

**Titre:** Effet de l'utilisation d'ajouts cristallins sur le potentiel de cicatrisation de bétons à hautes performances en condition de service  
**Title:**

**Auteur:** Pierre-Charles-Renaud Escoffres  
**Author:**

**Date:** 2017

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Escoffres, P.-C.-R. (2017). Effet de l'utilisation d'ajouts cristallins sur le potentiel de cicatrisation de bétons à hautes performances en condition de service  
**Citation:** [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
<https://publications.polymtl.ca/2688/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/2688/>  
**PolyPublie URL:**

**Directeurs de recherche:** Jean-Philippe Charron  
**Advisors:**

**Programme:** Génie civil  
**Program:**

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

EFFET DE L'UTILISATION D'AJOUTS CRISTALLINS SUR LE POTENTIEL DE  
CICATRISATION DE BÉTONS À HAUTES PERFORMANCES EN CONDITION DE  
SERVICE

PIERRE-CHARLES-RENAUD ESCOFFRES

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTE EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE CIVIL)

AOÛT 2017

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

EFFET DE L'UTILISATION D'AJOUTS CRISTALLINS SUR LE POTENTIEL DE  
CICATRISATION DE BÉTONS À HAUTES PERFORMANCES EN CONDITION DE  
SERVICE

présenté par : ESCOFFRES Pierre-Charles-Renaud

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LÉGER Pierre, Ph. D., président

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph. D., membre et directeur de recherche

Mme. CHEKIREB Sihem, M. Sc., membre

## DÉDICACE

*À ma grand-mère, Maria*

## REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier sincèrement mon directeur de recherche, Jean-Philippe Charron, pour sa confiance, ses conseils, son expertise, son soutien (humain, matériel et financier) et surtout pour la patience dont il a fait preuve face aux nombreuses difficultés rencontrées tout au long de ce projet.

Ensuite, je souhaite remercier Clélia Desmettre pour sa disponibilité et plus particulièrement lors de la rédaction de l'article bien qu'elle fût toujours en congé maternité. Son expérience et son sens critique ont été des ressources essentielles dans la réussite de ce projet.

Je souhaite également remercier l'ENSAM Bordeaux et l'École Polytechnique de Montréal pour m'avoir permis de réaliser ce double diplôme.

Un grand merci à toute l'équipe technique du Laboratoire des Structures de l'École Polytechnique de Montréal (David Ek, Patrice Bélanger et Romain Siguier) et plus particulièrement à Jonathan Auger et Cédric Androuët pour leur contribution à la réalisation de ce projet, pour leur bonne humeur et pour avoir réussi à me remonter le moral quand j'ai pu rencontrer des difficultés.

Je remercie également les compagnies CRH, Euclid, Sika© et Baekert pour les dons de matériels.

Je souhaite aussi adresser un merci à mes collègues de bureau (Benoit, Sayouba, Etienne et Tarik) qui m'ont permis de travailler dans un cadre épanouissant durant toute ma maîtrise.

Enfin, je remercie mes colocataires et ma conjointe, qui ont su me supporter et qui m'ont permis de vivre deux années de maîtrise inoubliables à Montréal.

## RÉSUMÉ

Les infrastructures nord-américaines en béton armé sont exposées à des conditions environnementales très sévères, causant des dégradations précoces en favorisant l'infiltration d'eau, de gaz et d'agents agressifs dans le béton. La pénétration de ces derniers est accélérée par la présence de fissures, puisqu'elles leur offrent un chemin préférentiel d'entrée. L'apparition de fissures au cours du cycle de vie d'une structure résulte de sollicitations d'origines internes (retrait, hydratation et fluage), externes (gradient de température, gradient d'humidité, attaque chimique) et mécaniques (charges mortes et vives).

La pénétration de l'eau, de l'air et des agents agressifs à travers le béton accélère la cinétique des détériorations qui peuvent être issues de la réaction alcalis-granulats, le gel-dégel, la corrosion des armatures, l'attaque par sulfate, etc. Ces détériorations impactent fréquemment la durée de vie des infrastructures, entraînant ainsi des réparations coûteuses, parfois récurrentes, et arrivant plus rapidement que prévu engendrant d'importants coûts socio-économiques et à des impacts environnementaux. Finalement, les problèmes de durabilité conduisent à des problèmes structuraux.

Plusieurs mécanismes de transport des agents agressifs existent : la perméabilité, la diffusion l'absorption capillaire, etc. À l'état non fissuré, ce sont les mécanismes de diffusion et d'absorption dont les effets sont prédominants, alors qu'à l'état fissuré les effets du mécanisme de perméabilité prédominent. Ainsi, la perméabilité peut être employée comme un indicateur performant de durabilité du béton armé en condition de service.

Les recherches antérieures ont montré que l'ajout de fibres dans la matrice cimentaire permettait de réduire considérablement les ouvertures de fissures et donc la perméabilité à l'eau des bétons à l'état fissuré. Cette réduction de la perméabilité provient du fait que les fibres améliorent le contrôle de la fissuration et permettent d'obtenir un patron de fissuration présentant un nombre de fissure plus important, mais d'ouverture plus faibles.

Dans l'optique de réduire l'impact des ouvertures de fissures sur la durabilité, les recherches se sont dirigées vers l'exploitation de la propriété d'autocicatrisation du béton. L'autocicatrisation du béton résulte en générale de la formation de carbonate de calcium, d'ettringite, de silicate de calcium (CSH) ou encore du colmatage par la présence de particules de béton ou d'impuretés dans les fissures. Plusieurs études ont démontré que dans un état de contrainte représentatif de condition

en service, l'autocicatrisation du béton fibré à haute performance (BFHP) entraînait une diminution notable de la perméabilité à l'eau par rapport au béton ordinaire. Par ailleurs au cours de ces dernières années, des travaux ont été entrepris afin de trouver des adjuvants pouvant accélérer et/ou améliorer ce processus de cicatrisation naturelles des bétons. Plusieurs études sur le potentiel de cicatrisation d'adjuvants minéraux (fumée de silice, cendres volantes, etc.) et d'adjuvants chimiques (ajouts expansifs, ajouts cristallins, etc.) ont été menées mais aucune ne l'a évalué via un indicateur de durabilité, et sur des bétons fibrés. Ainsi, l'objectif général de ce projet de recherche était d'évaluer le potentiel de cicatrisation de béton fibrés à hautes performances en conditions de service à l'aide de mesure de perméabilité à l'eau.

Pour cela des essais de perméabilité sur des tirants armés chargés en traction uniaxiale ont été réalisés sur trois types de bétons : BHP (Béton à Hautes Performances) et des BFHP (Béton Fibré à Hautes Performances) avec et sans ajouts cristallins. Grâce à différentes conditions d'essais (chargements statiques et statique-constant), l'impact des ajouts cristallins a été évalué sur le comportement mécanique des tirants (force, contrainte dans l'armature et ouvertures de fissure) et sur la durabilité (perméabilité et potentiel de cicatrisation).

La présence d'ajouts cristallins dans la matrice cimentaire ne modifie pas le comportement mécanique du tirant lors d'un chargement statique. En effet, la force de première fissuration ( $F_{1^{ère}fiss}$ ) et la force ultime ( $F_{ult}$ ) des BFHP sont similaires et sont en moyenne plus élevées de 22% et 34% respectivement pour le BFHP avec et sans ajouts cristallins comparativement au BHP. La perméabilité à l'eau des BFHP avec et sans ajouts soumis à chargement statique restent similaire et est environ 3.1 fois plus faible que celle du BHP pour des contraintes représentatives de conditions de service. En revanche du point de vue de la durabilité lors des essais de perméabilité avec palier de chargement constant, la présence d'ajouts cristallins a modifié significativement la perméabilité à l'eau des bétons. Effectivement, le taux de cicatrisation des fissures obtenu après 7 jours d'exposition à l'eau est de 100% pour les BFHP avec et sans ajout alors qu'il ne vaut que 60% dans le cas des BHP. La vitesse de cicatrisation est cependant plus lente avec ajout (cicatrisation complète après 6 jours comparativement à 2 jours pour le BFHP sans ajout). De plus, pour le BFHP avec ajout le rechargement nécessaire pour réatteindre la perméabilité avant la cicatrisation est respectivement 92% et 21% plus élevé que pour le BFHP sans ajout et le BHP. Ceci signifie que la formation de produit de cicatrisation en présence d'ajouts cristallins est plus lente, mais que le produit formé procure de meilleures résistances mécaniques. Ainsi, des analyses

au microscope à balayage ont été réalisées et ont montré une différence de morphologies des produits formés. En effet, les produits de cicatrisation des BFHP sans ajouts cristallins formés sont du carbonate de calcium sous la forme de calcite et d'ettringite. Dans le cas BFHP avec ajouts cristallins, du carbonate de calcium s'est aussi créé mais cette fois-ci sous la forme d'aragonite. Cette différence de morphologie s'explique par la présence de magnésium dans la poudre de l'ajout cristallin, qui favorise la formation d'aragonite au détriment de la calcite. Cette même différence explique aussi la cinétique de cicatrisation plus rapide du BFHP sans ajout cristallins puisqu'en effet la vitesse de formation de la calcite est supérieure à celle de l'aragonite.

Malgré des résultats encourageants, il reste encore difficile de formuler des recommandations tant la capacité de cicatrisation diffère selon les ajouts testés. Il est donc nécessaire de continuer les recherches afin de caractériser les produits formés lors de la cicatrisation en toutes circonstances (différents types de chargement, environnement de cicatrisation, etc.). Par la suite, des recommandations quant à l'utilisation d'ajouts cristallins pourront être faites.

## ABSTRACT

North American reinforced concrete infrastructure is exposed to severe environmental conditions, causing precocious degradation by promoting the infiltration of water, gas and aggressive agents into the concrete. The penetration of the latter is accelerated by the presence of cracks, since they offer them a preferential path of entry. The emergence of cracks during the life cycle of a structure results from internal stresses (shrinkage, hydration and creep), external stresses (temperature gradient, gradient of humidity, chemical attack) and mechanical stresses (dead and live loads).

The penetration of water, air and aggressive agents through concrete accelerates the kinetics of deterioration that can result from the alkali-aggregate reaction, freeze-thaw, corrosion of reinforcements, sulfates attacks, etc. These deteriorations frequently affect the lifetime of the infrastructure, leading costly repairs, sometimes recurring, and happening earlier than expected, generating significant socio-economic costs and environmental impacts. Finally, problems of sustainability lead up to structural problems.

Several transport mechanisms for aggressive agents exist: permeability, diffusion, capillary absorption, etc. In the uncracked state, the effects of mechanisms of diffusion and absorption are predominant, whereas in the cracked state the predominant effects are due to mechanism of permeability. Thus, permeability can be used as an effective indicator of durability of reinforced concrete in service condition.

Previous research has shown that the addition of fibers in the cementitious favors considerably the reduction of the crack openings and therefore the water permeability of the concretes in the cracked state. This reduction in permeability results from the fact that the fibers improve the crack control and allow to obtain a pattern of cracking with greater cracking number but lower opening.

In order to reduce the impact of crack openings on durability, research has focused on the exploitation of the self-healing property of concrete. The self-healing of concrete generally results from the formation of calcium carbonate, ettringite, calcium silicate (CSH) or clogging by the presence of concrete particles or impurities in the cracks. Several studies have demonstrated that in a state of stress representative of service conditions, self-healing of high-performance fiber concrete (HPFRC) permits a significant decrease in water permeability in comparison with ordinary concrete. Furthermore, in recent years, research has been undertaken to find adjuvants to accelerate and / or improve the natural healing process of concretes. Several studies on the healing

potential of mineral adjuvants (silica fume, fly ash, etc.) and chemical adjuvants (expansive additions, crystalline admixtures, etc.) were carried out but none evaluated it with an indicator of durability, and on fiber reinforced concrete. Thus, the global target of this research project was to evaluate the healing potential of high-performance fiber reinforced concrete in service conditions with a water permeability device.

For this purpose, permeability tests on uniaxial tensile loaded tie-specimens were carried out on three types of concrete: HPC (High Performance Concrete) and HPFRC (High Performance Fiber Concrete) with and without crystalline additions. Thanks to different test conditions (static and static-constant loading), the impact of the crystalline admixtures was evaluated on the mechanical behavior of the tie specimens (strength, stress in the reinforcement and crack openings) and on the durability (permeability and healing potential).

The presence of crystalline admixtures in the cementitious matrix does not modify the mechanical behaviour of the tie specimen during a static loading. Indeed, the first cracking force ( $F_{1stcrack}$ ) and the ultimate strength ( $F_{ult}$ ) of the HPFBs are similar and are on average 22% and 34% higher respectively for the HFRC with and without crystalline admixture than BHP. The water permeability of HPFRC with and without admixtures submit to static loading remains similar and is about 3.1 times lower than the permeability of HPC for stresses representatives of conditions of service. In the case of permeability tests with constant loading stage, the presence of crystalline admixtures significantly modified the water permeability of the concretes. Indeed, the rate of crack healing obtained after 7 days of water exposure is 100% for the HPFRC with and without admixtures whereas it is only 60% in the case of the HPC. However, the rate of healing is slower with admixtures (complete healing after 6 days compared to 2 days for the HPFRC without admixtures). Moreover, for the HPFRC with admixture the necessary reload to re-establish the permeability before healing is respectively 92% and 21% higher than for the HPFRC without admixtures and the HPC. This means that formation of healing product in the presence of crystalline admixtures is slower but that the product formed provides better mechanical strengths. Thus, scanning microscope analyzes were performed and showed different compositions. Indeed, the healing products of the HPFRC without crystalline admixtures formed are calcium carbonate in the form of calcite and ettringite. In the case of HPFRC-CA, calcium carbonate is also created but this time in the form of aragonite. This difference of morphology is explained by the presence of magnesium in the powder of the crystalline admixture, which favors the formation of aragonite

to the detriment of calcite. This same difference also explains the faster self-healing kinetics of HPFRC because the formation rate of calcite is higher than that of aragonite.

Despite encouraging results, it remains difficult to formulate recommendations as the healing capacity because it depends a lot of tested admixtures. Therefore, it is necessary to continue research in order to characterize the products formed in several contexts (different types of loading, healing environment, etc.). Thereafter, recommendations for the use of crystalline additions can be established.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VIII
TABLE DES MATIÈRES .....	XI
LISTE DES TABLEAUX.....	XV
LISTE DES FIGURES.....	XVI
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XX
LISTE DES ANNEXES.....	XXI
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Problématique.....	1
1.2 Objectifs .....	3
1.3 Méthodologie .....	3
1.3.1 Programme préliminaire.....	3
1.3.2 Programme principal .....	4
1.4 Organisation du mémoire .....	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LA DOCUMENTATION.....	5
2.1 Introduction .....	5
2.2 Bétons de fibres .....	5
2.2.1 Catégories des bétons de fibres et composition .....	5
2.2.2 Comportement mécanique.....	6
2.3 Perméabilité.....	11

2.3.1	Perméabilité du béton non fissuré .....	12
2.3.2	Perméabilité des bétons fissurés.....	18
2.4	Cicatrisation du béton par ajouts cristallins .....	33
2.4.1	Maturité du béton lors de la fissuration.....	35
2.4.2	Ouverture de fissure initiale .....	36
2.4.3	Conditionnement imposé au béton fissuré .....	39
2.4.4	À retenir.....	43
CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE.....		45
3.1	Programme expérimental préliminaire.....	45
3.1.1	Conditions à l'étude .....	45
3.1.2	Spécimens et procédure expérimentale .....	46
3.2	Programme expérimental principal .....	47
3.2.1	Condition de l'étude.....	47
3.2.2	Spécimens et procédure expérimentale .....	49
3.3	Résultats complémentaires .....	52
CHAPITRE 4 PROGRAMME PRÉLIMINAIRE.....		53
4.1	Protocole de chargement des essais de flexion .....	53
4.1.1	Fissuration à 28 jours .....	53
4.1.2	Rechargement à 56 jours .....	54
4.2	Résultats .....	54
4.2.1	Comportement en compression.....	55
4.2.2	Comportement en flexion.....	55
4.3	Performance globale des BFHP avec ajouts cristallins.....	59
4.3.1	Critères de performance .....	59
4.3.2	Choix .....	61

CHAPITRE 5	ARTICLE 1: EFFECT OF CRYSTALLINE ADMIXTURES ON THE SELF-HEALING CAPABILITY OF HIGH PERFORMANCE FIBER REINFORCED CONCRETES IN SERVICE CONDITIONS .....	63
5.1	ABSTRACT:.....	63
5.2	INTRODUCTION.....	64
5.3	METHODOLOGY .....	66
5.3.1	Materials.....	66
5.3.2	Experimental programs .....	68
5.3.3	Experimental procedures.....	69
5.4	EXPERIMENTAL RESULTS .....	74
5.4.1	Bending tests results.....	74
5.4.2	Mechanical and permeability results under static loading .....	76
5.4.3	Mechanical and permeability results under static-constant loading.....	78
5.5	DISCUSSION .....	81
5.5.1	Bending and tensile tests results.....	81
5.5.2	Mechanical and permeability results under static loading .....	82
5.5.3	Mechanical and permeability results under constant loading .....	83
5.5.4	SEB observations of healing products .....	84
5.6	CONCLUSION .....	86
5.7	ACKNOWLEDGMENTS.....	88
5.8	REFERENCES.....	88
CHAPITRE 6	DISCUSSION GÉNÉRALE .....	92
6.1	Synthèse de la recherche .....	92
6.1.1	Résultats de la documentation.....	92
6.1.2	Résultats de ce projet.....	92

6.2	Perspectives sur les ajouts cristallins .....	94
6.2.1	Paramètres influençant la cicatrisation.....	94
6.2.2	Sollicitations cycliques.....	97
CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS .....		99
7.1	Conclusions .....	99
7.1.1	Choix d'un ajout cristallin performant .....	99
7.1.2	Étude du potentiel de cicatrisation de l'ajout cristallin sélectionné .....	100
7.2	Recommandations pour l'utilisation d'ajouts cristallins .....	101
7.2.1	Pour les ingénieurs .....	101
7.2.2	Pour la recherche .....	102
7.3	Recommandations pour l'amélioration du dispositif de perméabilité .....	102
7.3.1	Système de chargement .....	102
7.3.2	Mesure des ouvertures de fissures.....	102
7.3.3	Conception des pièces de raccord .....	103
BIBLIOGRAPHIE .....		104
ANNEXES . .....		108

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Caractéristiques des catégories de bétons [5] .....	6
Tableau 2-2 : Diminution de la perméabilité en fonction de l'âge [24] .....	17
Tableau 2-3 : Facteur de réduction $\xi$ pour différentes études .....	24
Tableau 2-4 Évolution de la perméabilité à l'eau à 60 jours selon la quantité de fibres [44] .....	28
Tableau 3-1 : Programme préliminaire .....	46
Tableau 3-2 : Composition des bétons de la phase préliminaire .....	46
Tableau 3-3 : Programme principal .....	48
Tableau 3-4 : Composition des bétons du programme principal .....	48
Tableau 3-5: Épaisseurs d'enrobages minimums adaptées basées sur les principales normes [52] .....	50
Tableau 4-1 : Résistance à la compression .....	55
Tableau 4-2 : Contraintes de fissuration et associées à une ouverture de 0.4 mm .....	58
Tableau 4-3 : Récapitulatif des performances des BFHP avec ajouts cristallins par rapport au BFHP de référence .....	62
Table 5-1 : Composition of concretes (0.75 % vol. of fibers) .....	66
Table 5-2 : Properties of concretes .....	67
Table 5-3 : Information on water permeability tests conducted under static-constant loading .....	79
Tableau B-1: Contrainte initiale de compression dans la barre d'armature M10 .....	120

## LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Moyens de transport des agents agressifs et de l'eau dans le béton .....	1
Figure 2-1 : Comportement en compression uniaxiale d'un BFHP [6] .....	8
Figure 2-2 : Comportement en traction uniaxiale d'un BFHP [6] .....	9
Figure 2-3 : Comportement mécanique en traction des gammes de bétons existantes [6] .....	10
Figure 2-4 : Résistance mécanique du béton selon la quantité de fibres introduites [13] .....	10
Figure 2-5 : Exemple du comportement des bétons vis-à-vis une ouverture de fissure totale de 0.3 mm [5] .....	11
Figure 2-6 : Taille des pores se retrouvant dans la pâte de ciment durcie [16] .....	14
Figure 2-7 : Évolution de la perméabilité ( $\times 10^8$ ) en fonction de la porosité capillaire .....	14
Figure 2-8 : Relation entre le coefficient de perméabilité à l'eau des pâtes de ciment totalement hydratée et le rapport E/C [17] .....	15
Figure 2-9 : Interface pâte de ciment – granulat [22, 23] .....	16
Figure 2-10 : Évolution de la perméabilité en fonction de la durée de cure [25] .....	18
Figure 2-11 : : Représentation du facteur de réduction $\xi$ sur une ouverture de fissure [26] .....	19
Figure 2-12 : Perméabilité relative en fonction de la contrainte relative en compression [27] .....	20
Figure 2-13 : Dispositifs de perméabilité types .....	22
Figure 2-14 : Dispositif de perméabilité couplé simultanément à un essai de traction [38] .....	23
Figure 2-15 : Coefficient de perméabilité dépendamment de l'ouverture de fissure [31] .....	24
Figure 2-16 : Ouverture de fissures principales et secondaires en fonction du taux d'armature [42] .....	26
Figure 2-17 : Débit global (Nl/h) en fonction de la déformation imposée [42] .....	26
Figure 2-18 : Perméabilité à l'air [43] .....	27
Figure 2-19 : Perméabilité à l'eau versus l'ouverture de fissure de divers bétons [3] .....	29
Figure 2-20 : Perméabilité à l'air versus le déplacement de divers bétons [1] .....	29

Figure 2-21 : Perméabilité à l'eau versus la contrainte dans la barre d'armature [2] .....	30
Figure 2-22 : Perméabilité à l'eau versus la contrainte dans la barre d'armature de tirants en béton armé avec différents dosages en fibres [4] .....	30
Figure 2-23 : Comportement mécanique d'une composition hybride de fibres sur la fissuration [35] .....	31
Figure 2-24 : Débit d'eau en fonction du déplacement.....	31
Figure 2-25 : Évolution de la perméabilité selon la contrainte dans l'armature a) pour différentes orientations de fibres métalliques b) pour des fibres métalliques mal orientées et des fibres synthétiques correctement orientées [11] .....	32
Figure 2-26 : Corrélation entre la perméabilité et le déplacement du spécimen selon la quantité d'armature introduite [4] .....	33
Figure 2-27 : Cicatrisation du bétons avec ajouts cristallins [45] .....	35
Figure 2-28 Évolution du taux de cicatrisation après des pré-fissurations à 3 et 28 jours [48] .....	36
Figure 2-29 : Évolution de l'ouverture de fissure au cours du temps en fonction de son ouverture initiale [48] .....	38
Figure 2-30 : Influence de l'ouverture de fissure sur le taux de cicatrisation [48] .....	38
Figure 2-31 : Évolution de la cicatrisation d'un béton avec et sans ajout cristallin en immersion totale dans l'eau pendant 42 jours [50] .....	39
Figure 2-32 : Évolution de la cicatrisation d'un béton avec et sans ajout cristallin en immersion partielle dans l'eau pendant 42 jours [50] .....	40
Figure 2-33 : Évolution de la cicatrisation d'un béton avec et sans ajout cristallin en chambre humide pendant 42 jours [50].....	41
Figure 2-34 : Évolution de la cicatrisation d'un béton avec et sans ajout cristallin à l'air libre [50] .....	41
Figure 2-35 : Taux de cicatrisation du béton avec et sans ajout cristallin dans les environnements suivants : immersion totale (W.I), immersion partielle (W.C), chambre humide (H.C) et à l'air libre (A.E) [50] .....	42

Figure 2-36: Impact d'un conditionnement cyclique sur la cicatrisation [51] .....	43
Figure 3-1 : Dispositif de flexion 3 points et dimensions des prismes .....	47
Figure 3-2 : Représentativité des tirants dans une structure armée [38] .....	49
Figure 3-3 : Dispositif de chargement et de perméabilité [38] a) Système de serrage, b) Réservoir d'eau en aluminium, c) Manomètre et cylindre d'entrée, d) Capteur de hauteur différentielle, e) Capteur de pression, f) Cylindre de sortie.....	51
Figure 3-4 : Cellule de perméabilité [38] .....	52
Figure 3-5 : Tirant avec face de béton exposée et capteurs PI .....	52
Figure 3-6 : Capteur de déplacement (Capteur PI) .....	52
Figure 4-1: Fissure avant et après le rechargement à 56 jours .....	54
Figure 4-2 : Évolution de la contrainte en fonction de l'ouverture de fissure lors des essais de flexion à 28 jours, courbes typiques obtenues sur les groupes de 3 spécimens .....	56
Figure 4-3 : Évolution de la contrainte en fonction de l'ouverture de fissure lors des essais de flexion à 56 jours, courbes typiques obtenues sur 3 spécimens .....	57
Figure 4-4 : Courbe complète de contrainte ouverture de fissure .....	58
Figure 4-5 : Illustration des termes retrouvés dans les équations extraites des courbes de flexion .....	60
Figure 5-1 : Tensile behaviour of the HPFRC and HPFRC-CA .....	67
Figure 5-2 : The three points EN14651 notched bending test.....	69
Figure 5-3 : Permeability device .....	71
Figure 5-4 : Permeability cell.....	71
Figure 5-5 : Loading procedures applied to the tie-specimens .....	74
Figure 5-6 : Bending stress-COD behaviour of the HPFRC and HPFRC-CA.....	75
Figure 5-7 : Tensile behaviour of the HPC, HPFRC and HPFRC-CA tie-specimens .....	76
Figure 5-8 : Permeability versus average stress in reinforcement for all the tested conditions .....	77

Figure 5-9 : Normalized permeability evolution under constant loading .....	80
Figure 5-10 : Impact of reloading on permeability for a HPFRC-CA tie-specimen.....	81
Figure 5-11 : SEM observation of the self-healing products in HPFRC cracks (x 500).....	85
Figure 5-12 : SEM observation of the self-healing products in HPFRC-CA cracks .....	85
Figure 5-13. SEM observation of the crystalline admixture .....	86
Figure 6-1 : Indice de cicatrization dans deux environnements de cicatrization [51] .....	96
Figure B-1 : Retrait libre des spécimens immergés dans l'eau à $t = 0$ jours .....	119
Figure C-1 : Comportement en traction du HPFRC (a) Pré-pic (contrainte-déformation), (b) post-pic (contrainte-ouverture de fissure) .....	121
Figure C-2 : Comportement en traction du HPFRC-CA.....	121

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
BFUP	Béton fibré à ultra-haute performance
BHP	Béton à haute performance
BFHP	Béton fibré à haute performance
BO	Béton ordinaire
BRF	Béton renforcé de fibres
CO <sub>2</sub>	Dioxyde de carbone
CSA	Canadian Standard Association
E/L	Eau / Liant
E <sub>c</sub>	Module d'élasticité du béton (MPa)
E <sub>s</sub>	Module d'élasticité de l'acier (MPa)
f <sub>c</sub>	Résistance à la compression à 28 jours (MPa)
f <sub>t</sub>	Résistance à la traction à 28 jours (MPa)
f <sub>u</sub>	Résistance ultime à la compression (MPa)
GPa	Gigapascal
kN	KiloNewton
K <sub>w</sub>	Coefficient de perméabilité (m/s)
mm	Millimètre
MN	MégaNewton
MPa	MégaPascal
ρ	Pourcentage d'armature (%)
Q	Débit (m <sup>3</sup> /s)
SIA	Société suisse des Ingénieurs et Architectes
μm	Micromètre

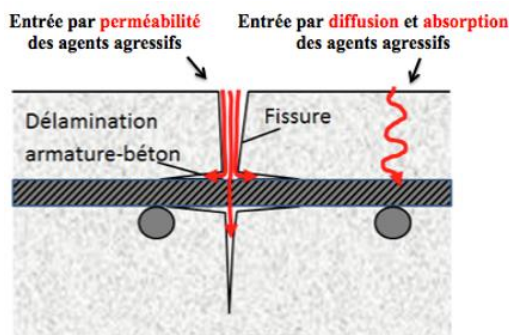
## **LISTE DES ANNEXES**

ANNEXE A – FICHES TECHNIQUES DES AJOUTS CRISTALLINS.....	108
ANNEXE B – CONTRAINTE DUE AU RETRAIT DANS l'ARMATURE.....	118
ANNEXE C – LOIS DE COMPORTEMENT DES BÉTONS EN TRACTION.....	121

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Problématique

En Amérique du Nord, des problèmes considérables de durabilité des structures en béton armé sont à déplorer. Nuisibles à leur intégrité et à leur durée de vie, cela implique des coûts dispendieux de réparations, ainsi que des répercussions socio-économiques (fermeture ou réduction des capacités de service d'un réseau routier) et environnementales (consommation de ressources importantes, rejet de CO<sub>2</sub>). Les problèmes de durabilité du béton armé dépendent des mécanismes de transport favorisant la pénétration d'agents et d'eau dans la matrice de béton. Les mécanismes de transport par diffusion, absorption et perméabilité agissent de manière combinée. D'une part, les effets de diffusion et de l'absorption sont prépondérants à l'état non fissuré ou entre les fissures. D'autre part, le mécanisme de perméabilité est prépondérant pour la pénétration par les fissures tel que l'illustre la **Figure 1-1**.



**Figure 1-1 : Moyens de transport des agents agressifs et de l'eau dans le béton**

Il importe de rappeler qu'en conditions de service, les structures se présentent généralement dans un état multifissuré, justifiant ainsi l'utilisation de la perméabilité à l'eau comme un indicateur de durabilité des structures. Le développement des fissures dans les structures en béton armé peut être causé par des sollicitations mécaniques (charges mortes et vives), d'origines internes (hydratation, retrait et fluage) et environnementales (variation d'humidité et de température, présence de sels de déverglaçage, agents chimiques) subies durant le cycle de vie. Dès lors qu'une structure présente de la fissuration, la pénétration d'agents agressifs (chlorures, alcalis sulfatés), d'eau, d'air et de dioxyde de carbone dans le béton devient plus importante ce qui favorise l'initiation de plusieurs

mécanismes de détérioration (réaction alcalis-granulats, corrosion des armatures, attaque chimique par les sulfates, etc.).

Afin de palier à ces problèmes de durabilité, les codes de la construction (CSA A23.3-04, CSA S6-06, Eurocode, ACI318, SIA 262, etc.) ont établi des critères de conception pour limiter les pénétrations nuisibles dans le béton. Afin de limiter les effets de l'absorption et la diffusion, les codes proposent des exigences pour l'enrobage des armatures, le rapport eau/liant, le contenu du liant, la teneur en air du béton, etc. Pour limiter les effets de la perméabilité, reliés à la présence de fissures, les codes ont établi des ouvertures de fissures maximales et des contraintes admissibles dans les armatures, afin d'assurer une durabilité suffisante des structures. Ces restrictions sont principalement basées sur des résultats empiriques de travaux de recherche et l'observation de structures existantes. Or, l'état actuel de détérioration des structures au Canada suscite un questionnement quant à leur performance et impose ainsi une révision régulière des codes. Afin de palier à ces problèmes, des bétons renforcés de fibres ont dans un premier temps été développés et ont permis d'obtenir des ouvertures de fissures plus fines. Dans un second temps, des recherches ont été entreprises afin d'exploiter le potentiel de cicatrisation des bétons. Des adjuvants ont été conçus afin de réduire la porosité du béton et la perméabilité à l'état non fissuré. Or certains ajouts se sont avérés aussi performant pour la cicatrisation partielle ou complète de fissures existantes en condition de service, sans intervention humaine. Ainsi, plusieurs chercheurs ont expérimenté différents ajouts pour favoriser la cicatrisation des bétons fissurés (ajouts cristallins, ajouts minéraux, ajouts biologiques ou encore ajouts chimiques) et ont permis de mettre en évidence leur efficacité. Le potentiel de cicatrisation des divers ajouts se traduit par une diminution de l'ouverture des fissures et de la perméabilité au cours du temps, limitant ainsi la pénétration des agents agressifs et de l'eau dans les bétons pour prolonger la durabilité des structures. Ce projet porte sur l'un des produits actuellement disponibles sur le marché, soit les ajouts cristallins.

A l'heure actuelle, aucun test standardisé n'existe pour les mesures de perméabilité sur du béton fissuré. De ce fait, les différents chercheurs développent leur propre dispositif. Les résultats de perméabilité sur béton fissuré sont donc difficilement comparables, d'autant plus que les expériences sont généralement réalisées sur des spécimens de petite taille et non armés, alors que les structures réelles sont armées et multi-fissurées. Les résultats obtenus par ces expériences ne sont alors pas représentatifs de la réalité et ne permettent pas d'être utilisés pour la conception de structure. Mais, un dispositif innovant a récemment été conçu à Polytechnique Montréal par

Desmettre (2011). Cet appareil se différencie des autres essais de perméabilité mis en œuvre jusqu'à présent par le fait qu'il permet de faire des mesures de perméabilité à l'eau sur des spécimens en béton armé chargés et fissurés. Cet essai, permet d'établir des corrélations entre la perméabilité à l'eau, les ouvertures de fissures présentes dans le béton et la contrainte de traction dans l'armature. Ce dispositif sera utilisé pour comparer l'évolution de la perméabilité à l'eau de divers bétons soumis à différents niveaux de sollicitation représentatifs de conditions de service retrouvées dans les infrastructures.

## **1.2 Objectifs**

L'objectif général de ce projet est d'évaluer les effets d'ajouts cristallins sur le potentiel de cicatrisation de bétons à hautes performances en condition de service. Cet objectif peut se scinder en 4 objectifs spécifiques :

1. Étudier l'efficacité de divers ajouts cristallins pour la cicatrisation de bétons fibrés fissurés ;
2. Déterminer le comportement mécanique de bétons fibrés avec et sans ajout cristallin en cours de cicatrisation ;
3. Déterminer la perméabilité à l'eau de bétons fibrés avec et sans ajout cristallin en cours de cicatrisation ;
4. Proposer des recommandations pour l'utilisation d'ajouts cristallins.

## **1.3 Méthodologie**

Pour répondre à ces différents objectifs spécifiques, le projet sera structuré en deux campagnes d'essais : un programme préliminaire et un programme principal.

### **1.3.1 Programme préliminaire**

Le programme préliminaire a pour but de déterminer le potentiel de cicatrisation d'un béton fibré à hautes performances (BFHP) fissuré comportant 3 ajouts cristallins différents. L'ajout cristallin ayant procuré la meilleure autocicatrisation et les meilleures propriétés mécaniques sera ensuite utilisé pour la réalisation des travaux du programme expérimental principal.

Le programme inclut l'étude du comportement mécanique de prismes de béton fissuré en flexion. Ils ont été soumis à deux expositions environnementales différentes et rechargés par la suite.

### **1.3.2 Programme principal**

Après la détermination de l'ajout cristallin ayant le meilleur potentiel de cicatrisation et les meilleures propriétés mécaniques, le programme expérimental principal a débuté. Ce programme a pour but de mesurer le comportement mécanique et l'évolution de la perméabilité à l'eau de bétons avec et sans ajout cristallin en cours de cicatrisation. Le programme comprend des essais de perméabilité à l'eau qui seront réalisés sur des tirants en béton armé à l'aide du dispositif développé par Desmettre et Charron (2011). Ce système permet de mesurer simultanément la fissuration et la perméabilité de tirants fissurés sollicités en traction uniaxiale en passant par des niveaux de chargement en service jusqu'à la résistance maximale des tirants.

Le programme expérimental comporte l'étude de 3 bétons : un béton à hautes performances (BHP), un béton fibré à hautes performances (BFHP) et un béton fibré à hautes performances avec ajouts cristallins (BFHP-CA).

## **1.4 Organisation du mémoire**

Ce mémoire se compose de 7 chapitres, dont cette section introductive. Le chapitre 2 décrit succinctement l'état des connaissances sur les bétons fibrés, la perméabilité des bétons et l'autocicatrisation des bétons par utilisation d'ajouts cristallins. La méthodologie du projet de recherche et les protocoles expérimentaux sont présentés dans le chapitre 3. Le chapitre 4 expose les résultats du programme préliminaire menant à un choix d'ajout cristallin. Le chapitre 5 prend la forme d'un article scientifique résumant les résultats expérimentaux du projet de recherche. Cet article a été soumis à la revue scientifique *Cement and Concrete Research*. Le chapitre 6 prend la forme d'une discussion visant à élargir la portée des résultats expérimentaux, décrits aux chapitres 4 et 5, en proposant des travaux pertinents à réaliser par la suite. Les conclusions du projet de recherche sont détaillées dans le chapitre 7.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LA DOCUMENTATION

### 2.1 Introduction

Le projet de recherche s'intéresse à l'effet de l'utilisation d'ajouts cristallins (AC) sur le potentiel de cicatrisation de bétons fibrés à hautes performances (BFHP) en condition de service. La revue de la documentation décrira ainsi les BFHP et leur comportement mécanique. Ensuite, la perméabilité du béton, indicateur de durabilité étudié dans le projet, sera décrite selon différentes conditions. Enfin, les ajouts cristallins seront décrits, de même que leur influence sur le potentiel de cicatrisation de béton dans différentes conditions environnementales.

### 2.2 Bétons de fibres

L'intérêt pour les bétons renforcés de fibres a connu une croissance importante ces dernières années, ceci est attribuable au fait qu'ils possèdent un meilleur contrôle de la fissuration en comparaison à un béton sans fibre qui résulte en des ouvertures de fissures plus petites en conditions de service. Cela permet ainsi de diminuer la pénétration d'agents agressifs et d'eau afin d'obtenir une durabilité plus prolongée. Il existe plusieurs catégories de performance pour les bétons fibrés : les bétons fibrés ordinaires (BF), les bétons fibrés à hautes performances (BFHP) et les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP). Pour rappel, seuls les BFHP seront considérés dans ce projet de recherche. La plupart des informations présentées dans les sections suivantes sont issues du *Rapport de Recherche SR13-01* de Charron et Desmettre [5].

#### 2.2.1 Catégories des bétons de fibres et composition

La matrice d'un béton renforcé de fibre est semblable de celle d'un béton ordinaire, elle se compose donc de : ciment, granulats, sable, eau et adjuvants. A cette matrice va être ajoutée un dosage de fibres. Le dosage varie selon la géométrie des fibres (crochetées, ondulées, lisses, vrillées, etc.), leur type (naturelles, synthétiques, métalliques, verres, etc.) et leurs dimensions (diamètre et longueur). La sélection des fibres est faite selon la résistance attendue par le béton, les sollicitations prévues en service et la structure considérée. Les propriétés mécaniques et les compositions de certains bétons sont résumées dans le **Tableau 2-1**.

Les bétons fibrés à hautes performances (BFHP) sont principalement composés de fibres d'une longueur variant entre 35 à 60 mm et de diamètre compris entre 0.5 et 1 mm [6]. Ces fibres longues sont communément appelées macrofibres et leur dosage dans le béton varie de 0.5 à 1.5%-vol. Dans le cadre du projet, un BFHP avec un dosage de 0.75%-vol a ainsi été choisi. Pour ces bétons, une quantité de gros granulats équivalente à la quantité de fibre ajoutée est retirée de la formulation. Les BFUP requièrent l'utilisation de microfibres courtes (longueur variant entre 0.5 à 2 mm, et diamètre de 0.1 à 0.2 mm). Le dosage en fibres est plus élevé (compris entre 2 et 6%-vol). Pour ces bétons, c'est une quantité de sable fin équivalente à la quantité de microfibres insérée qui est retranchée de la formulation. Leurs matrices sont généralement exemptées de gros granulats pour permettre d'améliorer la microstructure et la compacité de la matrice. Ainsi, des résistances mécaniques très élevées sont obtenues, soit une résistance à la compression supérieure à 120 MPa (Tableau 2-1).

**Tableau 2-1 : Caractéristiques des catégories de bétons [5]**

Composition	BO	BHP	BFHP *	BFUP
Rapport eau/liant	≥ 0.40	0.30 à 0.40	0.30 à 0.40	0.15 à 0.25
Liant	300-400 kg/m <sup>3</sup>	350 à 450 kg/m <sup>3</sup>	350 à 550 kg/m <sup>3</sup>	800 à 1000 kg/m <sup>3</sup>
Ajouts minéraux	Parfois	Oui	Oui	Oui
Sable	Oui	Oui	Oui	Oui
Pierre	Oui	Oui	Oui	Non
Fibres	Non	Non	40 à 120 kg/m <sup>3</sup> (0.5 à 1.5 %-vol.)	160 à 480 kg/m <sup>3</sup> (2 à 6 %-vol.)
Propriétés	BO	BHP	BFHP *	BFUP
Compression - $f'_c$	20 à 40 MPa	50 à 90 MPa	50 à 90 MPa	120 à 180 MPa
Traction - $f'_t$	1.5 à 2.5 MPa	3.0 à 4.5 MPa	3.0 à 4.5 MPa	7 à 15 MPa
Module - $E_c$	20 à 25 GPa	25 à 35 GPa	25 à 35 GPa	30 à 45 GPa

\* : Dosage en fibre minimal de 0.5% pour réduction de perméabilité et apport structural significatifs

## 2.2.2 Comportement mécanique

### 2.2.2.1 Généralités

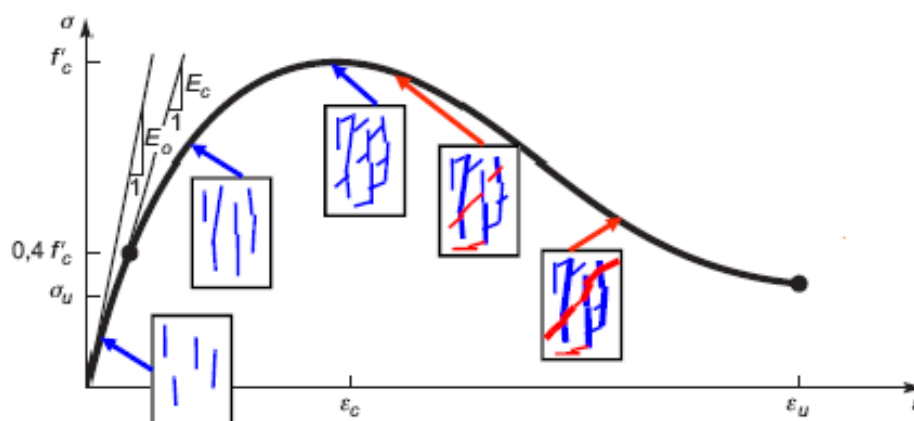
Comme précisé précédemment, l'importance apportée à l'utilisation des fibres se justifie par l'amélioration du contrôle de la fissuration, puisqu'elles permettent de réduire les ouvertures de

fissure en conditions de service dans les structures. Pour maximiser l'apport des fibres, il est recommandé que la longueur des fibres soit au minimum 2 à 3 fois plus grandes que le diamètre du plus gros granulat. Il est nécessaire d'introduire un pourcentage élevé de fibres courtes et de petits diamètre pour augmenter la résistance maximale en traction (BFHUP) ou un pourcentage élevé de fibres longues et de gros diamètre pour hausser la résistance post-fissuration (BFHP) [6].

