POLYPUBLIE

Étude de la pénétration de l'eau dans le béton armé sous sollicitations mécaniques et environnementales

Marc-Olivier Prévost

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

Date	2019
Type	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis Mémoire de maîtrise/Master's thesis
URL de PolyPublie PolyPublie URL	https://publications.polymtl.ca/3758/
Conditions d'utilisation Terms of use	© Tous droits réservés / All rights reserved
Référence Citation	Prévost, M.-O. (2019). Étude de la pénétration de l'eau dans le béton armé sous sollicitations mécaniques et environnementales [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/3758/

Détails de la thèse
Thesis details

Directeurs de recherche Advisors	Jean-Philippe Charron
Programme Program	Génies civil, géologique et des mines

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal
https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DE LA PÉNÉTRATION DE L'EAU DANS LE BÉTON ARMÉ SOUS SOLLICITATIONS MÉCANIQUES ET ENVIRONNEMENTALES

MARC-OLIVIER PRÉVOST

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAITRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

DÉCEMBRE 2018

© Marc-Olivier Prévost, 2018.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ÉTUDE DE LA PÉNÉTRATION DE L'EAU DANS LE BÉTON ARMÉ SOUS SOLLICITATIONS MÉCANIQUES ET ENVIRONNEMENTALES

présenté par : PRÉVOST, Marc-Olivier

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

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

M. MASSICOTTE Bruno, Ph. D., président

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

M. CONCIATORI David, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

Mme. DESMETTRE Clélia, Ph. D., membre et codirectrice de recherche

M. BEN FTIMA Mahdi, Ph. D., membre

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de recherche, Jean-Philippe Charron, de m'avoir permis de me lancer dans cette aventure et de m'avoir supporté tout au long du projet grâce à son expertise, sa disponibilité et son soutien financier. Je tiens également à souligner sa patience et ses conseils judicieux face aux imprévus.

Ensuite, je tiens à remercier ma codirectrice, Clélia Desmettre, pour son support et sa grande disponibilité tout au long du projet. Son expertise et son esprit critique ont été essentiels pour permettre de mener le projet à terme.

Je remercie également mon codirecteur, David Conciatori, pour ses conseils lors de la planification des différentes phases du projet et pour son support, matériel et humain, qui a permis de réaliser tous les essais prévus.

Je tiens aussi à remercier le CRIB pour le financement tout au long de ce projet.

Merci également aux professeurs Bruno Massicotte et Mahdi Ben Ftima d'avoir accepté de faire partie du jury pour l'évaluation de ce mémoire.

Merci à toute l'équipe du laboratoire de béton du service des matériaux du MTQ, particulièrement à Nadia Pouliot, Vanessa Durand et Alain Hovington, de m'avoir permis d'utiliser vos installations malgré une forte demande.

Un grand merci à toute l'équipe du laboratoire des structures de l'École Polytechnique de Montréal, particulièrement à Cédric Androuet, David Ek, Jonathan Auger et Patrice Bélanger, pour leur contribution à la réalisation de ce projet par leur expertise et leur disponibilité.

Je remercie également la compagnie Sika pour les dons de matériel.

Je souhaite aussi remercier mes amis et collègues (Aristide, Philippe et Alexandre) qui m'ont permis, à leur façon, de mener à termes ce projet.

Finalement, j'aimerais remercier ma conjointe, Sandra, et mes parents pour leur support moral tout au long de ces deux années.

RÉSUMÉ

Au Québec, les structures en béton armé présentent des défis importants de durabilité (corrosion des armatures, réaction alcali-granulats, carbonatation, écaillage) qui réduisent la durée de vie utile des ouvrages. La grande majorité de ces problèmes de durabilité résultent de la pénétration d'eau et d'agents agressifs dans le béton. Cette pénétration se fait par trois modes de transport distincts qui agissent de manière combinée. Ces trois modes de transport sont la perméabilité (écoulement d'un fluide sous l'effet d'un gradient de pression), l'absorption (entrée d'eau par capillarité) et la diffusion (pénétration d'agents agressifs sous l'effet d'un gradient de concentration).

Les trois modes de transport sont affectés, à différents niveaux, par le niveau d'endommagement du béton qui peut résulter de sollicitations mécaniques (charges vives et mortes), environnementales (variations d'humidité et/ou de température, utilisation de sels de déverglaçage) et internes (retrait, fluage). Les sollicitations mécaniques générées en conditions de service des structures en béton armé induisent des macrofissures qui favorisent principalement l'entrée d'agents agressifs par perméabilité, alors que les sollicitations environnementales, sur un béton sain, génèrent plutôt un réseau diffus de microfissures qui favorisent principalement l'entrée des agents agressifs par absorption et diffusion.

À ce jour, aucune étude n'a porté sur l'impact combiné des cycles de gel-dégel et de l'endommagement mécanique sur la perméabilité à l'eau, l'absorption d'eau et la diffusion des chlorures. Les différents aspects ont déjà été traités individuellement, mais jamais combinés pour étudier l'interaction des deux types d'endommagement. Ainsi, l'objectif général de ce projet de recherche est d'évaluer les effets d'endommagements mécaniques et environnementaux (par le gel-dégel) sur la perméabilité, l'absorption et la diffusion dans le béton armé, renforcé ou non de fibres métalliques.

Pour répondre à cet objectif, une campagne d'essais a été menée sur des spécimens en béton ordinaire (BO) et en béton renforcé de fibres métalliques (BRF) soumis à différentes combinaisons d'endommagements (endommagement mécanique par une chargement en traction directe et endommagement environnemental par des cycles de gel-dégel) appliqués avant la réalisation des essais de durabilité (perméabilité à l'eau, absorption et migration des chlorures).

Le pré-endommagement des tirants par le gel-dégel n'a pas eu d'impact significatif sur la perméabilité des bétons à l'étude, leur absorption ou la diffusion des chlorures dans ceux-ci. Ceci

s'explique par le fait que les bétons étudiés ont été réalisés avec l'utilisation d'un agent entraineur d'air et ont présenté une excellente résistance au gel-dégel.

Le pré-endommagement mécanique a causé une augmentation d'un à deux ordres de grandeur de la perméabilité initiale des tirants en comparaison aux tirants n'ayant subi aucun pré-endommagement. La perméabilité sous chargement mécanique (jusqu'à la plastification) a augmenté d'environ 5 ordres de grandeur pour le BO et de 2 ordres de grandeur pour le BRF par rapport à la perméabilité des tirants à l'état sain. Ceci indique que le meilleur contrôle de la fissuration offert par le BRF réduit de manière significative la hausse de la perméabilité en fonction du chargement. Bien que le pré-endommagement mécanique ait mené à une augmentation de la perméabilité, l'effet du pré-endommagement devient négligeable lorsque les niveaux de chargement dépassent ceux atteints durant le pré-endommagement.

Au niveau de l'absorption, les spécimens endommagés mécaniquement présentent en moyenne des taux d'absorption plus élevés de 36 % pour le BO et 83% pour le BRF que ceux n'ayant pas subi d'endommagement. L'impact du type de surface exposée à l'eau à aussi été relevé avec des taux d'absorption initiaux en moyenne 70% plus élevés pour les surfaces finies à la truelle que pour les surfaces coulées en contact avec un coffrage.

Pour ce qui est du coefficient de diffusion moyen, celui-ci est d'environ 80 % et 9 % plus élevé respectivement pour le BO et le BRF pour les spécimens ayant subi un endommagement mécanique que pour ceux n'ayant pas subi l'endommagement. Une grande variabilité a été observée dans les résultats ce qui démontre que la mesure du coefficient de diffusion est très sensible à la microfissuration induite durant le chargement mécanique.

Parmi les trois propriétés de transport à l'étude, la perméabilité à l'eau est celle qui a varié le plus sous l'effet des endommagements. Cela vient mettre en lumière l'effet bénéfique des fibres métalliques qui permettent de limiter les ouvertures de fissures et de réduire de façon significative la perméabilité sous chargement.

Finalement, ce projet a permis de quantifier l'impact de l'endommagement mécanique sur la perméabilité à l'eau, l'absorption d'eau et la migration des ions de chlorures dans le BO et le BRF. Il a permis de démontrer le rôle des endommagements sur l'augmentation des indices de durabilité et le rôle des fibres métalliques sur la réduction de la perméabilité sous-chargement du béton armé. Afin de pouvoir isoler et mieux étudier les effets de l'endommagement environnemental sur les propriétés

de transport, il serait pertinent de mener une campagne d'essais avec plusieurs types de bétons avec différentes teneurs en air ou encore avec des rapports E/L différents.

ABSTRACT

In Quebec, reinforced concrete structures present many challenges associated with their durability (reinforcement corrosion by chlorides, freeze-thaw, sulfates attacks, alkali-aggregates reactions). Most of these challenges are caused by the penetration of water and/or chemical agents in concrete. This penetration is assured by three distinct mechanisms: permeability (the flow of a liquid under a gradient of pressure), absorption (the entry of water by capillarity), and diffusion (the movement of ions under a gradient in concentration).

The three modes of transport are affected, at various levels, by the intensity of damage in the concrete. This damage results from mechanical loads (live and dead loads), environmental loads (humidity and/or temperature variations, use of de-icing salts) and internal loads (shrinkage, creep). The mechanical loads generated in service conditions of reinforced concrete structures induce macrocracks that speed up the entry of aggressive agents by permeability, while the environmental loads tend to generate a diffuse network of microcracks that speed up the entry of aggressive agents by absorption and diffusion.

To date, no studies have examined the combined impact of freeze-thaw cycles and mechanical loading on water permeability, water absorption and chloride diffusion. The distinct aspects have already been treated individually, but never combined to study the interaction of the two types of loads. Thus, the general objective of this research project is to evaluate the effects of mechanical and environmental loads (by freeze-thaw cycles) on permeability, absorption and diffusion in reinforced concrete, reinforced or not with steel fibers.

To meet this objective, a test campaign was carried out on specimens of ordinary concrete (OC) and steel fibers reinforced concrete (FRC) subjected to different combinations of loads (mechanical loads by a tensile test and environmental loads by freeze-thaw cycles) applied before carrying out the durability tests (water permeability, water absorption and chloride migration).