### 2.2.2.2 Mode de fissuration et section des fibres

Les dimensions des fissures conditionnent la reprise partielle des efforts de traction par les fibres, il est de ce fait nécessaire de les définir. La microfissure se caractérise comme étant des fissures petites par rapport aux dimensions d'une éprouvette ou d'une structure, elle a donc un faible impact sur le comportement mécanique. Une macrofissure peut être considérée de taille importante et possède une influence importante sur le comportement mécanique [7].

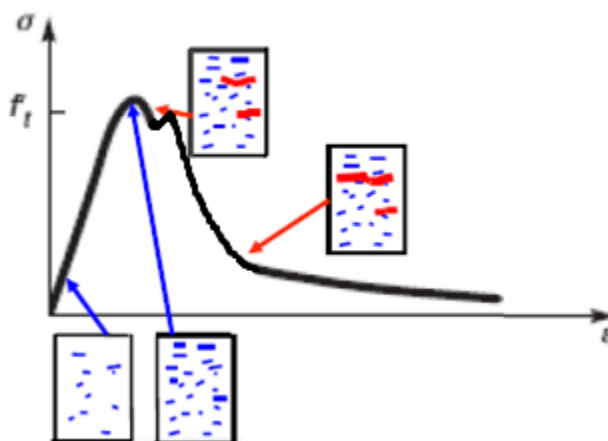
La **Figure 2-1** illustre le comportement du béton fibré lorsqu'il est sollicité en compression uniaxiale. Entre 40% et 70% de la résistance à la compression ( $f'_c$ ), il se forme des microfissures parallèlement à la charge, ensuite de 70% jusqu'à 90% de la résistance maximale, des microfissures obliques se développent. A partir de 90% de la résistance ultime en compression, une macrofissure localisée se forme pour ensuite s'ouvrir en post-pic. Les microfissures parallèles à la charge ne s'ouvrent pas étant donné leur orientation, la présence de fibres n'a donc aucun impact sur le comportement pré-pic en compression. Les fibres débiteront leur action surtout lors de la création de la macrofissure oblique et au fur et à mesure qu'elle s'ouvre (comportement post-pic). Ainsi, l'usage de fibres a peu d'influence sur la résistance maximale en compression, seulement sur le comportement post-pic.



**Figure 2-1 : Comportement en compression uniaxiale d'un BFHP [6]**

Il importe d'étudier le comportement en traction uniaxiale, car c'est dans ce cas que les fibres vont davantage développer leur capacité à reprendre partiellement les efforts. Lorsque le BFHP est soumis à un chargement en traction (**Figure 2-2**), les fissures ne se développent que perpendiculairement à la charge. Elles ont ainsi tendance à s'ouvrir dès le début du processus de fissuration et permettre l'action des fibres plus tôt qu'en compression. De 40% à 90% de la résistance ultime en traction ( $f_t$ ), il se forme uniquement des microfissures. Une microfissure localisée se développe ensuite jusqu'à la résistance maximale pour devenir une macrofissure localisée qui s'ouvrira progressivement en post-pic. L'usage de microfibres en grande quantité (BFUP) pourra permettre de contrôler les fissures (comportement pré-pic) et dans une moindre mesure les macrofissures (comportement post-pic). L'usage d'une petite quantité de macrofibres (BFHP) permettra de contrôler les macrofissures du comportement post-pic.

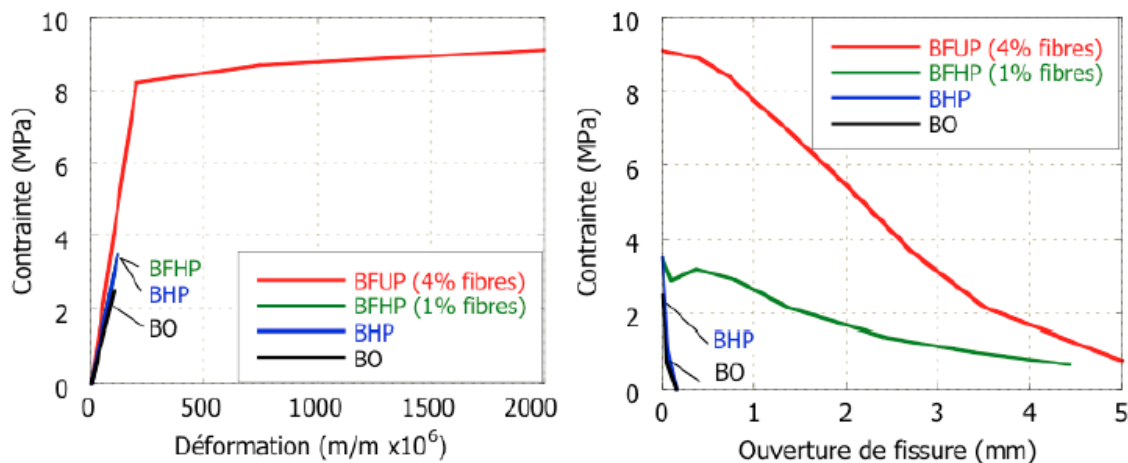
L'orientation des fibres influencent significativement le comportement mécanique des bétons de fibres [8, 9]. Il a notamment été montré expérimentalement qu'une mauvaise orientation des fibres pouvait entraîner une perte jusqu'à 95% de la longueur de la phase d'écrouissage et de 60% de la résistance ultime en traction des BFUP [10]. Une orientation de fibres défavorable peut réduire jusqu'à 33 % la résistance en traction post-fissuration d'un BFHP [11]. En effet, les fibres développent leur pleine capacité de reprise mécanique lorsqu'elles sont orientées perpendiculairement aux fissures. Une bonne maîtrise des techniques de mise en œuvre est donc nécessaire, puisque ce n'est pas la quantité de fibres introduite dans la matrice qui importe, mais la proportion de fibres correctement orientées par rapport aux sollicitations.



**Figure 2-2 : Comportement en traction uniaxiale d'un BFHP [6]**

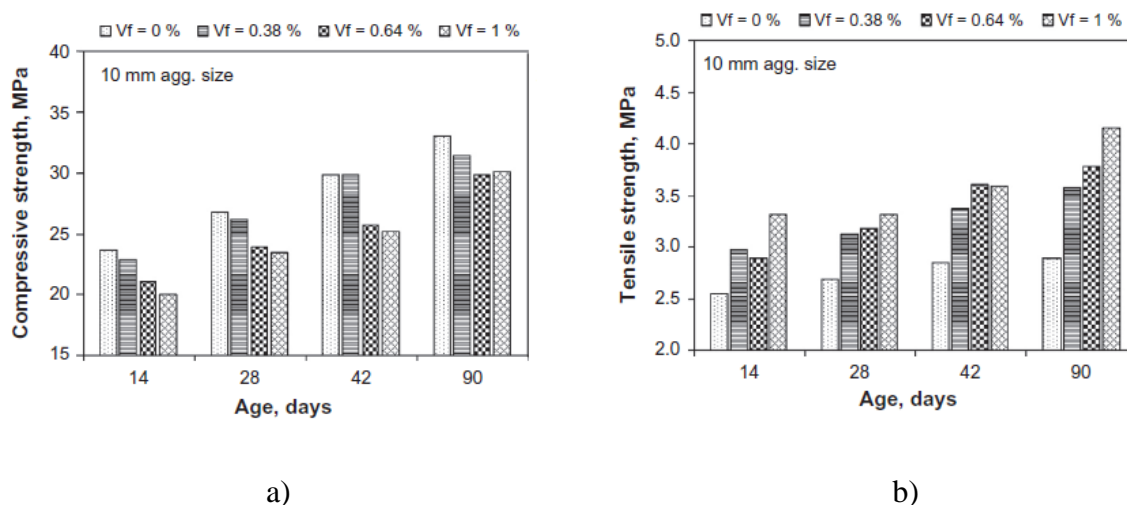
### 2.2.2.3 Comportement type en traction

Le comportement mécanique en traction de différentes gammes de bétons courants est illustré sur la **Figure 2-3**. Ces courbes présentent l'évolution de la résistance en traction par rapport à la déformation, jusqu'à l'apparition d'une macrofissure localisée. Ensuite, la résistance est présentée en fonction de l'ouverture de fissure. Le béton ordinaire (BO) et le béton haute performance (BHP) ont un comportement fragile dès lors que la macrofissure est créée. Cette macrofissure débute à la fin de la phase élastique, à l'approche de la résistance ultime à la traction du matériau. En introduisant des macrofibres à un BHP pour obtenir un BFHP, le comportement post-fissuration fragile devient adoucissant après formation de la macrofissure. Ce comportement adoucissant se traduit par une diminution progressive de la résistance en fonction de l'ouverture de fissure. En ce qui concerne le BFUP, il présente aussi un comportement adoucissant et une résistance ultime à la traction nettement plus élevée. Mais ce qui caractérise ce béton au dosage important en microfibres, c'est la présence d'un comportement écrouissant entre la résistance de la matrice et la résistance en traction ultime du matériau [12]. Elle lui permet de développer une multitude de microfissures avant l'apparition d'une macrofissure localisée et d'avoir une grande ductilité en traction.



**Figure 2-3 : Comportement mécanique en traction des gammes de bétons existantes [6]**

À titre indicatif, la **Figure 2-4** montre l'influence du pourcentage de fibres sur les résistances à la traction et à la compression. Les diagrammes illustrent que la résistance à la compression évolue inversement proportionnelle à la quantité de fibres introduites, alors que pour la résistance à la traction, cela progresse proportionnellement. Les fibres développent leur plein apport mécanique lorsqu'elles sont sollicitées en traction, alors qu'elles perturbent l'empilement granulaire et peuvent réduire la résistance à la compression. À noter que les ordonnées des graphes ne débutent pas à 0, ainsi les tendances illustrées à la **Figure 2-4** ne sont pas aussi notables qu'elles peuvent le paraître.

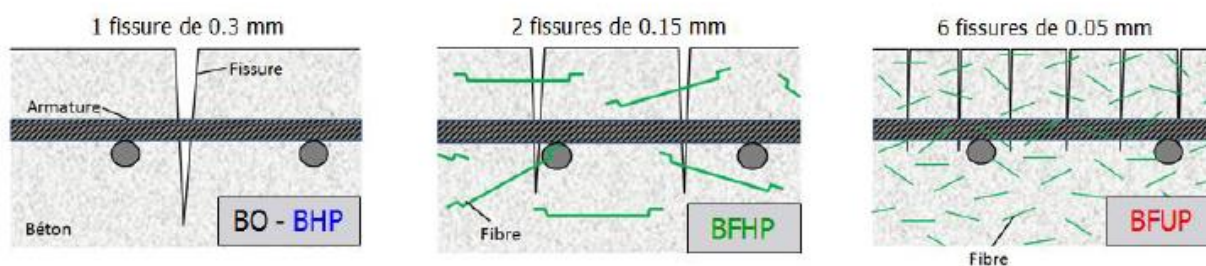


**Figure 2-4 : Résistance mécanique du béton selon la quantité de fibres introduites [13]**

a) Résistance à la compression b) Résistance à la traction

### 2.2.2.4 Patron de fissuration type

La **Figure 2-5**, illustre des exemples de patron de fissuration du béton armé pour une ouverture totale de fissure de 0.3 mm sur une longueur d'un demi-mètre environ. Pour le BO et le BHP, il y a une unique fissure d'ouverture 0.3 mm. L'apport des macrofibres dans le BFHP permet d'avoir davantage de fissures, ici deux fissures, mais avec une ouverture réduite de moitié. Enfin, lors de l'utilisation de microfibres dans le BFUP, il y a de très nombreuses fissures mais d'ouvertures encore plus fines. La **Figure 2-5** permet de rendre compte de l'apport des fibres sur les ouvertures de fissures dans le béton armé en service. Ces exemples de patron de fissuration illustrent bien le fait que la pénétration de l'eau et des agents agressifs par les fissures est nettement réduite dans les bétons fibrés.



**Figure 2-5 : Exemple du comportement des bétons vis-à-vis une ouverture de fissure totale de 0.3 mm [5]**

Finalement, le dosage en fibres du béton devra être choisi selon la matrice de béton et sa performance attendue en traction, l'application structurale et les sollicitations extérieures appliquées à la structure.

## 2.3 Perméabilité

Tel que discuté en introduction, la durabilité du béton peut être caractérisé par plusieurs indices (diffusion, absorption et perméabilité). A proximité des fissures, l'indice le plus représentatif de la durabilité est la perméabilité. Puisque cette étude concerne la durabilité du béton en condition fissurée, seule la perméabilité du béton sera décrite. Ainsi, cette section présente les paramètres influents et les tendances observées concernant la perméabilité des bétons.

### 2.3.1 Perméabilité du béton non fissuré

La perméabilité d'un matériau est définie comme son aptitude à se laisser traverser par un fluide de référence sous l'effet d'un gradient de pression [14] et peut être décrite avec la loi de Darcy (**Équation 2.1**). Cette loi est applicable pour un fluide incompressible (i.e eau) ayant un écoulement laminaire et unidirectionnel au travers d'un milieu poreux supposé isotrope à l'échelle de l'étude. Cette équation permet alors d'évaluer simplement la perméabilité d'un béton à l'état non fissuré, puisqu'elle ne requiert que la mesure d'un flux à travers le spécimen afin d'en obtenir le débit. Pour ensuite déterminer le coefficient de perméabilité seul la géométrie du spécimen est nécessaire. La perméabilité s'exprime selon l'équation suivante :

$$K_w = \frac{Q \cdot L}{A \cdot \Delta h} \quad (\text{Équation 2.1})$$

Avec $K_w$	le coefficient de perméabilité (m/s)
$Q$	le débit d'eau (m <sup>3</sup> /s)
$A$	la section du spécimen exposée au flux d'eau (m <sup>2</sup> )
$\Delta h$	la différence de hauteur d'eau entre les deux points extrêmes du spécimen (m)
$L$	la largeur du spécimen (m)

La loi de Darcy exprime la dépendance de la perméabilité à un certains nombres de paramètres mais tous ne sont pas retranscrits à travers cette équation et sont ainsi décrits dans ce qui suit.

#### 2.3.1.1 Influence de la porosité

Le béton se définit comme un matériau poreux hétérogène provenant du mélange du ciment, de l'eau, des adjuvants, du sable et de la pierre. À l'état durci, il se compose de deux phases solides : les granulats et la pâte de ciment. La perméabilité est fortement conditionnée par la porosité de la pâte car la porosité des granulats est généralement faible. La porosité de la pâte de ciment dépend de la connectivité du réseau poreux et de la taille des pores qui sont fixés par la composition du béton (rapport E/C, fibres, ajouts cimentaires, granulats) et la cure appliquée au matériau.

La porosité  $p$  d'un béton se définit par le rapport des volumes des pores ( $V_p$ ), zones vides de matériaux sur le volume totale du béton ( $V_t$ ) :  $p = V_p/V_t$ . Dans le cas d'un béton ordinaire, la porosité est évaluée à 10% du volume total [15]. La **Figure 2-6** présente les natures et les dimensions des divers vides existants dans le béton. On retrouve ainsi :

- Les pores de gel : pores intrinsèques et indépendants de la composition du béton (rapport E/C, type de ciment, type de granulat). Ils font partie de la microstructure du béton hydraté et ne sont pas interconnectés entre eux, de ce fait la perméabilité n'est que très peu affectée par ces pores.
- Les pores capillaires : vides interstitiels non comblés par la formation des hydrates. Contrairement aux pores de gel, ils sont reliés les uns aux autres et facilitent la diffusion de l'eau et des agents agressifs. La perméabilité est fortement influencée par les pores qui ont une taille comprise entre 0.01  $\mu\text{m}$  et 10  $\mu\text{m}$  (**Figure 2-6**), des solutions existent pour en diminuer leurs proportions dans le béton. La taille de ces pores peut être réduite en diminuant le rapport E/C et l'utilisation d'ajouts minéraux (fumée de silice, cendres volantes, laitiers de haut-fourneaux) qui densifient la microstructure du béton.
- L'air entraîné : bulles d'air engendrées par l'utilisation d'adjuvant dans la formulation des bétons. Ces vides sont utiles, puisque leur présence favorise la résistance des bétons aux cycles de gel-dégel, en permettant l'expansion de l'eau lorsque celle-ci gèle. L'introduction de ces bulles d'air entraîné dans le béton, est particulièrement importante dans les régions fortement exposées aux cycles de gel-dégel et pour des bétons ayant des rapports E/C compris entre 0.3 et 0.5, puisqu'au-delà elles ne permettent pas d'atteindre une durabilité acceptable du béton au gel/dégel. Ces bulles d'air sont interconnectées entre elles par les pores capillaires. Elles tendent donc à priori à accroître la perméabilité au vu de leurs dimensions (10  $\mu\text{m}$  à 1 mm) mais leur impact est modéré puisque la diffusion de l'eau dans le béton se fera majoritairement par les pores capillaires.
- Les vides de remplissage : ce sont les vides ayant les dimensions les plus importantes (de 1 à 10 mm) qui vont favoriser la perméabilité. En revanche, ces vides d'air ne sont pas utiles au béton et peuvent être évités par un bon malaxage et un bon compactage du matériau dans les coffrages.

Mis à part les pores de gel, les autres pores ou vides présents dans le béton influencent la perméabilité de l'eau et le transport des agents chimiques dans le béton. La **Figure 2-7** illustre la

croissance significative de la perméabilité en fonction de la taille de la porosité capillaire traduisant ainsi l'impact prédominant de ces vides sur la pénétration de l'eau dans le béton.

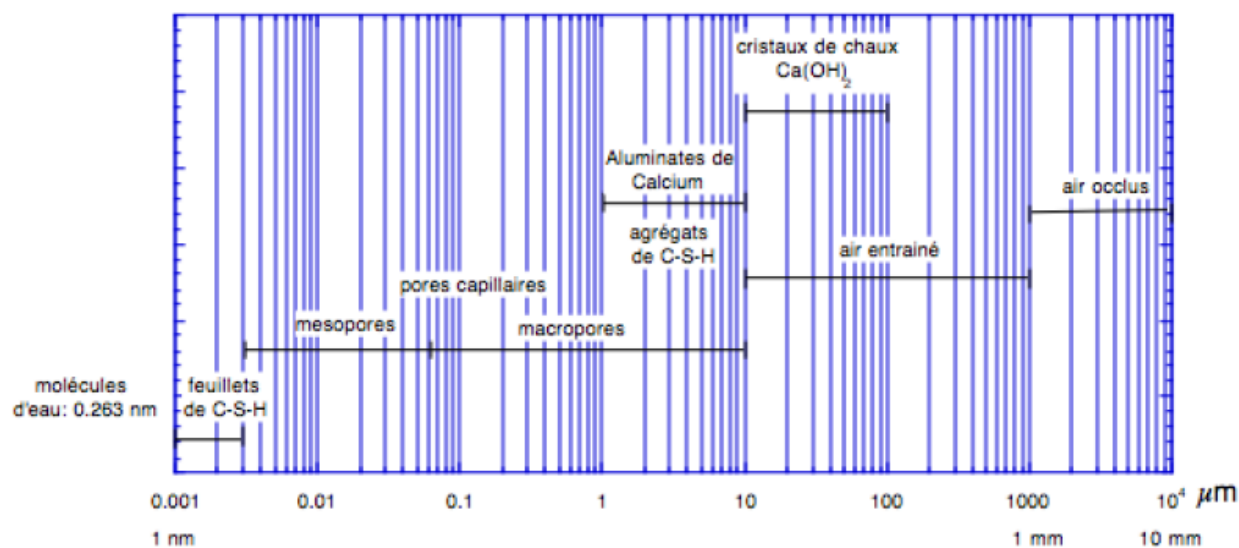


Figure 2-6 : Taille des pores se retrouvant dans la pâte de ciment durcie [16]

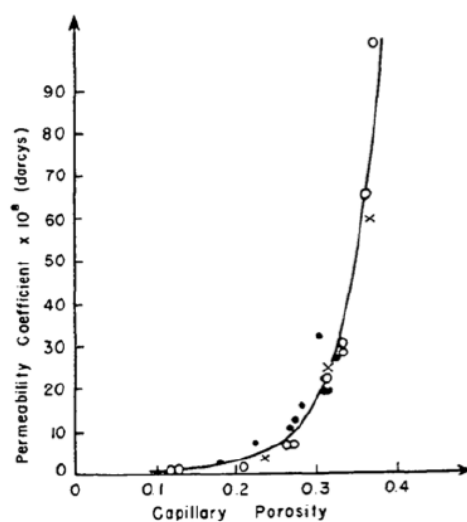
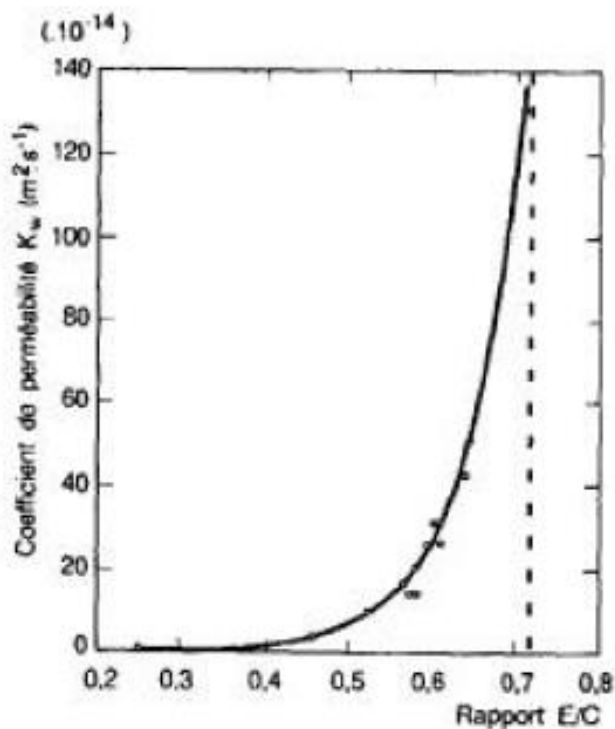


Figure 2-7 : Évolution de la perméabilité ( $\times 10^8$ ) en fonction de la porosité capillaire  
(1 Darcy  $\approx 10^{-5} \text{ m.s}^{-1}$ ) [17]

### 2.3.1.2 Influence de la composition du béton

#### *Rapport E/C*

La perméabilité est fortement influencée par le rapport E/C. Les premiers travaux dans le domaine menés par Powers et al. [17] montrent que pour des pâtes de ciment totalement hydratées, le coefficient de perméabilité augmente exponentiellement selon le rapport E/C (**Figure 2-8**). L'effet du rapport E/C prend de l'ampleur pour des valeurs supérieures à 0.4. Cette augmentation peut s'expliquer par le fait que la quantité de pores capillaires augmente avec le rapport E/C et leur interconnectivité. Il est facile de concevoir que l'accroissement de l'interconnectivité du réseau poreux crée un chemin préférentiel au transport des fluides à travers la matrice de béton. Bien qu'aucun lien direct ne soit établi entre la perméabilité et l'augmentation du rapport E/C, d'autres travaux ont permis de valider les résultats de Powers [18, 19].



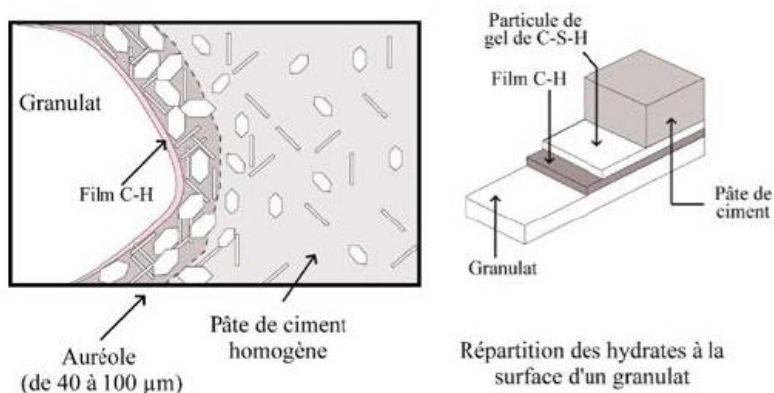
**Figure 2-8 : Relation entre le coefficient de perméabilité à l'eau des pâtes de ciment totalement hydratée et le rapport E/C [17]**

### *Ajouts cimentaires*

Les principaux ajouts cimentaires (fumée de silice, cendres volantes et laitiers de haut-fourneau) sont couramment utilisés pour améliorer les propriétés mécaniques du béton par leur action pouzzolanique. Cela entraîne une augmentation de la quantité de CSH formée, donc l'obtention d'une matrice plus dense et ainsi une porosité plus fine. Les grains d'ajout cimentaire n'ayant pas réagi, ils ont un effet de remplissage [20].

### *Granulat*

L'impact des granulats sur la perméabilité est difficile à établir. Des études menées par Dhir et al. [21] ont démontré que les granulats ne favorisent pas une diminution de la perméabilité, malgré le fait qu'ils soient majoritairement moins perméables que la matrice. C'est plutôt leur interface avec la pâte de ciment de plus grande « auréole », qui favorise le passage des fluides (**Figure 2-9**). La granulométrie des granulats pourrait éventuellement influencer les propriétés de transport de l'eau. En effet, la granulométrie ainsi que l'empilement granulaire ont un effet sur la porosité. Ainsi, il est envisageable que les granulats augmentent la perméabilité des bétons, même si aucune étude ne permet de l'affirmer.



**Figure 2-9 : Interface pâte de ciment – granulat [22, 23]**

### *Degré d'hydratation*

Selon le degré d'hydratation du béton, le niveau de perméabilité varie de façon significative. Le **Tableau 2-2** démontre qu'après un mûrissement de quatorze jours, la perméabilité est plus faible

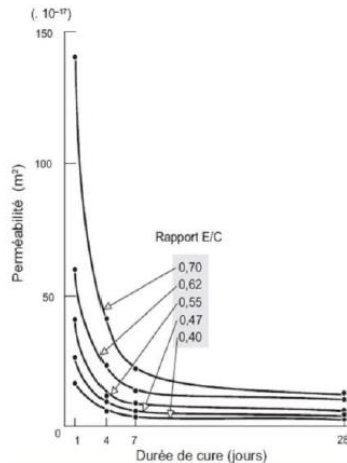
de 6 ordres de grandeur comparativement à celle à l'état frais. Plus le degré d'hydratation sera élevé, plus la quantité d'hydrates formée dans le béton sera importante, occupant plus de place dans la matrice et laissant donc moins d'espace au passage des fluides. Cet abaissement au cours du temps est dû à la fragmentation du réseau poreux (réduction de l'interconnexion des pores).

**Tableau 2-2 : Diminution de la perméabilité en fonction de l'âge [24]**

Âge (jours)	Coefficient de perméabilité ( $10^{-13}$ m/s)
État frais	20 000 000
5	4 000
6	1 000
8	400
13	50
14	10

#### *Cure du béton*

Au vu de l'importance du degré d'hydratation, il est évident que la cure du béton a une importance similaire puisque plus la durée de cure sera longue, plus la formation d'hydrates sera favorisée, réduisant ainsi le volume poreux dans la matrice de béton. La **Figure 2-10** illustre l'évolution de la perméabilité en fonction de la durée de la cure et du rapport E/C. On peut constater l'importance d'une bonne cure principalement durant les sept premiers jours de mûrissement, l'effet est plus significatif plus le rapport E/C est élevé.



**Figure 2-10 : Évolution de la perméabilité en fonction de la durée de cure [25]**

### 2.3.2 Perméabilité des bétons fissurés

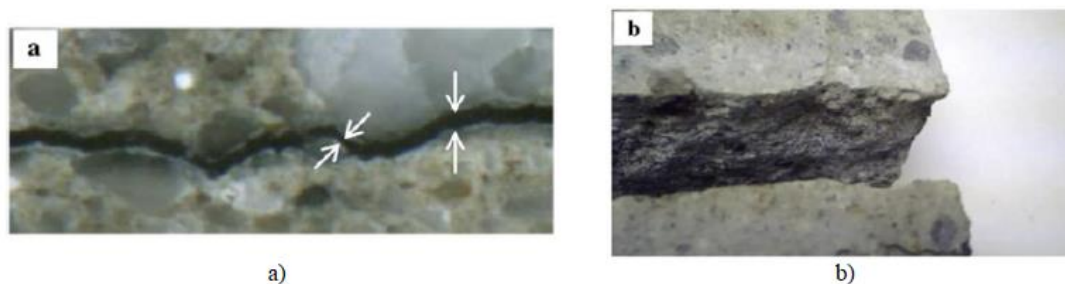
La présence de fissures dans le béton modifie les propriétés de transfert en favorisant le passage des fluides et plus particulièrement celui de l'eau. La fissuration influence donc significativement la perméabilité dans le béton. En effet, la loi de Poiseuille (**Équation 2.2**), qui permet de définir le débit traversant une structure fissurée, montre que le débit, ou encore la perméabilité (**Équation 2.1**), varie en fonction du cube de l'ouverture de fissure.

$$Q = \frac{\xi \cdot \Delta p \cdot b \cdot w^3}{12 \cdot \eta \cdot d} \quad (\text{Equation 2.2})$$

- Avec  $Q$  l'écoulement d'eau à travers une fissure idéalisée ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  
 $\xi$  le facteur de réduction tenant compte de la rugosité de la fissure (-);  
 $\Delta p$  la différence de pression entre l'intérieur et l'extérieur de la fissure ( $\text{N}/\text{m}^2$ );  
 $b$  la longueur nominale de la fissure (m);  
 $w$  l'ouverture de fissure (m);  
 $\eta$  la viscosité absolue du fluide ( $\text{Ns}/\text{m}^2$ );  
 $d$  la longueur de chemin d'écoulement (m).

Cette loi est applicable pour un fluide incompressible (i.e eau) ayant un écoulement laminaire. Ce modèle considèrerait initialement une fissure parfaite, c'est-à-dire une ouverture de fissure comprise

entre deux plans parallèles lisses. Mais dans la réalité, les ouvertures de fissures ne possèdent pas de telles caractéristiques. Ainsi, l'introduction du facteur  $\xi$  dans l'équation 2-1 a permis de tenir compte de la rugosité des surfaces et de la tortuosité des fissures (représentation visuelle de ces deux concepts (**Figure 2-11**)). Une fois ce facteur considéré, l'**Équation 2-2** est applicable au béton.



**Figure 2-11 : : Représentation du facteur de réduction  $\xi$  sur une ouverture de fissure [26]**

a) Tortuosité, b) Rugosité en surface

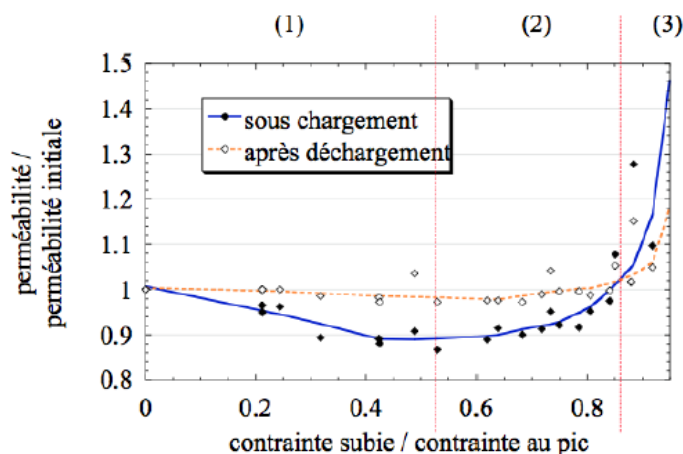
Le patron de fissuration du béton est dépendant de la sollicitation à laquelle il est soumis (section 2.3.3), de ce fait l'évolution de la perméabilité diffère d'une sollicitation à une autre. Cette section présente dans un premier temps la perméabilité du béton soumis à un chargement en compression, ensuite celle du béton soumis à un chargement en traction uniaxiale. De par son importance vis-à-vis de la durabilité des structures fissurées, la perméabilité des bétons sollicités en traction sera davantage approfondie avec les bétons non renforcés, les bétons de fibres et les bétons renforcés avec des armatures continues.

### 2.3.2.1 Perméabilité des bétons sollicités en compression

Depuis une vingtaine d'années, des travaux de recherches sur la perméabilité des bétons à l'état fissuré ont été initiées. La sollicitation la plus simple et rapide à mettre en œuvre sur des spécimens de bétons étant la compression, les premières études ont été menées sur ce type de sollicitation.

L'évolution de la perméabilité d'un béton sollicité en compression peut se décomposer en trois phases caractéristiques (**Figure 2-12**) [27]. Sous une force de compression inférieure à 50 % de  $f'_c$ , le réseau poreux s'écrase, entraînant une diminution de la perméabilité. Ensuite, la perméabilité remonte progressivement jusqu'à la perméabilité initiale à un chargement équivalent à 0.9  $f'_c$ . Durant cette phase, deux phénomènes opposés interviennent : d'une part la consolidation des vides et d'autre part la formation de microfissures à l'interface pâte-granulats. Enfin, la perméabilité croît

exponentiellement lorsque le chargement atteint la résistance à l'ultime car il y a la propagation d'une macrofissure ou des microfissures localisées dans le béton. Dans le cas où l'endommagement et la mesure de perméabilité sont réalisées successivement (et non simultanément), le profil de la perméabilité est constant jusqu'à parvenir à un chargement critique de 0.92 % de  $f'_c$  à partir duquel elle augmente significativement (courbe en ligne pointillée **Figure 2-12**).



**Figure 2-12 : Perméabilité relative en fonction de la contrainte relative en compression [27]**

Que le fluide soit sous forme gazeuse ou liquide, les deux tendances illustrées ci-dessus représentent les profils d'évolution de la perméabilité dans le cas où celle-ci est mesurée simultanément de l'essai de compression et dans le cas où cela n'est pas le cas. Les résultats restent tout de même mitigés concernant le chargement critique à partir duquel la perméabilité accroît de façon conséquente. Kermani, qui a réalisé des essais de perméabilité à l'eau sur des disques déchargés de 100 mm d'épaisseur [28] a établi que le chargement critique se trouvait à 40% de la résistance ultime en compression pour un béton ordinaire composé de fumée de silice et d'air entraîné. Dans le cas de Hearn [29], qui a expérimenté des bétons ordinaires ayant des rapports E/C variant entre 0.42 et 0.77, le moment où la perméabilité mesurée sur des disques déchargés s'est mise à croître a été constaté à 80% de la résistance à l'ultime. Banthia et Bhargava [30] ont réalisé des mesures de perméabilité simultanément à l'essai de compression pour des bétons ordinaires. Ils ont observé une diminution de la perméabilité jusqu'à 30 % et une augmentation soudaine à partir de 50 % de la résistance ultime à la compression.

Ces divergences de résultats peuvent provenir de plusieurs paramètres. D'une part, les montages expérimentaux varient d'une expérience à une autre puisqu'actuellement aucune procédure

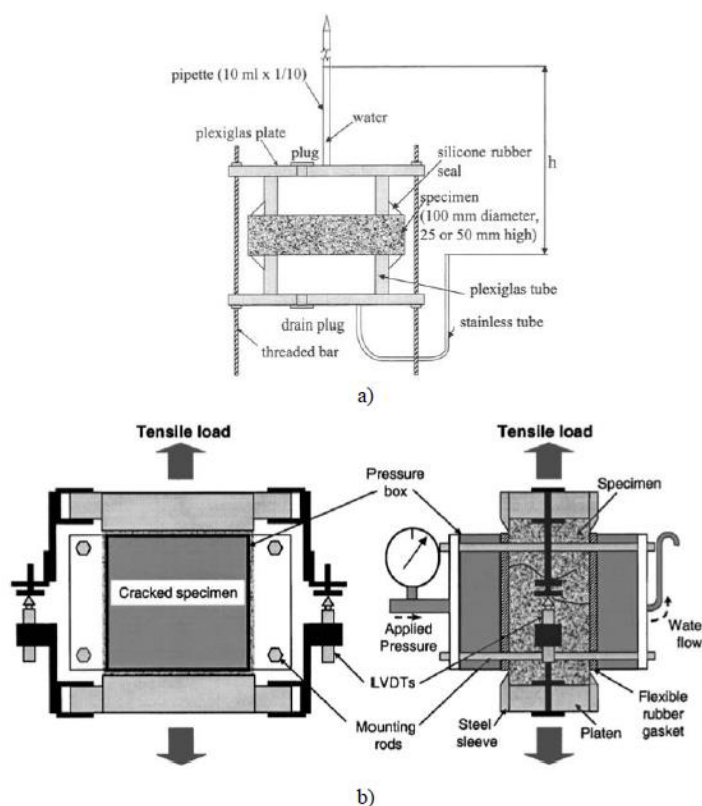
standardisée n'a été mise en place. Ainsi, la variation de forme et des dimensions du spécimen, le gradient de pression et la fermeture résiduelle des fissures lorsque la perméabilité est mesurée après la sollicitation en compression peuvent expliquer les divergences. D'autre part, la composition du béton peut également avoir influencé les résultats, en particulier le volume de granulat et leur dimension, ainsi que le rapport eaux ciment de la pâte.

### **2.3.2.2 Perméabilité des bétons sollicités en traction**

La perméabilité des bétons sollicités en traction est à l'origine de nombreuses recherches, car elle est davantage représentative des conditions en service du béton. Selon les gammes de béton et de leur renforcement, le patron de fissuration diffère et influence donc le transport de l'eau à travers les spécimens. De ce fait, une distinction sera faite entre la perméabilité des bétons non renforcés, renforcés de fibres et renforcés d'armature.

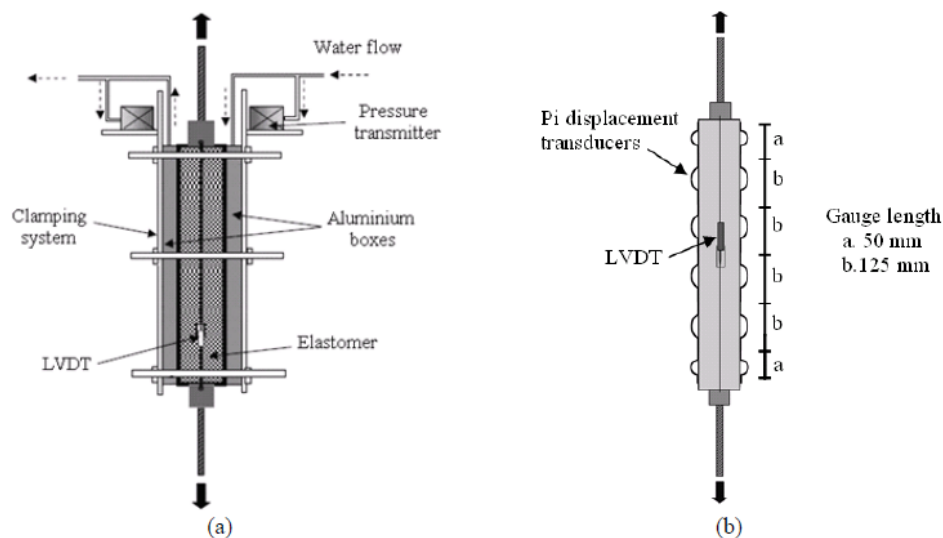
Tout comme pour les essais de perméabilité en compression, aucune procédure standardisée n'existe pour les essais de perméabilité en traction, obligeant ainsi les chercheurs à développer leur propre programme expérimental. La plupart des méthodologies développées [1, 3, 26, 31-33] procèdent tout d'abord à l'endommagement en traction des spécimens puis, après déchargement, aux essais de perméabilité. Un exemple type de ces montages est illustré sur la **Figure 2-13a**. Majoritairement, la réalisation de l'endommagement est généralement fait par le biais d'essais de traction indirectes (essai de fendage) afin de favoriser la formation d'une unique fissure [1, 3, 26, 31], alors que d'autres études [34] privilégient la localisation d'une fissure à l'aide d'entailles dans les spécimens soumis à une traction uniaxiale. Il importe de relever que les études menées avec une sollicitation en traction indirecte [1, 3] favorisent l'apparition d'une fissure unique et les mesures de perméabilité sont ainsi réalisées sur des spécimens déchargés avec des incréments d'ouvertures de fissures prédéterminées. Mais à travers cette méthode, il n'est pas possible de visualiser l'apport des fibres à leur juste valeur, puisqu'elle évite la formation de fissures d'ouverture plus fines similaires à celles présentes dans un élément structural. Ceci est d'autant plus visible pour les BRF, puisqu'ils présentent davantage de multifissuration que le béton ordinaire. En revanche, d'autres chercheurs [35, 36] ont réalisé des essais de traction directs avec fissuration multiple dans le but de simuler un chargement et un patron de fissuration semblable à ceux présents sur des infrastructures en service. Pour améliorer la correspondance entre les niveaux de perméabilité et l'endommagement, l'essai de traction uniaxiale et les mesures de perméabilité

sont réalisés simultanément (**Figure 2-13b**). Une corrélation directe entre la perméabilité et l'ouverture de fissure instantanée a pu être établie contrairement aux ouvertures résiduelles obtenues lorsque l'essai de perméabilité est réalisé après l'endommagement mécanique des spécimens. Pour être plus représentatif du comportement mécanique des ouvrages, des armatures ont généralement été incluses au sein des spécimens pour la réalisation des essais de perméabilité en traction directe [2, 5]. Pour poursuivre dans cette optique, un dispositif a été développé au sein de Polytechnique Montréal [37] (**Figure 2-14**) afin de pouvoir réaliser simultanément un essai de traction directe sur un béton renforcé d'une armature et un essai de perméabilité à l'eau. Ce dispositif permet de simuler des conditions représentatives des structures en conditions de service.