The freeze-thaw cycles did not have a significant impact on the permeability, absorption and the diffusion of chloride in the concretes under study. This is explained by the fact that the concretes studied were made with the use of an air-entraining agent and showed excellent freeze-thaw resistance.

The mechanical loadings prior to the durability tests caused an increase in the initial permeability of the tie-specimens by one to two orders of magnitude compared to sound concrete. Permeability under mechanical loading (up to yielding) increased by about 5 orders of magnitude for OC and 2 orders of magnitude for FRC. This indicates that the better crack control offered by the FRC significantly reduces the increase in permeability as a function of loading. Although mechanical loading prior to the durability tests has led to an increase in permeability, the effect of this damage becomes negligible when loading levels exceed those reached during the first load.

Regarding the absorption, mechanically damaged specimens have, on average, higher absorption rates by 36% for OC and 83% for FRC than non-damaged ones. The impact of the surface exposed to water was also studied with initial absorption rates 70% higher for trowel finished surfaces than for concrete cast in contact with formwork.

The average diffusion coefficient is 80% and 9% higher for OC and FRC respectively for mechanically damaged specimens. A large variability was observed in the results which shows that the measurement of the diffusion coefficient is very sensitive to the microcracking induced during the mechanical loading.

Of the three transport properties studied, water permeability was the most sensible to the effects of mechanical loads. This highlights the beneficial effect of steel fibers that limit crack openings and significantly reduce the permeability under loading.

Finally, this project quantified the impact of mechanical damage on water permeability, water absorption and chloride ions migration in OC and FRC. It allowed to demonstrate the role of the damages on the durability indicators and the role of the steel fibers on the reduction of the permeability under loading for reinforced concrete. In order to isolate the effects of environmental loads on the transport properties, it would be appropriate to conduct a test campaign with several types of concrete with different air contents or with different water to binder ratios.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS III

RÉSUMÉ IV

ABSTRACT VII

TABLE DES MATIÈRES IX

LISTE DES TABLEAUX XIII

LISTE DES FIGURES XIV

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XIX

LISTE DES ANNEXES XXII

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Problématique 1

1.2 Objectifs 4

1.3 Méthodologie 4

1.4 Organisation du mémoire 5

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE 6

2.1 Types de béton 6

2.1.1 Catégories de béton et composition 6

2.1.2 Propriétés mécaniques et modes de fissuration 8

2.1.3 Durabilité à l'état non fissuré 11

2.2 Perméabilité du béton 11

2.2.1 Perméabilité à l'état non fissuré 12

2.2.2 Perméabilité à l'état fissuré 17

2.2.3 Informations importantes 32

2.3 Absorption du béton 33

2.3.1 Méthodes de mesure de l'absorption 33
2.3.2 Absorption à l'état non fissuré 35
2.3.3 Absorption à l'état fissuré 39
2.3.4 Informations importantes 43
2.4 Diffusion des chlorures dans le béton 43
2.4.1 Méthodes de mesure de la diffusion des chlorures. 44
2.4.2 Diffusion dans le béton sain 48
2.4.3 Diffusion dans le béton fissuré 53
2.4.4 Informations importantes 54
2.5 Endommagement du béton par le gel-dégel 55
2.5.1 Méthode d'endommagement par le gel-dégel 55
2.5.2 Effet du gel-dégel sur les bétons sans air entrainé 56
2.5.3 Effet du gel-dégel sur les bétons avec air entrainé 58
2.5.4 Effet du gel-dégel sur les propriétés de transport 59
2.5.5 Informations importantes 61
2.6 Conclusion 61
CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE 63
3.1 Programme expérimental 63
3.1.1 Composition des bétons étudiés 63
3.1.2 Spécimens à l'étude 64
3.1.3 Conditions d'essai étudiées 65
3.2 Procédures d'essai 68
3.2.1 Essais de caractérisation 68
3.2.2 Pré-endommagement mécanique 69

3.2.3 Pré-endommagement environnemental par le gel-dégel 70
3.2.4 Essai de perméabilité à l'eau 71
3.2.5 Extraction des spécimens pour les essais d'absorption et de migration de chlorures 74
3.2.6 Essai d'absorption d'eau 75
3.2.7 Essai de migration des chlorures 76
CHAPITRE 4 RÉSULTATS ET ANALYSE 81
4.1 Essais de caractérisation 81
4.1.1 Propriétés à l'état frais 81
4.1.2 Propriétés à l'état durci 82
4.2 Essais de pré-endommagement mécanique 84
4.3 Essais de pré-endommagement au gel-dégel 88
4.4 Essais de perméabilité initiale suite aux pré-endommagements 90
4.5 Essais de perméabilité sous chargement 94
4.5.1 Comportement mécanique des tirants 95
4.5.2 Perméabilité en fonction de la force appliquée 102
4.5.3 Résumé 112
4.6 Essais d'absorption 113
4.7 Essais de migration des chlorures 119
4.8 Synthèse des indices de durabilité et discussion 122
4.8.1 Cas particulier du béton sain (non fissuré) 123
4.8.2 Impact général de l'endommagement 124
4.8.3 Impact du pré-endommagement au gel-dégel 125
4.8.4 Impact du pré-endommagement mécanique 125
CHAPITRE 5 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 127

5.1 Rappel des objectifs du projet et de la méthodologie 127
5.2 Conclusions 128
5.2.1 Effet des endommagements sur la perméabilité à l'eau 128
5.2.2 Effet des endommagements sur l'absorption d'eau 129
5.2.3 Effet des endommagements sur la migration des ions de chlorure 129
5.2.4 Effet des fibres d'acier sur les propriétés de transport 130
5.3 Recommandations 131
5.3.1 Programmes d'essais complémentaires 131
5.3.2 Dispositif de perméabilité à l'eau 132
BIBLIOGRAPHIE 134
ANNEXE 140

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1: Compositions des catégories de béton (Desmettre & Charron, 2013).....7

Tableau 2-2: Propriétés mécaniques des catégories de béton (Desmettre & Charron, 2013).....8

Tableau 2-3: Indicateurs de durabilité des bétons à l'état non fissuré (Desmettre & Charron, 2013) 11

Tableau 2-4: Pénétrabilité aux ions chlorures basées sur la charge (ASTM, 2017) 45

Tableau 2-5: Méthodes de caractérisation de la pénétration des chlorures.....48

Tableau 2-6: Exemple de l'effet des entraineurs d'air sur le réseau de bulles d'air (Charron, 2016) 58

Tableau 3-1: Composition des bétons 63

Tableau 3-2: Épaisseurs d'enrobage minimum selon les principales normes (Hubert, 2014).....65

Tableau 3-3: Description des conditions d'essai 66

Tableau 3-4: Détails des essais de caractérisation du béton.....68

Tableau 4-1: Propriétés des bétons à l'état frais 81

Tableau 4-2: Propriétés mécaniques des bétons.....83

Tableau 4-3: Fissuration des tirants lors du pré-endommagement mécanique 87

Tableau 4-4: Perméabilité initiale des tirants pré-endommagés ou non 91

Tableau 4-5: Fissuration et perméabilité des tirants en BO pour différentes forces 105

Tableau 4-6: Fissuration et perméabilité des tirants en BRF pour différentes forces 106

Tableau 4-7: Taux d'absorption initiaux.....116

Tableau 4-8: Coefficients de diffusion des chlorures.....121

Tableau 4-9: Synthèse des indicateurs de durabilité obtenus.....123

Tableau A-1: Contraintes initiales de compression dans l'armature 142

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1: Modes d'entrée de l'eau et des agents agressifs, adapté de Desmettre et Charron (2013) 1

Figure 2-1: Comportement en traction des bétons (Desmettre & Charron, 2013) 9

Figure 2-2: Patron de fissuration des différents bétons pour une ouverture de fissure totale de 0.3 mm (Desmettre & Charron, 2013) 10

Figure 2-3: Échelle des tailles des composants de la pâte de ciment durcie (Denarié, 2000) 14

Figure 2-4: Relation entre la porosité et la perméabilité des bétons (Mehta, 2006) 14

Figure 2-5: Relation entre le ratio E/C et la perméabilité à l'eau des pâtes de ciment Portland complètement hydratées (Powers et al., 1954) 15

Figure 2-6: Composition de l'interface entre la pâte et les granulats (Hubert, 2014) 16

Figure 2-7: Évolution de la perméabilité (x 10^{-7}) en fonction de la durée de la cure 17

Figure 2-8: Illustration des concepts de tortuosité et rugosité 18

Figure 2-9: Perméabilité relative en fonction de la contrainte relative en compression 20

Figure 2-10: Essai de perméabilité de Wang et al. (1997) 22

Figure 2-11: Essai de perméabilité de Lawler et al. (2005) 22

Figure 2-12: Essai de perméabilité de Hubert et al. (2015) 22

Figure 2-13: Coefficient de perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure (Aldea et al., 1999b) 24

Figure 2-14: Influence du taux d'armature sur l'ouverture moyenne des fissures principales et secondaires à la surface des éléments (Mivelaz, 1996) 26

Figure 2-15: Influence du taux d'armature sur la perméabilité à l'air (Mivelaz, 1996) 26

Figure 2-16: Montage utilisé pour la mesure de la perméabilité par Yuan et Chi (2014) 27

Figure 2-17: Perméabilité en fonction de la charge appliquée pour différents taux d'armature et classes de béton (Yuan & Chi, 2014) 28

Figure 2-18: Perméabilité en fonction du déplacement pour différents taux de renforcement (Hubert et al., 2015).....29

Figure 2-19: Écoulement au travers de différents bétons fibrés fissurés (Lawler et al., 2005).....30

Figure 2-20: Perméabilité en fonction de la contrainte dans l'armature pour différentes teneurs en fibres (Hubert et al., 2015) 31

Figure 2-21: Perméabilité en fonction de la contrainte dans l'armature pour différentes orientations de fibres (Plagué et al., 2017).....32

Figure 2-22: Montage décrit dans la norme C1585 (ASTM, 2013b).....34

Figure 2-23: Influence du conditionnement du spécimen sur l'absorption à l'eau (Castro et al., 2011).....35

Figure 2-24: Relation entre la porosité et l'absorption des bétons (Khatib, 2014).....36