**Figure 2-13 : Dispositifs de perméabilité types**

- a) Spécimen déchargé et sollicité en traction indirecte [31], b) Spécimen sollicité en traction uniaxiale avec mesure simultanée de la perméabilité [36]

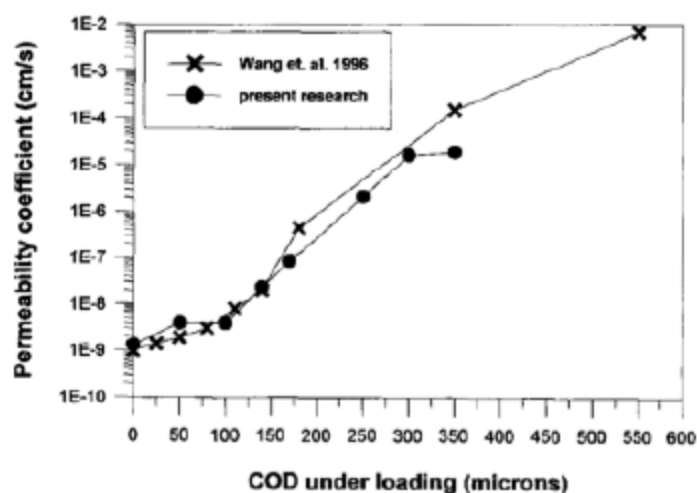


**Figure 2-14 : Dispositif de perméabilité couplé simultanément à un essai de traction [38]**

a) Essai de perméabilité b) Essai de traction directe

#### 2.3.2.2.1 Béton non renforcé

Les bétons non renforcés sont moins représentatifs d'une structure (mis à part certains ouvrages hydrauliques). Cependant plusieurs des études sur l'évolution de leur perméabilité ont été réalisées. Ces études, réalisées principalement avec des spécimens cylindriques sollicités en traction par fendage, ont permis de démontrer la corrélation entre la perméabilité et l'ouverture de fissure au cube. La **Figure 2-15** illustre l'évolution du coefficient de perméabilité pour un béton non renforcé sollicité en traction uniaxiale, déchargé et soumis à l'essai de perméabilité [31]. Elle met en évidence que la perméabilité du béton varie peu tant qu'une ouverture de 50 à 100  $\mu\text{m}$  n'est atteinte. Ensuite, le coefficient de perméabilité croît avec une ouverture de fissure supérieure à 100  $\mu\text{m}$  [31, 39]. Il existe donc une ouverture de fissure critique à atteindre avant qu'une hausse significative de la perméabilité ne se produise.



**Figure 2-15 : Coefficient de perméabilité dépendamment de l'ouverture de fissure [31]**

Les travaux sur le béton non renforcé ont notamment permis la détermination de coefficient de tortuosité  $\xi$  à introduire dans la loi de Poiseuille (**Tableau 2-3**). Le coefficient varie pour un même type de béton étant donné les montages expérimentaux différents utilisés. Le coefficient de tortuosité est fortement réduit pour les bétons fibrés car les fissures sont plus rugueuses et tortueuses.

**Tableau 2-3 : Facteur de réduction  $\xi$  pour différentes études**

Étude	Type de sollicitation	Type de béton	coefficient de réduction $\xi$
(Clear, 1985)	Traction indirecte	BO	0.037 à 0.296
(Tsukamoto & Wörner, 1991)	Traction uniaxiale sur spécimens avec encoches	BO et BRF	0 à 0.1
(Aldea et al., 2000)	Traction indirecte	BO	0.27
		BO	0.03*
(Picandet et al., 2009)	Traction indirecte	BHP	0.1*
		BFUP	0.01*
(Charron et al., 2008)	Traction uniaxiale sur spécimens avec encoches	BFUP	0.00091

\*Basés sur l'ouverture maximale de fissure.

#### 2.3.2.2.2 Béton armé

L'ajout d'armatures améliore considérablement la capacité portante du béton et permet de contrôler la fissuration en reprenant les efforts de traction. Les armatures ont une action localisée tandis que les fibres ont une action diffuse à travers le volume de béton. Peu de recherches se sont orientées sur la perméabilité du béton armé. La **Figure 2-5** dans la partie 2.2.2.4 illustre qu'au voisinage de l'armature, les ouvertures de fissures sont plus fines qu'à la surface du béton. Cet apport de l'armature vient diminuer la perméabilité d'un béton armé en opposition à celle d'un béton non armé [40, 41]. La contribution de l'armature à la réduction de la pénétration de l'eau par les fissures dépend du diamètre des barres d'armatures, du taux d'armature, de leur distribution et de l'adhérence acier-béton.

Mivelaz [42] a mené des études sur la perméabilité à l'air de poutres en traction uniaxiale conçues en béton ordinaire (BO) et béton à hautes performances (BHP) avec différents taux d'armature, diamètres et dispositions de barres. Les travaux ont permis de conclure que le taux d'armature est le paramètre prédominant à l'origine de la réduction de la perméabilité. En augmentant ce taux, on réduit l'espacement entre les armatures provoquant la formation de fissures plus fines et conduisant à une réduction de la perméabilité. Les travaux réalisés permettent notamment de différencier les fissures principales, soit celles qui traversent le spécimen, des fissures secondaires qui empêchent l'ouverture des fissures principales de se développer. Or la perméabilité est grandement influencée par les fissures traversantes. La **Figure 2-16** illustre le fait que d'une part les ouvertures de fissures principales diminuent grandement lorsque le taux d'armature augmente, alors que pour les fissures secondaires, l'ouverture reste sensiblement la même quelle que soit la quantité d'armature introduite. Dans cette étude ce sont des BO et BHP qui ont été testés avec deux ou trois lits d'armatures pour une déformation de 1,50 % des tirants.

La **Figure 2-17** représente la courbe d'évolution du débit d'eau en fonction de l'allongement de tirants ayant diverses distributions et diamètres d'armatures. Plus le pourcentage d'armature est important, plus la pénétration d'eau est faible. Les travaux de Greiner et al. [40, 41] indiquent également qu'une hausse du taux d'armature réduit la perméabilité [42].

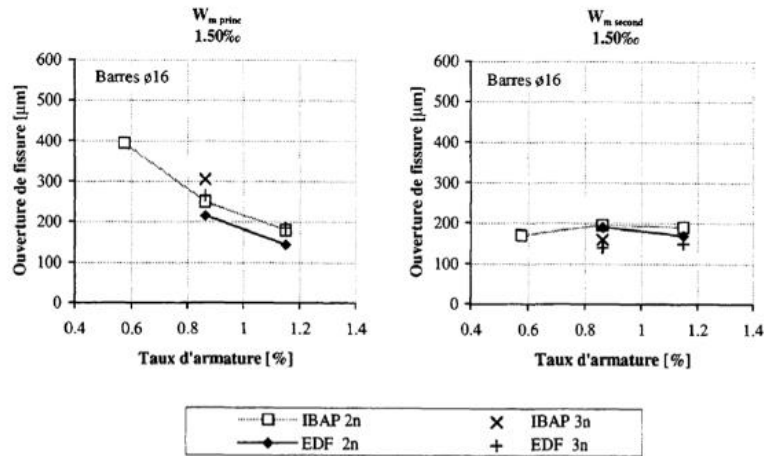


Figure 2-16 : Ouverture de fissures principales et secondaires en fonction du taux d'armature [42]

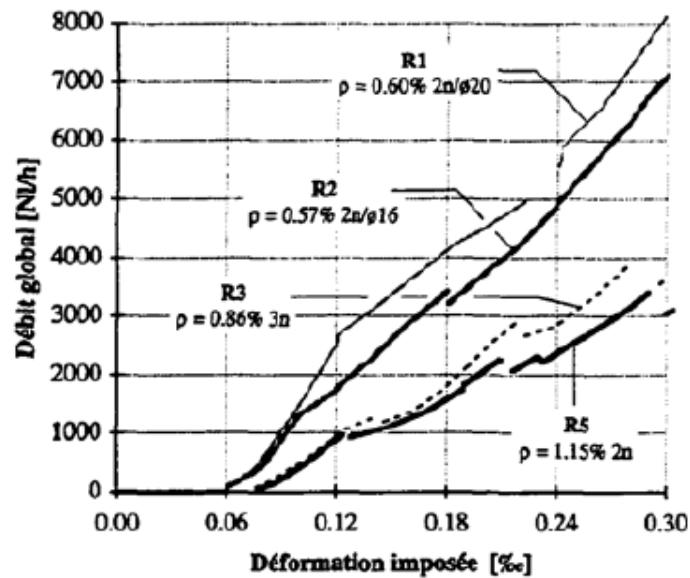
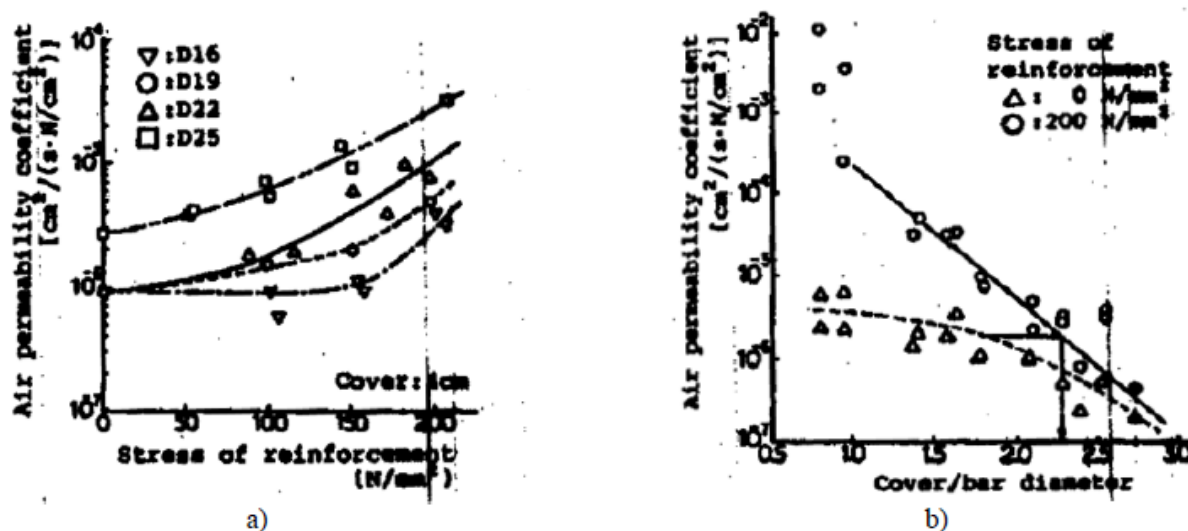


Figure 2-17 : Débit global (NL/h) en fonction de la déformation imposée [42]

Ujike et al. [43] ont mené des travaux sur des cubes de 150x150x150 mm et ont étudié la perméabilité à l'air en considérant une section constante d'armature mais en faisant varier les diamètres de 16 à 25 mm. Les résultats montrent que l'infiltration d'air augmente avec le diamètre de l'armature à niveau de contrainte constant dans les armatures (**Figure 2-18a**). Ainsi, il est préférable d'utiliser des armatures de petits diamètres pour avoir un meilleur contrôle de la

fissuration puisque leur action est mieux répartie dans le volume de béton que pour celle des barres de gros diamètres. Ujike et al. (1990) ont aussi mis en évidence la réduction de la perméabilité avec l'augmentation du rapport enrobage / diamètre de la barre (**Figure 2-18b**).



**Figure 2-18 : Perméabilité à l'air [43]**

a) en fonction de la contrainte dans la barre d'armature, b) en fonction du rapport enrobage de béton/diamètre de la barre

Concernant l'adhérence entre les barres d'acier et le béton, Mivelza [42] a montré que lorsque l'adhérence est de bonne qualité, il se développe une quantité plus importante de fines fissures secondaires dans le béton d'enrobage au lieu de larges fissures principales, gênant ainsi la pénétration d'eau.

#### 2.3.2.2.3 Béton renforcé de fibres avec et sans armature

La quantité de fibres dans la matrice de béton a un impact non négligeable sur l'évolution de la perméabilité. Entre un béton ordinaire et un BFHP comprenant 1% de fibres, on peut constater que le coefficient de perméabilité à l'eau est abaissé de façon considérable et que plus la quantité de fibres introduites est importante plus la perméabilité est réduite (**Tableau 2-4**). Ceci est directement relié au patron de fissuration des bétons fibrés (section 2.2.2.4). Il comporte plus de fissures mais avec des ouvertures plus fines que celui des bétons ordinaires. Comme la perméabilité à l'eau est

proportionnelle au cube de l'ouverture de fissure, des ouvertures plus fines réduisent la pénétration de l'eau.

**Tableau 2-4 Évolution de la perméabilité à l'eau à 60 jours selon la quantité de fibres [44]**

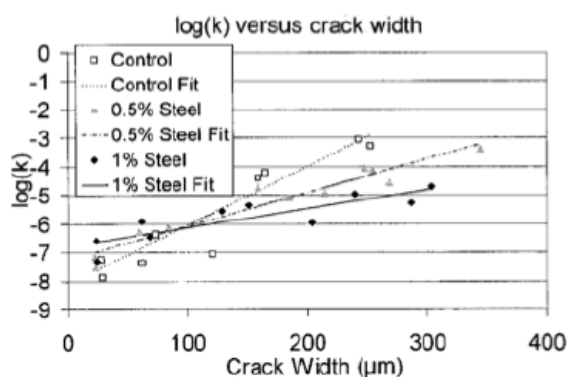
Quantité de fibres (%)	Perméabilité ( $\times 10^{-12}$ m/s)
0	38
1	9.08
2	5.09
4	3.91

En reprenant les efforts de traction à travers les fissures, les fibres permettent de réduire leurs ouvertures. Plusieurs études [2, 3, 34-36] ont démontré expérimentalement que quel que soit le dosage de fibres utilisé (**Figure 2-19** à **Figure 2-22**), la présence de fibres dans la matrice de béton réduit la perméabilité par rapport aux bétons conventionnels. Rapoport et al. [3] ont observé une croissance significative de la perméabilité à l'eau de prismes endommagés et déchargés pour une ouverture de fissure de 100  $\mu\text{m}$  (seuil similaire à celui d'un béton non renforcé). Pour une mesure de perméabilité à l'air, l'ouverture de fissure critique a été identifiée à 25  $\mu\text{m}$  par Picandet [1]. Cette différence peut éventuellement s'expliquer par la différence de viscosité, à température ambiante, des deux fluides, puisque que celle de l'air est de l'ordre de  $10^{-5}$  Pa.s, alors que celle de l'eau n'est que de  $10^{-3}$  Pa.s. L'air pénètre ainsi plus facilement les pores et fissures plus petits du béton que l'eau en autant que le béton soit bien séché.

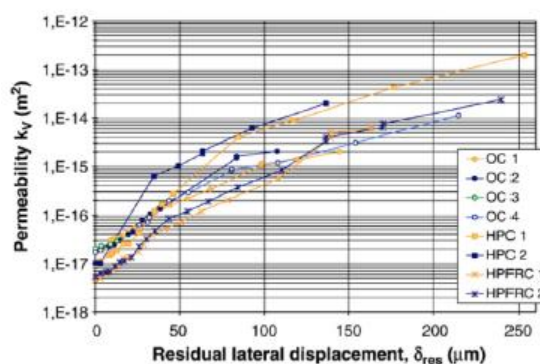
Charron et Desmettre [2] ont soumis des tirants de bétons fibrés à hautes performances avec 1% de macrofibres métalliques à des essais de perméabilité à l'eau simultanément à un chargement de traction uniaxiale. Les résultats obtenus sont représentés à la **Figure 2-21**, ils illustrent l'évolution de la perméabilité en fonction de la contrainte dans l'armature (10M). Les courbes montrent la stabilité et les valeurs relativement faibles de la perméabilité jusqu'à des contraintes de 100 MPa et 150 MPa respectivement pour le BHP et le BRF. Ensuite la perméabilité croît progressivement jusqu'à la plastification des armatures. De plus, quelque soit le niveau de contrainte dans l'armature, il est possible de constater que le niveau de perméabilité du béton est considérablement réduit en présence de fibres. Enfin, l'ajout d'un intervalle de confiance de 90 % permet d'apprécier le réel potentiel du béton fibré en termes de durabilité par la formation de deux fuseaux distincts.

L'effet d'une variation de la quantité de fibres dans la matrice de béton a été étudié plus en détails par Hubert et al. [4] sur le même type de tirants en traction. Les résultats sont illustrés la **Figure 2-22**, on observe l'évolution de la perméabilité en fonction de la contrainte dans l'armature pour des bétons composé à 0%, 0.75%, 1.5% et 2% de fibres métalliques. Plus la quantité de fibres introduites est importante, plus la perméabilité est réduite. À un niveau de chargement de service la perméabilité a été réduite de 51 %, 94 % et 99.8 % respectivement pour des dosages de 0.75%, 1.5% et 2% par rapport à un béton non fibré.

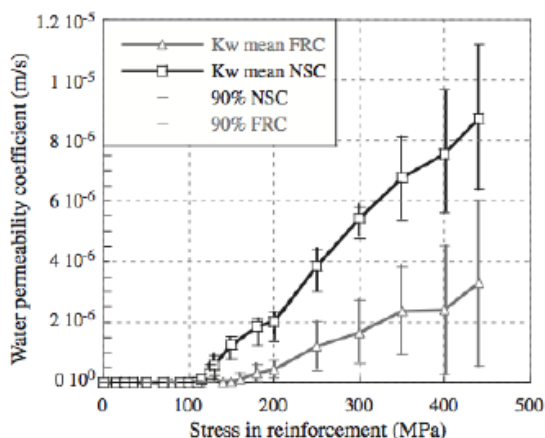
### 2.3.2.3 Influence de la quantité d'armature



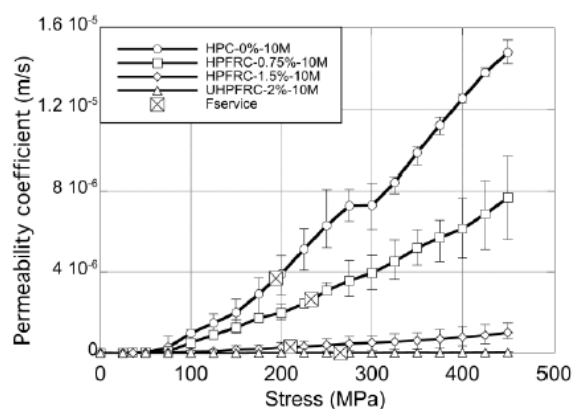
**Figure 2-19 : Perméabilité à l'eau versus l'ouverture de fissure de divers bétons [3]**



**Figure 2-20 : Perméabilité à l'air versus le déplacement de divers bétons [1]**



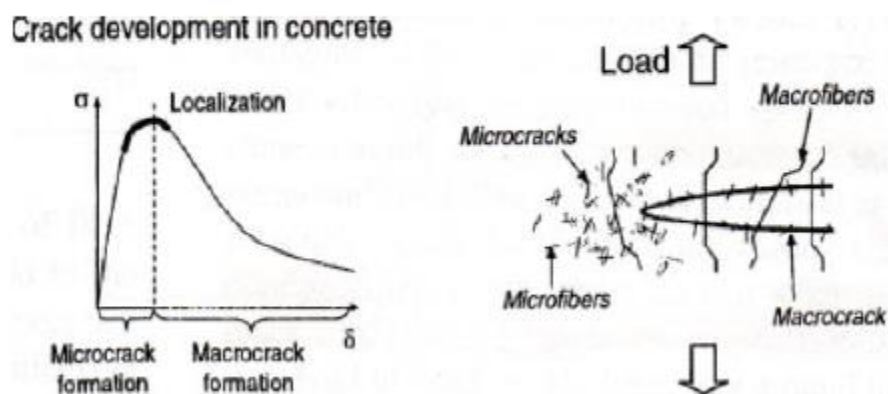
**Figure 2-21 : Perméabilité à l'eau versus la contrainte dans la barre d'armature [2]**



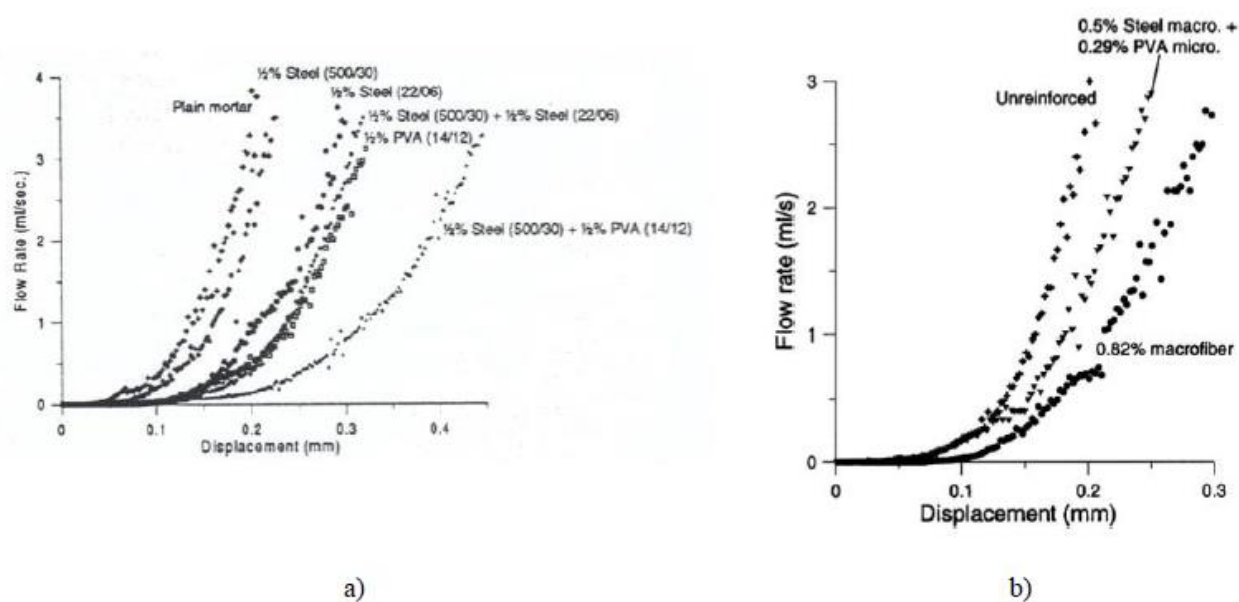
**Figure 2-22 : Perméabilité à l'eau versus la contrainte dans la barre d'armature de tirants en béton armé avec différents dosages en fibres [4]**

Des travaux de recherches ont été consacrés aux bétons fibrés contenant [35, 36] une combinaison de deux tailles de fibres (fibres métallique : 30 mm de long et diamètre de 500  $\mu\text{m}$ , fibre PVA : 12 mm de long et 14  $\mu\text{m}$  de diamètre). L'intérêt de ces bétons est le suivant : voir si un couplage des effets des deux types de fibres est possible. Comme l'illustre la **Figure 2-23**, tant que la contrainte croît, soit jusqu'à l'apparition d'une macrofissure, ce sont les microfibrilles qui développeront leur plein potentiel, ensuite ce sera les macrofibres. Dans un premier temps, les microfibrilles contrôlent les microfissures et ralentissent la formation de macrofissures, stade à partir duquel les macrofibres développent pleinement leur potentiel pour entraver l'ouverture des macrofissures localisées. La **Figure 2-24** montre la perméabilité à l'eau de bétons et mortiers sollicités en traction. On observe que la composition hybride de fibres mène parfois à une diminution de la perméabilité. Dans le cas des mortiers (**Figure 2-24a**), le mélange composé de fibres de PVA (microfibres) et d'acier (macrofibres) s'est avéré le moins perméable. Dans le cas des bétons, la meilleure réduction de perméabilité a été constatée lors de l'utilisation de macrofibres d'acier uniquement (**Figure 2-24b**). La comparaison entre les mortiers et les bétons est rendue difficile par les différents dosages en fibre utilisés. Les chercheurs ont émis l'hypothèse que, le béton plus dense avec un rapport eau/ciment à 0.33 (celui du mortier était de l'ordre de 0.45) aurait favorisé l'adhérence des microfibrilles avec la matrice de béton. Ceci aurait mené les fibres des bétons à la rupture au lieu

qu'un glissement ne se crée par perte d'adhérence. D'autres études seraient nécessaires pour mieux illustrer l'apport d'une composition hybride de fibres sur la perméabilité.



**Figure 2-23 : Comportement mécanique d'une composition hybride de fibres sur la fissuration [35]**

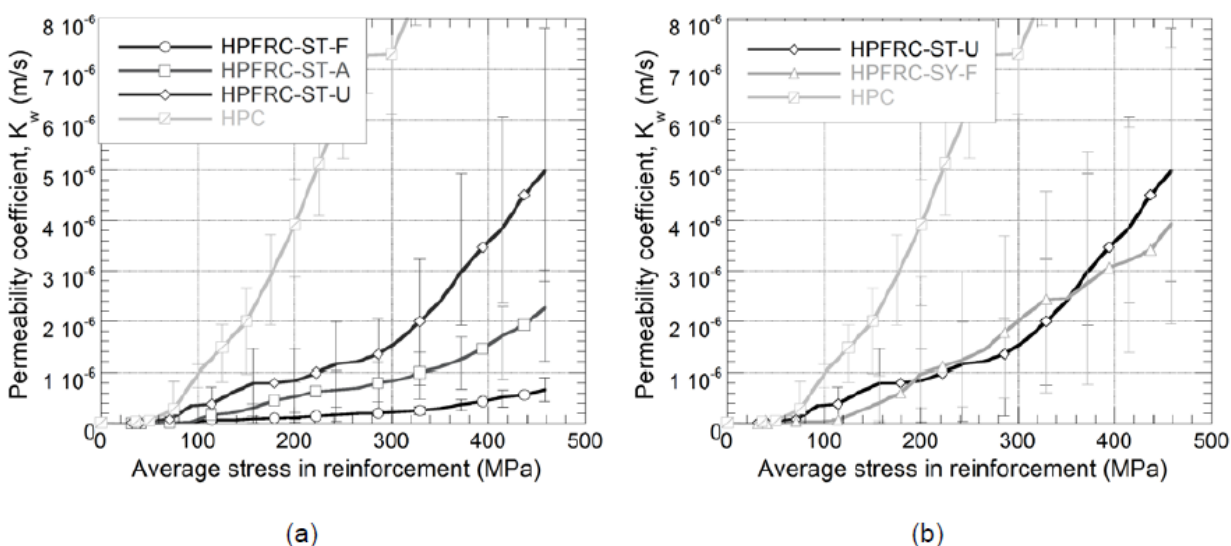


**Figure 2-24 : Débit d'eau en fonction du déplacement**

a) à travers des mortiers [35], b) à travers des bétons [36]

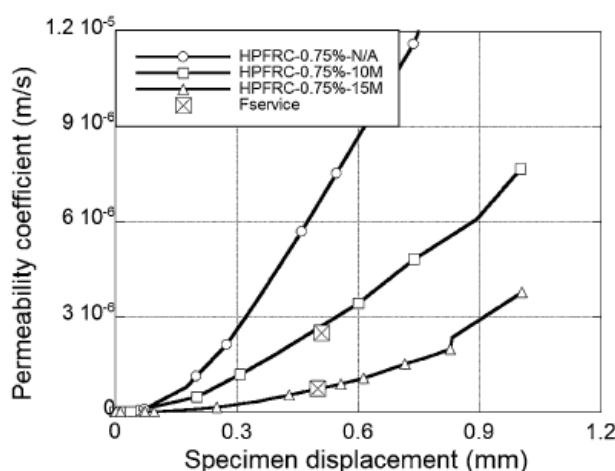
Une étude récente [11] a été consacrée à l'impact de l'orientation des fibres sur la perméabilité. Dans le cadre de cette étude, des macrofibres métalliques ont été introduites dans le tirant en béton armé. Trois orientations furent testées : une orientation favorable, parallèle à l'armature (noté F), une orientation défavorable, perpendiculaire à l'armature (noté U), une orientation moyenne à  $45^\circ$  (noté A). Pour juger l'impact des différentes conditions, des essais de perméabilité à l'eau ont été réalisés simultanément à un chargement en traction uniaxiale sur des tirants. Les résultats d'essais ont mis en évidence que plus l'orientation des fibres est favorable et similaire à celle de l'armature, plus la perméabilité est faible (**Figure 2-25a**). De plus, quelle que soit l'orientation des fibres, les bétons fibrés assurent une diminution significative de la perméabilité comparativement à celle des bétons ordinaires. Les tendances observées se justifient par le fait que les fibres développent leur plein potentiel lorsqu'elles sont orientées parallèlement à l'axe de la sollicitation.

Plagué et al. [11] se sont aussi intéressés à comparer l'apport des macrofibres synthétiques par rapport à celles métalliques. La **Figure 2-25b** démontre que le BFHP avec des fibres synthétiques orientées favorablement permettent d'obtenir une perméabilité à l'eau similaires à celle d'un BFHP avec des fibres métalliques positionnées défavorablement à l'armature. Les fibres synthétiques sont donc moins efficaces mécaniquement et pour réduire la perméabilité que les fibres métalliques. Ceci se justifie par la différence de rigidité des deux types de macrofibres.



**Figure 2-25 : Évolution de la perméabilité selon la contrainte dans l'armature a) pour différentes orientations de fibres métalliques b) pour des fibres métalliques mal orientées et des fibres synthétiques correctement orientées [11]**

Des travaux ont aussi été menée par Hubert et al. (2015) [4] afin d'évaluer l'influence de la quantité d'armature présente dans une structure sur l'ouverture des fissures, et donc sur la perméabilité, en condition de service (**Figure 2-26**). Pour cela, ils ont mesuré la perméabilité à l'eau de tirants en béton armé fibrés avec différents pourcentages d'armature variant entre 0 % à 2.47 % (barre 15 M) en passant par 1.23 % (barre 10M). Pour un déplacement du tirant égal fixé à 0.5 mm, la perméabilité a été réduite de 62 % et 89 % en passant de 0 % à 1.23% et 0 % à 2.47 % d'armature dans le tirant. Ainsi, la présence d'armature permet de réduire considérablement la perméabilité à l'eau comparativement au béton non armé. La réduction de l'ouverture moyenne des fissures (somme des ouvertures de fissures divisé par le nombre de fissures) pour un même déplacement explique les résultats obtenus.



**Figure 2-26 : Corrélation entre la perméabilité et le déplacement du spécimen selon la quantité d'armature introduite [4]**

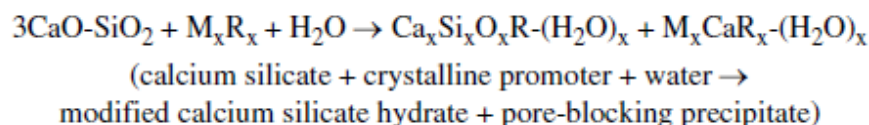
## 2.4 Cicatrisation du béton par ajouts cristallins

Le phénomène d'autocicatrisation dans les matériaux cimentaires est connu depuis plusieurs années. Il a été observé, dans de vieilles structures en béton lorsque quelques fissures se sont remplies d'un produit blanc cristallin. Cette observation a suggéré une capacité du béton à cicatrifier ses fissures grâce aux produits chimiques disponibles dans le béton provenant de l'eau ou de gaz présents dans l'air. Ainsi, ces dernières années de nombreuses recherches ont été entreprises afin de favoriser ce phénomène de cicatrisation dans les structures en béton. Dans cette optique, divers produits ont été testés. Ces produits sont les suivants :

- Les ajouts minéraux avec les cendres volantes, la fumée de silice, les fillers de calcaire ou encore les laitiers de haut-fourneau ;
- Les ajouts biologiques ;
- Les adjuvants minéraux avec les additifs expansifs, les agents adhésifs, les polymères encapsulés ou encore les ajouts cristallins.

Parmi les deux dernières catégories, la plupart des produits sont encore en développement, mais les ajouts cristallins sont d'ores et déjà présents sur le marché et sont faciles à mettre en œuvre. En effet, ils se présentent comme un matériau cimentaire qui se mélange avec les autres composants lors de la fabrication du béton. Dans le cadre de ce projet, on s'est donc orienté seulement vers les ajouts cristallins. Il importe de relever le fait que la recherche sur les ajouts cristallins a débuté très récemment pour son application à la cicatrisation des fissures dans le béton. En conséquence, cette section de la revue de la documentation est relativement succincte.

Les ajouts cristallins sont des matériaux cimentaires synthétiques qui contiennent de la silice réactive et certains catalyseurs cristallins [45]. L'ACI a proposé d'expliquer la réaction chimique des ajouts cristallins qu'il se passe dans le béton selon la formulation suivante [46]:



Cette réaction montre qu'en présence d'ajouts cristallins, de silice, de calcium et d'eau une forme modifiée de silicate de calcium hydraté se crée en plus d'un produit qui bloquerait les pores. Cette réaction est favorisée par la propriété hydrophiles des ajouts cristallins [47]. De plus, la présence d'ajouts cristallins entraîne un relâchement d'ions calcium dans la porosité du béton plus important que pour un béton ordinaire. Cela augmente le pH dans la matrice de béton et favorise la précipitation de carbonate de calcium dans les fissures. La **Figure 2-27** illustre aussi le fait que la formation de carbonate de calcium peut favoriser la cicatrisation lorsque des fissures sont présentes dans le béton. Ce qui se traduit par une réduction de la porosité, de l'ouverture de fissure et donc de la perméabilité du béton. Jusqu'à maintenant la documentation révèle que la capacité d'autocicatrisation des fissures avec ajouts cristallins est limitée et que 3 paramètres influencent

fortement le processus d'autocicatrisation : la maturité du béton lors de la fissuration, l'ouverture initiale des fissures et le conditionnement imposé au béton fissuré contenant ces ajouts.

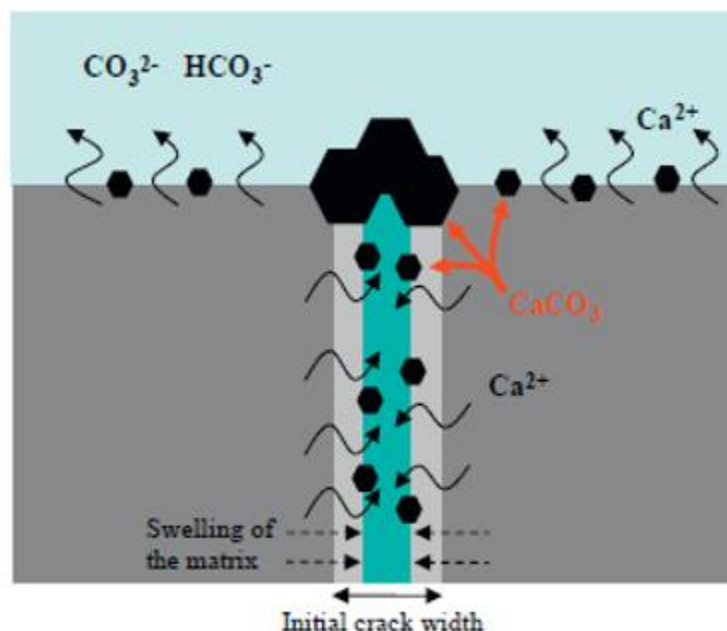


Figure 2-27 : Cicatrisation du bétons avec ajouts cristallins [45]

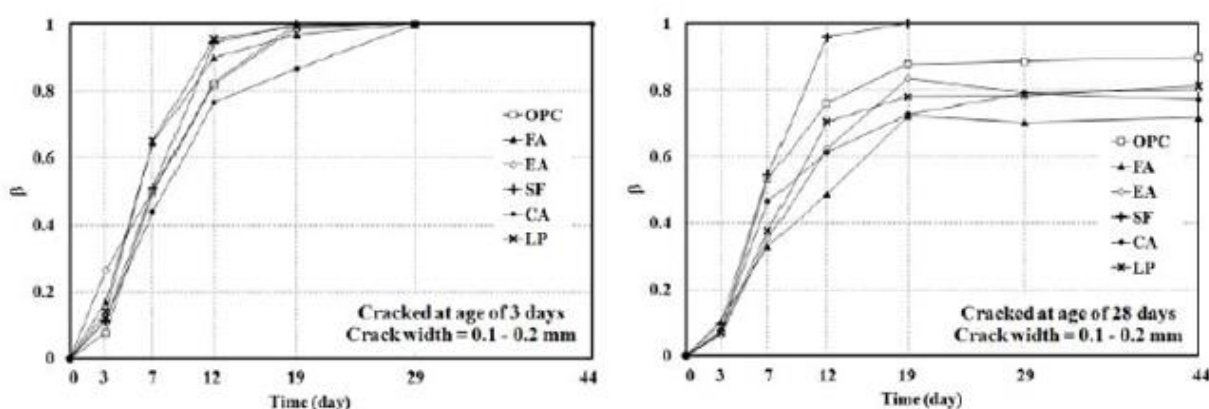
### 2.4.1 Maturité du béton lors de la fissuration

Jaroenratanapirom et al. [48] ont réalisés des essais sur des prismes de mortiers armés (deux barres d'armature M10) de 50x50x42 mm. Parmi les différents mortiers développés se trouve des mortiers avec ajouts et sans ajout cristallin. Afin d'évaluer l'impact de la maturité, les prismes seront endommagés à deux échéances (3 et 28 jours) et ensuite être immergés dans l'eau. La **Figure 2-28** montrent que, pour des ouvertures de fissures similaires lorsque la préfissuration est réalisée à 3 jours, le taux de cicatrisation est différent de celui observé lorsque la préfissuration est effectuée à 28 jours, quelques soit les ajouts ajoutés dans la pâte de ciment. Rappelons qu'un taux de cicatrisation de 1 traduit une cicatrisation complète du béton. Des tendances similaires ont pu être observées sur des bétons avec et sans bactéries. Les essais ont été réalisés sur des prismes de 40x40x160 mm et montrent aussi que la cicatrisation n'est pas identique si la fissuration a lieu à 7, 14, 28 ou 60 jours [49].

Une explication possible serait que le processus d'hydratation du béton n'étant pas terminé à 3 jours, la poursuite de l'hydratation du ciment anhydre entraînerait la cicatrisation du béton et

empêcherait également les ajouts cristallins de réagir. Cette hypothèse est confortée par le fait que lors de la préfissuration à 3 jours, le béton ordinaire (OPC = Ordinary Cement Concrete) cicatrise complètement les fissures en moins de 29 jours, quelque que soit les ajouts testés. En revanche, lorsque la fissuration est produite à 28 jours, l'hydratation du béton ayant atteint un stade avancé, les produits ajoutés peuvent alors démontrer plus clairement leur capacité de cicatrisation.

Étant donné l'impact probable de l'hydratation du ciment sur la cicatrisation de fissures réalisées sur un béton peu mature, il est préférable de réaliser l'endommagement des bétons pour mesurer la capacité de cicatrisation à 28 jours.



**Figure 2-28 Évolution du taux de cicatrisation après des pré-fissurations à 3 et 28 jours [48]**

(OPC = mortier ordinaire ; FA = cendres volantes ; EA = agents expansifs ; SF = fumée de silice ; CA = ajouts cristallins ; LP = poudre de calcaire)

## 2.4.2 Ouverture de fissure initiale

Même si cela peut sembler être une évidence, il importe de mentionner que la largeur de l'ouverture de fissure initiale présente dans le béton à un impact considérable sur la capacité de cicatrisation de ce dernier. La norme A23.3 de conception en béton armé stipulant des limites d'ouvertures de fissures de 0.33 et 0.4 mm dans le béton respectivement pour des expositions extérieures et intérieures, il y a un intérêt particulier à analyser la cicatrisation jusqu'à cette taille d'ouverture. Sisomphon, K. et al. (2012) ont menés des expériences sur des cylindres de béton de 75 mm de diamètre avec ajouts cristallins, 20 mm de hauteur préfissuré à 28 jours par fendage et exposé à l'eau. Les résultats montrent que pour des ouvertures de fissures inférieures à 250  $\mu\text{m}$ , la cicatrisation à 28 jours a mené à des ouvertures résiduelles de 0 mm (**Figure 2-29**), alors que pour

des ouvertures supérieures, il subsiste une certaine variabilité de l'ouverture de fissure résiduelle variant entre 0  $\mu\text{m}$  et 120  $\mu\text{m}$ , dépendamment de l'ouverture initiale. Ce qu'il faut retenir ce n'est pas qu'il y a une cicatrisation quasi-complète avant 250  $\mu\text{m}$ , puisque c'est propre aux ajouts cristallins utilisés, mais qu'à partir d'une certaine ouverture (environ 200  $\mu\text{m}$ ), la cicatrisation complète est tributaire de la largeur de fissure initiale. Par ailleurs, le phénomène d'autocicatrisation du béton n'est pas instantané. Pour des ouvertures de fissures retrouvées en conditions de services (supérieures à 200  $\mu\text{m}$ ) on constate que la cicatrisation avec ajouts cristallins semble s'effectuer davantage entre 14 et 28 jours.

D'autres recherches ont aussi abouti aux mêmes résultats [26]. Les essais ont été réalisés sur des prismes de mortier de 40x40x160 mm fissuré à 28 jours et ensuite immergés jusqu'à 44 jours dans l'eau. La **Figure 2-30** illustre bien que quel que soit les ajouts utilisés, la cinétique et le taux de cicatrisation varient en fonction de l'ouverture de fissure. En effet, lorsque l'ouverture est comprise en 0 et 0.05 mm (**Figure 2-30a**), la cicatrisation est complète après moins de 19 jours. En revanche, dès lors que des ouvertures supérieures à 0.1 mm sont présentes dans le béton, la cinétique et les taux de cicatrisation diffèrent selon les adjuvants utilisés. De ce fait, il est possible d'affirmer qu'il est nécessaire d'avoir une ouverture de fissure minimum pour pouvoir comparer le potentiel de cicatrisation d'un béton avec ajout cristallin à celui d'un béton ordinaire.

Les résultats de ces travaux ont permis de définir l'ouverture initiale des fissures à créer dans le béton de ce projet, soit une ouverture exposée à la cicatrisation d'environ 0.2 mm. De plus, la cicatrisation semblant requérir 14 à 28 jours pour être significative, une période minimale de 28 jours de conditionnement sera idéalement considérée dans le projet.