Figure 2-25: Relation entre le diamètre des pores et l'absorption des bétons (Khatib, 2014).....36

Figure 2-26: Absorption du béton en fonction du volume de pâte pour différents rapports E/C (Kolias & Georgiou, 2005).....37

Figure 2-27: Absorption des bétons avec ajouts cimentaires (Jin et al., 2017).....38

Figure 2-28: Essai d'absorption de Charron et al. (2008).....39

Figure 2-29: Montage expérimental utilisé pour la mesure de l'absorption avec l'application de charges axiales (Bao & Wang, 2017).....41

Figure 2-30: Taux d'absorption (a) initial et (b) secondaire sous-chargement en fonction de la contrainte relative pour des chargements en traction et en compression (Bao & Wang, 2017) 41

Figure 2-31: Taux d'absorption initial en fonction du nombre de fissures dans un spécimen, d'après (Şahmaran & Li, 2008).....42

Figure 2-32: Taux d'absorption initial en fonction de l'ouverture de fissure moyenne, d'après Şahmaran et Li (2008).....43

Figure 2-33: Montage standard pour l'essai ASTM C1202 (Stanish et al., 2000) 47

Figure 2-34: Montage standard pour l'essai Build 492 (Nordtest, 1999) 47

Figure 2-35: Influence de la porosité sur la pénétration des chlorures dans le béton (Caré, 2008) 49

Figure 2-36: Influence du rapport E/C sur le coefficient de diffusion des ions chlorures (Conciatori, 2005).....50

Figure 2-37: Variation du coefficient de diffusion dans le temps pour des bétons avec et sans ajouts minéraux (Thomas & Bamforth, 1999).....51

Figure 2-38: Influence de la fraction de granulat sur le coefficient de diffusion (Yang, C. C. & Su, 2002).....52

Figure 2-39: Influence de l'ouverture de fissure sur le coefficient de diffusion au travers de la fissure (Djerbi et al., 2008) 54

Figure 2-40: Patron de fissuration produit par un endommagement au gel-dégel (Yang, Z. et al., 2006).....56

Figure 2-41: Facteur d'espacement critique en fonction du rapport E/C (Pigeon & Pleau, 1995).57

Figure 2-42: Influence de l'AEA sur la résistance à la compression après avoir subi des cycles de gel-dégel (Mechkouri & Guettala, 2009) 59

Figure 2-43: Absorption du béton en fonction du temps pour différents niveaux d'endommagement par le gel-dégel (Yang, Z. et al., 2006) 60

Figure 2-44: Coefficients de migration de chlorures en fonction du nombre de cycles de gel-dégel (Kessler et al., 2016) 61

Figure 3-1: Représentativité des tirants dans une structure en béton armée (Hubert, 2014) 64

Figure 3-2: Conditions à l'étude dans le programme expérimental.....67

Figure 3-3: Positionnement des capteurs, (a) vue de côté et (b) vue de face 70

Figure 3-4: Appareil utilisé pour le gel-dégel, (a) Position des spécimens dans l'appareil et (b) vue générale de l'appareil.....71

Figure 3-5: Dispositif de perméabilité (Hubert, 2014).....73

Figure 3-6: Vue éclatée de la cellule de perméabilité (Hubert, 2014) 73

Figure 3-7: Schématisation de la coupe des carottes pour obtenir les spécimens des essais d'absorption et de migration 74

Figure 3-8: Macrofissures présentent sur l'un des tirants après l'essai de perméabilité à l'eau, a) Schéma avant extraction des carottes b) Photo après extraction des carottes 75

Figure 3-9: Essai d'absorption 76

Figure 3-10: Spécimens utilisés pour l'essai de migration des chlorures 77

Figure 3-11: Montage pour l'essai de migration des chlorures 78

Figure 3-12: Fendage des spécimens, (a) Avant le chargement et (b) Après le chargement 79

Figure 4-1: Comportement en traction du BRF, a) en phase pré-pic et b) en phase post-pic 84

Figure 4-2: Comportement mécanique des tirants lors du pré-endommagement mécanique 85

Figure 4-3: Températures atteintes lors des cycles de gel-dégel 89

Figure 4-4: Évolution du module d'élasticité dynamique relatif durant les cycles de gel-dégel 90

Figure 4-5: Comportement mécanique des tirants en BO durant les essais de perméabilité 95

Figure 4-6: Comportement mécanique des tirants en BRF durant les essais de perméabilité 96

Figure 4-7: Comportement mécanique des deux bétons à l'étude 98

Figure 4-8: Évolution des ouvertures maximales pour le BO 100

Figure 4-9: Évolution des ouvertures secondaires pour le BO 100

Figure 4-10: Évolution des ouvertures maximales pour le BRF 101

Figure 4-11: Évolution des ouvertures secondaires pour le BRF 102

Figure 4-12: Perméabilité en fonction de la force pour les tirants en BO 103

Figure 4-13: Perméabilité en fonction de la force pour les tirants en BRF 104

Figure 4-14: Perméabilité en fonction de la force des deux bétons à l'étude 111

Figure 4-15: Perméabilité en fonction de la contrainte dans l'armature des deux bétons à l'étude 112