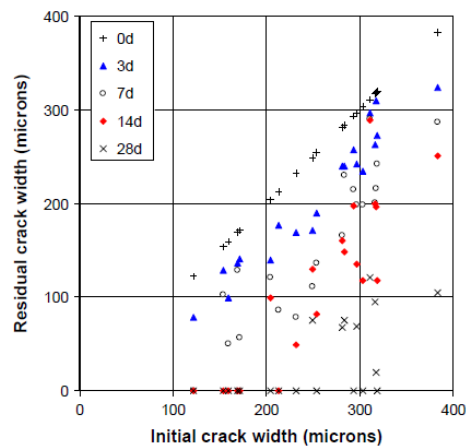
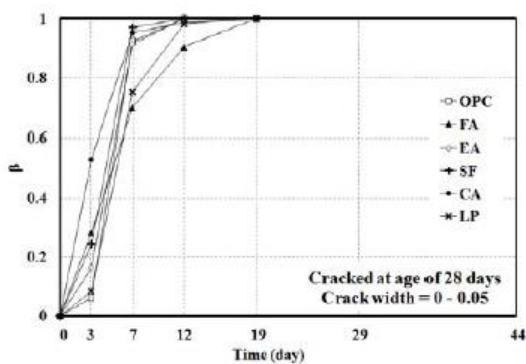
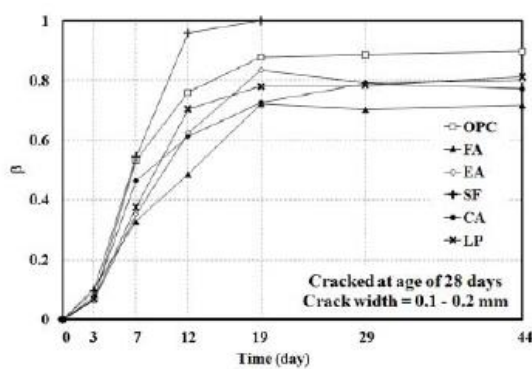


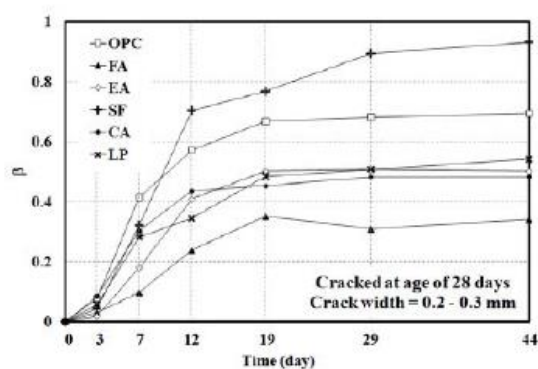
Figure 2-29 : Évolution de l'ouverture de fissure au cours du temps en fonction de son ouverture initiale [48]



a)



b)



c)

Figure 2-30 : Influence de l'ouverture de fissure sur le taux de cicatrisation [48]

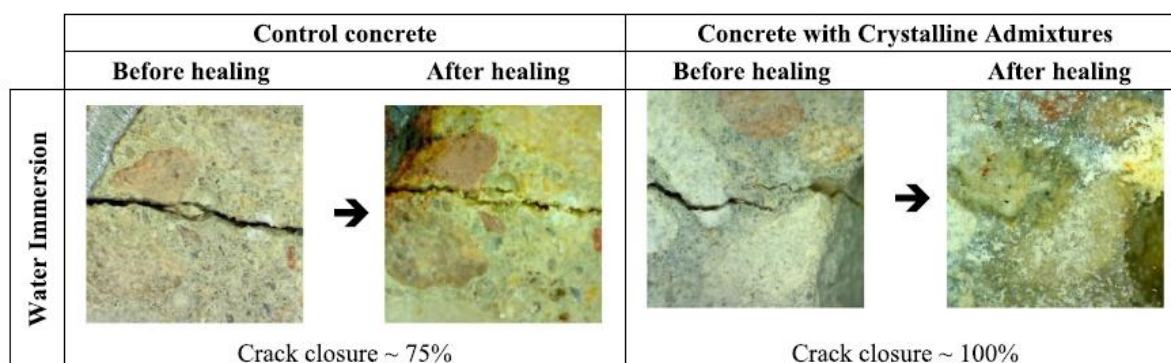
a) Ouverture de 0 à 0.05 mm b) Ouverture de 0.1 à 0.2 mm c) Ouverture de 0.2 à 0.3 mm

### 2.4.3 Conditionnement imposé au béton fissuré

L'environnement dans lequel sont placés les spécimens après avoir été fissurés conditionne le processus de cicatrisation du béton. Jusqu'à présent, plusieurs conditionnements ont été expérimentés : l'immersion totale dans l'eau, l'immersion partielle dans l'eau, la chambre humide ou encore à l'air libre. Les résultats exposés dans cette section proviennent essentiellement des recherches menées par Roig-Flores et al. [50]. Leurs essais ont été réalisés sur des cylindres de béton avec et sans ajout cristallin de diamètre 150 mm et 150 mm de hauteur. Les cylindres ont été fissurés par un chargement un essai de fendage et ont subi un conditionnement de 42 jours suite à leur fissuration. Enfin, des essais de perméabilité ont aussi été faits sur les cylindres une fois déchargés.

#### 2.4.3.1 Immersion totale dans l'eau

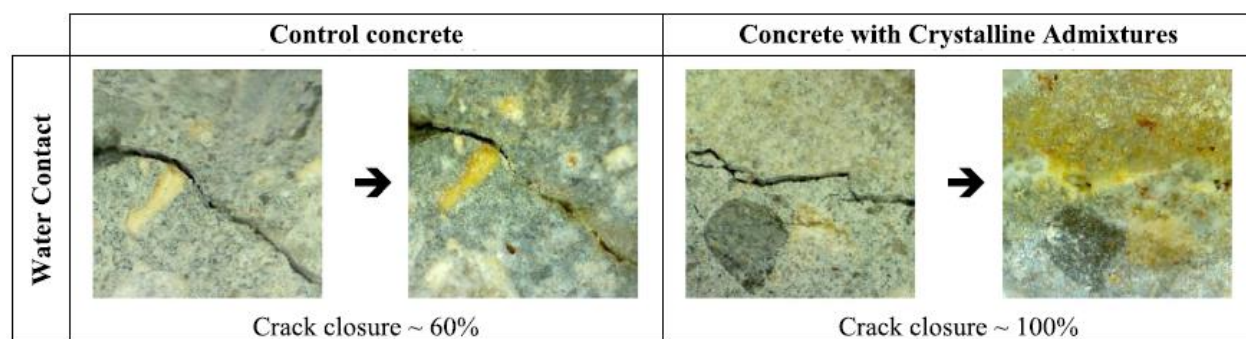
Les différentes cures imposées au béton suite à sa fabrication se font principalement en condition humide pour favoriser l'hydratation du ciment. Il est donc légitime d'envisager que cette condition soit une condition favorable à la cicatrisation du béton, puisque l'apport d'eau y est le plus important. Ceci est vérifié grâce à la **Figure 2-31** qui illustre qu'après une immersion totale de 42 jours, le béton cicatrise à 100% lorsque la pâte de ciment contient des ajouts cristallins et jusqu'à 75% si elle n'en contient pas (à ouverture de fissure équivalente dans les cylindres). L'apport des ajouts cristallins est donc significatif dans le cas d'une cicatrisation en immersion totale comparativement à un béton ordinaire. Les travaux démontrent également que le béton ordinaire sans ajout possède aussi une bonne capacité de cicatrisation.



**Figure 2-31 : Évolution de la cicatrisation d'un béton avec et sans ajout cristallin en immersion totale dans l'eau pendant 42 jours [50]**

### 2.4.3.2 Immersion partielle dans l'eau

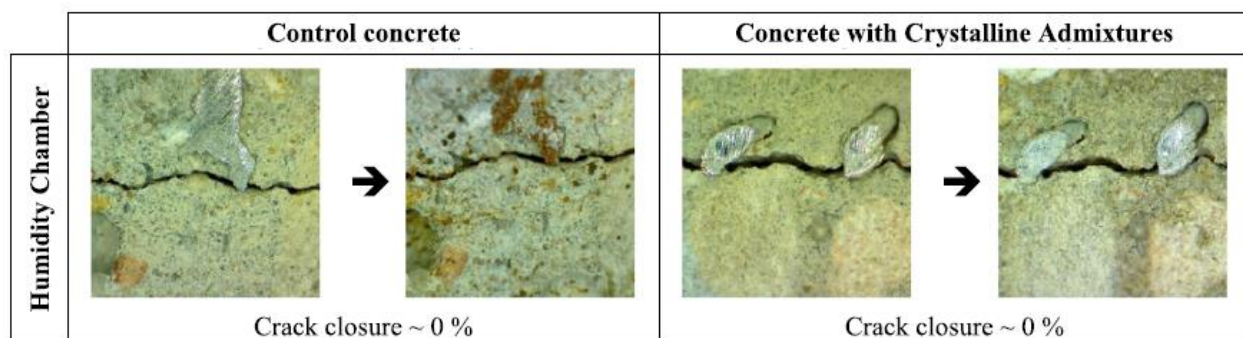
Comme il a été vu précédemment, l'immersion totale dans l'eau permet une cicatrisation très performante du béton avec et sans ajout cristallin. En revanche, elle n'est pas la situation la plus représentative de la réalité hormis pour certaines structures immergées. Un conditionnement pouvant s'apparenter à une situation plus courante serait l'immersion partielle dans l'eau, représentatif de zones où l'eau stagnerait après des orages ou fontes de neiges (dalle de pont) ou encore des ouvrages soumis aux marrés (certaines piles de ponts). La **Figure 2-32** illustre que l'immersion partielle dans l'eau permet une cicatrisation apparente totale du béton après 42 jours lors de l'utilisation d'ajout alors que ce n'est pas le cas pour un béton ordinaire.



**Figure 2-32 : Évolution de la cicatrisation d'un béton avec et sans ajout cristallin en immersion partielle dans l'eau pendant 42 jours [50]**

### 2.4.3.3 Chambre humide

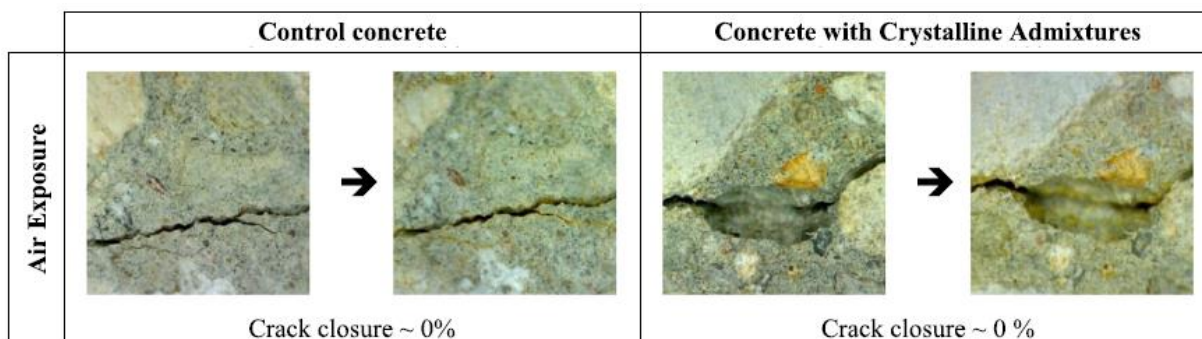
Un autre conditionnement représentatif de la réalité de certaines structures serait la conservation du béton en chambre humide. Ce conditionnement peut être assimilé à une région où l'humidité relative est élevée (pays d'Asie par exemple). Contrairement aux deux dernières situations, le conditionnement en chambre humide ne permet pas de cicatrisation du béton avec et sans ajout cristallin. La **Figure 2-33** démontre qu'aucune cicatrisation n'est survenue malgré la présence d'une humidité près de la saturation. Cela signifie que la présence d'eau sous forme liquide, et non vapeur, est requise pour favoriser la réaction de cicatrisation.



**Figure 2-33 : Évolution de la cicatrisation d'un béton avec et sans ajout cristallin en chambre humide pendant 42 jours [50]**

#### 2.4.3.4 Air libre

Mis à part certaines structures immergées, un ouvrage exposé aux intempéries sera exposé à des périodes de séchage à l'air avec une humidité moyenne (30 à 70 %). Il importe donc d'expérimenter l'apport des ajouts cristallins également dans ce contexte. La **Figure 2-34** confirme que logiquement la présence d'ajouts cristallins dans le béton exposé à l'air ne favorise pas davantage la cicatrisation du béton qu'avec un conditionnement en chambre humide, la cicatrisation y est négligeable.

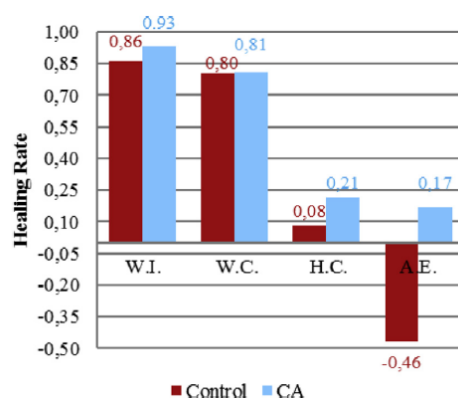


**Figure 2-34 : Évolution de la cicatrisation d'un béton avec et sans ajout cristallin à l'air libre [50]**

#### 2.4.3.5 Taux de cicatrisation mesurés pour des différents conditionnements

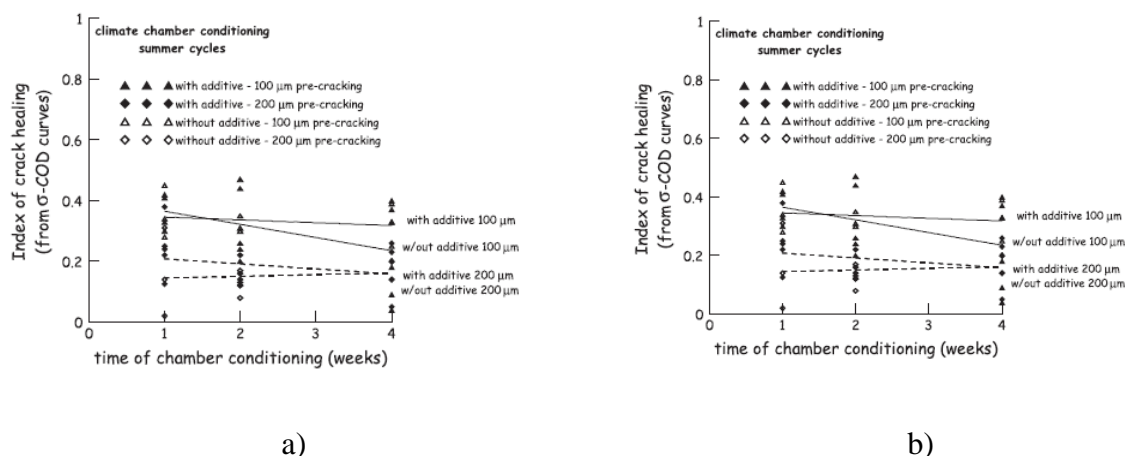
L'impact qualitatif global des différents environnements étant désormais connu, il importe de quantifier leur efficacité. La **Figure 2-35** représente les taux de cicatrisation mesurés. Il en résulte que quel que soit le conditionnement choisi, l'utilisation d'ajouts cristallins est bénéfique

relativement à un béton ordinaire. Malgré le fait qu'en chambre humide et à l'air libre la cicatrisation soit négligeable, la **Figure 2-35** illustre qu'ils permettent d'éviter que l'ouverture de fissure ne s'accroisse comme c'est le cas lorsque les spécimens sont exposés à l'air libre (taux de cicatrisation négatif). Enfin, en termes d'efficacité, l'immersion totale dans l'eau est l'exposition environnementale donnant le meilleur taux de cicatrisation en atteignant un taux supérieur à 90%. Ceci supporte l'idée que l'apport d'eau maximal au béton conduit à une meilleure cicatrisation du béton avec et sans ajout cristallin. L'eau permet entre autres l'hydratation du ciment anhydre dans le béton, favorise un relâchement élevé d'ion de calcium et la formation d'un silicate de calcium hydraté modifié dans le béton avec ajouts cristallins. Cela permet ainsi de favoriser l'hydratation des ajout cristallins, qui peuvent alors développer leur plein potentiel de cicatrisation.



**Figure 2-35 : Taux de cicatrisation du béton avec et sans ajout cristallin dans les environnements suivants : immersion totale (W.I), immersion partielle (W.C), chambre humide (H.C) et à l'air libre (A.E) [50]**

À titre informatif, d'autres types de conditionnement ont été imposés à des spécimens de béton fissuré, soit des cycles représentatifs des périodes d'été (du nord de l'Italie), avec une humidité fixée à 90 % et des températures variant entre 20 et 50°C, et d'hiver (du nord de l'Italie), avec une humidité fixée à 95 % et des températures variant entre 5 et 20°C [51]. La **Figure 2-36** illustre le taux de cicatrisation de dalettes de béton fissuré pour des conditionnements cycliques (été et hiver). Une cicatrisation complète, fissure intégralement refermée, se traduit par un taux de cicatrisation de 1. Les résultats se révèlent être concluants, puisque la présence d'ajouts cristallins permet une cicatrisation plus performante, à ouverture équivalente, qu'un béton ordinaire quel que soit le conditionnement.



**Figure 2-36: Impact d'un conditionnement cyclique sur la cicatrisation [51]**

a) Cycle d'été b) Cycle d'hiver

#### 2.4.4 À retenir

Pour l'instant, aucun essai normalisé n'a été établi pour définir le potentiel de cicatrisation des bétons avec ajouts cristallins. Il est difficile de comparer les résultats des quelques études ayant portées sur le sujet.

Les différences existantes dans les procédures d'essais développées pour évaluer le potentiel de cicatrisation, en plus de la maturité lors de la fissuration des bétons, de l'ouverture de fissure initiale et du conditionnement sont :

- Les dimensions et formes des spécimens testés,
- Les méthodes de fissuration du béton (par chargement en compression ou en flexion),
- Les méthodes principales de suivi de fissure (microscope, microscope digital assisté d'un ordinateur, stéréomicroscope, suivi de photo, etc.).

Malgré les méthodologies d'essais différentes, certains constats sont considérés pour la préparation des travaux de ce projet :

- L'endommagement et le conditionnement des spécimens doivent idéalement être effectués sur du béton mature.

- Le processus de cicatrisation semble plus significatif sur des ouvertures inférieures à 0.3 mm, ce qui est cohérent avec ce qui est retrouvé dans les ouvrages en béton armé.
- Pour faciliter l'étude de la cicatrisation, il faut considérer un conditionnement avec présence d'eau liquide même si ce n'est pas nécessairement la condition retrouvée sur les ouvrages en béton armé.

Aucune des études consultées n'a été consacrée à :

- L'évaluation de la reprise mécanique des bétons après cicatrisation.
- L'usage de béton fibré en combinaison aux ajouts cristallins afin de favoriser des petites ouvertures de fissures.
- La caractérisation du phénomène de cicatrisation dans des conditions similaire à celles des structures en conditions de service.

## CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE

Ce chapitre présente la méthodologie expérimentale pour atteindre les objectifs spécifiques du projet, soit : la détermination de l'ajout cristallin le plus performant parmi ceux présents sur le marché et l'évaluation de l'ajout cristallin sur le comportement mécanique et la perméabilité des bétons à hautes performances avec ou sans fibre. Le chapitre présente également les montages expérimentaux utilisés dans le cadre du projet.

### 3.1 Programme expérimental préliminaire

Le programme préliminaire a été réalisé avec pour objectif d'une part de familiariser l'équipe de recherche avec l'utilisation des ajouts cristallins (production des bétons, résistance à la compression, etc.) et d'autre part d'identifier l'ajout cristallin disponible sur le marché le plus performant pour la cicatrisation des fissures. La sélection des produits s'est faite tout d'abord en contactant les fournisseurs d'adjuvants et en consultant la documentation scientifique disponible sur les ajouts cristallins. Les produits retenus sont nommés AC1 à AC3 pour en préserver la confidentialité pour les fournisseurs.

#### 3.1.1 Conditions à l'étude

Le programme préliminaire comprend quatre conditions d'essais résumées dans le **Tableau 3-1**. Les matériaux testés sont des Bétons Fibrés à Haute Performance (BFHP) ayant une résistance nominale en compression de 50 MPa et pour lesquels 0.75%-vol de fibres ont été introduites. Dans le cadre de ce programme, le béton de référence sera le BFHP (sans ajout) car, il a été utilisé dans plusieurs projets de recherche antérieurs. Les 3 autres bétons comprennent l'addition de l'un des 3 ajouts cristallins étudiés. Les ajouts cristallins n'ayant pas été développés initialement pour la cicatrisation de fissures, le dosage à utiliser pour cette fonction n'était pas disponible dans les fiches techniques. Ainsi, pour tous les ajouts cristallins, le dosage a été fixé à 2% de la masse de ciment suite aux suggestions des différents fournisseurs. L'ensemble des compositions des bétons testés sont regroupées dans le **Tableau 3-2**. Pour chacun des bétons étudiés, une production a été effectuée pour produire des cylindres de 100 mm de diamètre pour mesurer la résistance à la compression selon la norme ASTM C39 et des prismes de 150x150x500 mm pour évaluer la résistance en flexion selon la norme EC 1465.1 Les spécimens ont subi 2 types de cure pour déterminer l'impact d'une exposition à l'eau et à l'air sur la cicatrisation des fissures.

**Tableau 3-1 : Programme préliminaire**

Identification	Détails
BFHP	BFHP-50MPa-0.75%
BFHP-AC1	BFHP-50MPa-0.75% AC1
BFHP-AC2	BFHP-50MPa-0.75% AC2
BFHP-AC3	BFHP-50MPa-0.75% AC3

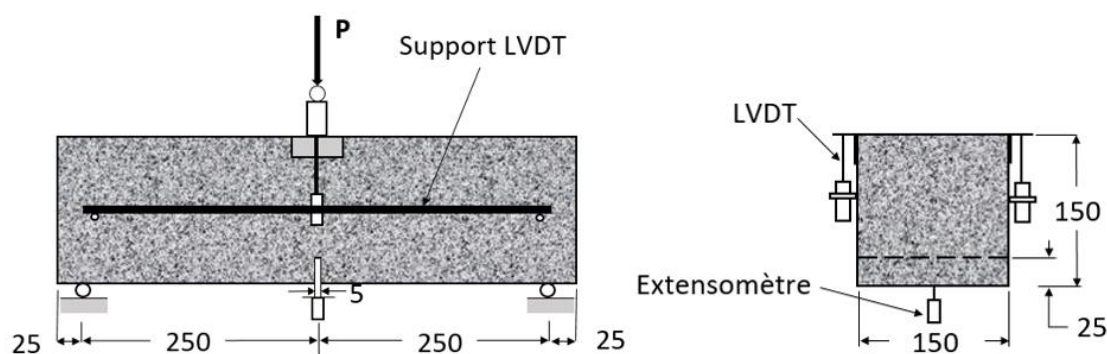
**Tableau 3-2 : Composition des bétons de la phase préliminaire**

Matériaux	BFHP	BFHP-AC1	BFHP-AC2	BFHP-AC3
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	550	550	550	550
Ajouts Cristallins (kg/ m <sup>3</sup> )	(-)	11	11	11
Eau (kg/ m <sup>3</sup> )	229.1	229.1	229.1	229.1
Superplastifiant (l/ m <sup>3</sup> )	10.5	10.5	10.5	10.5
Viscosant (l/ m <sup>3</sup> )	0.71	0.71	0.71	0.71
Sable (kg/ m <sup>3</sup> )	813.5	808	808	808
Pierre (kg/ m <sup>3</sup> )	658	653	653	653
Dosage en fibre (kg/ m <sup>3</sup> )	58.5	58.5	58.5	58.5
Rapport Eau/Ciment (-)	0.43	0.43	0.43	0.43

### 3.1.2 Spécimens et procédure expérimentale

Le montage expérimental pour les essais de flexion est illustré à la **Figure 3-1**. Au cours de ces essais la force appliquée, la flèche et l'ouverture de fissure au centre sont enregistrés. Il est ainsi nécessaire d'avoir une fissure localisée pour mesurer adéquatement l'ouverture de fissure grâce à un extensomètre. Cette dernière est obtenue en respectant la norme EN 14651 qui permet de réaliser une entaille d'une hauteur de 25 mm sur chaque prisme avec une scie équipée d'une lame de 5 mm d'épaisseur. Pour réaliser correctement les tests de flexion, il est nécessaire que les appuis extérieurs du prisme soient équidistants du milieu de l'entaille (**Figure 3-1**). De plus, la charge

appliquée  $P$  se doit d'être uniformément répartie sur la largeur du prisme et centrée sur l'entaille. Le chargement est appliqué grâce à un vérin d'une capacité de 240 kN et dont le chargement est contrôlé par le déplacement moyen des deux LVDT mesurant la flèche des spécimens. Lors de la phase d'essais à 28 jours, le chargement est réalisé à un taux de 0.2 mm/min. Et pour les essais menant à la rupture, cette vitesse de chargement a été augmentée à 0.5 mm/min à l'atteinte de 70% de la force maximale en post-pic, puis de nouveau augmentée à 1 mm/min à 50% de cette même force en post-pic.



**Figure 3-1 : Dispositif de flexion 3 points et dimensions des prismes**

## 3.2 Programme expérimental principal

Le programme expérimental principal a pour but de déterminer le comportement mécanique et la perméabilité à l'eau des bétons avec et sans ajout cristallin pour en déduire leur capacité de cicatrisation des fissures. Ce programme est réalisé avec l'ajout cristallin ayant présenté le meilleur potentiel de cicatrisation et les meilleures propriétés mécaniques, soit le produit AC3 du programme préliminaire.

### 3.2.1 Condition de l'étude

Le programme principal comprend quatre conditions d'essais permettant d'étudier l'influence des ajouts cristallins sur le comportement mécanique et la perméabilité de tirant en béton armé. Le potentiel de cicatrisation sera caractérisé par l'évolution de la perméabilité pendant 7 jours. Les différentes compositions des bétons étudiées sont présentées au **Tableau 3-4**. La matrice cimentaire des BHP et BFHP est presque identique avec un rapport eau/liant de 0.43. Ce qui les distingue ce sont leurs dosages en macrofibres métalliques à crochet de 0.75 %-vol ( $l_f = 35$  mm ;

$\Phi_f = 0.55$  mm) et une légère différence dans le contenu en pierre. En effet, une quantité de pierre équivalente au volume de fibres ajouté a été retranchée des formulations des BFHP. Les matrices étant quasi-identiques, l'apport des fibres sur le comportement mécanique et sur la perméabilité sera bien défini. Pour les matrices contenant des ajouts cristallins (2 % par masse de ciment), une quantité de sable et de pierres équivalente au volume d'ajouts cristallins ajoutés a été soustrait. L'ensemble des matrices sont finalement similaires. Ces conditions permettent de mesurer de manière distincte l'impact d'un ajout de fibre et d'une addition d'ajouts cristallins sur le comportement mécanique et sur la perméabilité des bétons. Le programme initial comprenait aussi un BHP avec ajouts cristallins, malheureusement pour différentes raisons techniques les résultats de cette condition ne sont pas disponibles. Toutes ces conditions d'essais sont récapitulées dans le **Tableau 3-3**.

**Tableau 3-3 : Programme principal**

Identification	Détails
BHP	BHP-50MPa
BFHP	BFHP-50MPa-0.75%
BFHP-AC Optimal	BFHP-50MPa-0.75%-AC Optimal

**Tableau 3-4 : Composition des bétons du programme principal**

Matériau	BHP	BFH	BFHP-AC3
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	550	550	550
Ajout cristallin (kg/m <sup>3</sup> )	(-)	(-)	11
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	229.45	229.1	229.1
Superplastifiant (l/m <sup>3</sup> )	9.67	10.5	10.5
Viscosant (l/ m <sup>3</sup> )	0.95	0.71	0.71
Sable (kg/ m <sup>3</sup> )	813.8	813.5	808
Pierre (kg/ m <sup>3</sup> )	678.1	658	653
Dosage en fibre (kg/ m <sup>3</sup> )	(-)	58.5	58.5
Rapport Eau/Ciment (-)	0.43	0.43	0.43

Chacune des conditions est étudiée avec quatre tirants : deux tirants pour des essais de perméabilité sous sollicitation statique et deux tirants pour des essais de perméabilité sous sollicitation constante. Les essais sous sollicitation statique permettent de définir le niveau de perméabilité correspondant à une contrainte dans l'armature de 250 MPa représentative d'une structure en condition de service et de définir le palier des essais sous sollicitation constante. Deux essais par type de sollicitation sont réalisés pour avoir un aperçu de la variabilité des résultats tirés des essais.

### 3.2.2 Spécimens et procédure expérimentale

Le dispositif de perméabilité à l'eau a été développé dans des travaux antérieurs [38] à Polytechnique Montréal permet de caractériser le comportement mécanique et la perméabilité de tirants en béton armé, sollicités en traction uniaxiale. Le tirant a été choisi afin d'être représentatif de la zone tendue d'une structure (dalles ou poutres) sollicitée en flexion (**Figure 3-2**). Les tirants ont une longueur de 610 mm et une section transversale de 90 x 90 mm<sup>2</sup>. Les armatures qui les composent sont de type 10M ( $\Phi_b = 11.3$  mm), de ce fait l'enrobage est d'environ 40 mm conformément à ce qu'impose les différentes normes pour une exposition préjudiciable à la durabilité des bétons (**Tableau 3-5**). Les dimensions des tirants ont été définies par les travaux antérieurs [38] afin d'illustrer le comportement d'une structure armée pouvant présenter une multifissuration sous chargement.

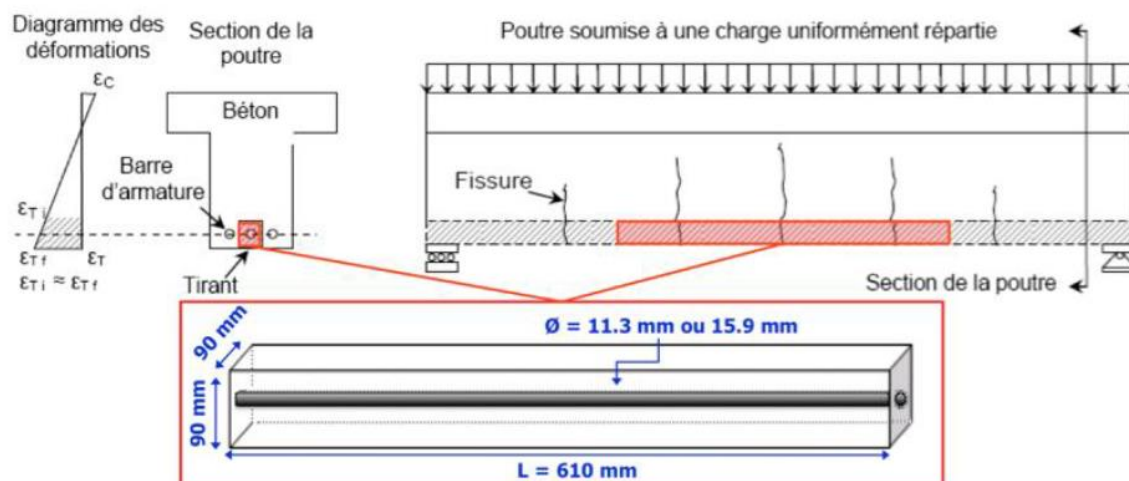


Figure 3-2 : Représentativité des tirants dans une structure armée [38]

**Tableau 3-5: Épaisseurs d'enrobages minimums adaptées basées sur les principales normes**  
[52]

Origine	Norme	Épaisseur d'enrobage (mm)		
		Fissuration très préjudiciable	Fissuration préjudiciable	Fissuration peu préjudiciable
Europe	Eurocode	50 à 55	35 à 45	20 à 25
Canada	CSA A23.3-04	60	40	20 à 30
États-Unis	ACI 318-03	60	40	20 à 30
Suisse	SIA 262	40 à 45	30 à 35	20

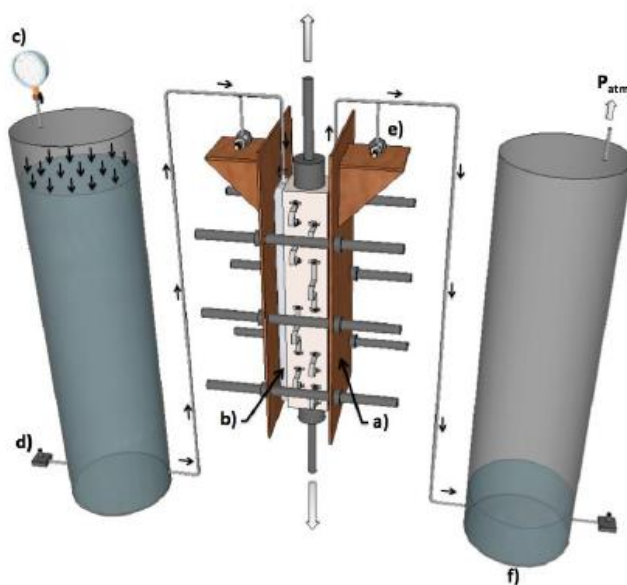
Ce tableau résume de manière générale les recouvrements à respecter, le lecteur est référé aux normes pour obtenir des informations détaillées. Les valeurs du tableau ne contiennent pas les épaisseurs d'enrobages associés au béton exposé au sol en permanence.

Le dispositif de perméabilité couplé à une presse hydraulique permet simultanément d'appliquer un chargement en traction uniaxiale sur le tirant, de mesurer l'ouverture des fissures et la perméabilité du tirant (**Figure 3-3**). Une vue éclatée de la cellule de perméabilité (**Figure 3-4**) met en évidence la présence de deux faces latérales du tirant partiellement recouvertes d'élastomère pour permettre la pénétration de l'eau. Une membrane étanche, réalisée par élastomère, se trouve sur les deux autres faces latérales et les extrémités du tirant. Ainsi un écoulement d'eau unidirectionnel à travers le tirant pourra être imposé (**Figure 3-3**). Les faces latérales exposées à l'eau sont reliées à de petits réservoirs en aluminium remplis d'eau eux-mêmes reliés à des cylindres de grande capacité. Un système de serrage des petits réservoirs sur le tirant complète la cellule de perméabilité pour limiter les fuites.

Pendant que le tirant est sollicité en traction uniaxiale, un gradient de pression est créé entre l'amont et l'aval du tirant pour induire un déplacement unidirectionnel de l'eau. Pour cela, une pression hydraulique est appliquée au cylindre d'entrée alors que le cylindre de sortie est soumis à la pression atmosphérique. Le gradient de pression initial s'élève à 50 kPa, soit l'équivalent d'une hauteur d'eau de 5 mètres. Au cours de l'essai, le chargement mécanique crée progressivement des fissures entraînant une pénétration d'eau de plus en plus importante à travers le tirant (**Figure 3-4**).

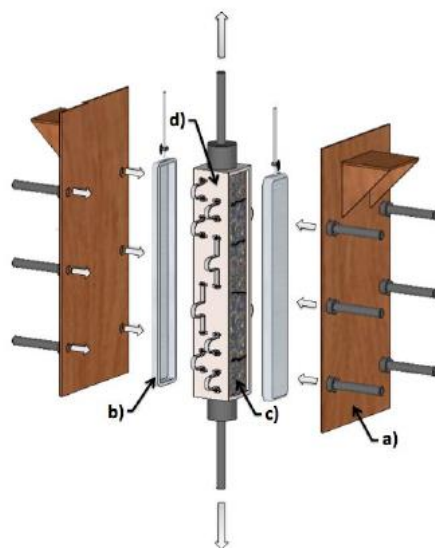
La configuration actuelle du système permet une mesure en temps réel des ouvertures de fissures par l'intermédiaire de capteurs de déplacement (capteurs Pigages). Les capteurs sont placés sur les

faces latérales du tirant recouvertes de membrane étanche (**Figure 3-5**). Les capteurs sont fixés au béton par le biais de blocs, sur lesquels ils sont vissés afin de mesurer les déformations du béton et non celles de la membrane étanche (**Figure 3-6**). Afin de maîtriser le gradient de pression, des capteurs de pression sont installés aux bornes d'entrée et de sortie des petits réservoirs d'eau. Enfin, pour obtenir les débits d'entrée et de sortie du tirant, des capteurs de hauteur différentielle sont mis en place à la base des cylindres pour mesurer le volume d'eau traversant le tirant. Les données enregistrées au cours de l'essai permettent d'établir des corrélations directes entre la perméabilité à l'eau, la contrainte dans l'armature du tirant, la force appliquée, les ouvertures de fissures et le déplacement du tirant.



**Figure 3-3 : Dispositif de chargement et de perméabilité [38]**

- a) Système de serrage, b) Réservoir d'eau en aluminium, c) Manomètre et cylindre d'entrée, d) Capteur de hauteur différentielle, e) Capteur de pression, f) Cylindre de sortie

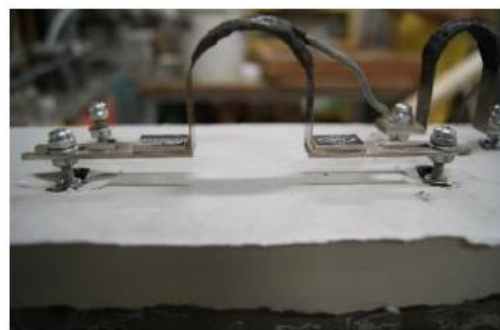


**Figure 3-4 : Cellule de perméabilité [38]**

a) Système de serrage, b) Réservoir d'eau en aluminium, c) Béton exposé, d) Membrane étanche et Capteurs PI



**Figure 3-5 : Tirant avec face de béton exposée et capteurs PI**



**Figure 3-6 : Capteur de déplacement (Capteur PI)**

### 3.3 Résultats complémentaires

Le mémoire contient 3 annexes. L'annexe A présente les fiches techniques des ajouts cristallins étudiés dans le cadre du projet. L'annexe B présente les calculs effectués pour déterminer la contrainte initiale dans la barre d'armature due au retrait. L'annexe C présente les résultats de l'ensemble des essais de traction directe, tandis que l'article du chapitre précédent présente uniquement les courbes moyennes.

## CHAPITRE 4 PROGRAMME PRÉLIMINAIRE

Le programme préliminaire avait pour but de familiariser l'équipe de recherche avec l'utilisation des ajouts cristallins (production des bétons, résistance à la compression, etc.) et d'identifier l'ajout cristallin le plus performant pour la cicatrisation des fissures parmi des produits disponibles sur le marché. Après la consultation de la documentation et des fournisseurs, trois produits sont retenus et sont nommés AC1 à AC3 pour en préserver la confidentialité. Les fiches techniques des 3 produits sont disponibles à l'annexe A.

### 4.1 Protocole de chargement des essais de flexion

Des prismes de 150x150x500 ont été produits avec trois bétons fibrés avec différents ajouts cristallins et un béton fibré à hautes performances de référence (sans ajout cristallin). Les prismes de chaque BFHP ont subi une cure humide de 28 jours avant les essais de flexion. Les essais de flexion ont été réalisés en 2 phases, une phase de fissuration à 28 jours jusqu'à une ouverture de fissure définie et une phase de rechargement à 56 jours au cours de laquelle les prismes ont été sollicités jusqu'à la rupture.

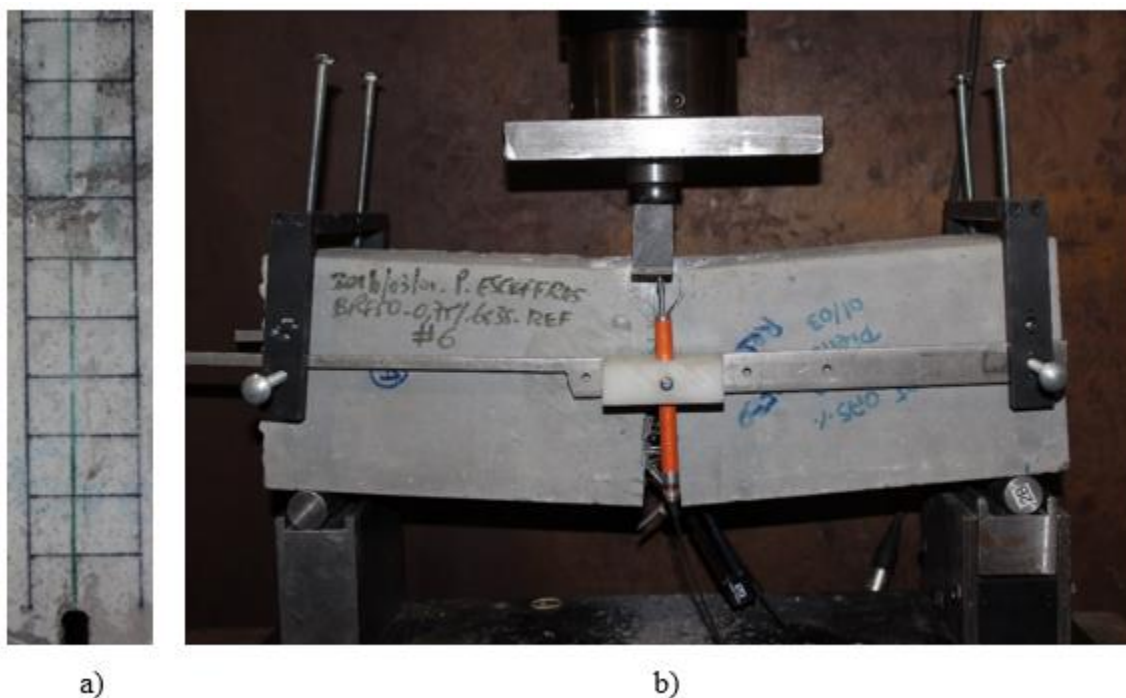
#### 4.1.1 Fissuration à 28 jours

La phase de fissuration des prismes de flexion réalisée à 28 jours a pour but de créer une fissure unique localisée au centre des prismes et qu'une fois le déchargement complété une ouverture de fissure résiduelle comprise entre 0.15 et 0.2 mm soit obtenue. Pour cela, les expériences antérieures de Daviau-Desnoyers [53] ont permis de définir que l'ouverture de fissure à atteindre lors du chargement pour ce type de prismes, était de 0.4 mm afin d'obtenir une ouverture résiduelle dans la plage attendue. La mesure de l'ouverture de fissure est effectuée par un extensomètre placé au fond de l'entaille des prismes, la mesure de flèche par la moyenne de deux LVDT placés sur deux faces opposées (**Figure 3-3**) et la mesure de la force par une cellule de charge située entre le vérin et le prisme. L'acquisition des données se termine une fois le prisme complètement déchargé.

Lors de ces essais, six prismes par type de béton sont testés. Par la suite, trois sont immergés dans des bacs d'eau et trois sont stockés à l'air libre pendant 28 jours afin d'étudier la cicatrisation de la fissure créée dans les prismes dans deux environnements différents.