Figure 4-16: Exemple de résultats pour le calcul des taux d'absorption (ASTM, 2013b) 114

Figure 4-17: Absorption pour le BO, a) surface coffrée, b) surface truellée 115

Figure 4-18: Absorption pour le BO, a) surface coffrée, b) surface truellée 116

Figure 4-19: Profil de pénétration des chlorures dans le spécimen en BO 2 avec la face truellée exposée aux chlorures 120

Figure A-1: Retrait libre pour les deux bétons à l'étude.....140

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ACI	American Concrete Institute
AEA	Adjuvant entraineur d'air
$AgNO_3$	Nitrate d'argent
ASTM	American Society for Testing ang Materials
BFHP	Béton fibré à hautes performances
BFUP	Béton fibré à ultra-hautes performances
BHP	Béton à hautes performances
BO	Béton ordinaire
BRF	Béton renforcé de fibres
$CaCO_3$	Carbonate de calcium
cm	Centimètre
CSA	Canadian Standard Association
D_{cl}	Coefficient de diffusion des chlorures (m^2/s)
E/C	Eau / Ciment
E/L	Eau / Liant
E_c	Module d'élasticité du béton à 28 jours (MPa)
f'_c	Résistance à la compression à 28 jours (MPa)
f'_t	Résistance à la traction à 28 jours (MPa)
GPa	Gigapascal

I	Absorption (mm)
kN	Kilonewton
kPa	Kilopascal
K_w	Coefficient de perméabilité à l'eau (m/s)
$\bar{L}$	Facteur d'espacement des bulles d'air
l_f	Longueur des fibres (mm)
LVDT	Linear variable displacement tranducers
mm	Millimètre
MN	Méganewton
MPa	Mégapascal
MTQ	Ministère des Transports du Québec
NaCl	Chlorure de sodium
NaOH	Hydroxyde de sodium
nm	Nanomètre
p	Porosité
PVA	Alcool polyvinylique
Q	Débit (m^3/s)
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux
S_i	Taux d'absorption initial ($mm/s^{1/2}$)

SIA	Société suisse des Ingénieurs et Architectes
S_s	Taux d'absorption secondaire ($mm/s^{1/2}$)
με	Microdéformation
μm	Micromètre
V	Volt
w	Ouverture de fissure (mm)
Φ_b	Diamètre de la barre (mm)
Φ_f	Diamètre des fibres (mm)

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – contrainte initiale due au retrait dans l'armature 140

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Problématique

Au Québec, les structures en béton armé présentent des défis importants de durabilité (corrosion des armatures, réaction alcali-granulats, carbonatation, écaillage) qui réduisent la durée de vie utile des ouvrages. Afin de palier à cette dégradation précoce, des interventions plus importantes et plus fréquentes sont requises pour maintenir les ouvrages en service. Ces interventions impliquent non seulement des couts financiers associés aux réparations, mais aussi des conséquences sociales reliées à l'impact des chantiers sur les habitations environnantes et les réseaux routiers déjà encombrés, et des conséquences environnementales liées à l'utilisation de ressources supplémentaires pour la réparation et à l'émission de quantités importantes de gaz à effet de serre par le trafic supplémentaire. La grande majorité des problèmes de durabilité résultent de la pénétration d'eau et d'agents agressifs dans le béton. Cette pénétration se fait par trois modes de transport distincts qui agissent de manière combinée. Ces trois modes de transport sont la perméabilité (écoulement d'un fluide sous l'effet d'un gradient de pression), l'absorption (entrée d'eau par capillarité) et la diffusion (pénétration d'agents agressifs sous l'effet d'un gradient de concentration). À l'état non fissuré (ou entre les fissures), les phénomènes d'absorption et de diffusion sont prépondérants alors que pour le béton fissuré, la perméabilité prédomine (Figure 1-1).

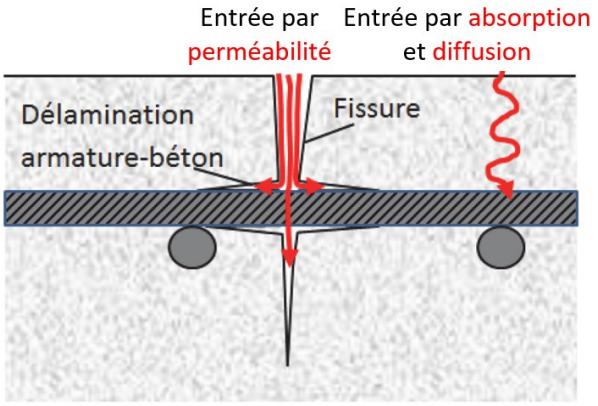


Figure 1-1: Modes d'entrée de l'eau et des agents agressifs, adapté de Desmettre et Charron (2013)

Les trois modes de transport sont affectés, à différents niveaux, par le niveau d'endommagement du béton qui peut résulter de sollicitations mécaniques (charges vives et mortes), environnementales (variations d'humidité et/ou de température, utilisation de sels de déverglaçage) et internes (retrait, fluage). Les sollicitations mécaniques générées en conditions de service des structures en béton armé induisent des macrofissures qui favorisent l'entrée d'agents agressifs par perméabilité, alors que les sollicitations environnementales, sur un béton sain, génèrent plutôt un réseau diffus de microfissures qui favorisent l'entrée des agents agressifs par absorption et diffusion.