### 4.1.2 Rechargement à 56 jours

A 56 jours, donc après une période de cicatrisation de 28 jours, les prismes sont rechargés dans un montage de flexion jusqu'à leur rupture. La **Figure 4-1** illustre l'état de la fissure localisée avant et après le rechargement. Le dispositif de flexion utilisé est identique au précédent ainsi que l'ensemble des capteurs utilisés. L'extensomètre pouvant mesurer une ouverture de fissure maximum de 4 mm, un suivi de cette dernière n'a pas été fait au-delà. En revanche, la mesure de la flèche a été enregistrée jusqu'à la rupture complète des prismes.



**Figure 4-1: Fissure avant et après le rechargement à 56 jours**

a) Fissure après cicatrisation b) Essai de flexion jusqu'à la rupture

## 4.2 Résultats

Les résultats obtenus au cours du programme préliminaire sont exposés dans cette section. Dans un premier temps, les résultats de compression sont explicités et seront suivis des résultats des essais de flexion à 28 et 56 jours.

### 4.2.1 Comportement en compression

Des essais de compression respectant la norme ASTM C39 ont été réalisés aux dates des essais de flexion, soit à 28 et 56 jours. Le **Tableau 4-1** présente les résultats obtenus. Le BFHP de référence a une résistance à la compression de 49.4 MPa. On remarque que les BFHP-AC2 et les BFHP-AC3 présentent de meilleures résistances à la compression que le BFHP de référence à 28 et 56 jours. En revanche, le BFHP-AC1 possède à peu de chose près une résistance identique à la référence. Le BFHP-AC2 se distingue par le fait que le gain de résistance à la compression augmente de 2 à 27 % alors que le BFHP-AC3 maintient un gain d'environ 15% par rapport à la référence aux deux échéances.

L'analyse des résultats indique que les ajouts cristallins AC2 et AC3 apportent un gain de résistance à la compression variant entre 9 et 27 % selon les échéances d'essais. La formation des produits de réaction des ajouts cristallins dans la matrice cimentaire contribue donc à la résistance du béton.

**Tableau 4-1 : Résistance à la compression**

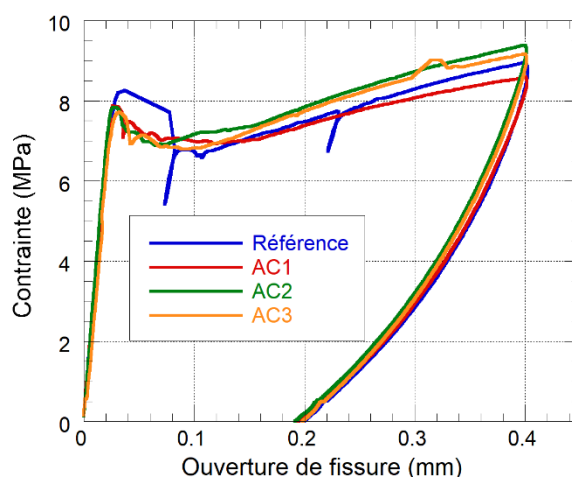
	BFHP-ref	BFHP-AC1	BFHP-AC2	BFHP-AC3
$f_c$ 28 jours (MPa)	49.4	46.6	53.8	56.9
$f_c$ 56 jours (MPa)	50	52.5	63.4	57.9
Gain (%) entre 28 et 56 jours	1.2	12.7	17.8	1.8
Gain par rapport à la référence (%)				
28 jours	-	-5.7	+8.9	+15.2
56 jours	-	+5.0	+26.8	+15.8

### 4.2.2 Comportement en flexion

#### 4.2.2.1 Fissuration à 28 jours

Les résultats typiques des essais de flexion réalisées à 28 jours sur les quatre BFHP sont illustrées à la **Figure 4-1**. Ces courbes représentent les tendances observées pour chacune des conditions. Le chargement a été réalisé jusqu'à l'obtention d'une ouverture de fissure de 0.4 mm, ensuite le déchargement a débuté. Une fois les prismes déchargés, les ouvertures de fissures se trouvent entre 0.15 et 0.2 mm, c'est-à-dire dans la plage souhaitée.

Initialement les différents BFHP ont une rigidité similaire. La contrainte de fissuration varie également peu entre les bétons tel qu'indiqué dans le **Tableau 4-2**. En effet, la valeur moyenne est de 7.80 MPa avec une variabilité de  $\pm 3 \%$  selon les bétons. Après la fissuration de la matrice, une rigidité similaire est à nouveau observable pour toutes les BFHP. En conséquence, les valeurs de la contrainte associée à une ouverture de fissure de 0.4 mm sont également semblables. On note que la contrainte associée à une ouverture de 0.4 mm est légèrement supérieure de 1.6 % et 2.3 % pour les ajouts cristallins AC1 et AC3 respectivement.



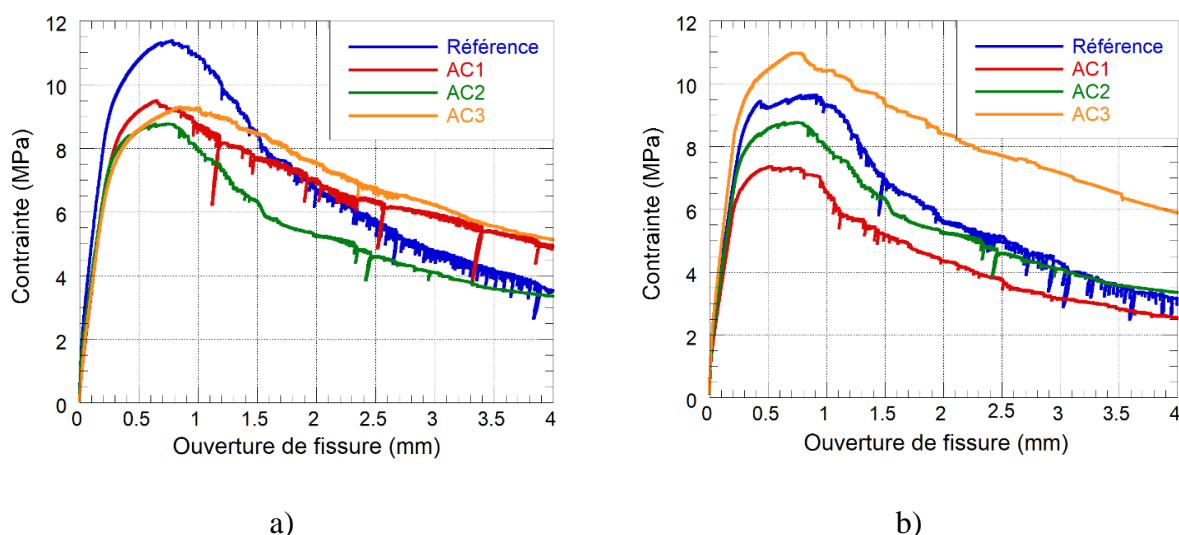
**Figure 4-2 : Évolution de la contrainte en fonction de l'ouverture de fissure lors des essais de flexion à 28 jours, courbes typiques obtenues sur les groupes de 3 spécimens**

#### 4.2.2.2 Rechargement à 56 jours

Les différents prismes sont soumis à un nouvel essai de flexion à 56 jours jusqu'à la rupture complète. Dans le cadre de ces rechargements, il importe de rappeler que la mesure de l'ouverture de fissure n'ira pas au-delà de 4 mm en raison des limites de l'extensomètre. Cependant, la flèche est mesurée jusqu'à la rupture des prismes. Les courbes typiques de contrainte ouverture de fissure obtenues lors de ces essais sont illustrées sur la **Figure 4-3** pour les deux conditions d'expositions, à l'eau et à l'air. Les rigidités initiales des différents BFHP sont sensiblement égales. Ensuite, la résistance maximale et le comportement post-pic diffèrent selon les BFHP et les conditions d'exposition. Le **Tableau 4-2** résume les résultats moyens obtenus pour les groupes de 3 prismes de chaque matériau et exposition. Après une exposition à l'air, c'est-à-dire un conditionnement non favorable à la cicatrisation, aucun matériau n'a de contrainte maximale supérieure à celle du BFHP de référence. Concernant la contrainte atteinte au rechargement pour une ouverture de fissure de

0.4 mm seul l'ajout cristallin AC1 performe mieux de 6.3 %. En revanche, avec un conditionnement à l'eau favorisant la cicatrisation, tous les matériaux montrent une meilleure contrainte au rechargement pour une ouverture de fissure 0.4 mm de 0.3 %, 7.0 % et 15.3 % respectivement pour les ajouts cristallins AC1 à AC3. De plus, le BFHP avec l'ajout cristallin AC3 se distingue de nouveau par le fait qu'il soit le seul à avoir une contrainte maximale post-pic supérieure à celle de la référence (+ 6.3 %). Enfin, la **Figure 4-3** illustre aussi que lors d'une exposition à l'eau le BFHP avec l'ajout cristallin AC3 se différencie des autres par son comportement adoucissant plus marqué (contraintes post-pic supérieures) lorsque les ouvertures de fissure deviennent supérieures à environ 1 mm. Ce qui n'est pas le cas lors d'une exposition à l'air où le comportement des matériaux est semblable.

L'analyse sommaire des résultats de rechargement à 56 jours démontre que le BFHP avec l'ajout cristallin AC3 se distingue en fournissant un comportement post-pic significativement plus élevé que les autres ajouts cristallins et la référence. Cette observation pourrait être reliée à un BFHP avec une matrice plus dense et résistante qui possède une meilleure adhérence avec les fibres et contribue à fournir une résistance en flexion post-pic supérieure. Le BFHP AC3 présentant un  $f'_c$  supérieur, cela semble cohérent. Par ailleurs, la qualité des produits de cicatrisation dans la fissure des prismes pourrait aussi amener à cette observation. Ceci sera discuté au chapitre 5.



**Figure 4-3 : Évolution de la contrainte en fonction de l'ouverture de fissure lors des essais de flexion à 56 jours, courbes typiques obtenues sur 3 spécimens**

a) Exposition à l'air b) Exposition à l'eau

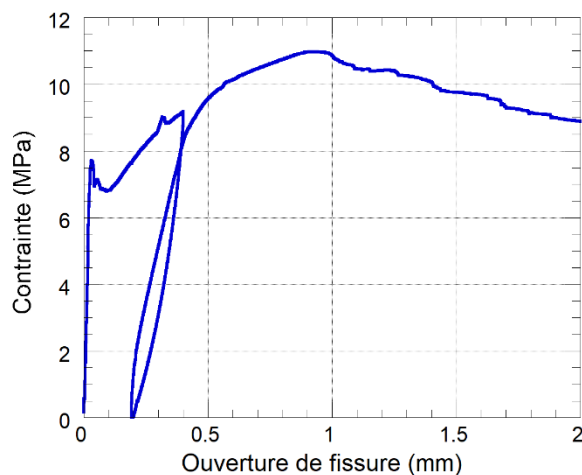
**Tableau 4-2 : Contraintes de fissuration et associées à une ouverture de 0.4 mm**

		BFHP-Référence		BFHP-AC1		BFHP-AC2		BFHP-AC3	
Fissuration à 28	$\sigma_{\text{fiss}}$ (MPa)	7.95		7.93		7.55		7.75	
	$\sigma_{\omega=0.4}$ (MPa)	8.37		8.50		8.18		8.56	
	$\sigma_{\text{fiss}}$ (%)*	-		- 0.3		-5.0		-2.6	
	$\sigma_{\omega=0.4}$ (%)*	-		+1.6		-2.3		+2.3	
Rechargement à 56 j		Air Eau		Air Eau		Air Eau		Air Eau	
	$\sigma_{\omega=0.4}$ (MPa)	6.87	7.00	7.30	7.02	6.53	7.49	6.01	8.07
	$\sigma_{\text{max}}$ (MPa)	11.12	10.11	9.99	8.32	8.84	9.56	8.77	10.75
	$\sigma_{\omega=0.4}$ (%)*	-	-	+6.3	+0.3	-4.9	+7.0	-12.5	+15.3
	$\sigma_{\text{max}}$ (%)*	-	-	-10.2	-17.7	-20.5	-5.4	-21.1	+6.3

\* Pourcentage par rapport à la référence

Effet positif observé

Après la réalisation de ces deux séries d'essais à 28 jours et 56 jours, il est possible de mettre les courbes bout à bout afin d'obtenir la courbe complète des différents matériaux avec les deux types d'exposition. Un exemple de courbe complète est illustré sur la **Figure 4-4**. C'est grâce à cette courbe que l'analyse globale des résultats pourra être réalisée à la section suivante.

**Figure 4-4 : Courbe complète de contrainte ouverture de fissure**

## 4.3 Performance globale des BFHP avec ajouts cristallins

Le but de cette section est d'identifier l'ajout cristallin le plus performant. Pour cela, il est nécessaire d'établir des critères de performance. Une fois les différents critères définis, l'évaluation pourra être faite.

### 4.3.1 Critères de performance

Pour évaluer les performances de chacun des ajouts cristallins testés, trois critères d'évaluation ont été établis. Ces critères sont les suivants : le gain mécanique, la cicatrisation et la reprise mécanique après le conditionnement de 28 jours pour favoriser la cicatrisation. Les équations permettant d'obtenir ces critères sont décrites ci-dessous tandis que la **Figure 4-5** permet d'illustrer les différents termes présents dans les équations. Les critères sont exprimés en fonction des résultats de la référence (BFHP sans ajout).

Le gain mécanique (Équation 4.1) correspond au gain de résistance en flexion évalué à une ouverture de fissure de 0.4 mm ou à la contrainte maximale entre un BFHP avec ajout et la référence. Ce gain peut être calculé à 28 et 56 jours à  $w = 0.4$  mm, et à 56 jours pour la résistance maximale.

La cicatrisation après le conditionnement (Équation 4.2) permet de calculer le gain de résistance en flexion obtenu par la cicatrisation. Il s'agit de l'augmentation de résistance mesurée entre 28 et 56 jours pour un BFHP avec ajout en comparaison avec celle de la référence. La cicatrisation peut être calculée seulement pour une ouverture de fissure de 0.4 mm.

Enfin, la reprise mécanique (Équation 4.3) est le dernier critère utilisé. Contrairement aux précédents critères, celui-ci n'a de sens que pour une ouverture donnée. Ainsi, la reprise mécanique se définit comme le rapport des contraintes à 28 et 56 jours pour une ouverture de fissure de 0.4 mm. Un ratio égale ou supérieur à 100% signifierait que le BFHP avec ajout, une fois cicatrisé, aurait des propriétés mécaniques identiques ou supérieures à celles du BFHP de référence.

- Gain mécanique après le conditionnement à l'eau ou à l'air ( $\sigma_{w=0.4 \text{ mm}}$  et  $\sigma_{\max}$ )

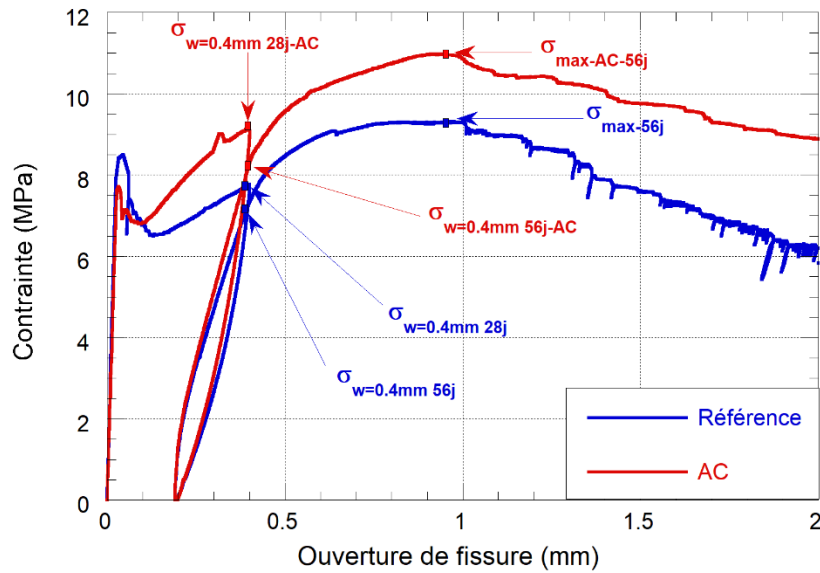
$$\% \Delta \sigma_{28 \text{ jours}} = \frac{\sigma_{AC \text{ n}^{\circ} i}^{28 \text{ jours}} - \sigma_{référence}^{28 \text{ jours}}}{\sigma_{référence}^{28 \text{ jours}}} \times 100 \quad (4.1)$$

- Cicatrisation après le conditionnement à l'eau ou à l'air ( $\sigma_{w=0.4 \text{ mm}}$ )

$$\Delta \sigma^{56 \text{ jours}} - \Delta \sigma^{28 \text{ jours}} (MPa) = (\sigma_{AC \text{ n}^{\circ} i}^{56 \text{ jours}} - \sigma_{référence}^{56 \text{ jours}}) - (\sigma_{AC \text{ n}^{\circ} i}^{28 \text{ jours}} - \sigma_{référence}^{28 \text{ jours}}) \quad (4.2)$$

- Reprise mécanique après le conditionnement à l'eau ou à l'air ( $\sigma_{w=0.4 \text{ mm}}$ )

$$\% \text{ Reprise} = \frac{\frac{\sigma_{AC \text{ n}^{\circ} i}^{56 \text{ jours}}}{\sigma_{AC \text{ n}^{\circ} i}^{28 \text{ jours}}} - \frac{\sigma_{référence}^{56 \text{ jours}}}{\sigma_{référence}^{28 \text{ jours}}}}{\frac{\sigma_{référence}^{56 \text{ jours}}}{\sigma_{référence}^{28 \text{ jours}}}} \times 100 \quad (4.3)$$



**Figure 4-5 : Illustration des termes retrouvés dans les équations extraites des courbes de flexion**

### 4.3.2 Choix

Après avoir défini les différents critères, le choix de l'ajout cristallin le plus performant peut-être fait. Le **Tableau 4-3** présente l'ensemble des résultats. Il comprend les résultats pour les 3 critères d'évaluation des essais de flexion décrit à la section 4.3.1, une mention concernant l'observation d'un comportement post-pic adoucissant amélioré et les résultats de résistance à la compression. En plus des valeurs numériques, une trame grise est présente lorsqu'un effet positif des BFHP avec ajout cristallin par rapport au BFHP de référence est observé.

Pour tous les critères appliqués à une ouverture de fissure de 0.4 mm de l'essai de flexion, seul le BFHP-AC3 a des performances meilleures que le BFHP de référence, même si le BFHP-AC2 présente aussi de très bons résultats. Lorsque les critères sont appliqués à la contrainte maximale de l'essai de flexion, à l'exception des prismes ayant subi une cure à l'air, le BFHP-AC3 présente de meilleures caractéristiques que la référence et devance nettement les deux autres produits. Il importe de rappeler ici que l'air n'est pas un conditionnement favorisant la cicatrisation des bétons. De plus, le BFHP-AC3 est le seul présentant un comportement post-pic amélioré par rapport aux autres bétons. Enfin les le BFHP-AC2 et AC3 apportent un gain de résistance à la compression à 28 et à 56 jours.

Il importe de relever que bien que les ajouts cristallins étudiés ne soient pas développés dans le but d'assurer le colmatage des fissures, tous ont contribué, au moins une fois, à améliorer les propriétés mécaniques du BFHP de référence, c'est-à-dire qu'aucun d'entre eux ne s'est avéré être strictement moins performant que le BFHP de référence. Même si pour chaque critère d'évaluation le BFHP-AC3 ne s'avère pas être le plus performant, en considérant l'ensemble des critères c'est bien l'ajout cristallin qui présente la meilleure performance globale. Il a donc été décidé de choisir ce produit pour le programme principal.

**Tableau 4-3 : Récapitulatif des performances des BFHP avec ajouts cristallins par rapport au BFHP de référence**

	Critères				AC1	AC2	AC3
Flexion	Ouverture de 0.4mm	Gain mécanique	Air	% $\Delta\sigma$ 28jours	+20.7	+11.2	+5.4
				% $\Delta\sigma$ 56jours	+41.8	+26.3	+20.8
			Immersion	% $\Delta\sigma$ 28jours	-12.0	-4.6	+8.9
				% $\Delta\sigma$ 56jours	-0.7	+5.7	+14.7
		Cicatrisation	Air (MPa)		+0.09	+0.08	+0.11
			immersion (MPa)		+0.16	+0.13	+0.05
		Reprise mécanique	Air	%	+17.4	+13.6	+14.1
			immersion	%	+44.7	+42.1	+35.0
	Contrainte maximale	Gain mecanique	Air	% $\Delta\sigma$ 28jours	+4.1	+5.6	-10.1
				% $\Delta\sigma$ 56jours	-10.2	-20.5	-21.1
			Immersion	% $\Delta\sigma$ 28jours	-5.9	-6.0	+4.5
				% $\Delta\sigma$ 56jours	-19.6	-7.6	+4.0
	Comportement adoucissant amélioré				x	x	v
Compression	Résistance à la compression f'c			% à 28 jours	-5.7	+8.9	+15.2
				% à 56 jours	+5.0	+26.8	+15.8
Effet positif observé							

## **CHAPITRE 5     ARTICLE 1: EFFECT OF CRYSTALLINE ADMIXTURES ON THE SELF-HEALING CAPABILITY OF HIGH PERFORMANCE FIBER REINFORCED CONCRETES IN SERVICE CONDITIONS**

*Article submitted to Cement and Concrete Research*

*P. Escoffres<sup>1</sup>, C. Desmettre<sup>2</sup>, and J.-P. Charron<sup>3</sup>*

<sup>1</sup> M.Sc Student, Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal P.O. Box 6079, Station Centre-Ville, Montréal, QC, H3C 3A7. Pierre.escoffres@polymtl.ca

<sup>2</sup> Research Associate, Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal P.O. Box 6079, Station Centre-Ville, Montréal, QC, H3C 3A7. clelia.desmettre@polymtl.ca

<sup>3</sup> Full Professor, Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal P.O. Box 6079, Station Centre-Ville, Montréal, QC, H3C 3A7. jean-philippe.charron@polymtl.ca

### **5.1 ABSTRACT:**

In presence of water, cracks of reinforced concrete structures can heal naturally or with the help of admixtures. The project aimed to measure the water permeability and self-healing of a high-performance concrete (HPC), a HPC with fibers (HPFRC) and a HPC with fibers and crystalline admixture (HPFRC-CA). Under static loading, HPFRC and HPFRC-CA showed maximal crack widths 39% lower and water permeability 3.1 times inferior than HPC. Under a 7-day constant loading and a continuous water flow, cracks of HPFRC and HPFRC-CA were completely healed in comparison to 60 % for those of the HPC. The self-healing kinetics was slower for the HPFRC-CA than for the HPFRC, but a higher load had to be applied in the HPFRC-CA to reach again the initial permeability. SEM observations of self-healed products allowed identification of calcite and ettringite in the HPFRC in comparison to aragonite in the HPFRC-CA.

**KEYWORDS:** Self-healing, Crystalline admixture, Fiber reinforcement, Crack openings, Water permeability, Mechanical recovery, SEM observations, Calcite, Aragonite.

## 5.2 INTRODUCTION

Reinforced concrete structures deteriorate due to various stresses and deformations from internal, mechanical or environmental loadings. This deterioration enhances different transport properties of concrete, such as permeability, diffusion and capillarity suction, resulting in higher water, gas and aggressive agents ingress through concrete [1-3] and thus in a reduced durability. The premature durability problems (corrosion of reinforcing steel, alkali-aggregates reactions, etc.) reduce the service life of concrete structures and increase their rehabilitation costs including indirect costs linked to the socioeconomic and environmental impacts of these activities. In this context, durability of concrete structures has become main priority for owners, stakeholders, governments and standards. Permeability, defined as the flow of a fluid through a porous saturated medium under a pressure gradient, is a predominant transport mechanism in concrete particularly at vicinity of cracks. The crack represents a preferential path for water ingress and the permeability is proportional to the cube of the crack width [4]. The permeability coefficient is thus a meaningful durability indicator for cracked concrete. As permeability is closely influenced by crack widths, it is necessary to better control their opening to build durable structures. This can be achieved by adding rebar or fibers into concrete as shown in some researches [5-7].

In addition to reducing the crack opening, permeability can also decrease with time due to the self healing potential of concrete in presence of water. Different physico-chemical phenomena can explain cracks self healing, as formation of calcium carbonate  $\text{CaCO}_3$  (generally the main phenomenon for mature concrete) [1, 2, 8-10], formation of additional hydrates due to the presence of residual clinker in the matrix [11] and presence of water impurities or concrete particles stuck into the crack [12]. Studies about self-healing proved that thinner cracks heal faster than larger cracks [5, 13] and that the crack width is the predominant controlling parameter in the self-healing kinetics (much more than the water to binder ratio (w/b) of concrete). Because inclusion of steel macrofibers into concrete results in thinner cracks, steel fiber reinforced cracked concrete presents higher rates of self-healing than conventional concrete and requires a greater additional loading after self-healing to reach the same permeability level as before self-healing occurred [5].

In recent years, researchers tried to enhance the healing capacity of concrete through different ways as mineral additions (fly ash, silica fume, limestone powder) [14-17], chemical additions (crystalline admixture, expansive additive, adhesive agents and encapsulated polymers) [18-20]

and finally biological additions [21, 22]. Because self-healing depends on many parameters (cracking procedure and terms, storage conditions, crack width and amount of addition) and the diversity of testing methods using to evaluate self-healing, it is difficult to classify self-healing techniques according to their efficiency. However, some self-healing techniques are more straightforward to set up with products easily available on the market. It is the case of crystalline admixture.

Crystalline admixture is a powder made of active chemicals provided in a carrier of cement and sand, it is added in the concrete mix like other components. The ACI Committee 212 indicated that the active chemicals react with water and cement to generally produce modified calcium silicate hydrates and/or pore-blocking precipitates in the concrete porosity and cracks [23]. Pore-blocking precipitates may take form of calcium carbonate [24, 25] or fibrous products similar to hydration product [26].

No consensus exists presently on the benefit of CA on the self healing of cracked concrete. It is probably explained by the variety of composition of concretes studied with CA, the difference of composition of the CA itself, the differences of CA content introduced in the concrete, and the various testing periods and methods considered in projects (mechanical or durability tests). These parameters can influence the type of self healing product, its growth rate and thus the efficiency of the CA to seal cracks. Self-healing of cracks in presence of CA is better or similar to the concrete without CA. It was generally found that presence of water is critical for the self healing process in presence of CA or not [18]. Thus some researchers found that CA did not favor cracks self healing at  $95 \pm 5$  % of relative humidity [18], although others found that CA can even enhance self-healing in air exposure [26].

Until now, the healing potential of concrete with crystalline admixture was evaluated with different methods as observation of the effective crack opening evolution [16-18], evaluation of mechanical properties of healed specimens with and without additive [26] or evaluation of durability with permeability tests [24, 25]. In these studies, the concrete specimens were generally unreinforced, were unloaded after the cracking procedure and presented a single crack. These conditions differ strongly from real concrete structures which are steel-reinforced, randomly cracked and loaded.

This project aims to determine the effect of the inclusion of fibers and crystalline admixture on the mechanical behaviour, permeability and healing potential of reinforced concrete tie-specimens in

service condition. Standard flexural tests were first performed to better understand the mechanical behaviour of concrete containing crystalline admixture. Then a permeability device developed at Polytechnique Montreal [6, 27] was used to perform water permeability and crack openings measurements simultaneously with the application of quasi-static and constant tensile loadings. The constant loading was applied to evaluate the self-healing potential of reinforced concrete structures at a loading representative of services conditions.

## 5.3 METHODOLOGY

### 5.3.1 Materials

Three concrete mixtures were used to study the mechanical behaviour, permeability and self-healing capability of reinforced concrete (**Table 5-1**): a high performance concrete (HPC), a high performance fiber reinforced concrete (HPFRC) with 0.75 %-vol of steel macrofibers with hooked end ( $l_f = 35$  mm and  $\phi_f = 0.55$  mm) and the same HPFRC with the addition of 2 %-mass of crystalline admixture (HPFRC-CA) per cement content as recommended by the CA manufacturer. All concretes were made with a water to binder ratio (w/b) of 0.43.

**Table 5-1 : Composition of concretes (0.75 % vol. of fibers)**

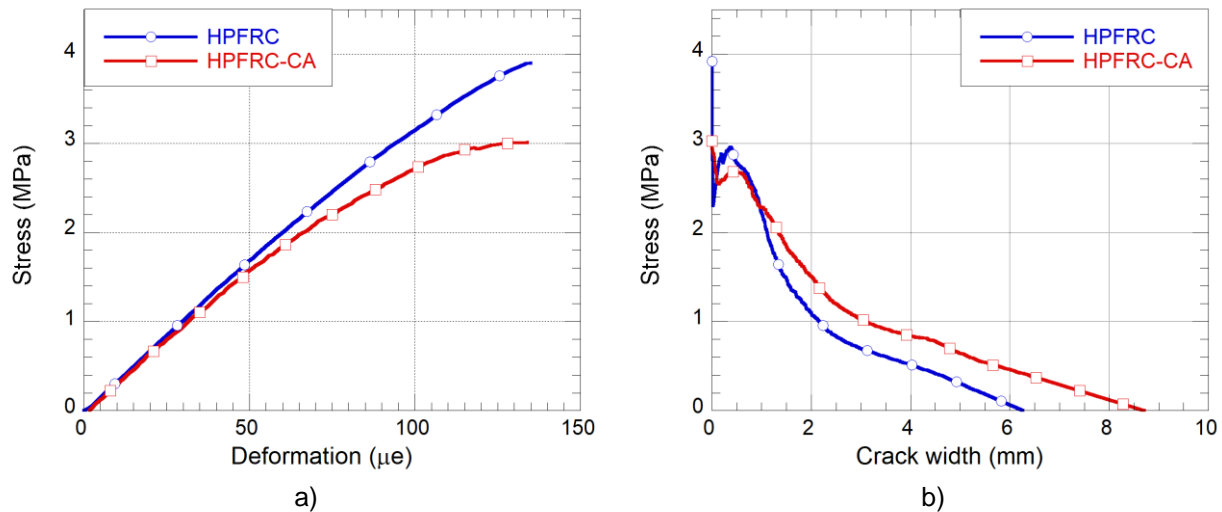
Material	HPC	HPFRC	HPFRC-
Cement (kg/m <sup>3</sup> )	550	550	550
Crystalline admixture	-	-	11
Water (kg/m <sup>3</sup> )	230	229	229
Superplasticizer (l/m <sup>3</sup> )	9.7	10.5	10.5
Viscosity agent (l/m <sup>3</sup> )	0.7	0.7	0.7
Sand (kg/m <sup>3</sup> )	814	814	808
Coarse aggregate (kg/m <sup>3</sup> )	678	658	653
Steel fiber dosage (kg/m <sup>3</sup> )	-	58.5	58.5
Water/binder ratio (-)	0.43	0.43	0.43

The workability and mechanical properties measured for each material are summarized in **Table 5-2** and **Figure 5-1**. The spread was measured by the slump flow test according to ASTM C1611 [28]. The compressive strength ( $f_c$ ) and the Young's modulus ( $E_c$ ) were determined at 28 days and 50 days (age of the permeability tests) in accordance with ASTM C39 [29]. The HPFRC and

HPFRC-CA tensile strengths ( $f_t$ ) were evaluated at 50 days through dogbone specimens subjected to uniaxial tensile loading according to Polytechnique procedure [30] based on RILEM TC 162-TDF standard [31]. The HPC tensile strength was assessed at 28 days and 50 days through splitting tests in accordance with ASTM C496 [32]. Besides, the grade 400W steel rebar along the longitudinal axis of the tie-specimens had a Young's modulus of 210 GPa as well as yield and ultimate strengths respectively equal to 470 MPa and 580 MPa.

**Table 5-2 : Properties of concretes**

Properties	Date (days)	HPC	HPFRC	HPFRC-CA
$f_c$ (MPa)	28	48.2	60.7	58.5
	50	54.7	63.1	58.3
$f_t$ (MPa)	28	3.31	-	-
	50	3.42	3.90	3.01
$E_c$ (MPa)	28	33 500	32 220	32 800
	50	34 500	33 640	34 100
Slump flow (mm)	0	610	530	540



**Figure 5-1 : Tensile behaviour of the HPFRC and HPFRC-CA**

a) pre-peak and b) post-peak behaviours

### 5.3.2 Experimental programs

#### 5.3.2.1 Preliminary program

Before evaluating the permeability and self-healing capability of concretes under load, a preliminary program was performed on six unreinforced notched prisms specimens (550 x 150 x 150 mm<sup>3</sup>) made of HPFRC and HPFRC-CA to understand the mechanical behaviour and self-healing potential obtained with crystalline admixture.

These prisms were submitted at 28 days to three points bending test to obtain a residual crack opening displacement (*RCOD*) close to 0.2 mm to be representative of the expected crack width in tie-specimens considered in the principal experimental program and also to be representative of crack opening found in reinforced concrete in service condition. The prisms were cracked at 28 days to minimize the influence of the continuous hydration on the self-healing process and represent mature concrete structures. For each material, three prisms were afterwards immersed in water and three were submitted to air exposure. At 56 days, the prisms were submitted again to the three points bending test until failure to evaluate the mechanical recovery brought by self-healing.

#### 5.3.2.2 Principal program

The principal experimental program was completed with the same mixes tested in the preliminary program (HPFRC, HPFRC-CA) and a reference HPC mix. Tie-specimens were used for this program. They represent a rebar and the surrounding concrete found in the tensile zone of beams, thick slabs or walls subjected to bending loads [27]. For these structural elements submitted to bending load, the stress gradient is small and the tensile stress is nearly uniform in the concrete cover. Applying a uniaxial tensile loading on the tie specimen is thus representative of the loading stress in these structural elements. The tie specimen has a length of 610 mm, a cross-section of 90 x 90 mm<sup>2</sup>, and contains a 10M (11.3 mm in diameter) centered rebar. The tie-specimen characteristics were chosen to obtain the concrete cover and crack pattern found in structures [27].

Two tie-specimens per condition (HPC, HPFRC, HPFRC-CA) were submitted at 50 days to permeability tests under static tensile loading until the rebar yielding. Three additional tie-specimens were submitted to similar permeability tests under static loading including a 7 day-constant loading to assess their self-healing capability. The constant loading corresponds to a stress in the rebar of around 250 MPa which represents service condition.

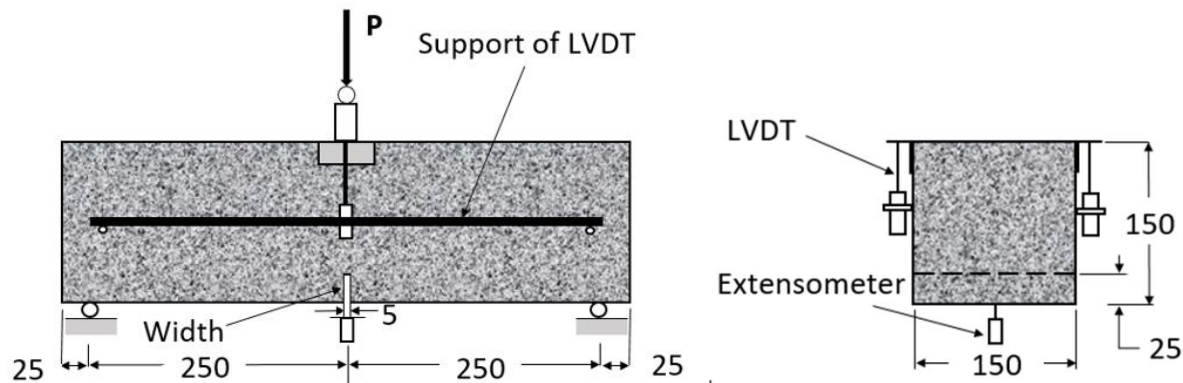
### 5.3.3 Experimental procedures

#### 5.3.3.1 Bending test on notched prism

The three points EN14651 notched beam test (**Figure 5-2**) [33] was conducted using a 240 kN hydraulic actuator. The loading was controlled by the increase of mid-span deflection measured by two linear variable displacement transducers (LVDT) installed on both opposite longitudinal sides of the prism. A notched beam test was chosen to ensure the localization of a single macrocrack and to facilitate the *COD* monitoring. The notch (25 mm deep and 5 mm wide) was sawn at mid-span using a circular saw instead of being precast to preserve the preferential fibers orientation induced by the casting flow in the mold. Extensometer was fixed at the bottom face of the prism at notch location to obtain the real *COD* of the macrocrack.

The prisms were loaded at 28 days at a rate of 0.2 mm/min until a *COD* of 0.4 mm was reached and were then unloaded. After 28 days of water or air exposure, the prisms were reloaded at 56 days at a loading rate of 0.2 mm/min until reaching 70 % of the maximum load in the post-peak stage. Then the loading rate was increased at 0.5 mm/min until reaching 50 % of the maximum load in the post-peak stage and was raised to 1.0 mm/min until failure.

The instrumentation installed on prisms allowed direct correlations between the applied force, displacement, *COD* and stress.

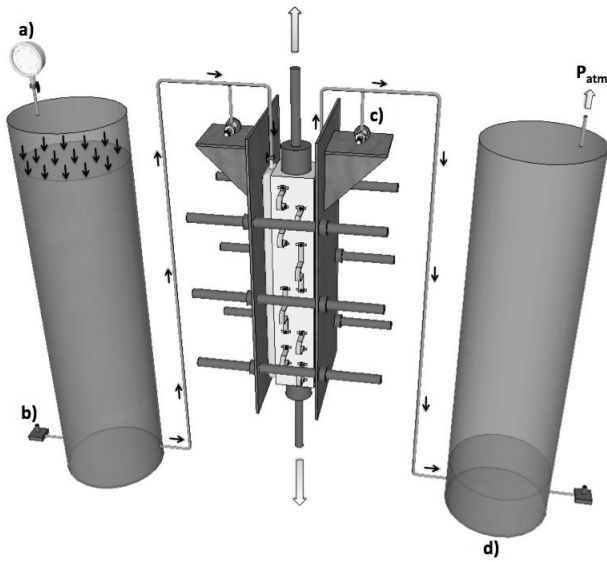


**Figure 5-2 : The three points EN14651 notched bending test**

### 5.3.3.2 Permeability tests on tie-specimens

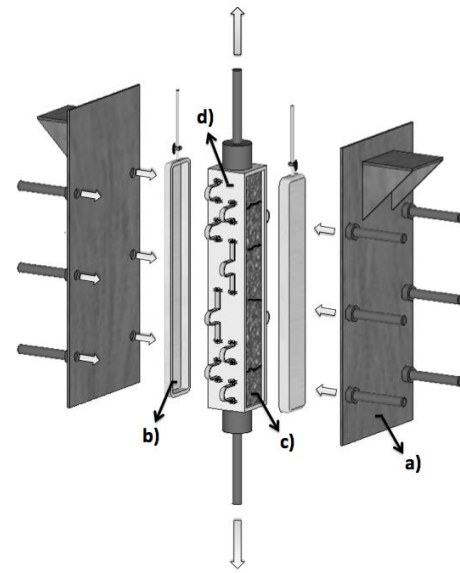
The testing device (**Figure 5-3**), developed at Polytechnique Montreal [6], allowed the application of a uniaxial tensile loading on concrete tie-specimen via a 2.5 MN hydraulic load frame, simultaneously to water permeability and *COD* measurements.

Prior to a test, thirteen PI displacements transducers with measurement lengths of 50 or 100 mm were glued in staggered rows directly on two opposite longitudinal faces of the tie-specimen. These two faces as well as the two faces at the extremity of the specimen were sealed with a low stiffness watertight membrane (Figure 4) which had a negligible effect on the specimen mechanical behaviour. The direct contact between the PI displacement transducers and concrete avoided the measurement of the membrane's elastic deformation during loading. Two water-filled aluminum boxes linked to inlet and outlet tanks were clamped on the two remaining concrete exposed faces such as no leakage could occur between the boxes and the specimen. Two high-strength threaded rods were screw to steel couplers connected to the ends of the rebar embedded in the tie-specimen in order to apply the tensile loading. The opposite extremities of the threaded rods were tightened in the jaws of the load frame.



**Figure 5-3 : Permeability device**

(a) Manometer and inlet tank, (b) Differential pressure transmitter, (c) Pressure sensor, (d) Outlet tank.



**Figure 5-4 : Permeability cell**

(a) Clamping system, (b) Aluminum boxes, (c) Exposed concrete, (d) Watertight membrane and PI displacement transducers

Once the installation was completed, a pressure was applied to the water in the inlet tank while the outlet tank remained at the atmospheric pressure. This initiated a water flow in the water-saturated tubing from the inlet to the outlet tank going through the tie-specimen. The effective pressure gradient on the tie-specimen generated a unidirectional water flow through it. This pressure gradient was fixed to 50 kPa (corresponding to a water depth of 5 meters) and was measured by pressure sensors installed at the inlet and outlet aluminium boxes clamped to the tie-specimen (**Figure 5-3**). Simultaneously to the tensile loading, the incoming and outgoing water flows through the tie-specimen were recorded by differential pressure transmitters installed at the base of the inlet and outlet tanks. They continuously recorded the volume changes in each tank. **Figure 5-3** depicts one set of tanks for sake of simplicity. Nevertheless, the device included 3 sets of tanks

with different diameters to obtain accurate measurement and a sufficient water supply at any time during the test.

The permeability coefficient was calculated with Darcy's law (**Equation 5-1**) which implies a unidirectional, laminar, incompressible and continuous flow through a homogeneous porous media. In **Equation 5-1**,  $K_w$  is the water permeability coefficient (m/s),  $Q$  the water flow ( $m^3/s$ ),  $L$  the flow path length (m),  $A$  ( $m^2$ ) the specimen cross-section and  $\Delta h$  (m) the drop in the hydraulic head across the specimen. Several reasons explain the use of Darcy's law. The concrete has a heterogeneous microstructure. However, the concrete matrix can be considered homogeneous at a macroscopic scale. When concrete cracks, the water flow is controlled by the cracks and the water flow through the concrete matrix becomes negligible in comparison to the global water flow. In that case, when considering the structural scale, concrete approaches a homogeneous state as the number of cracks increases and that cracks become uniformly distributed in the concrete element. This permeability test is conducted on uniformly cracked tie-specimens, moreover other theoretical requirements for using Darcy's law are fulfilled. Finally, this law is commonly used in literature to describe the permeability of uncracked and cracked concrete [10, 34, 35] because no other permeability indicator exists.

$$K_w = \frac{Q.L}{A.\Delta h} \quad (\text{Equation 5-1})$$

The permeability device allows an accuracy of  $10^{-13}$  m/s on the  $K_w$  value [1]. For uncracked concrete, a complete saturation of the specimen and a long testing period is necessary to adequately measure the matrix permeability. Nevertheless, as this research project focused on permeability of cracked concrete, the measurements were done in a short time period. The tie-specimens were demolded 24 hours after their production and then stored in lime-saturated water for 50 days before testing to ensure a very high saturation. Before testing, the recorded inlet and outlet flows were equal throughout the entire test confirming the complete saturation of tie-specimen during the test. Finally, all tests were carried out at 20 °C.

The *COD* evolution on the tie-specimen during loading was continuously measured with the PI displacement transducers, simultaneously to the permeability measurement. Once a macrocrack appeared in the specimen, the *COD* was established by subtracting the elastic displacement from the total displacement of the PI transducer. In most tests, a single crack was captured by one PI transducer, thus providing information on each crack and allowing calculation of individual,

average or maximal crack openings. The average stress into the rebar was evaluated using the specimen elongation provided by all PI displacement transducers and assuming a perfect bond between the concrete and the rebar.

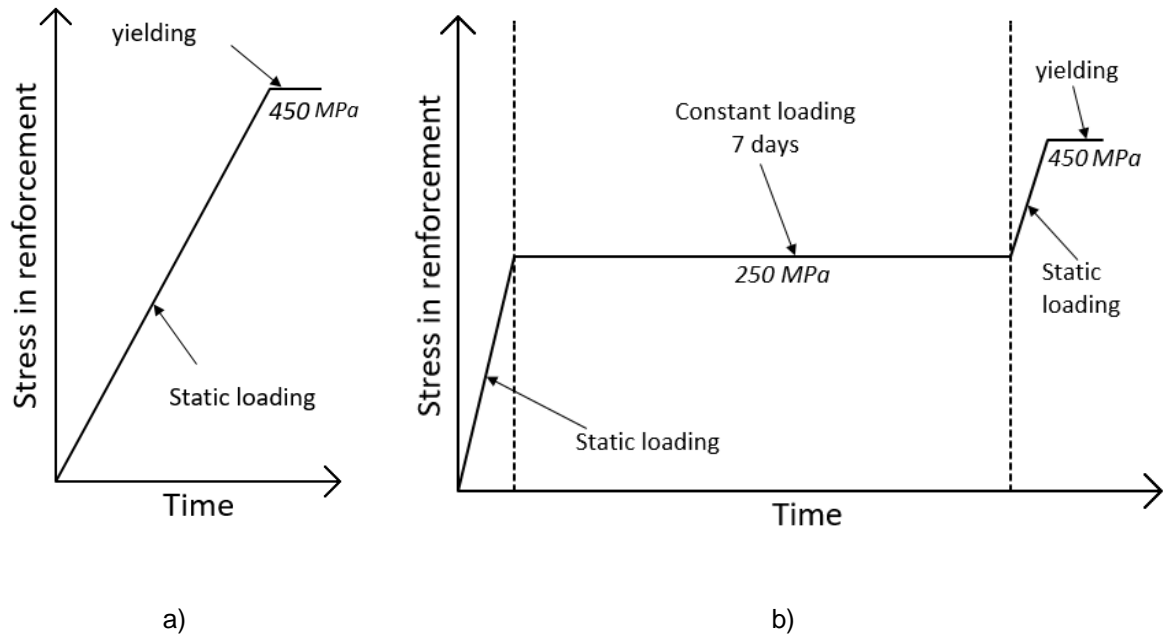
The instrumentation installed on the tie-specimens allowed direct correlations between the applied force, displacement, permeability, crack widths and average stress in the rebar.

The loading procedure for the permeability test under static loading consisted of applying a tensile loading rate of 0.05 mm/min until the rebar yielding was achieved in the specimen (**Figure 5-5a**).

The loading procedure for the permeability test under static-constant loading (**Figure 5-5b**) consisted of applying a tensile loading rate of 0.05 mm/min until a stress of about 250 MPa was achieved in the rebar of the tie specimen. Once this loading level was reached, the tie-specimen displacement was kept constant to avoid significant change in the cracking pattern, which could influence the self-healing process. After the 7 day constant loading, the static loading of the tie-specimen continued until reaching the rebar yielding.

In practice, the threshold value of 250 MPa is difficult to obtain experimentally since it is back calculated after the test with the PI transducers data. Moreover, formation of each crack in the tie specimen causes sudden variations of load and displacement, which sometimes impeded to stop the loading at 250 MPa in the rebar. Accuracies of about  $\pm 50$  MPa and  $\pm 20$  MPa for HPC and HPFRC/HPFRC-CA respectively were obtained when starting the constant loading of the permeability test.

Besides, it would have been interesting to study self-healing of materials (**Figure 5-5b**) at the same level of permeability instead of a same stress in the rebar. It was done for the HPFRC and HPFRC-CA as their values of  $K_w$  at 250 MPa were similar. Unfortunately, permeability of HPC and HPFRC/HPFRC-CA are too different to obtain comparable permeability levels of the tie specimens while reaching stress levels in the rebar between 150 and 300 MPa (range representative of service condition)..



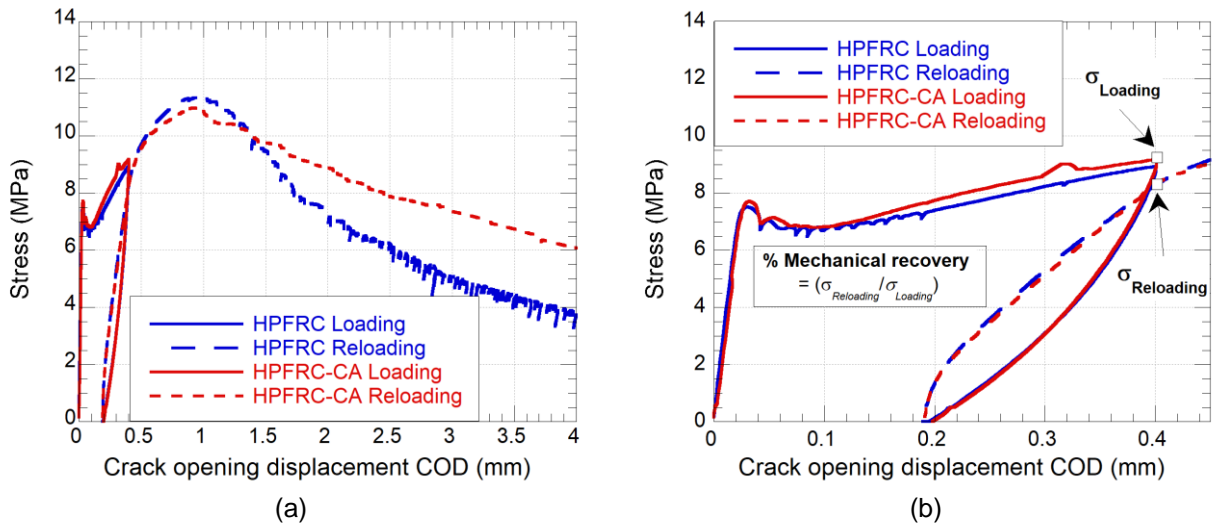
**Figure 5-5 : Loading procedures applied to the tie-specimens**

a) Static tensile loading, b) Static-constant tensile loading

## 5.4 EXPERIMENTAL RESULTS

### 5.4.1 Bending tests results

**Figure 5-6** illustrates a typical bending stress-*COD* response of the HPFRC and HPFRC-CA prisms during the three points bending loading of the preliminary program (**section 5.3.2.1**). The continuous curves represent the first loading of the specimens at 28 days (until a *COD* of 0.4 mm) and the following unloading. The dotted curves represent the reloading of the same specimens after 28 days of exposure (water exposure for the specimens presented in **Figure 5-6**).



**Figure 5-6 : Bending stress-*COD* behaviour of the HPFRC and HPFRC-CA**

(a) loading/unloading at 28 days and the reloading at 56 days, (b) zoom for *COD* < 0.45 mm

The HPFRC and HPFRC-CA specimens showed similar stiffness in the elastic phase until the initiation of cracking (**Figure 5-6b**). Then a macrocrack initiated at a stress which was similar in average for both conditions (around 7.9 MPa). This crack formation was followed by a hardening phase during which the HPFRC-CA and HPFRC specimens presented a comparable stiffness and, therefore, very close stresses at a *COD* of 0.4 mm for the loading at 28 days (average value of 8.56 MPa for both conditions). After the unloading of the specimens, the measured *RCOD* were also very similar for both conditions with an average value of 0.193 mm, which was very close to the target value of 0.2 mm.

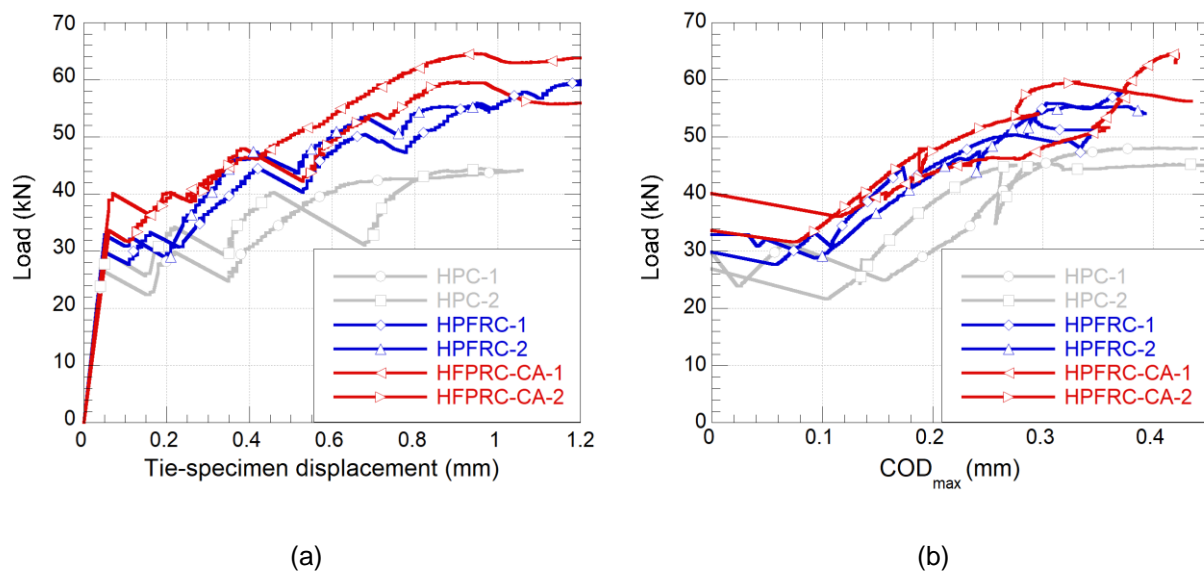
After 28 days of air or water exposure following their unloading, the prisms were reloaded until failure. Once again, the HPFRC and HPFRC-CA mechanical behaviours were quite similar for a same exposure until reaching the maximal stresses (**Figure 5-6a**). However, a softening phase with higher post-peak stresses was observed for the HPFRC-CA specimens in comparison to the HPFRC specimens.

The mechanical recovery was calculated for each prism as the ratio between the tensile stresses at 56 days (including 28 days of exposure) and at 28 days, for a *COD* of 0.4 mm. A ratio of 100 % means that the prism recovered its full capacity. Because water is essential to have substantial self healing [34], the prisms exposed to air were the reference with a negligible self-healing. Thus, the mechanical effect of the self healing process was evaluated considering the increase of mechanical

recovery between the water exposed and air-exposed specimens. The HPFRC and HPFRC-CA prisms exposed to air presented similar mechanical recoveries of 76.8 and 76.1 % in average. Water exposure increased the recoveries to 85.4 and 89.7 % respectively due to self healing.

### 5.4.2 Mechanical and permeability results under static loading

The mechanical behaviour of the HPC, HPFRC and HPFRC-CA tie-specimens under a quasi-static tensile loading are presented by their load versus displacement curves in **Figure 5-7a** and by their load versus the maximal *COD* ( $COD_{max}$ ) curves in **Figure 5-7b**. Results obtained for a same testing condition showed a good reproducibility considering the inherent variability of concrete. This indicates a good homogeneity of each material.



**Figure 5-7 : Tensile behaviour of the HPC, HPFRC and HPFRC-CA tie-specimens**

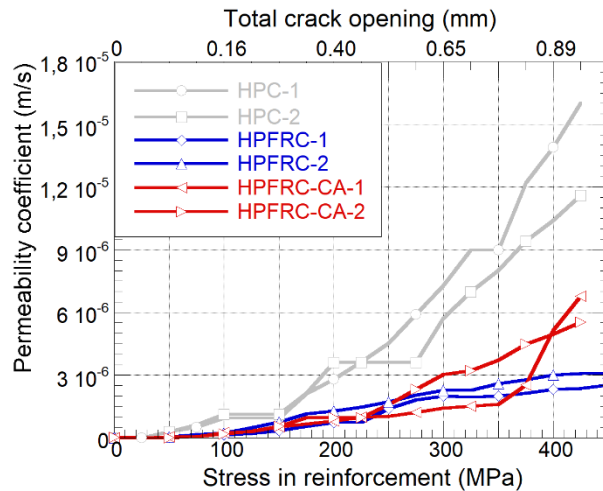
(a) load versus displacement, (b) load versus  $COD_{max}$

The load-displacement curves (**Figure 5-7a**) showed a typical tensile behaviour of reinforced concrete. All testing conditions had a similar initial stiffness (during the elastic phase) followed by the formation of the first macrocrack at a load level which was a little higher for the HPFRC-CA tie-specimens than for the HPFRC and HPC tie-specimens (respective average forces of 36.8, 31.4 and 28.4 kN). Then, 2 or 3 macrocracks formed in the HPC tie-specimens, whereas 5 cracks formed

in the HPFRC and HPFRC-CA specimens. The inclusion of fibers in the tie-specimens improved the cracking control and led to more numerous thinner cracks for a same load level (**Figure 5-7b**). Force drops occurred when a new macrocrack formed due to energy release in the specimen. These force drops were more marked for the HPC specimens. Once the macrocracks were formed, they continued to open until reaching the rebar yielding.

The HPFRC and HPFRC-CA globally showed similar mechanical load-displacement and load- $COD_{max}$  behaviours, whereas the HPC tie-specimens presented a lower stiffness in the cracked stage (**Figure 5-7a**), larger  $COD$  at a same load level (**Figure 5-7b**) and lower ultimate strengths (44 kN for the HPC in comparison to 59.5 and 61.9 kN for the HPFRC and HPFRC-CA respectively).

The evolution of the water permeability coefficient ( $K_w$ ) during the quasi-static tensile loading is depicted in function of the average stress in reinforcement ( $\sigma_s$ ) in **Figure 5-8**. The total  $COD$  (sum of all cracks,  $COD_{tot}$ ) are also indicated in **Figure 5-8** for each stress level reached in tie-specimens to provide the evolution of the water permeability against  $COD_{tot}$ . For the rest of this paper, only the values of  $\sigma_s$  will be used for sake of simplicity. The two tie specimens of a same testing condition showed a good reproducibility considering the inherent variability of the crack pattern in concrete that influences permeability.



**Figure 5-8 : Permeability versus average stress in reinforcement for all the tested conditions**

For all concretes,  $K_w$  was negligible before the formation of the first macrocrack with a value of around  $10^{-9}$  m/s. Then, it quickly increased to  $6.8 \times 10^{-7}$ ,  $7.7 \times 10^{-8}$  and  $6.0 \times 10^{-8}$  m/s for the HPC, HPFRC and HPFRC-CA tie specimens respectively at the formation of the first macrocrack. This

sudden increase was more marked for the HPC than for the HPFRC and HPFRC-CA conditions. Afterwards, with the development of the macrocracks,  $K_w$  continued to increase with loading. Since the objective of this project was to focus on the permeability of cracked concrete, results are shown in a linear scale in **Figure 5-8** to emphasize the permeability behaviour of concrete during the crack development and propagation which mainly occurred between  $10^{-7}$  and  $10^{-5}$  m/s.

As for the mechanical behaviour (**Figure 5-7**), the HPFRC and HPFRC-CA presented quite similar permeability behaviours for stress levels in the rebar between 150 and 300 MPa, range representative of service condition. After 350 MPa, the tested HPFRC-CA tie specimens presented a little higher average permeability than the HPFRC, which is related to slightly larger COD in HPFRC-CA specimens at the end of the loading (**Figure 5-7b**). For all stress levels in the rebar, the HPC tie-specimens presented the highest permeability. For similar stress levels between 150 and 300 MPa, the permeability of the HPC tie specimens was in average 3.1 times higher than for the HPFRC/HPFRC-CA tie-specimens. At a stress level of 250 MPa,  $K_w$  was equal to  $5.1 \times 10^{-6}$  and  $7.5 \times 10^{-7}$  m/s in average for the HPC and HPFRC/HPFRC-CA conditions respectively.

### 5.4.3 Mechanical and permeability results under static-constant loading

The observations made on the mechanical behaviour and water penetration of the tie-specimens submitted to the static loading also apply for the first static phase of the static-constant loading permeability tests.

During the constant loading, the tie-specimen displacement was kept constant once the target loading of 250 MPa was reached to study the effect of self-healing on a stable cracking pattern. At that time, the tie specimens generally included 2 and 3 cracks in the HPC and HPFRC/HPFRC-CA respectively. During the constant loading, the PI transducers recorded an average variation of + 5.6 % of  $COD_{tot}$  (it represents a variation of 0.03 mm on an average  $COD_{tot}$  of 0.49 mm at the beginning of constant phases).  $COD_{tot}$  variations mostly occurred in the first two hours of the constant loading and may have very slightly influenced the permeability at the beginning of the constant loading. However, the  $COD_{tot}$  variations recorded on each tie-specimen were very similar between the three tested conditions and consequently did not influence significantly the differences of self healing kinetics between the tested conditions. Moreover, the impact of a slight increase of  $COD_{tot}$  during the test would lead to a reduction of the effective self-healing, resulting in conservative results.

**Table 5-3** summarizes the initial values of permeability (named  $K_{wi}$ ) at the beginning of the constant loading for each specimen, as well as the associated average stress in reinforcement ( $\sigma_i$ ). Despite the experimental difficulty to reach exactly the target value of 250 MPa in the rebar (**section 5.3.3.2**), the  $K_{wi}$  values were very similar between the HPFRC and HPFRC-CA conditions. Thus, the differences in their self-healing kinetics can be attributed to the crystalline admixture.  $K_{wi}$  was necessary higher for the HPC tie specimens, even if the average stress level in the rebar (200 MPa) was lower.

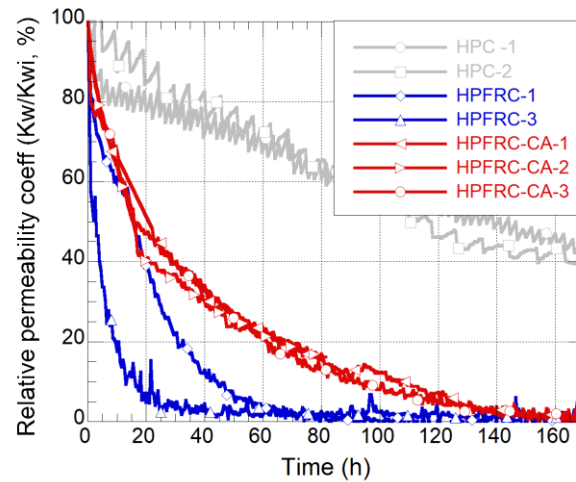
The  $K_{wi}$  values obtained for static-constant loading were very close to the ones obtained for a stress level of 250 MPa during the tests conducted under static loading (**section 5.4.2**), confirming the repeatability of the permeability results of the tie-specimens.

**Table 5-3 : Information on water permeability tests conducted under static-constant loading**

Parameters	HPC	HPFRC	HPFRC-CA
$K_{wi1}$ (m/s) – specimen 1	$8.09 \times 10^{-6}$	$1.29 \times 10^{-6}$	$7.79 \times 10^{-7}$
$K_{wi2}$ (m/s) – specimen 2	$2.11 \times 10^{-6}$	$7.61 \times 10^{-7}$	$8.12 \times 10^{-7}$
$K_{wi3}$ (m/s) – specimen 3	-	-	$6.48 \times 10^{-7}$
$K_{wi}$ (m/s) – average	$5.1 \times 10^{-6}$	$1.03 \times 10^{-6}$	$7.46 \times 10^{-7}$
$\sigma_i$ (MPa) - average	200	270	240
% of self-healing*	60	100	100
$\Delta\sigma_{Kw=K_{wi}}$ (MPa)	+ 60	+ 95	+ 115

\*% of self-healing =  $(1 - (K_w/K_{wi})) \times 100\%$

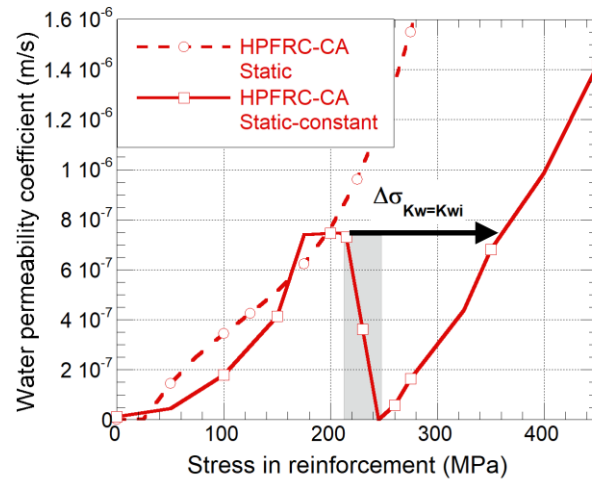
**Figure 5-9** presents the evolution of the relative permeability coefficient ( $K_w/K_{wi}$ ) with time for each specimen during the constant loading of the static-constant test. A relative permeability coefficient of 100 % means there is no self-healing and 0 % means a complete healing. The decrease of  $K_w/K_{wi}$  with time was more pronounced for the fiber reinforced concretes than for the HPC. The kinetics was however different between the HPFRC-CA and HPFRC tie specimens (**Figure 5-9**), a lower self-healing kinetics (higher relative permeability coefficient after a same period) was observed for the HPFRC-CA condition. At the end of the constant loading, the HPFRC and HPFRC-CA were completely sealed ( $K_w/K_{wi}$  of 0 %), whereas the HPC tie-specimens were around 60 % sealed ( $K_w/K_{wi}$  of 40 %).



**Figure 5-9 : Normalized permeability evolution under constant loading**

Once the constant loading was finished, the quasi-static loading of the tie-specimens was finalized until reaching the rebar yielding. A typical evolution of the permeability during all the loading process (first static loading, constant loading and reloading) is plotted in function of the average stress in reinforcement in **Figure 5-10** (continuous curve). The grey zone represents the reduction of  $K_w$  during the constant loading where self-healing occurred. At reloading, the crack pattern continued its development (new cracks and greater openings) and led to an increase of  $K_w$ . The dotted curve plotted in **Figure 5-10** represents the evolution of  $K_w$  during a test conducted under static loading only for the same concrete. It firstly illustrates the similar trends of both loading conditions until the constant phase of the static-constant test begins. Secondly, after reloading of the static-constant test,  $K_w$  stayed significantly lower than during the static test for same load levels.

**Figure 5-10** also illustrates how was calculated the stress enhancement ( $\Delta\sigma$ ) required to reach  $K_{wi}$  again at the reloading of the tie-specimen. Despite the lower self-healing kinetics for the HPFRC-CA than for the HPFRC tie-specimens, the HPFRC-CA required a higher stress enhancement  $\Delta\sigma$  to reach  $K_{wi}$  ( $\Delta\sigma$  of +115 and +95 MPa for the HPFRC-CA and HPFRC specimens respectively) (**Table 5-3**). Due to the partial self-healing and wider cracks in the HPC tie-specimens, they presented a lower  $\Delta\sigma$  of +60 MPa to reach  $K_{wi}$  during the reloading.



**Figure 5-10 : Impact of reloading on permeability for a HPFRC-CA tie-specimen**

## 5.5 DISCUSSION

### 5.5.1 Bending and tensile tests results

During the flexural tests of the preliminary program, the HPFRC and HPFRC-CA showed similar elastic stiffness (**Figure 5-6b**), as in the pre-peak phase of the tensile tests on dogbones specimens (**Figure 5-1a**). Also, the HPFRC and HPFRC-CA air-exposed prisms reached respective maximal bending stresses of 11.1 and 8.8 MPa in average, which is coherent with the differences of tensile strength measured on the HPFRC and HPFRC-CA dogbones specimens (3.9 and 3.0 MPa respectively, **Table 5-2**). Then, the softening phase with higher post-peak stresses for the HPFRC-CA compared to the HPFRC bending prisms (Figure 6a) is also in accordance with the higher tensile post-peak behaviour of the HPFRC-CA dogbones specimens for *COD* superior to 1.5 mm (**Figure 5-1b**). This difference of post-peak behaviour between the HPFRC and HPFRC-CA specimens may be explained by a better fiber matrix interaction in presence of crystalline admixture and should be more investigated.

Concerning the mechanical recovery (ratio between the reloading stress after exposure and the loading stress for a same *COD* of 0.4 mm), the HPFRC-CA and HPFRC specimens exposed to air presented similar values with good reproducibility (maximal variation of  $\pm 1.8$  % for both conditions) indicating that the crystalline admixture does not enhance self-healing for air exposure as already observed by Roig Flores et al. [24]. As shown in several research works [18, 26], water

immersion favored self healing comparatively to air exposure with increases of the mechanical recovery of 11 % and 18 % for the HPFRC and HPFRC-CA prisms respectively. Even if these percentages indicate a slightly more important self-healing for the HPFRC-CA, the increase of mechanical recovery between both concretes was not statistically significant in this study as some of the water exposed cracked HPFRC prisms reached similar maximal mechanical recovery than the HPFRC-CA prisms. However, the HPFRC presented a higher variability of this parameter with maximal variations of  $\pm 19.4$  % compared to  $\pm 4.6$  % for the HPFRC-CA prisms. These results are coherent with the observation of Roig-Flores et al. [24] who did not observe significant differences in the visual crack closure and permeability results between the specimens with or without CA immersed in water, but who noticed a lower self healing variability in presence of CA considering several specimens. Ferrara et al. [26] also remarked that CA had a moderate influence on the load bearing capacity recovery of healed concrete considering the scattering in the experimental results of the CA and control specimens. The higher variability for water than for air exposure can be explained by the close link between self-healing and the crack geometry as observed by Roig-Flores et al. [18].

### 5.5.2 Mechanical and permeability results under static loading

As in the tensile tests (**Figure 5-1**) and the bending tests of the preliminary program (**Figure 5-6**), the HPC, HPFRC and HPFRC-CA tie specimens presented a similar initial stiffness (**Figure 5-7**) due to the inaction of the steel macrofibers before the formation of the first macrocrack. Once the first macrocrack was created, the mechanical contribution of the fibers was confirmed through a higher mechanical capacity for the HPFRC and HPFRC-CA than for the HPC, and a better control of the crack width as demonstrated by Fischer et al. [37] and Tiberti et al. [38] on tie-specimens. In fact, the maximal *COD* and the average *COD* (sum of all cracks divided by the number of cracks) were respectively 39 % and 48.5 % lower in the HPFRC/HPFRC-CA than in the HPC tie specimens (extracted from **Figure 5-7b** between 35 and 45 kN).

Moreover, the HPFRC and HPFRC-CA presented a lower increase of  $K_w$  at the formation of the first macrocrack in comparison to HPC because of the closing effect of fibers on crack. Since permeability evolves proportionally to the cube of the crack width (according to Poiseuille's law), the lower *COD* for the HPFRC and HPFRC-CA conditions resulted in a permeability around 3.1 times lower than for the HPC condition for service conditions (stress levels between 150 and 300 MPa).

Under static tensile loading, the HPFRC and HPFRC-CA presented quite similar behaviours in the cracked stage and the crystalline admixture did not influence significantly the water permeability in short duration test (2h).

### 5.5.3 Mechanical and permeability results under constant loading

The permeability measurement on mature cracked tie specimens submitted to a 7-day constant tensile loading allowed the estimation of the decrease of  $K_w$  with time and the determination of the self healing kinetics. As the COD remained nearly constant during the constant phase (**section 5.4.3**), self healing is responsible for the recorded permeability reduction. The self-healing kinetics, illustrated by the evolution of the relative permeability coefficient ( $K_w/K_{wi}$ ) with time in **Figure 5-9**, generally showed a fast decreasing rate in the first day and then a slower rate until stabilizing. This trend was also observed in other projects [39, 40].

The HPC tie-specimens, with cracks widths between 0.1 and 0.24 mm, were sealed only at 60 % after 7 days. Two or three days were required to completely seal crack widths of 0.1 to 0.2 mm in HPFRC tie-specimens, whereas it took 6 days to completely seal similar crack widths in the HPFRC-CA tie-specimen. The self-healing was significantly greater for the fiber reinforced concretes than for the HPC. This is explained by the faster self-healing of thinner cracks as already shown in several works [40-44]. The HPFRC-CA specimens showed a slower healing than the HPFRC specimens. However, the HPFRC-CA specimens presented a lower variability in their self-healing curves for a same initial permeability (**Figure 5-9**), as already observed during the bending tests of this study where self-healing was evaluated by mechanical parameters (**section 5.5.1**).

Besides, an important reloading was required to reopen cracks after self-healing occurred in all materials to reach again  $K_{wi}$  (60, 95 and 115 MPa in average for the HPC, HPFRC and HPFRC-CA tie-specimens respectively). This indicates that the permeability reduction resulting from the self healing process of dormant cracks was not instantaneously lost during the reloading (**Figure 7-10**). Thus, permeability tests under constant loading highlighted the potential contribution of fibers and crystalline admixtures in improving the durability of reinforced concrete structures.

Although the impact of the crystalline admixture did not clearly emerge from the results of the bending test (mechanical recovery tests) and the permeability test under static tensile loading, the permeability tests under constant loading showed that the HPFRC-CA distinguished from the

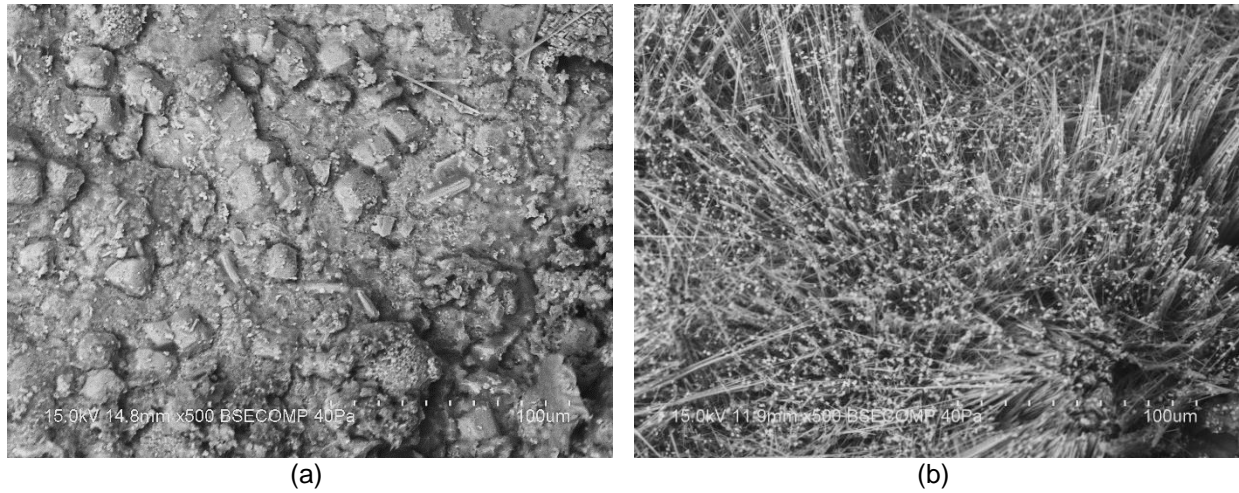
HPFRC by a slower self-healing kinetics. Despite this lower rate of self healing, the healing products in the HPFRC-CA provided a greater mechanical recovery of the tie-specimen, as a higher tensile reloading (**Table 5-3**) was necessary after the constant loading to reach again  $K_{wi}$ . It means that improvement of durability by self healing will remain in presence of crystalline admixture until a more significant load variation is applied to the structure.

#### 5.5.4 SEB observations of healing products

Scanning electron microscopy (SEM) observations of the healed products were performed parallel and perpendicularly to healed cracks of the HPFRC-CA and HPFRC tie-specimens. These healed cracks were kept in desiccators containing drierite and lime between the end of the constant permeability tests and the SEM analysis to prevent carbonation.

The HPFRC healed cracks showed presence of calcium carbonate ( $\text{CaCO}_3$ ) under the morphology of calcite homogeneously dispersed (**Figure 5-11a**) as well as dense and localized ettringite (**Figure 5-11b**). Calcite was already observed in literature on healed cracks of cementitious materials [45, 46]. The self-healing product covering almost entirely the HPFRC-CA healed cracks were calcium carbonate under the morphology of aragonite (**Figure 5-12**). The calcium carbonate as the self-healing product in presence of crystalline admixture (CA) is coherent with the observations of Roig-Flores et al. [24] and Sisomphon et al. [25].

The different morphologies of the self-healed products in the HPFRC and HPFRC-CA can be explained by the fact that calcium carbonate can exist in six different forms: calcite, aragonite, vaterite, monohydrocalcite, ikaite and amorphous  $\text{CaCO}_3$  [47, 48]. As crystallization of aragonite is generally favored in presence of magnesium (Mg) [48, 49], X-ray analysis were performed to establish the CA composition. The analyses confirmed that the CA considered in this project contains a significant quantity of Mg (**Figure 5-13**). Other researchers observed sometimes an important quantity of silica (Si) in others CA [26]. It is worthy to mention that difference of composition can lead to different self-healed products and consequently to different healing performances.



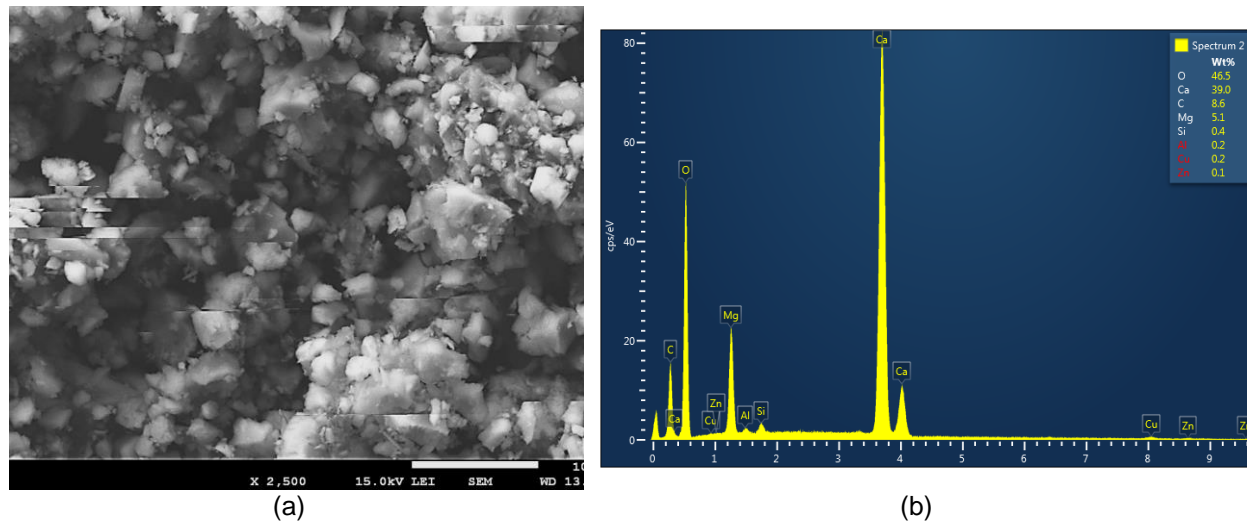
**Figure 5-11 : SEM observation of the self-healing products in HPFRC cracks (x 500)**

(a) Calcite, (b) Ettringite



**Figure 5-12 : SEM observation of the self-healing products in HPFRC-CA cracks**

(a) zoom x 500, (b) zoom x 2000



**Figure 5-13. SEM observation of the crystalline admixture**

(a) SEM image x 2500, (b) composition

A slower self-healing was observed for the HPFRC-CA in comparison to the HPFRC (**Figure 5-9**). An explanation of this observation could be related to the growth rate of aragonite and calcite. Information in literature about growth rate of various forms of calcium carbonate is limited, it depends on several factors (surrounding ions, saturation in carbonate, pH, temperature, etc.) [49-51]. Among the available information, Gutjahr et al. [50] evaluated superior growth rates for calcite than for aragonite in solutions at 20°C containing different  $\text{Ca}^{2+}$  and  $\text{HCO}_3^-$  concentrations and for pH superior to 7.8. This difference of growth rate is amplified at higher pH. Besides, Sisomphon et al. [25] found pH of around 12 in the water where half-broken mortar cylinders were immersed during 7 days. It is thus highly probable that pH was superior to 8 in the HPFRC and HPFRC-CA tie-specimens as well as in the water circulating in their cracks in this project. Based on the study of Gutjahr et al. mentioned previously, it should have promoted the growth rate of calcite more than for aragonite. This may provide an explanation of the slower self-healing measured in presence of the CA studied in this project. Further investigations are however needed to better understand the growth rate of calcite and aragonite in cracked concrete under various exposition conditions to confirm this statement

## 5.6 CONCLUSION

The objectives of this research project were to evaluate the mechanical behaviour, water permeability and potential of self-healing of cracked concrete. The materials studied were a

reference HPC, a HPC with fibers (HPFRC) and a HPC with fibers and crystalline admixture (HPFRC-CA). They were submitted to bending tests on prisms and water permeability tests on tie-specimens. The results of the experimental programs led to the following conclusions.

- For a same exposure condition (air or water), the HPFRC and HPFRC-CA cracked prisms showed similar mechanical behaviour until a *COD* of 1 mm, followed by a softening phase with higher post-peak stresses for the HPFRC-CA;
- Water exposure favored self-healing of the HPFRC and HPFRC-CA cracked prisms in comparison to air exposure by increasing by 10 to 20 % their mechanical recovery after 28 days of exposure. Considering the variability of bending test results, this observation is however not statistically significant;
- Fiber content of HPFRC and HPFRC-CA increased the ultimate capacity of the tie specimens by 38 % and decreased the maximal and average *COD* respectively by 39 and 48.5 % in comparison to HPC. Therefore, the HPFRC and HPFRC-CA tie specimens presented an average permeability 3.1 times lower than the HPC tie specimens in service conditions;
- The addition of crystalline admixture did not change significantly the mechanical and water permeability behaviours of the HPFRC tie specimens when submitted to a static tensile loading;
- When submitted to a constant tensile loading related to service conditions and a continuous water flow, self-healing of tie-specimens occurred for the three tested conditions (HPFRC, HPFRC-CA and HPC). After 7 days, self-healing of tie-specimens was equal to 100 % for the HPFRC and HPFRC-CA in comparison to 60 % for the HPC;
- The self-healing kinetics during the 7 days constant loading was slower for the HPFRC-CA than for the HPFRC. However, the HPFRC-CA presented less scattered results and a higher tensile stress had to be applied to the HPFRC-CA tie-specimens (21 % higher than HPFRC ones) after the self-healing period to reach again the initial permeability;

- SEM observations showed the presence of calcite and ettringite in healed cracks of the HPFRC, whereas the healed product of the HPFRC-CA is aragonite whose formation was probably favored by the presence of Mg in the CA studied;
- The difference of self-healing kinetics between the HPFRC and HPFRC-CA tie specimens could be explain by a slower growth rate of aragonite in comparison to calcite. However, more investigation is needed to well understand the chemical reaction kinetics into the healed cracks considering the numerous parameters which could influence this process.

## 5.7 ACKNOWLEDGMENTS

This research project has been financially supported by the Québec Research Fund on Nature and Technologies (FQRNT) and by the Natural Sciences and Engineering Research Council (NSERC). The authors are grateful to Mr. Cédric Androuet of Polytechnique Montreal for his participation to the experimental programs, and to Prof. Arezki Tagnit-Hamou and Mr. William Wilson of University of Sherbrooke for their participation in the SEM observations. Material donations from by Holcim, Bekaert, Euclid and Sika are also acknowledged.

## 5.8 REFERENCES

- [1] P.K. Mehta, Durability of Concrete - fifty years of progress, Proceedings of the 2nd International Conference on Durability of Concrete, Vols 1 and 2, 1991, pp. 1-31.
- [2] A. Neville, Chloride attack of reinforced concrete: an overview, Materials and Structures, 28 (1995) 63.
- [3] P. Claisse, Book review, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Construction Materials, 161, 2008, pp. 135.
- [4] P.-L. Viollet, J.-P. Chabard, P. Esposito, D. Laurence, Mécanique des fluides appliquée: écoulements incompressibles dans les circuits, canaux et rivières, autour des structures et dans l'environnement, Presses des Ponts et Chaussées, Paris, France, 2003.
- [5] C. Desmettre, J.-P. Charron, Water permeability of reinforced concrete with and without fiber subjected to static and constant tensile loading, Cement and Concrete Research, 42 (2012) 945-952.
- [6] M. Hubert, C. Desmettre, J.-P. Charron, Influence of fiber content and reinforcement ratio on the water permeability of reinforced concrete, Materials and Structures, 48 (2015) 2795-2807.