L'impact de macrofissures résultant de sollicitations mécaniques sur la perméabilité des bétons a déjà été démontré dans de nombreuses études. La plupart de ces études évaluent la perméabilité de spécimens non-armés, non chargés et présentant une seule fissure, avec (Picandet et al., 2009; Rapoport et al., 2002) ou sans la présence de fibres dans le béton (Aldea et al., 1999b; Wang et al., 1997). Le dispositif d'essais retenu à Polytechnique Montréal (Desmettre & Charron, 2011) permet de mesurer la perméabilité d'un tirant en béton armé sous un chargement causant de la multifissuration, permettant ainsi de mieux représenter les conditions retrouvées sur une structure réelle. Selon ces études, la perméabilité est étroitement liée à l'ouverture de fissure et elle augmente en fonction du cube de celle-ci. Une excellente manière de limiter les ouvertures de fissures est l'ajout de fibres (dont les fibres métalliques) dans le béton (Desmettre & Charron, 2013). Ces fibres viennent modifier le patron de fissuration en générant un nombre plus important de fissures plus fines et permettent ainsi de réduire de façon significative la perméabilité (Hubert et al., 2015).

L'impact des sollicitations mécaniques sur l'absorption d'eau et la diffusion aux ions chlorures a fait l'objet d'un nombre d'études plus limité. En ce qui concerne l'absorption sous sollicitation en traction, Yang, Z. et al. (2006) ont réalisé des essais d'absorption sur des spécimens de BO (E/C de 0.42) chargés jusqu'à différents niveaux d'endommagement puis déchargés. L'absorption initiale ainsi que le volume total d'eau absorbé ont montré une augmentation importante pour un chargement à 90% de la résistance à la traction du béton. Les travaux de Şahmaran et Li (2008) qui portent sur des prismes en BHP (E/L de 0.27), avec une forte teneur en cendre volante (55% en masse) et avec microfibres synthétiques (2%-vol), soumis à un chargement en flexion quatre points ont permis d'établir des liens entre la densité de fissuration, l'ouverture de fissures et l'absorption. Il en ressort que le facteur ayant le plus d'influence sur l'absorption est la densité de microfissures et que l'absorption varie en fonction du carré de celle-ci. Au niveau de la diffusion, les travaux de

Djerbi et al. (2008) sur trois mélanges de bétons de rapport E/C entre 0.32 et 0.5 fissurés par un essai de fendage ont montré que le coefficient de diffusion des chlorures augmentait de façon linéaire en fonction de l'ouverture de fissure jusqu'à un seuil de 80 µm à partir duquel la diffusion au travers de la fissure est la même que la diffusion des chlorures dans l'eau.

L'impact des sollicitations environnementales sur le transport de l'eau et des agents agressifs dans le béton a été très peu étudié malgré de très nombreuses études qui portent sur l'endommagement des bétons suite à l'exposition à des cycles de gel-dégel, notamment sur la diminution du module d'élasticité dynamique qui en résulte. L'une des façons communes de diminuer l'endommagement par le gel-dégel est l'ajout d'air entrainé dans le béton. L'air entrainé permet de diminuer les pressions causées par le gel de l'eau et ainsi réduire la fissuration qui en découle. Bien que l'air entrainé permet de réduire l'endommagement, plusieurs chercheurs ont noté un endommagement notable (réduction du module d'élasticité dynamique, perte de masse, diminution des résistances mécaniques) après plusieurs cycles de gel-dégel sur certains bétons (de rapports E/L compris entre 0.32 et 0.45) qui contenaient de l'air entrainé (Kessler et al., 2016; Shang et al., 2009; Shang & Yi, 2013; Yang, Z. et al., 2006). Les cycles de gel-dégel semblent donc pouvoir causer de la microfissuration dans des bétons avec air entrainé qui pourraient, par ce fait même, favoriser l'entrée d'agents agressifs par absorption et diffusion. En effet, les travaux de Yang, Z. et al. (2006) sur des prismes de BO (rapport E/C de 0.42) endommagés par le gel-dégel ont démontré que l'endommagement par le gel-dégel pouvait causer une augmentation importante de l'absorption (principalement de l'absorption initiale), surtout pour un endommagement causant une réduction du module d'élasticité dynamique supérieure à 14 % de la valeur initiale. De leur côté, Kessler et al. (2016) ont étudié l'effet du gel-dégel sur la pénétration des chlorures dans le béton. Ils ont étudié sept mélanges de différents bétons (rapports E/C de 0.45 et 0.55) composés de deux ciments différents et avec remplacement ou non de cendres volantes pour lesquels ils ont mesuré le coefficient de diffusion des chlorures avant et après l'exposition à des cycles de gel-dégel. Une augmentation du coefficient de diffusion a été notée pour tous les mélanges suite aux cycles de gel-dégel. Pour l'instant, l'effet des fibres sur la résistance au gel-dégel à fait l'objet de peu d'études et les résultats disponibles ne permettent pas de dégager de tendance claire (ACI, 2010).