- [7] K. Hannawi, H. Bian, W. Prince-Agbodjan, B. Raghavan, Effect of different types of fibers on the microstructure and the mechanical behavior of Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concretes, *Composites Part B: Engineering*, 86 (2016) 214-220.
- [8] C.M. Aldea, M. Ghandehari, S.P. Shah, A. Karr, Estimation of water flow through cracked concrete under load, *ACI Structural Journal*, 97 (2000) 567-575.
- [9] M. Hoseini, V. Bindiganavile, N. Banthia, The effect of mechanical stress on permeability of concrete: a review, *Cement and Concrete Composites*, 31 (2009) 213-220.
- [10] V. Picandet, A. Khelidj, H. Bellegou, Crack effects on gas and water permeability of concretes, *Cement and Concrete Research*, 39 (2009) 537-547.
- [11] Y.-Z. Yang, M.D. Lepech, V.C. Li, Self-healing of engineering cementitious composites under cyclic wetting and drying, *Workshop on durability of reinforced concrete under combined mechanical and climatic loads (CMCL)*, Qingdao, China, 2005, 231-242.
- [12] N. Hearn, Effect of Shrinkage and Load-Induced Cracking on Water Permeability of Concrete, *ACI Material Journal*, 96 (1999) 234-241.
- [13] M. Argouges, R. Gagné, Étude des mécanismes et de la cinétique de l'autocicatrisation dans des mortiers cimentaires fissurés, *Dixième édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton (RF)2B*, Cachan, France, 2009.
- [14] M. Şahmaran, S.B. Keskin, G. Ozerkan, I.O. Yaman, Self-healing of mechanically-loaded self consolidating concretes with high volumes of fly ash, *Cement and Concrete Composites*, 30 (2008) 872-879.
- [15] P. Termkhajornkit, T. Nawa, Y. Yamashiro, T. Saito, Self-healing ability of fly ash–cement systems, *Cement and Concrete Composites*, 31 (2009) 195-203.
- [16] D. Jaroenratanapirom, R. Sahamitmongkol, Self-crack closing ability of mortar with different additives, *Journal of Metals, Materials and Minerals*, 21 (2011) 9-17.
- [17] K. Olivier, A. Darquennes, F. Benboudjema, R. Gagné, Etude de l'auto-cicatrisation des matériaux cimentaires avec additions minérales après fissuration au jeune âge par retrait gêné, *Rencontres universitaires de l'association universitaire de génie civil (AUGC)*, Cachan, France, 2013.
- [18] M. Roig-Flores, S. Moscato, P. Serna, L. Ferrara, Self-healing capability of concrete with crystalline admixtures in different environments, *Construction and Building Materials*, 86 (2015) 1-11.
- [19] L. Lv, Z. Yang, G. Chen, G. Zhu, N. Han, E. Schlangen, F. Xing, Synthesis and characterization of a new polymeric microcapsule and feasibility investigation in self-healing cementitious materials, *Construction and Building Materials*, 105 (2016) 487-495.
- [20] K. Van Tittelboom, J. Wang, M. Araújo, D. Snoeck, E. Gruyaert, B. Debbaut, H. Derluyn, V. Cnudde, E. Tsangouri, D. Van Hemelrijck, Comparison of different approaches for self-healing concrete in a large-scale lab test, *Construction and Building Materials*, 107 (2016) 125-137.
- [21] H.M. Jonkers, Bacteria-based self-healing concrete, *Heron Journal*, 56 (2011) 1-12.
- [22] H. Huang, G. Ye, C. Qian, E. Schlangen, Self-healing in cementitious materials: Materials, methods and service conditions, *Materials and Design*, 92 (2016) 499-511.

- [23] ACI, 212.3R-10 Report on chemical admixtures for concrete, American Concrete Institute Committee 212, USA, 2010.
- [24] M. Roig-Flores, F. Pirritano, P. Serna, L. Ferrara, Effect of crystalline admixtures on the self-healing capability of early-age concrete studied by means of permeability and crack closing tests, *Construction and Building Materials*, 114 (2016) 447-457.
- [25] K. Sisomphon, O. Copuroglu, E. Koenders, Self-healing of surface cracks in mortars with expansive additive and crystalline additive, *Cement and Concrete Composites*, 34 (2012) 566-574.
- [26] L. Ferrara, V. Krelani, M. Carsana, A “fracture testing” based approach to assess crack healing of concrete with and without crystalline admixtures, *Construction and Building Materials*, 68 (2014) 535-551.
- [27] C. Desmettre, J.-P. Charron, Novel water permeability device for reinforced concrete under load, *Materials and Structures*, 44 (2011) 1713.
- [28] ASTM-C1611/C1611M-14, Standard test method for slump flow of self-consolidating concrete, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014.
- [29] ASTM-C39/C39M-15a, Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015.
- [30] F. Beaurivage, Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada, 2009.
- [31] RILEM-TC162-TDF, Recommandations RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, *Materials and Structures*, 33 (2000) 3-5.
- [32] ASTM-C496/C496M-11, Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011.
- [33] EN14651, Test method for metallic fibered concrete - measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual), European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2005.
- [34] H.-W. Song, S.-J. Kwon, Permeability characteristics of carbonated concrete considering capillary pore structure, *Cement and Concrete Research*, 37 (2007) 909-915.
- [35] K. Wang, D.C. Jansen, S.P. Shah, A.F. Karr, Permeability study of cracked concrete, *Cement and Concrete Research*, 27 (1997) 381-393.
- [36] N. Hearn, Self-sealing, autogenous healing and continued hydration: What is the difference?, *Materials and Structures*, 31 (1998) 563-567.
- [37] G. Fischer, V.C. Li, Influence of matrix ductility on tension-stiffening behavior of steel reinforced engineered cementitious composites (ECC), *Structural Journal*, 99 (2002) 104-111.
- [38] G. Tiberti, F. Minelli, G.A. Plizzari, F.J. Vecchio, Influence of concrete strength on crack development in SFRC members, *Cement and Concrete composites*, 45 (2014) 176-185.
- [39] D. Homma, H. Mihashi, T. Nishiwaki, Self-healing capability of fibre reinforced cementitious composites, *Journal of Advanced Concrete Technology*, 7 (2009) 217-228.

- [40] H.-W. Reinhardt, M. Jooss, Permeability and self-healing of cracked concrete as a function of temperature and crack width, *Cement and Concrete Research*, 33 (2003) 981-985.
- [41] C. Clear, The effects of autogenous healing upon the leakage of water through cracks in concrete, 1985.
- [42] A. Hosoda, S. Komatsu, T. Ahn, T. Kishi, S. Ikeno, K. Kobayashi, Self healing properties with various crack widths under continuous water leakage, *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II*, Taylor & Francis Group, London, 2009, pp. 221-227.
- [43] K.R. Lauer, Autogenous healing of cement paste, *Journal Proceedings*, 52, 1956, 1083-1098.
- [44] W. Ramm, M. Biscoping, Autogenous healing and reinforcement corrosion in water penetrated separation cracks, 13. International conference on structural mechanics in reactor technology, Porto Alegre, Brazil, 4, 1995.
- [45] M. Argouges, Étude des mécanismes et de la cinétique de l'autocicatrisation dans des mortiers cimentaires fissurés, Université de Sherbrooke, 2010.
- [46] M. Ismail, Étude des transferts et de leurs interactions avec la cicatrisation dans les fissures pour prolonger la durée de service des infrastructures (ponts, centrales nucléaires), Toulouse, INSA, 2006.
- [47] V. Krelani, Self-healing capacity of cementitious composites, Politecnico di Milano, Italy, 2015.
- [48] H. Teghidet, Etude de la cristallisation contrôlée de la calcite par voie électrochimique. Effet des ions étrangers au système calcocarbonique sur la nucléation-croissance de la calcite, Université Pierre et Marie Curie-Paris VI, France, 2012.
- [49] D. Wang, L. Hamm, A. Giuffre, T. Echigo, J.D. Rimstidt, J. De Yoreo, J. Grotzinger, P. Dove, Revisiting geochemical controls on patterns of carbonate deposition through the lens of multiple pathways to mineralization, *Faraday Discussions*, 159 (2012) 371-386.
- [50] A. Gutjahr, H. Dabringhaus, R. Lacmann, Studies of the growth and dissolution kinetics of the  $\text{CaCO}_3$  polymorphs calcite and aragonite I. Growth and dissolution rates in water, *Journal of crystal growth*, 158 (1996) 296-309.
- [51] J.-P. Andreassen, R. Beck, M. Nergaard, Biomimetic type morphologies of calcium carbonate grown in absence of additives, *Faraday Discussions*, 159 (2012) 247-261.

## **CHAPITRE 6 DISCUSSION GÉNÉRALE**

Ce chapitre propose une discussion générale sur les principaux thèmes abordés dans le projet de recherche et de nouvelles perspectives dans le but d'exploiter au mieux le potentiel des ajouts cristallins.

### **6.1 Synthèse de la recherche**

#### **6.1.1 Résultats de la documentation**

Le développement de produits favorisant le phénomène d'autocicatrisation est récent, ainsi il est difficile de tirer des conclusions quant au potentiel de cicatrisation des ajouts cristallins testés dans la littérature. De plus, aucune procédure normalisée n'existe pour évaluer le potentiel de cicatrisation d'un béton avec ou sans ajouts cristallins. En effet, les méthodes de fissuration, les méthodes de suivi de fissure ou les dimensions et formes des spécimens de bétons testés ne sont pas normalisés.

Malgré des méthodes d'essais différentes, les conclusions des divers travaux de recherche restent pertinentes et ont permis de préparer les travaux de ce projet. La revue de la documentation a tout d'abord permis d'établir que l'endommagement et le conditionnement d'essais des spécimens doivent être réalisés sur du béton mature. Elle a aussi montré que le processus de cicatrisation était plus significatif pour des ouvertures de fissure comprises entre 0.1 et 0.3 mm. Enfin, pour faciliter l'étude de la cicatrisation, il est préférable d'assurer un conditionnement avec présence d'eau liquide.

En revanche, les travaux consultés ne se sont pas intéressés à l'évaluation de la reprise mécanique et la perméabilité des bétons, après cicatrisation ou encore à l'usage de béton fibré en combinaison avec des ajouts cristallins pour obtenir des ouvertures de fissures fines favorisant la cicatrisation. Ce projet fournira donc des informations sur ces thèmes inexplorés.

#### **6.1.2 Résultats de ce projet**

Il importe de rappeler que le programme préliminaire démontré que bien que les ajouts cristallins ne sont pas développés dans le but de colmater les fissures d'un béton fissuré, ils peuvent tout de même s'avérer performants pour cette application. Le programme préliminaire a montré lors de la

phase de chargement à 28 jours que les BFHP avec ajouts cristallins présentent un comportement en flexion similaire à celui du BFHP de référence. Ensuite, il a permis de valider que le conditionnement dans l'eau (liquide) favorise la cicatrisation. En effet, la reprise mécanique des BFHP à 0.4mm d'ouverture de fissure (avec et sans ajout cristallin) pour un conditionnement à l'air était de 77 % par rapport à la contrainte mesurée lors de l'endommagement, alors qu'elle était comprise entre 85 et 97 % pour un conditionnement à l'eau. La présence d'ajouts cristallins dans la matrice a aussi permis d'obtenir des résistances à la compression plus élevées que le BFHP de référence aux deux échéances (28 et 56 jours) pour les ajouts cristallins AC2 et AC3.

L'application du critère du gain mécanique aux contraintes maximales (section 4.3.1), a permis d'exposer que seul le BFHP avec l'AC3 avait une contrainte maximale et une contrainte pour une ouverture de 0.4 mm après un conditionnement à l'eau, supérieures à celles du BFHP de référence. Enfin, le BFHP-AC3 est le seul à présenter un comportement adoucissant amélioré par rapport à la référence pour une ouverture de fissure supérieure à 1 mm. Grâce à l'application des critères d'évaluation, ce programme d'essais préliminaire a permis de sélectionner l'ajout cristallin AC3 comme le plus performant, et celui à utiliser pour le programme principal.

Le programme principal avait pour objectifs d'étudier le comportement mécanique et de durabilité d'un BFHP avec ajouts cristallins par rapport à un BFHP sans ajout cristallin et un BHP. Pour rappel, des essais de perméabilité ont été réalisés sur des tirants de béton armé soumis simultanément à un essai de traction uniaxiale. Ce programme d'essai a démontré avec des essais de perméabilité à l'eau sous chargement statique, que le comportement mécanique ( $F_{l\grave{e}refiss}$  et  $F_{ult}$ ) du BFHP avec ajouts cristallin était similaire à celui d'un BFHP sans ajout et nettement supérieur à celui d'un BHP. De plus, pour un même niveau de chargement les BFHP (avec et sans ajout cristallin) présentent des niveaux de perméabilité, des ouvertures maximales et moyennes, nettement plus faibles que ceux du BHP. Les essais de perméabilité sous un chargement constant, à environ 250 MPa ont quant à eux montré que la cicatrisation des BFHP avec et sans ajout cristallin était complète (100%) ce qui n'était pas le cas du BHP (60%). En revanche, la cinétique de cicatrisation des BFHP n'était pas identique. Dans le cas des BFHP avec ajouts cristallins une cicatrisation totale était obtenue après 6 jours, alors que pour les BFHP sans ajout seulement 2 jours était nécessaire pour observer ce résultat. Mais, le BFHP avec ajout cristallin requiert un rechargement mécanique plus élevé pour réatteindre le niveau de perméabilité initiale mesuré avant cicatrisation en comparaison au BFHP sans ajout (+21%) et au BHP (+92%). Ces résultats peuvent

s'expliquer par les observations faites au microscope à balayage, qui ont montré que les morphologies des produits de cicatrisation formés dans les BFHP avec et sans ajout cristallin étaient différentes. Dans le cas du BFHP sans ajout cristallin, du carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ) sous forme de calcite ainsi que de l'ettringite ont pu être observés. Alors que dans le cas BFHP avec ajouts cristallins, c'est une nouvelle fois du carbonate de calcium qui s'est formé mais sous forme d'aragonite. La formation de cette dernière s'est créée au dépend de la calcite s'explique par la présence de magnésium dans la poudre de l'ajout cristallin utilisé. Cette différence de morphologie permet de justifier la cinétique de cicatrisation plus rapide du BFHP sans ajout cristallin, comparativement au BFHP avec ajouts cristallins, car la calcite présente une vitesse formation supérieure à celle de l'aragonite.

Les résultats de ces programmes expérimentaux ont montré les apports bénéfiques des ajouts cristallins sur la durabilité des bétons et confirment la pertinence de continuer des travaux de recherche sur cette thématique.

## **6.2 Perspectives sur les ajouts cristallins**

Cette partie présente des conditions d'essais à envisager pour la suite des travaux de recherche afin de mieux connaître l'apport des ajouts cristallins dans la matrice cimentaire. En effet, au vu des observations au cours de ce projet, les bétons avec de tels adjuvants présentent certains intérêts.

### **6.2.1 Paramètres influençant la cicatrisation**

Les travaux antérieurs ont montré que la cicatrisation résulte de nombreux paramètres. L'influence de quelques paramètres commencent à être connue comme l'effet de la maturité du béton, de la présence d'eau lors du conditionnement des bétons avec ajouts, mais pour certains les interrogations restent nombreuses. D'autres paramètres présentant un intérêt particulier pourraient être étudiés dans le futur.

#### **6.2.1.1 Temps d'exposition à l'eau**

Le temps d'exposition à l'eau du béton fissuré dépend du type d'essais réalisés pour étudier la cicatrisation. En effet, lors de la réalisation d'essais de flexion trois points comme ceux réalisés par Ferrara [51] et dans ce projet, le temps d'exposition correspond à la période entre les essais la fissuration et le rechargement. Pendant cette période, les prismes sont immergés dans l'eau, mais

aucun flux d'eau à travers la fissure n'est imposé. En revanche, lors des essais de perméabilité, la période d'exposition représente la durée pendant laquelle un état de contrainte est maintenu constant dans le tirant avec l'existence d'un flux unidirectionnel permanent d'eau imposé. Tel que démontré au cours de nos essais à palier constant, le cinétique de cicatrisation du BFHP avec ajouts cristallins est plus lente et la cicatrisation est totale après 6 jours de cicatrisation comparativement à 2 jours pour un BFHP sans ajout.

Ainsi, il pourrait être envisagé d'augmenter le temps de cicatrisation à l'eau afin de permettre aux produits se créant lors de la cicatrisation d'atteindre un niveau de maturité leur permettant de développer leur plein potentiel, que ce soit en termes de résistance ou de « colmatage » de la fissure. Cela permettrait de comparer les capacités de reprise des BFHP et BHP pour des taux de cicatrisation complets (100%). Dans ce projet, les essais de perméabilité n'ont pas permis d'atteindre la cicatrisation complète du BHP.

### **6.2.1.2 Conditions environnementales**

#### *6.2.1.2.1 Immersion partielle dans l'eau*

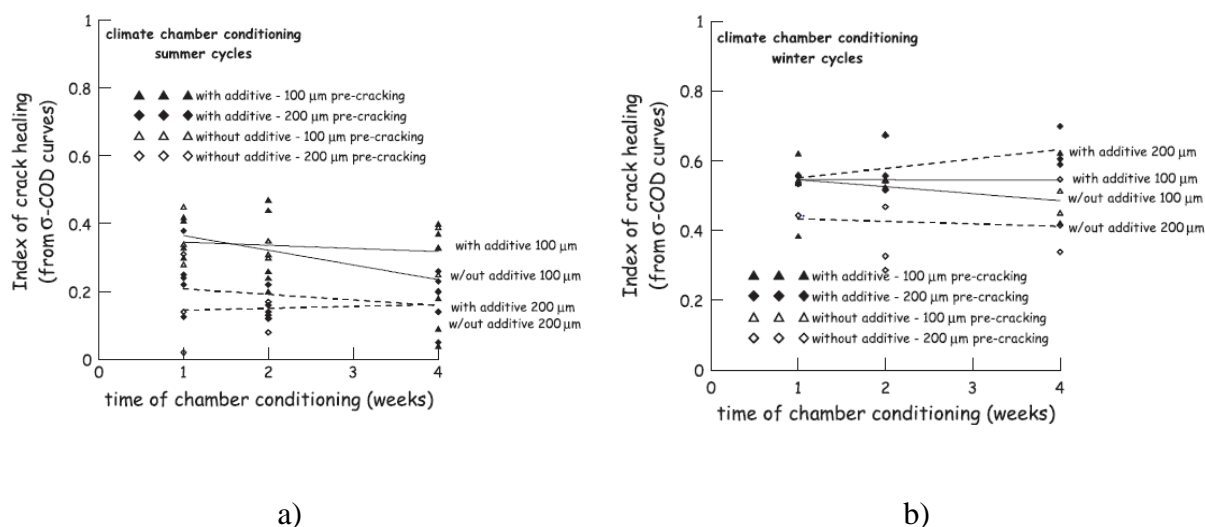
Tel que discuté dans la revue de la documentation traitant des ajouts cristallins (section 2.4.2.2), les travaux de Roing-Flores [50] ont permis de montrer visuellement que les fissures cicatrisaient complètement lorsqu'elles étaient soumises à un conditionnement en immersion partielle dans l'eau (présence d'eau uniquement à la base des spécimens d'essais). En revanche, aucun essai visant à caractériser le comportement mécanique ou la durabilité suite à cette cicatrisation n'a été entrepris jusqu'à présent. À noter que l'immersion partielle du béton endommagé est une condition environnementale plus représentative de la réalité comparativement à une immersion totale dans l'eau. Les travaux menés se limitant à une analyse visuelle, il serait donc intéressant d'étudier le comportement mécanique du béton fissuré exposé à une immersion partielle dans l'eau avec par exemple un essai de flexion trois points d'autant plus que la mise en œuvre de tels essais est simple.

#### *6.2.1.2.2 Cycles de mouillage-séchage*

Dans le même ordre d'idée, il pourrait être envisagé de réaliser des cycles de mouillage-séchage à différents taux d'humidité relative. Une telle condition n'a jusqu'à maintenant pas été expérimentée. Pourtant, cette condition apparaît comme la simulation de l'environnement le plus probant dans lequel se trouve une structure en béton armé exposé.

### 6.2.1.2.3 Cycles saisonniers

Des travaux se sont intéressés à des conditions favorisant la cicatrisation, mais très peu ont étudié l'évolution de la cicatrisation du béton soumis à des températures et humidités saisonnières représentatives de la réalité. C'est notamment le cas des travaux de Ferrara [51], qui ont porté sur la cicatrisation dans des environnements simulant des cycles d'été et des cycles d'hiver. De tels cycles combinent deux effets : l'apport d'humidité favorisant le phénomène de cicatrisation et un environnement avec des températures variable venant dégrader le matériau. La **Figure 6-1** illustre l'indice de cicatrisation du béton en fonction du temps dépendamment des bétons utilisés. À noter que l'indice 1 correspond à une cicatrisation complète. Les résultats montrent que quelques soient les cycles auxquels sont soumis les bétons, la cicatrisation est supérieure en présence d'ajouts cristallins dans la matrice cimentaire.



**Figure 6-1 : Indice de cicatrisation dans deux environnements de cicatrisation [51]**

(a) Cycles d'été, (b) Cycle d'hiver

Les tendances observées sont encourageantes quant à l'utilisation des ajouts cristallins dans des environnements autres qu'en immersion totale. Ainsi, il pourrait éventuellement être envisagé de faire subir au béton fissuré des conditions hivernales rigoureuses telles que retrouvées au Canada comme des cycles de gel-dégel avec et sans sels fondants. Par la suite, une comparaison avec les résultats du présent projet pourrait être faite.

### **6.2.1.3 Quantité d'ajout**

Dans cette étude, une quantité d'ajouts cristallins équivalant 2% de la masse de ciment présente dans la matrice a été introduite. Mais cette valeur a été fixée selon les recommandations du fournisseur dont l'expérience n'était basée que pour une utilisation traditionnelle afin de réduire la porosité et la perméabilité du béton sain, pas pour les besoins spécifiques du colmatage de fissures. Il serait intéressant de faire varier le dosage et déterminer l'optimal pour maximiser la cicatrisation sans impact négatif sur les autres propriétés du béton.

### **6.2.1.4 Type de béton**

Cette étude a montré l'impact positif des ajouts cristallins sur des BFHP avec 0.75% de fibres. Les conclusions obtenues ne peuvent pas être généralisées à tous les types de bétons car comme l'ont montré des travaux antérieurs [2] la matrice joue un rôle important dans le processus de cicatrisation, autant sur les propriétés mécaniques que sur la durabilité du béton fissuré. Ainsi, il serait intéressant de vérifier l'impact de la composition de la matrice sur le phénomène de cicatrisation en modifiant par exemple le rapport eau/ciment, le volume de pâte, le type de ciment, le dosage, la taille et le type de fibres.

### **6.2.1.5 Type d'ajout cristallin**

Des études antérieures ont montré la présence de silicium dans les produits de cicatrisation formés or dans le cadre de cette étude, il a été observé que du magnésium pouvait aussi être présent. De ce fait, une question pertinente à se poser est : existe-t-il plusieurs classes d'ajouts cristallins ? Ainsi, ce qui pourrait être envisagé serait d'analyser les compositions initiales de plusieurs ajouts cristallins pour ensuite tester et comparer le comportement de bétons (performances mécaniques, cinétique de cicatrisation, qualité des produits formés, etc.) dans lesquels ils auraient été incorporés.

## **6.2.2 Sollicitations cycliques**

Dans le cadre du projet, les tirants en béton armé ont été sollicités jusqu'à un certain niveau d'endommagement et maintenus dans cette condition pendant le processus de cicatrisation. Ensuite le chargement des tirants a été poursuivi jusqu'à la plastification de la barre d'armature. Cette procédure a permis de mettre en évidence la cicatrisation du BFHP avec et sans ajout. Il serait pertinent d'imposer des cycles de chargement au lieu d'un chargement constant. Un cycle de

chargement pourrait être réalisé aux 7 jours et répété jusqu'à qu'il n'y ait plus d'évolution de la perméabilité lors d'un nième palier si cela est possible. Cela pourrait identifier éventuellement la limite des ajouts cristallins. Ce chargement cyclique, permettrait de voir en termes de perméabilité l'impact de ces cycles sur la cinétique de cicatrisation. Du point de vue mécanique, il serait possible d'évaluer si le rechargement nécessaire pour réatteindre le niveau de perméabilité de la pré-cicatrisation reste inchangé.

A l'heure actuelle, aucuns travaux dans cette optique n'ont été réalisés, il semble donc difficile de prévoir le comportement du matériau. Intuitivement, il est possible que si de nouvelles fissures se créent lors d'un cycle de chargement, de nouvelles surfaces s'exposent à la formation de produits cicatrisant. La création de nouveaux produits cicatrisant est plus incertaine pour les fissures qui se sont simplement rouvertes lors du cycle. Pour ces dernières, il semble plus probable que la cicatrisation continue avec la même tendance que celle mesurée lors de la période constante précédente.

Des essais cycliques pourraient être aussi mis en place autour d'un certain niveau de contrainte afin de simuler le passage de véhicules sur un pont comme cela a été fait dans la Thèse de Desmettre [38]. Une nouvelle fois, de telles expériences auraient pour objectifs d'évaluer l'impact des ajouts dans des situations représentatives de structures en service.

## **CHAPITRE 7     CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS**

### **7.1 Conclusions**

#### **7.1.1 Choix d'un ajout cristallin performant**

L'un des objectifs était de déterminer l'ajout cristallin présentant le meilleur potentiel de cicatrisation et les meilleures propriétés mécaniques parmi les trois mis à notre disposition. Pour cela des essais de flexion trois points ont été réalisés sur des BFHP fissurés et exposés à des conditionnements d'un mois. Les résultats ont mené aux conclusions suivantes :

- Tant que les prismes n'ont pas fissuré et que le processus de cicatrisation n'a pas commencé, les BFHP avec et sans ajout cristallin présentent des comportements similaires. Ainsi, ils possèdent des rigidités équivalentes ainsi que des contraintes de 1<sup>ère</sup> fissuration et des contraintes pour une ouverture du 0.4 mm (début de déchargement des essais à 28 jours) semblables.
- Pour le BFHP sans ajout ou les trois BFHP avec ajouts cristallins, la reprise mécanique à 0.4mm d'ouverture de fissure était en moyenne de 77% par rapport à la contrainte mesurée lors de l'endommagement, lors de la cicatrisation à l'air et elle était comprise entre 85% et 97% pour la cicatrisation à l'eau. Les résultats démontrent donc une meilleure cicatrisation en présence d'eau. Cependant ce critère n'a pas permis d'identifier un ajout cristallin plus performant.
- En revanche, le critère d'évaluation basé sur le gain mécanique pour la contrainte maximale mesurée en flexion a permis d'identifier l'ajout cristallin AC3 comme le plus performant sur ce critère puisqu'il est le seul à atteindre des contraintes maximales supérieures de 4.5 % et 4.0 %, respectivement aux deux échéances, par rapport à celle du BFHP de référence.
- Enfin, ce programme d'essais a permis de mettre en évidence un comportement adoucissant avec des contraintes post-pic plus élevée (pour une même ouverture de fissure) pour une ouverture de fissure supérieure à 1 mm pour les BFHP avec l'ajout cristallin AC3.
- À noter que les ajouts cristallins AC2 et AC3 permettent une amélioration de 9 et 27 % la résistance à la compression du BFHP selon l'échéance.

- Sur la base des résultats précédents, le comportement mécanique global du BFHP avec l'ajout cristallin AC3 était le plus performant par rapport au BFHP de référence (sans ajout cristallin). Il a donc été sélectionné pour le programme principal.

### 7.1.2 Étude du potentiel de cicatrisation de l'ajout cristallin sélectionné

Un autre objectif de cette étude était de mesurer l'influence d'un ajout cristallin sur la durabilité grâce à la mesure de la perméabilité comme indicateur de la durabilité en condition de service. Grâce au dispositif de perméabilité développé à Polytechnique Montréal, les résultats des essais ont permis de lier la perméabilité sous chargement, le patron de fissuration, les ouvertures de fissures et la contrainte dans l'armature des tirants. L'analyse des résultats du programme expérimental a amené les conclusions suivantes :

- Lorsque la matrice de béton ne présente pas de fibres (BHP), la force d'apparition de la première fissure ( $F_{\text{ère fiss}}$ ) et la force ultime ( $F_{\text{ult}}$ ) diminuent respectivement de 22% et 34% par rapport à un BFHP de composition comparable. Ces résultats se justifient par le fait que, lorsqu'une macrofissure se crée dans un BFHP, une partie des efforts de traction sont repris par les fibres. Dans le cas des BHP, c'est la barre d'armature qui reprend l'intégralité des efforts.
- Pour un même niveau de chargement compris entre 35 et 45 kN, où l'ensemble des matériaux présentent un patron de fissuration multifissuré, les BFHP ont des ouvertures maximales et moyennes respectivement 39% et 49% plus fines que celles d'un BHP.
- Pour un même niveau de chargement compris entre 35 et 45 kN, c'est-à-dire pour une contrainte dans l'armature entre 200 et 350 MPa la perméabilité à l'eau des BFHP est en moyenne 3.1 fois plus faible que celle du BHP.
- Pour un même niveau de contrainte d'environ 250 MPa dans l'armature d'un tirant, les BFHP avec ou sans ajouts cristallins cicatrisent complètement après 7 jours, contrairement au BHP qui atteint un taux de cicatrisation de 60%.
- La vitesse de cicatrisation du BFHP sans ajout cristallin est plus rapide que celle avec ajout.

- En revanche, le BFHP avec ajout cristallin requiert un rechargement plus élevé afin de réatteindre le niveau de perméabilité initiale avant cicatrisation. En effet, il est de 21% et 92% plus élevé que ceux obtenus respectivement pour le BFHP sans ajouts et pour le BHP.
- Les produits de cicatrisation sont du carbonate de calcium dans les deux cas mais présents sous deux morphologies différentes. En effet, dans le cas du BFHP sans ajout cristallin, du carbonate de calcium sous forme de calcite et de l'ettringite ont pu être observés alors que pour les BFHP avec ajouts cristallins, du carbonate de calcium sous forme d'aragonite s'est formé.
- Cette différence de morphologie explique l'écart de cinétique de cicatrisation observé entre les BFHP avec et sans ajout cristallin puisque la vitesse de formation de la calcite est plus rapide que celle de l'aragonite.

Ainsi, cette étude a permis de montrer les aspects bénéfiques des ajouts cristallins sur la cicatrisation des BFHP fissurés, autant pour le colmatage de la fissure, que pour la reprise mécanique gagnée par la cicatrisation.

## **7.2 Recommandations pour l'utilisation d'ajouts cristallins**

### **7.2.1 Pour les ingénieurs**

Actuellement, aucune recommandation n'existe concernant l'utilisation d'ajouts cristallins dans le but de favoriser la cicatrisation des bétons fissurés. De plus, il est difficile de généraliser les résultats obtenus vu que ces derniers diffèrent significativement d'un ajout cristallin à un autre et que la recherche dans le domaine débute. Ce projet a tout de même démontré l'apport bénéfique des ajouts cristallins à la fois pour l'augmentation de la reprise mécanique et sur la réduction de la perméabilité du béton endommagé. Voici ainsi quelques éventuelles recommandations pour aider les ingénieurs à utiliser des BFHP avec ajouts cristallins :

- S'assurer auprès du fournisseur qu'en présence d'ajouts cristallins, le BFHP ne performe pas moins bien qu'un BFHP sans ajout. Cela peut être réalisé via un essai de flexion similaire à celui réalisé lors du programme préliminaire de ce projet.
- Utiliser les critères de conception des bétons classiques pour les BFHP qui sont très sécuritaires en termes de durabilité.

- Sensibiliser le client, sur le fait que la présence d'ajouts cristallins (gain sur le reprise mécanique et la diminution de perméabilité) ne peut pas être considéré lors de la conception d'une structure, mais que cela doit être perçu comme une réserve de résistance et de durabilité.

### **7.2.2 Pour la recherche**

Bien qu'il soit possible de faire quelques recommandations afin d'utiliser les ajouts cristallins dans l'industrie, il est tout de même nécessaire que de nombreux travaux de recherche soient encore entrepris. Par ailleurs, il faudrait que d'autres ajouts cristallins puissent être expérimentés selon le même protocole que celui réalisé lors du programme expérimental principal. Lorsqu'une quantité suffisamment significative d'ajouts cristallins auront été testés, il sera possible de voir si les conclusions de cette étude s'appliquent aussi à d'autres adjuvants et peuvent être généralisées en termes de comportement mécanique et de durabilité.

## **7.3 Recommandations pour l'amélioration du dispositif de perméabilité**

### **7.3.1 Système de chargement**

Le système de chargement pourrait être amélioré. En effet, lors de la mise en place de certains tirants dans les mâchoires de la presse hydraulique, de la flexion peut parfois apparaître malgré un travail rigoureux d'alignement. Afin de palier à ce problème, la présence de deux rotules dans le montage pourrait être envisagée. Cette flexion peut être mesurée, par les LVDT placés sur deux faces opposées du tirant ou encore grâce aux capteurs d'ouverture de fissure. Ce phénomène de flexion n'apparaît pas lors de chaque essai, mais la présence de rotules permettrait de le supprimer et simplifierait l'analyse des résultats.

### **7.3.2 Mesure des ouvertures de fissures**

Au cours des dernières années, de nombreuses modifications ont été réalisées pour éviter qu'il y ait l'apparition de fissures au niveau des points de fixation des capteurs d'ouverture de fissure, car c'était à l'origine de fuite d'eau. Malheureusement, des fuites ont continué à se créer aux mêmes endroits malgré une nouvelle disposition des capteurs. Ainsi, il a été opté de mettre un point de

colle pour lier le bloc et le scellement juste avant que les capteurs soient installés. Une première idée d'amélioration serait de mettre en place une couche d'élastomère au préalable sur les blocs de fixation des capteurs afin d'avoir une meilleure adhérence entre les blocs et l'élastomère coulé autour de l'ensemble du tirant.

Un autre problème est survenu lors des paliers constants. Pour une raison actuellement inconnue, certains capteurs enregistraient des sauts de déplacement. Or, cela n'est pas possible. D'une part, le chargement est contrôlé en déplacement (demeurant constant). D'autre part, les sauts n'avaient aucun sens physique. Une solution serait de changer les capteurs utilisés qui sont fragiles et potentiellement instables à long terme (bruits électriques ou autres). Mais il est important de noter que les problèmes survenus sur les capteurs n'ont eu lieu que lors des essais constants, fournissant ainsi de très bons résultats lors de la réalisation des essais sous chargements quasi-statiques.

### **7.3.3 Conception des pièces de raccord**

Au cours du projet certains problèmes sont survenus lors du palier constant qui ont résulté en des fuites d'eau. Il a été constaté que le manchon assurant le raccord entre les barres d'armature M10 et la tige filetée 7/8'' du montage était troué sur toute sa longueur ce qui peut favoriser les fuites. Ainsi lors de la création d'une fissure, l'eau peut s'infiltrer le long de la barre d'armature, traverser le manchon, ruisseler le long des filets de la tige filetée 7/8'' et enfin traverser le coupleur. Même si cela n'est pas arrivé souvent, une fuite peut être constatée si l'eau arrive à suivre ce chemin. Afin de pallier à ce problème, il est dans un premier temps possible de mettre du téflon sur les différents filets se vissant dans le manchon et dans le coupleur. À long terme, il serait nécessaire de modifier la conception des manchons pour qu'ils ne soient plus troués sur toute leur longueur.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] V. Picandet, A. Khelidj, H. Bellegou, Crack effects on gas and water permeability of concretes, *Cement and Concrete Research*, 39 (2009) 537-547.
- [2] C. Desmettre, J.-P. Charron, Water permeability of reinforced concrete with and without fiber subjected to static and constant tensile loading, *Cement and Concrete Research*, 42 (2012) 945-952.
- [3] J. Rapoport, C.-M. Aldea, S.P. Shah, B. Ankenman, A. Karr, Permeability of cracked steel fiber-reinforced concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14 (2002) 355-358.
- [4] M. Hubert, C. Desmettre, J.-P. Charron, Influence of fiber content and reinforcement ratio on the water permeability of reinforced concrete, *Materials and structures*, 48 (2015) 2795-2807.
- [5] J.P. Charron, & Desmettre, C., Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables Montréal, Québec, Canada, 2013.
- [6] J.P. Charron, & Desmettre, C., Notes de cours de l'École Polytechnique de Montréal in: T.d.B. (CIV6505). (Ed.)Montréal, Québec, Canada, 2014.
- [7] P. Rossi, Les bétons de fibres métalliques, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées1998.
- [8] P. Bartos, M. Duris, Inclined tensile strength of steel fibres in a cement-based composite, *Composites*, 25 (1994) 945-952.
- [9] M. Behloul, Analyse et modélisation du comportement d'un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra hautes performances(bétons de poudres réactives). Du matériau à la structure, 1996.
- [10] S. Delsol, Évaluation du coefficient d'orientation dans les bétons renforcés de fibres métalliques, École Polytechnique de Montréal, 2012.
- [11] T. Plagué, C. Desmettre, J.-P. Charron, Influence of fiber type and fiber orientation on cracking and permeability of reinforced concrete under tensile loading, *Cement and Concrete Research*, 94 (2017) 59-70.
- [12] E. Denarié, Brühwiler, E., Rossi, P., & Woodward, R., High Performance Fibre Reinforced Composites for Rehabilitation (HPFRCC), FEHRL, Brussels, Belgium, 2004.
- [13] R. Madandoust, M.M. Ranjbar, R. Ghavidel, S.F. Shahabi, Assessment of factors influencing mechanical properties of steel fiber reinforced self-compacting concrete, *Materials & Design*, 83 (2015) 284-294.
- [14] A.M. Neville, Properties of concrete, New York, USA.: John Wiley & Sons, 1996.
- [15] V. Baroghel-Bouny, Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons-Méthodes, analyse, interprétations, (1994).
- [16] E. Denarié, Etude expérimentale des couplages viscoélasticité-croissance des fissures dans les bétons de ciment, (2000).
- [17] T.C. Powers, Structure and physical properties of hardened Portland cement paste, *Journal of the American Ceramic Society*, 41 (1958) 1-6.

- [18] A. El-Dieb, R. Hooton, Water-permeability measurement of high performance concrete using a high-pressure triaxial cell, *Cement and Concrete Research*, 25 (1995) 1199-1208.
- [19] M. Sanjuán, R. Muñoz-Martínez, Oven-drying as a preconditioning method for air permeability test on concrete, *Materials Letters*, 27 (1996) 263-268.
- [20] G.C. Isaia, A.L.G. GASTALDI, R. Moraes, Physical and pozzolanic action of mineral additions on the mechanical strength of high-performance concrete, *Cement and Concrete Composites*, 25 (2003) 69-76.
- [21] R. Dhir, P. Hewlett, Y. Chan, Near surface characteristics of concrete: intrinsic permeability, *Magazine of Concrete Research*, 41 (1989) 87-97.
- [22] L. Courard, Contribution à l'analyse des paramètres influençant la création de l'interface entre un béton et un système de réparation. Appétence et adhérence: cause et effet d'une liaison, Université de Liège, Belgique, 1998.
- [23] F. Perez, Contribution à l'étude du comportement mécanique des éléments bicouches sous sollicitations statiques et cycliques, Université Laval, 2005.
- [24] J.P. Ollivier, M. Massat, L. Parrott, Parameters influencing transport characteristics, in: J.K.a.H.K. Hilsdorf (Ed.) CHAP 4 Performance Criteria for Concrete Durability, 1995.
- [25] J.P. Ollivier, & Vichot, A. , La durabilité des bétons, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées 2008.
- [26] A. Akhavan, F. Rajabipour, Quantifying the effects of crack width, tortuosity, and roughness on water permeability of cracked mortars, *Cement and Concrete Research*, 42 (2012) 313-320.
- [27] M. Choinska, Effets de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure, Ecole Centrale de Nantes (ECN)(ECN)(ECN)(ECN); Université de Nantes, 2006.
- [28] A. Kermani, Permeability of stressed concrete: Steady-state method of measuring permeability of hardened concrete studies in relation to the change in structure of concrete under various short-term stress levels, *Building research and information*, 19 (1991) 360-366.
- [29] N. Hearn, Effect of Shrinkage and Load-Induced Cracking on Water Permeability of Concrete, *ACI Material Journal*, 96 (1999) 234-241.
- [30] N. Banthia, A. Bhargava, Permeability of stressed concrete and role of fiber reinforcement, *ACI materials journal*, 104 (2007) 70-76.
- [31] C.-M. Aldea, S.P. Shah, A. Karr, Permeability of cracked concrete, *Materials and structures*, 32 (1999) 370-376.
- [32] D. Ludirdja, R.L. Berger, J.F. Young, Simple method for measuring water permeability of concrete, *ACI Material Journal*, 86 (1989) 433-439.
- [33] J. Kollek, The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method—a recommendation, *Materials and structures*, 22 (1989) 225-230.
- [34] J.-P. Charron, E. Denarié, E. Brühwiler, Transport properties of water and glycol in an ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) under high tensile deformation, *Cement and Concrete Research*, 38 (2008) 689-698.

- [35] J.S. Lawler, D. Zampini, S.P. Shah, Permeability of cracked hybrid fiber-reinforced mortar under load, *Materials Journal*, 99 (2002) 379-385.
- [36] J.S. Lawler, D. Zampini, S.P. Shah, Microfiber and macrofiber hybrid fiber-reinforced concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 17 (2005) 595-604.
- [37] C. Desmettre, J.-P. Charron, Novel water permeability device for reinforced concrete under load, *Materials and structures*, 44 (2011) 1713.
- [38] C. Desmettre, Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques, École Polytechnique de Montréal, 2011.
- [39] K. Wang, D.C. Jansen, S.P. Shah, A.F. Karr, Permeability study of cracked concrete, *Cement and Concrete Research*, 27 (1997) 381-393.
- [40] U. Greiner, W. Ramm, Air leakage characteristics in cracked concrete, *Nuclear Engineering and Design*, 156 (1995) 167-172.
- [41] P. Riva, L. Brusa, P. Contri, L. Imperato, Prediction of air and steam leak rate through cracked reinforced concrete panels, *Nuclear Engineering and Design*, 192 (1999) 13-30.
- [42] P. Mivelaz, Etanchéité des structures en béton armé, fuites au travers d'un élément fissuré, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 1996.
- [43] I. Ujike, S. Nagataki, R. Sato, K. Ishikawa, Influence of internal cracking formed around deformed tension bar on air permeability of concrete, *Transactions of the Japan Concrete Institute*, 12 (1990) 207-214.
- [44] A. Singh, D. Singhal, Permeability of steel fibre reinforced concrete influence of fibre parameters, *Procedia Engineering*, 14 (2011) 2823-2829.
- [45] K. Sisomphon, O. Copuroglu, E. Koenders, Self-healing of surface cracks in mortars with expansive additive and crystalline additive, *Cement and Concrete Composites*, 34 (2012) 566-574.
- [46] ACI, Report on chemical admixtures for concrete ACI 212.3R-10, PENETRON INTERNATIONAL, LTD, East Setauket, NY 11733, USA, 2012.
- [47] H. Huang, G. Ye, C. Qian, E. Schlangen, Self-healing in cementitious materials: Materials, methods and service conditions, *Materials & Design*, 92 (2016) 499-511.
- [48] D. Jaroenratanapirom, R. Sahamitmongkol, Self-crack closing ability of mortar with different additives, *Journal of Metals, Materials and Minerals*, 21 (2011) 9-17.
- [49] C. Qian, H. Chen, L. Ren, M. Luo, Self-healing of early age cracks in cement-based materials by mineralization of carbonic anhydrase microorganism, *Frontiers in microbiology*, 6 (2015).
- [50] M. Roig-Flores, S. Moscato, P. Serna, L. Ferrara, Self-healing capability of concrete with crystalline admixtures in different environments, *Construction and Building Materials*, 86 (2015) 1-11.
- [51] L. Ferrara, V. Krelani, M. Carsana, A "fracture testing" based approach to assess crack healing of concrete with and without crystalline admixtures, *Construction and Building Materials*, 68 (2014) 535-551.
- [52] M. Hubert, Critères de conception en service des bétons renforcés de fibres basés sur la perméabilité à l'eau, École Polytechnique de Montréal, 2014.

- [53] D. Daviau-Desnoyers, J.-P. Charron, B. Massicotte, P. Rossi, J.-L. Tailhan, Characterization of macrocrack propagation under sustained loading in steel fibre reinforced concrete, *Materials and structures*, 49 (2016) 969-982.
- [54] P.H. Bischoff, Effects of shrinkage on tension stiffening and cracking in reinforced concrete, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28 (2001) 363-374.

# ANNEXE A – FICHES TECHNIQUES DES AJOUTS CRISTALLINS

The Euclid Chemical Company

## EUCON VANDEX™ AM-10

### Adjuvant cristallin intégral imperméabilisant



EUCLID CANADA

#### Description

Eucon Vandex AM-10 est un adjuvant cristallin intégral spécialement formulé pour interagir avec les structures de pores capillaires du béton afin de produire un système d'imperméabilisation permanent dans la matrice du béton. Eucon Vandex AM-10 peut être utilisé dans les applications au-dessous et au-dessus du sol.

#### Domaines d'application

- Installations de traitement des déchets et des eaux usées
- Fondations et sous-sols
- Tunnels et réseaux de métro
- Barrages et bassins d'eau
- Trous d'homme
- Voûtes souterraines
- Structures de stationnement
- Structures de rétention d'eau
- Piscines

#### Caractéristiques/Avantages

- Réduction ou élimination de la pénétration de l'eau
- Aucun effet négatif sur la résistance à la compression
- Amélioration de la résistance chimique
- Imperméabilisation intérieure ou extérieure
- Matériau en poudre facile d'utilisation
- Effet négligeable sur la durée d'ouvrabilité du béton

#### Données techniques

Les essais ont été réalisés en laboratoire à l'aide de matériaux de laboratoire.

Type d'essai	Méthode	Paramètres de l'essai	Performance relativement au contrôle
Pénétration de l'eau	DIN 1048	Pression de tête de 0,50 MPa (72 psi)	40 % de réduction
Perméabilité à l'eau	CRD C48-92	Pression de tête de 1,38 MPa (200 psi)	> 70 % de réduction
Absorption des capillaires	ASTM C 1585		> 40 % de réduction
Résistance à la compression	ASTM C 39		Égale et jusqu'à 8 % d'augmentation
Résistance à la pénétration des ions de chlorure	ASTM C 1202		10 % d'amélioration
Changement de longueur	ASTM C 157		Jusqu'à 20 % de réduction

#### Emballage

Eucon Vandex AM-10 est offert en sacs solubles de 10 kg.

SPÉCIALITÉ

EUCONVANDEXAM-10

03

Format principal  
3000340  
70  
00

° :

2835, boul. Grande Allée • Saint-Hubert (Québec) J4T 2R4  
1-800-667-0920 tél. • 450-465-2140 téléc.

www.euclidchemical.com

## Spécifications/Conformités

### Durée de conservation

Un an dans son sac d'origine non ouvert.

- ANSI/NSF STD 61

## Dosage

Eucon Vandex AM-10 est typiquement utilisé à des doses de 1 à 2 % par masse de liant pour la plupart des applications. Veuillez contacter votre représentant Euclid afin d'obtenir des recommandations pour le dosage.

## Mode d'emploi

Eucon Vandex AM-10 peut être utilisé pour les applications de béton où le mélange se fait dans une bétonnière ou dans une centrale de malaxage. Il devrait préférentiellement être ajouté au début de la séquence d'introduction des composantes, pendant l'ajout du granulat à la cuve de malaxage. Pour assurer une dispersion uniforme de tous les matériaux, le béton devrait être mélangé à une vitesse de malaxage normale pendant au moins 10 minutes après l'ajout de tous les composants du béton. Eucon Vandex AM-10 ne devrait pas être ajouté au mélange de béton après l'ajout des liants cimentaires.

## Précautions/Limitations

- Eucon Vandex AM-10 devrait être ajouté au granulat pendant le dosage ou au début de la séquence d'introduction des composantes.
- Ne pas ajouter Eucon Vandex AM-10 à la fin de la séquence d'introduction des composantes, sinon les caractéristiques de prise pourraient être prolongées ou le béton pourrait durcir prématurément.
- Eucon Vandex AM-10 pourrait nécessiter une légère augmentation du dosage d'entraîneur d'air.
- Toujours consulter la fiche de données de sécurité avant l'utilisation.
- Il est suggéré d'effectuer des essais préliminaires pour assurer le rendement de chacune des composantes utilisées pour le projet.
- Le temps de prise pourrait être légèrement prolongé en fonction de la chimie des liants. Des mélanges d'essais devraient être effectués afin de confirmer la performance du béton.

Révision : 1.15

GARANTIE : Euclid Canada, (Euclid), garantit uniquement et expressément que ses produits sont sans défauts de matériel ou de main-d'œuvre pendant six mois à partir de l'achat. À moins d'être autorisée par écrit par un responsable d'Euclid, aucune représentation ou déclaration verbale ou écrite par Euclid et ses représentants ne peut modifier cette garantie. EN RAISON DE LA GRANDE VARIABILITÉ DES CONDITIONS DE CHANTIER, EUCLID NE FAIT AUCUNE GARANTIE IMPLICITE OU EXPLICITE QUANT À LA QUALITÉ LOYALE ET MARCHANDE OU L'APTITUDE À REMPLIR UNE UTILISATION ORDINAIRE OU PARTICULIÈRE DE SES PRODUITS ET LES EXCLUT DE SA GARANTIE PAR LE FAIT MÊME. Si un produit Euclid ne rencontre pas la garantie, Euclid remplacera le produit, sans frais pour l'acheteur. Le remplacement du produit sera le seul et exclusif remède disponible et l'acheteur n'aura aucune autre compensation pour des dommages.

## TECHNICAL DATA SHEET

Concrete Waterproofing Admixture

1 of 6



# Krystol Internal Membrane™ (KIM®)

(Waterproofing Admixture for Concrete)

## DESCRIPTION

Krystol Internal Membrane (KIM) is a hydrophilic crystalline waterproofing admixture in dry powder form. KIM is used in place of externally applied surface membranes to protect concrete structures against moisture transmission, chemical attack and corrosion of reinforcing steel.

When combined with fresh concrete, Kryton's unique and proven Krystol® technology reacts with un-hydrated cement particles to form millions of needle-like crystals. Over a period of weeks and months, these crystals grow, filling the naturally occurring pores and micro-cracks in concrete, and permanently blocking the pathways for water and waterborne contaminants. Later, if cracks form due to settling or shrinkage, incoming water triggers the crystallization process and additional crystals form, filling cracks and ensuring that the structure's waterproofing barrier is maintained and protected.

In addition to filling the pores and capillaries of the concrete matrix with crystals, KIM enhances the natural hydration process by intensifying and prolonging the hydration of the cementing materials. This reduces the size and number of cracks and capillary pores within the concrete matrix, making it dramatically less porous, and improving strength and durability characteristics.

## FEATURES

- KIM is a permeability reducing admixture for hydrostatic conditions (PRAH)
- Replaces unreliable exterior membranes, liners and coatings
- Easily added directly to ready-mix truck or at batch plant
- Self-seals hairline cracks up to 0.5 mm (0.02 in.)
- Reactivates in the presence of moisture
- Effective against hydrostatic pressure up to 140 m (460 ft.) of head
- Waterproofs from any direction (i.e. positive or negative side)
- Impervious to physical damage and deterioration
- Safe for contact with potable water, certified by NSF to NSF/ANSI Standard 61
- Reduces concrete shrinkage and cracking
- Provides excellent resistance to waterborne chemicals such as sulfates, chlorides, and acids
- Compatible with self-compacting concrete (SCC)

## KEY BENEFITS

- Permanently waterproofs concrete
- Protects concrete and reinforcement from harsh environments
- Increases the durability and lifespan of concrete
- Lowers the cost of waterproofing by up to 40%
- Significant reduction to your construction schedule
- Reduces the cost of maintenance and repairs
- Increases revenues with a larger building footprint
- Essential for blind-wall and shotcrete applications
- Concrete Waterproofing Admixture

# TECHNICAL DATA SHEET

## Concrete Waterproofing Admixture

2 of 6



### RECOMMENDED USES

Use KIM to provide permanent protection for all concrete that will be subject to water pressure, such as:

- Below grade parking structures, basements, elevator pits and foundations of high-rise towers
- Recreational facilities such as aquatic centers, aquariums, zoos, water parks and marinas
- Architectural water features such as fountains and waterfalls
- Water containment reservoirs, water treatment tanks, sewage and manholes
- Traffic tunnels, below grade pipelines and subway tunnels
- Bridges, dams and highway infrastructure
- Concrete homes including basements, foundations, swimming pools, decks, bathrooms, garages and exteriors
- Properly designed roof tops and plaza decks

### PHYSICAL PROPERTIES

Appearance	Light gray powder
Particle size ( $\mu$ )	40-150
Bulk density g/cm <sup>3</sup> (lb./cu. ft)	~1.4 (88)
Specific gravity	~2.8
Compressive Strength	No change or slight increase

### PLASTIC PROPERTIES

Plastic Properties	Test Reference	Control Concrete	KIM-HS Concrete (2% wt/wt Cement)
Water/Cement Ratio		0.49	0.47
Slump (mm) - 0 min	BS 12350-2	70	65
Slump (mm) - 30 min	BS 12350-2	40	45
Plastic Density (kg/m <sup>3</sup> )	BS EN 12350-6	2410	2420
Air Content (%)	BS EN 12350-7	1.0	0.9

British Board of Agrément (2005), Certificate No 05/4217

### WORKABILITY

#### ASTM C143 – Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete

KIM enhances the workability and plastic properties of concrete in many ways. KIM provides plasticizing effects at low and high slump requirements and provides better flow and consolidation even at low slumps. KIM works very well with superplasticizers to achieve high slumps for long pumping distances and unique applications without segregation.

HBT Agra Ltd, 1993

# TECHNICAL DATA SHEET

Concrete Waterproofing Admixture

3 of 6



## HARDENED PROPERTIES

Hardened Properties	Test Reference	KIM-HS Performance
Coefficient of Water Permeability	Taywood/ Valenta	Reduced 70%
Drying Shrinkage	BS 1881-5	Reduced 25%
Freeze/Thaw Expansion	BS 5075-2	Reduced 87%
Compressive Strength (28 Days)	BS EN 12390-3	Increased 8%
Flexural Strength (28 Days)	BS EN 12390-5	Increased 7%
Modulus of Elasticity	BS 1881-122	Increased 16%

*British Board of Agrément (2005), Certificate No 05/4217*

## PERMEABILITY

### DIN 1048: Part 5 - Permeability of Hardened Concrete

Concrete specimens containing KIM (@ 2% cementing materials) were cast and aged for 28 days. The specimens were then subjected to hydrostatic pressure of 500 KPa (72.5 psi) for a period of 72 hours. This pressure is equal to 51 m (167 ft) of water head pressure. Maximum penetration of less than 3 mm (0.125 in.). The specimens exhibited no leakage or dampness. *Al-Fattaim Tarmac Laboratories, 2002*

Concrete specimens containing KIM (@ 2% cementing materials) and a 0.40 water to cement ratio were cast and aged for 28 days. The specimens were then subjected to hydrostatic pressure of 500 KPa (72.5 psi) for a period of 72 hours. This pressure is equal to 51 m (167 ft) of water head pressure. KIM performed 10x better than the control, allowing only 3.7 mm (0.146 inches) of water to penetrate the sample.

*Kuwait University, Civil Engineering Testing Center, 2004*

### ICBO/ICC Water Percolation Test (Modified ASTM D4068 annex A2)

Concrete specimens containing KIM (@ 2% cementing materials) were cast and aged for 28 days. The specimens were then subjected to hydrostatic pressure imposed by water columns 1.22 m (48 in.) in height. The specimens met the acceptance criteria, which is no water passing through the specimens and maximum 12.5 mm (0.5 in.) of water drop in the columns after 48 hours.

*Inspection Concepts California, 1993*

### CRD C48 - 92 – USACE Standard Test Method for Water Permeability of Concrete

Six concrete specimens containing KIM (@ 2% cementing materials) were cast and aged for 28 days. The specimens were then subjected on one side to hydrostatic pressure of 1.38 MPa (200 psi) for a period of 14 days. This pressure is equal to 140 m (460 ft) of water head pressure. There was no leakage through any of the specimens.

*UBC/Kryton, 2003*

A similar test was conducted by AGRA Earth and Environmental in 1995, which compared reference concrete mixes of high strength concrete (50-60 MPa) with and without the addition of KIM. Results of permeability testing show that even for these mixes, KIM achieved 57% and 75% reductions in permeability over the reference mixes.

*AGRA Earth & Environmental Ltd, 1995*

# TECHNICAL DATA SHEET

Concrete Waterproofing Admixture

4 of 6



## RAPID CHLORIDE PERMEABILITY

**ASTM C1202-97 – Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration & AASHTO T277-89 – Rapid Determination of the Chloride Permeability of Concrete**

Commonly referred to as the Rapid Chloride Permeability (RCP) test, the test determines the penetration of chloride-laden water into concrete by measuring the electrical conductance (in coulombs) of the specimens. The RCP test is widely accepted as a test for concrete permeability. Lower values reveal less chloride penetration and thus lower permeability. Concrete specimens containing KIM (@ 2% cementing materials) were tested on separate occasions by The Port Authority of New York & New Jersey and by AMEC Earth and Environmental. Chloride permeability was shown to be reduced by 45% in both tests.

*The Port Authority of New York & New Jersey, 1998*

*AMEC Earth and Environmental, 2000*

## CORROSION RESISTANCE

A long-term corrosion study was conducted to evaluate the durability of reinforced concrete specimens containing various pozzolans and chemical admixtures exposed to a marine environment. Test panels were exposed in the tidal zone in Honolulu Harbor for a period of 9-10 years from 2002 to 2012. During exposure, the panels were monitored for half-cell potential, chloride concentrations, cracking and visible signs of corrosion.

Kryton KIM performed well during the field exposure, with low half-cell readings and no visible signs of corrosion after 10 years exposure. This report proves that KIM is effective at preventing corrosion over the long term under real world conditions.

*University of Hawaii at Manoa, 2012*

## SELF SEALING PERFORMANCE

The addition of KIM will result in a considerably higher degree of automatic correction (self-sealing). Without the addition of KIM a crack in the concrete = 0.3mm has automatically healed itself after 1200 hours in actual test situations. With the addition of KIM, even a crack width of 0.6 mm is automatically corrected.

*The Cement and Concrete Institute, Sweden, 2003*

The addition of Krytol Internal Membrane (KIM) indicates an enhancement in the concrete's natural ability to self-seal

*British Columbia Institute of Technology, 2012*

## SULFATE RESISTANCE

Krytol treated concrete specimens exhibited excellent sulfate resistance when tested in accordance with US Bureau of Reclamation guidelines. Specimens were alternately soaked in sodium sulfate solution and oven dried. The specimens were tested for strength loss and weight change. The Krytol treated specimens dramatically outperformed both the control specimens and the competitor's specimens.

*R. M. Hardy and Associates, 1976*

The lower permeability of KIM-HS concrete will reduce the ingress of sulfates.

*British Board of Agreement (BBA) Agrément certificate No 05/4217, 2005*

## COMPRESSIVE STRENGTH

**ASTM C494: Type D, CAN/CSA A266.2-M: Type WR – Chemical Admixtures for Concrete**

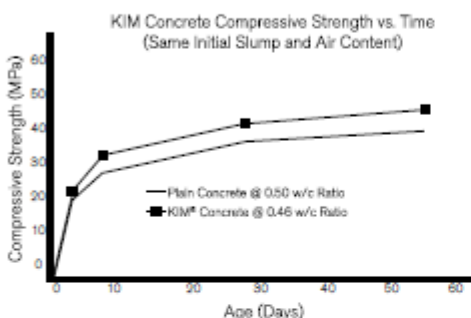
Concrete specimens containing KIM (@ 2% cementing materials) displayed increases in compressive strength of 12% to 19% at ages 3, 7, 28 and 56 days compared to control specimens of equal slump and air. This exceeds the CAN/CSA A266.2-M requirements for a Type WR water reducing set-retarding admixture.

*HBT Agra Ltd., 1993*

# TECHNICAL DATA SHEET

## Concrete Waterproofing Admixture

5 of 6



Note: Do not assume strength increase will occur. Plan for no change to strength

## SHRINKAGE AND CRACK REDUCTION

### AS 1012.13-1992 – Determination of the drying shrinkage of concrete for samples prepared in the field or in the laboratory

Results have clearly shown drying shrinkage reduction and resulting crack reduction in KIM modified concrete. Evaluation of KIM concrete showed a reduction in drying shrinkage of 20-25%.

*Materials Testing & Environmental Services of Boral Resources (NSW) Pty. Ltd.*

### ASTM C341/C341M-06 – Standard Practice for Length Change of Cast, Drilled, or Sawed Specimens of Hydraulic-Cement Mortar and Concrete

Restrained shrinkage cracking in KIM concrete with similar slump, air content and cement content is less than plain concrete by 80%.

*AMEC Earth & Environmental Ltd.*

### ASTM C1579 – 06 Standard – Restrained Shrinkage Cracking Study

The shrinkage cracking test results indicate that Krystol Internal Membrane (KIM) admixtures can reduce plastic shrinkage cracks in younger concrete. Evaluation of KIM concrete demonstrate 53% crack reduction over control. *British Columbia Institute of Technology, 2012*

NOTE: Kryton does not recommend eliminating standard shrinkage control joints. Follow ACI guidelines and Kryton's published literature for waterproofing joints

## POTABLE WATER CONTAINMENT

### NSF/ANSI Standard 61: Drinking Water System Components – Health Effects

KIM has been tested and certified safe for concrete drinking water containment by NSF International.

## CHLORIDE ION CONTENT

### DIN EN 480-10: Determination of Water Soluble Chloride Content

Concrete specimens containing KIM (@ 2% cementing materials) were tested for water soluble chlorides. KIM contains only negligible levels of chlorides (0.01 % wt/wt) and is therefore not harmful to steel reinforcement.

*Kirton Concrete Services Ltd (United Kingdom), 2010*

# TECHNICAL DATA SHEET

Concrete Waterproofing Admixture

6 of 6



## APPLICATION

**Read and distribute Application Instruction 1.11 — Instructions for Mix Design & Batch Plant through 1.22 — Instructions for Shotcrete Inspector (as applicable) before using this product.**

A pre-pour conference with the general contractor, forming contractor, finisher, concrete supplier and materials testing engineer is strongly recommended. Joints should be treated according to Application Instructions 4.11 — Waterproofing Horizontal Construction Joints (Internal Method) through 4.31 — Waterproofing Suspended Slab Joints (as applicable)— consult a Kryton Representative for help with selecting the appropriate joint detail. KIM dosed at 2% of cementing materials by weight to a maximum dosage of 8 kg/m<sup>3</sup> (13.5 lb. /cu. yd.). Dosage may be varied for specific projects in consultation with Kryton's Technical Services Department. Trial batches are required to determine actual plastic properties. Allow KIM to thoroughly mix at medium/high speed for 1 minute per cubic meter/yard in the batch and a minimum of 3 minutes. Place and finish in accordance with ACI guidelines. Proper curing is essential to achieve the performance and benefits of KIM. Cure in accordance with ACI 308.1 guidelines. Tie holes and penetrations should be treated as per Application Instruction 5.31 — Waterproofing Cracks, Holes & Joints and 5.33 — Waterproofing Pipe Penetrations (New Construction), respectively.

## LIMITATIONS

KIM is an effective waterproofing system for rigid concrete structures only and may not reliably seal cracks and joints that experience variable loading or repeated movement. Consult a Kryton representative for project specific recommendations.

## SAFETY

Read the Material Safety Data Sheet (MSDS) before using this product. For professional use only.

## PACKAGING

- 5 kg (11 lb.) resealable pails
- 25 kg (55 lb.) resealable pails
- Mixer Ready bags in custom sizes to match your mix design

## SHELF LIFE

KIM has a shelf life of 24 months for unopened pails, and 4 months for properly re-sealed pails. Mixer Ready bags have a minimum shelf life of 12 months for wrapped skids or 4 months for open skids.

## WARRANTY

Kryton International Inc. (Kryton) warrants that Kryton products are free from manufacturing defects and comply with the specifications given in their respective technical data sheet. Because conditions of use, such as site conditions, surface preparations, workmanship, concrete ingredients, weather, structural issues and other factors are beyond the control of Kryton, no warranty can be given as to the results of use. Purchaser agrees to seek the advice of qualified professionals and to determine for themselves the suitability of the products for their intended purpose and assumes all risks. Purchaser's sole remedy is limited to replacement of any product proven defective or at Kryton's option refund of the purchase price paid. THIS LIMITED WARRANTY CONTAINS THE ENTIRE OBLIGATION OF KRYTON. NO OTHER WARRANTIES, EXPRESS OR IMPLIED, SHALL APPLY INCLUDING ANY WARRANTY OF MERCHANTABILITY OR FITNESS FOR A PARTICULAR PURPOSE. KRYTON SHALL NOT BE LIABLE UNDER ANY LEGAL THEORY FOR SPECIAL OR CONSEQUENTIAL DAMAGES. No representative of Kryton has the authority to make any representations or provision except as stated herein. Kryton reserves the right to change the properties of its products without notice.

Product Data Sheet  
Edition 10.10.2014  
Sika® WT-215 P

## Sika® WT-215 P

### Permeability Reducing Admixture

Description	Sika® WT-215 P is an integral powdered crystalline based permeability reducing admixture (PRA) for use in various watertight concrete applications. Sika® WT-215 P meets the requirements of ASTM C 494 Type S and is NSF/ANSI Standard 61 certified.
Applications	<p>Use of Sika® WT-215 P is recommended but not limited to the following areas.</p> <p>Industrial Applications:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ Tunnels</li> <li>■ Subway stations</li> <li>■ Manholes</li> <li>■ Bridges</li> <li>■ Water tanks</li> <li>■ Dams and reservoirs</li> <li>■ Water treatment plants</li> <li>■ Secondary containment structures</li> </ul> <p>Commercial Applications:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ Shopping centers</li> <li>■ Libraries</li> <li>■ Computer rooms</li> <li>■ Elevator pits</li> <li>■ Basements</li> <li>■ Water parks</li> <li>■ Underground parking garages</li> </ul> <p>Residential Applications:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ Foundations</li> <li>■ Concrete basements</li> <li>■ Swimming pools</li> </ul>
Benefits	<p>Sika® WT-215 P is a plant added crystalline based permeability reducing admixture. Sika® WT-215 P reduces ability of concrete to conduct water flow. Sika® WT-215 P uses unique active chemicals, which react with the moisture within the concrete and with various products of the cement hydration process. As a result of this reaction insoluble crystalline compounds are created throughout the entire capillary system. Over time crystalline formations reduce the size of the capillary pores until they are completely blocked and water flow is stopped.</p> <p>Use of Sika® WT-215 P in watertight concrete application can result in:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>■ Lower construction cost</li> <li>■ Faster construction process</li> <li>■ Uniform waterproofing throughout the entire concrete volume</li> <li>■ Resistance against hydrostatic pressure up to 14 ATM (206 psi)</li> <li>■ No leakage due to surface damage</li> <li>■ Ability to seal concrete cracks up to 0.02 in (0.50 mm)</li> <li>■ Easy application due to unique repulpable bags</li> <li>■ Meets the requirements of ASTM C 494 Type S</li> <li>■ NSF/ANSI Standard 61 certified</li> </ul>
How to Use	
Dosage	Recommended dosage is 2% by weight of cementitious materials. Dosage above or below recommended rate can be used. For appropriate dosage rates for your project please contact your local Sika sales representative.



PRIOR TO EACH USE OF ANY SIKA PRODUCT, THE USER MUST ALWAYS READ AND FOLLOW THE WARNINGS AND INSTRUCTIONS ON THE PRODUCT'S MOST CURRENT PRODUCT DATA SHEET, PRODUCT LABEL AND SAFETY DATA SHEET WHICH ARE AVAILABLE ONLINE AT [HTTP://USA.SIKA.COM/](http://usa.sika.com/) OR BY CALLING SIKA'S TECHNICAL SERVICE DEPARTMENT AT 800-933-7452. NOTHING CONTAINED IN ANY SIKA MATERIALS RELIEVES THE USER OF THE OBLIGATION TO READ AND FOLLOW THE WARNINGS AND INSTRUCTION FOR EACH SIKA PRODUCT AS SET FORTH IN THE CURRENT PRODUCT DATA SHEET, PRODUCT LABEL AND SAFETY DATA SHEET PRIOR TO PRODUCT USE.

## Concrete

## Mixing

To maximize product performance, it is recommended to add Sika® WT-215 P during the mixing process at the concrete plant. Time of the addition depends on the concrete plant set up.

**Central Mix Operations** - Add product at recommended dosage into central mixing drum before introducing other mix components. In cases this is not possible due to a plant set up, add Sika® WT-215 P directly into mixing drum of ready mix truck before loading with freshly mixed concrete.

**Dry Batch Operations** - Add Sika® WT-215 P directly into the drum of the ready mix truck to ensure even distribution of Sika® WT-215 P throughout the entire concrete volume. It is recommended to introduce approximately 50% - 60% of mixing water to form a slurry. Mix for 2-3 minutes before adding the rest of the materials to the ready mix truck according to standard mixing practices.

**Precast Operations** - Add Sika® WT-215 P either on a coarse aggregate belt or directly into the empty mixer before mixing process starts. To ensure ideal product dispersion throughout the entire concrete volume, do not add product to the freshly mixed concrete at the end of the batching cycle as this may lead to insufficient bag disintegration, clumping, balling and inadequate homogeneity of concrete mixture. Always allow Sika® WT-215 P to thoroughly mix at medium/high speed for at least 1 minute per cubic yard or a minimum 3 minutes.

**Combination with Other Admixtures:** Sika® WT-215 P can be used as a single admixture or in combination with other admixtures produced by Sika. Please contact your local regional office or technical service department at 1-800-933-7452 for further information. Sika® WT-215 P can be used in combination with other supplementary materials. In this case the performance of the actual mix design should be verified to confirm accordance with project specifications.

**Setting Time and Strength:** A slight retardation of set may occur when using Sika® WT-215 P. The amount of retardation will depend on ambient conditions, concrete temperature and concrete mix design and dosage rate of Sika® WT-215 P. Concrete containing Sika® WT-215 P, may develop higher ultimate strengths than reference concrete.

Packaging	12 lbs. repulpable bags, 180 bags per pallet.
Storage and Shelf Life	Sika® WT-215 P should be stored at above 47°F (7°C). Protect from moisture. Opened containers should be properly sealed to prevent moisture ingress. Product stored in re-sealed containers should be used within 4 months after opening.  Shelf life of Sika® WT-215 P when stored unopened in dry warehouse conditions between 40°F and 80°F (7°C - 27°C) is 1 year.
Typical Data	
Appearance	Light Gray Powder

KEEP CONTAINER TIGHTLY CLOSED • KEEP OUT OF REACH OF CHILDREN • NOT FOR INTERNAL CONSUMPTION • FOR INDUSTRIAL USE ONLY • FOR PROFESSIONAL USE ONLY

All information provided by Sika Corporation ("Sika") concerning Sika products, including but not limited to, any recommendations and advice relating to the application and use of Sika products, is given in good faith based on Sika's current experience and knowledge of its products when properly stored, handled and applied under normal conditions in accordance with Sika's instructions. In practice, the differences in materials, substrates, storage and handling conditions, actual site conditions and other factors outside of Sika's control are such that Sika assumes no liability for the provision of such information, advice, recommendations or instructions related to its products, nor shall any legal relationship be created by or arise from the provision of such information, advice, recommendations or instructions related to its products. The user of the Sika product(s) must test the product(s) for suitability for the intended application and purpose before proceeding with the full application of the product(s). Sika reserves the right to change the properties of its products without notice. All sales of Sika product(s) are subject to its current terms and conditions of sale which are available at <http://usa.sika.com/> or by calling 800-933-7452.

Sika warrants this product for one year from date of installation to be free from manufacturing defects and to meet the technical properties on the current Product Data Sheet if used as directed within shelf life. User determines suitability of product for intended use and assumes all risks. Buyer's sole remedy shall be limited to the purchase price or replacement of product exclusive of labor or cost of labor.

NO OTHER WARRANTIES EXPRESS OR IMPLIED SHALL APPLY INCLUDING ANY WARRANTY OF MERCHANTABILITY OR FITNESS FOR A PARTICULAR PURPOSE. SIKAShall NOT BE LIABLE UNDER ANY LEGAL THEORY FOR SPECIAL OR CONSEQUENTIAL DAMAGES. SIKAShall NOT BE RESPONSIBLE FOR THE USE OF THIS PRODUCT IN A MANNER TO INFRINGE ON ANY PATENT OR ANY OTHER INTELLECTUAL PROPERTY RIGHTS HELD BY OTHERS.

Sika Corporation  
201 Polito Avenue  
Lyndhurst, NJ 07071  
Phone: (201) 933-8800  
Fax: (201) 933-6225  
[usa.sika.com](http://usa.sika.com)

Sika Canada Inc.  
601, Delmar Avenue  
Pointe-Claire, QC H9R 4A9  
Phone: (514) 697-2610  
Fax: (514) 697-3087  
[can.sika.com](http://can.sika.com)



Regional Information and Sales Centers. For the location of your nearest Sika representative, contact your regional center.

U.S. :	Northeast: Fairless Hills, PA, Phone: (215) 295-6600	North Central: Ottawa, IL 61350, Phone: (815) 431-1080
	South East: Conyers, GA, Phone: (770) 760-1300	South Central: Mesquite, TX, Phone: (972) 289-6480
	Western Region: Santa Fe Springs, CA, Phone: (972) 289-6480	
Canada:	Ontario: Mississauga, ON, Phone: (905) 795-3177	Alberta: Edmonton, AB, Phone: (780) 486-6111

Quality Certification Numbers: Lyndhurst: FM 68711 (ISO 9001), FM 70421 (ISO 9001), Marion: FM 68715, Kansas City: FM 68107, Santa Fe Springs: FM 68408

PRIOR TO EACH USE OF ANY SIKAS PRODUCT, THE USER MUST ALWAYS READ AND FOLLOW THE WARNINGS AND INSTRUCTIONS ON THE PRODUCT'S MOST CURRENT PRODUCT LABEL DATA SHEET, PRODUCT LABEL AND SAFETY DATA SHEET WHICH ARE AVAILABLE ONLINE AT [HTTP://USA.SIKA.COM/](http://usa.sika.com/) OR BY CALLING SIKAS TECHNICAL SERVICE DEPARTMENT AT 800-933-7452. NOTHING CONTAINED IN ANY SIKAS MATERIALS RELIEVES THE USER OF THE OBLIGATION TO READ AND FOLLOW THE WARNINGS AND INSTRUCTION FOR EACH SIKAS PRODUCT AS SET FORTH IN THE CURRENT PRODUCT DATA SHEET, PRODUCT LABEL AND SAFETY DATA SHEET PRIOR TO PRODUCT USE.

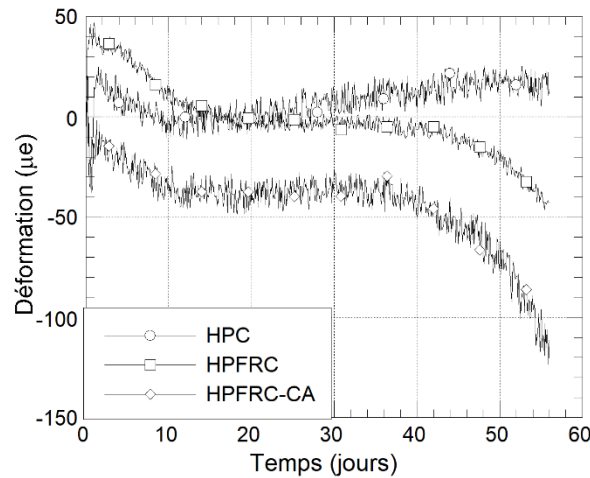
**Sika**®

## ANNEXE B – CONTRAINTE DUE AU RETRAIT DANS L'ARMATURE

La présence d'une armature dans nos tirants fait qu'une contrainte initiale dans l'armature est induite par le retrait du béton. Ainsi, cette annexe expose la méthodologie employée afin de déterminer cette contrainte. Le retrait repris par la barre d'armature se définit comme la différence entre le retrait gêné ( $\epsilon_{cm}$ ) et le retrait libre ( $\epsilon_{sh}$ ). Expérimentalement, seul le retrait libre peut être mesuré et pour cela une jauge de déformation a été noyée dans un spécimen de géométrie similaire à celle des tirants. Tout comme les tirants, le spécimen est immergé dans l'eau tout aussitôt après son décoffrage, qui a lieu 24h après la coulée. Les mesures expérimentales du retrait libre sont données pour les trois conditions : HPC, HPFRC et HPFRC-CA (**Figure B-1**). Grâce à l'équation de Bischoff [54] (Eq.A-1) et des mesures expérimentales du retrait libre, le retrait gêné a pu être estimé. Les courbes de déformation montrent une déformation initiale positive, plus présente pour les HPC et HPFRC. Cette déformation traduit deux phénomènes combinés : le retrait et le gonflement dû à l'immersion des spécimens dans l'eau. Or initialement, le gonflement est prédominant pour les HPC et HPFRC alors que ce n'est pas le cas pour le HPFRC-CA. Le retrait reprend le dessus et inverse la tendance dans le cas du HPFRC alors que dans le cas du HPC le gonflement persiste encore légèrement après 50 jours. La déformation libre utilisée est représentative des échéances des essais de perméabilité et se situe ainsi à 42 jours.

$$\epsilon_{cm} = \frac{\epsilon_{sh}}{(1+np)} \quad (\text{Eq.B-1})$$

Avec:  $\epsilon_{cm}$  Le retrait gêné ( $\mu\epsilon$ )  
 $\epsilon_{sh}$  Le retrait libre ( $\mu\epsilon$ )  
 n Le ratio des modules d'élasticité de l'acier et du béton  $E_s / E_c$   
 p Le taux d'armature  $A_s / A_c$



**Figure B-1 : Retrait libre des spécimens immergés dans l'eau à t = 0 jours**

Lors de l'application du scellement, les tirants sont sortis de l'eau et afin de tenir compte de cette période une déformation additionnelle ( $\Delta\epsilon_{sh}$ ) est ajoutée à la déformation mesurée. Cette dernière a été établie par les travaux de Hubert [4]. La contrainte de traction initiale créée dans le béton suite au retrait de traction repris par la barre d'armature s'exprime par (Eq.B-2) :

$$\sigma_{cf} = E_c \epsilon_{cf} \quad (\text{Eq.B-2})$$

Avec :  $E_c$  Le module élastique du béton (MPa)

$\epsilon_{cf}$  Le retrait repris par la barre d'armature ( $\epsilon_{cm} - \epsilon_{sh}$ ) ( $\mu\epsilon$ )

L'aire de la surface du tirant étant connue ( $A_c$ ), il est possible de déduire la force initiale dans le béton ( $N_{cf}$ ) par la formule suivante (Eq.B-3) :

$$N_{cf} = \sigma_{cf} A_c \quad (\text{Eq.B-3})$$

La contrainte dans l'armature ( $\sigma_s$ ) peut donc être évaluée en faisant le rapport entre la force de traction initiale dans le béton ( $N_{cf}$ ) et l'aire de la barre d'armature ( $A_s$ ) (Eq.B-4)

$$\sigma_s = \frac{N_{cf}}{A_s} \quad (\text{Eq.B-4})$$

La méthode de calcul a du sens uniquement si le glissement entre la barre d'armature M10 et le béton est négligeable, ce qui est le cas vu que la contrainte est calculée avant même que le tirant ne soit sollicité ainsi son niveau d'endommagement est très faible.

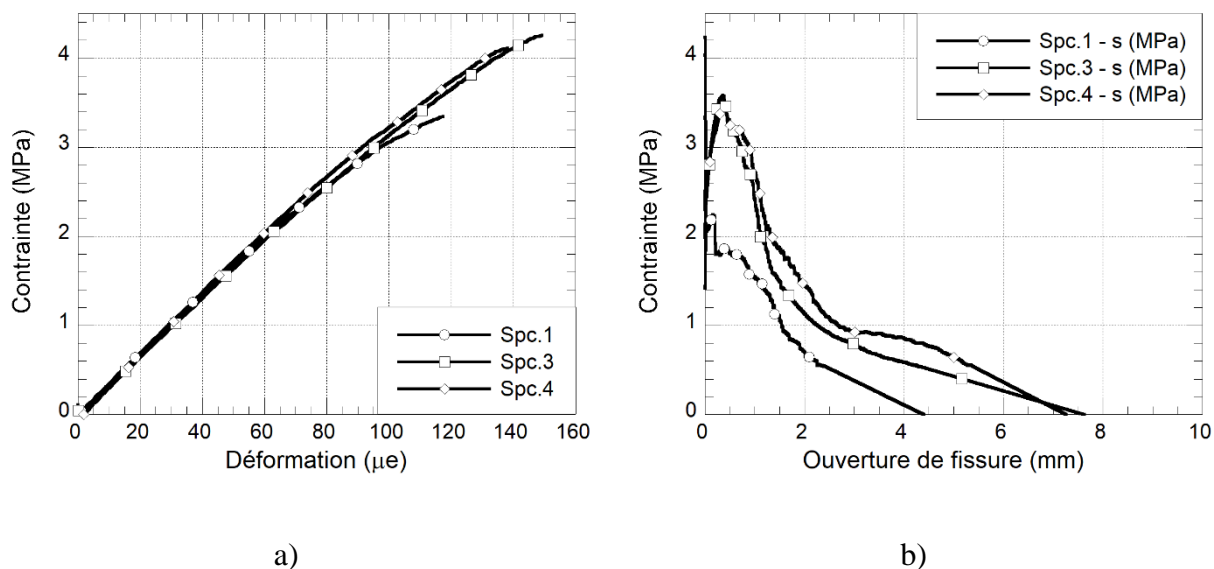
Le **Tableau B-1** récapitule les différentes données nécessaires au calcul de la contrainte initiale en compression dans la barre d'armature M10 pour les trois bétons expérimentés lors de la phase principale. Au final, la contrainte de retrait de chacune des conditions est faible et les deux bétons n'ayant pas d'ajout cristallin dans leurs matrices ont une contrainte de retrait identique.

**Tableau B-1: Contrainte initiale de compression dans la barre d'armature M10**

Matériau	$\epsilon_{sh,42j}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\Delta\epsilon_{sh}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{sh}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{cm}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\epsilon_{cf}$ ( $\mu\epsilon$ )	$\sigma_s$ (MPa)
HPC	6	-48	-42	-39.2	2.8	8
HPFRC	-11	-30	-41	-38.3	2.7	8
HPFRC-CA	-57	-30	-87	-81.3	5.7	16

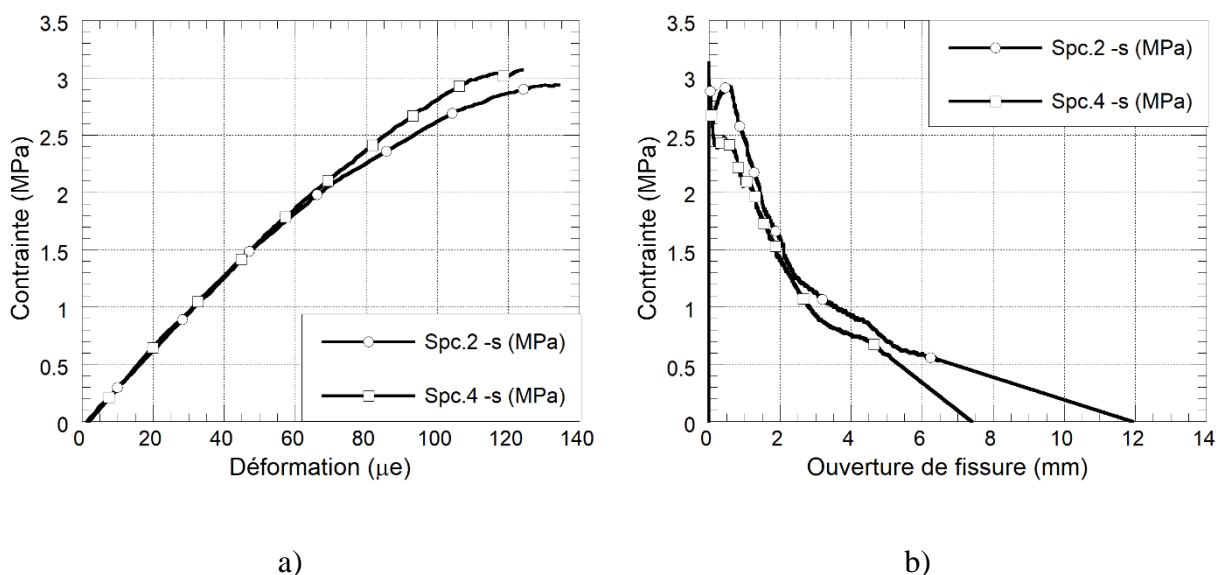
## ANNEXE C – LOIS DE COMPORTEMENT DES BÉTONS EN TRACTION

Les figures suivantes illustrent les lois de comportement en traction des bétons fibrés expérimentés lors de la phase principale du projet.



**Figure C-1 : Comportement en traction du HPFRC**

**(a) Pré-pic (contrainte-déformation), (b) post-pic (contrainte-ouverture de fissure)**



**Figure C-2 : Comportement en traction du HPFRC-CA**

**(a) Pré-pic (contrainte-déformation), (b) post-pic (contrainte-ouverture de fissure)**