À ce jour, aucune étude n'a porté sur l'impact des cycles de gel-dégel sur l'évolution de l'endommagement mécanique déjà présent et la perméabilité à l'eau, l'absorption d'eau et la diffusion des chlorures. Les différents aspects ont déjà été traités individuellement, mais jamais

combinés pour étudier la combinaison des deux types d'endommagement sur plusieurs indicateurs de durabilité pour le béton armé, avec ou sans fibres métalliques.

1.2 Objectifs

L'objectif général de ce projet de recherche est d'évaluer les effets d'endommagements mécaniques et environnementaux (gel-dégel) sur la durabilité du béton armé, renforcé ou non de fibres métalliques. Cet objectif peut être divisé en quatre objectifs spécifiques :

1. étudier l'impact des endommagements mécaniques et environnementaux sur la perméabilité à l'eau du béton armé;
2. étudier l'impact des endommagements mécaniques et environnementaux sur l'absorption d'eau du béton armé;
3. étudier l'impact des endommagements mécaniques et environnementaux sur la migration des chlorures dans le béton armé;
4. étudier l'influence de l'utilisation de fibres d'acier sur les impacts des endommagements mécaniques et environnementaux pour les trois propriétés de transport étudiées.

1.3 Méthodologie

Pour répondre à ces objectifs, une campagne d'essais a été menée sur un béton ordinaire (BO) et sur un béton renforcé de fibres métalliques (BRF) de composition similaire. Le programme expérimental compte cinq conditions d'essais présentant différentes combinaisons d'endommagements appliquées avant la réalisation des essais de durabilité. Le pré-endommagement mécanique consiste en un chargement en traction directe sur des tirants en béton armé jusqu'à l'atteinte d'une contrainte moyenne de 250 MPa dans l'armature alors que le pré-endommagement environnemental est réalisé en exposant les tirants à 300 cycles de gel-dégel.

Suite à ces pré-endommagements, les tirants ont été soumis à un essai de perméabilité simultanément au chargement complet du tirant en traction uniaxiale jusqu'à la plastification de la barre d'armature, ceci à l'aide du dispositif développé par Hubert et al. (2015). Des carottes ont ensuite été extraites entre les macrofissures formées dans les tirants pour évaluer le taux

d'absorption à l'eau et le coefficient de diffusion des chlorures du béton microfissuré pour chacune des conditions testées.

1.4 Organisation du mémoire

Ce mémoire se divise en 5 chapitres, incluant ce chapitre 1 d'introduction. Le chapitre 2 présente une revue de la littérature disponible sur la perméabilité à l'eau, l'absorption d'eau et la migration des chlorures dans les bétons sains et endommagés (mécaniquement et/ou par cycles de gel-dégel). Le chapitre 3 décrit le programme expérimental du projet de recherche ainsi que la méthodologie utilisée pour chacun des essais. Les résultats de ces essais sont ensuite exposés et analysés au chapitre 4 qui comprend aussi une discussion générale sur l'ensemble des travaux menés dans le cadre de ce projet de maitrise. Finalement, le chapitre 5 présente les conclusions de ce projet de recherche ainsi que les recommandations pour d'éventuels travaux de recherche à venir.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

La première partie de la revue de la documentation présentera brièvement les propriétés générales (composition et propriétés mécaniques) des types de bétons étudiés dans ce projet. Dans un deuxième temps, les facteurs influençant la perméabilité, l'absorption et la diffusion du béton non fissuré ou fissuré seront décrits. Finalement, les données actuellement disponibles sur l'impact d'un endommagement par cycles de gel-dégel sur la durabilité du béton seront présentées.

2.1 Types de béton

Au cours des dernières années, l'attention accordée aux bétons renforcés de fibres a beaucoup augmentée principalement en raison de leur capacité à mieux contrôler la fissuration. Ce meilleur contrôle de la fissuration (fissuration plus fine) permet d'améliorer la durabilité de ces bétons à l'état fissuré, notamment en diminuant leur perméabilité et, par suite, la pénétration d'agents agressifs au sein du béton. Les informations qui suivent présentent les différences entre les principales catégories de bétons disponibles sur le marché. Ces données sont majoritairement extraites du *Rapport de recherche SR13-01* (Desmettre & Charron, 2013). Ces différences sont tout d'abord présentées en termes de composition des bétons, ensuite en lien avec leurs principales propriétés mécaniques et finalement avec les indicateurs de durabilités à l'étude dans ce projet.

2.1.1 Catégories de béton et composition

Les bétons actuellement disponibles sur le marché peuvent se décliner en quatre principales catégories présentées au Tableau 2-1; les bétons ordinaires (BO), les bétons à hautes performances (BHP), les bétons fibrés à hautes performances (BFHP) et les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP). Certaines catégories intermédiaires existent mais ne sont pas présentées ici de manière à ne pas alourdir la lecture. Il est à noter que la catégorisation présentée dans ce rapport suit celle établie par le Ministère des Transports du Québec (MTQ).

Les matrices des bétons des différentes catégories sont généralement composées des quatre mêmes constituants; eau, ciment, sable et pierre, excepté pour le BFUP qui ne possède pas de gros granulats (pierre). À ces principaux constituants peuvent être ajoutés divers ajouts minéraux et/ou adjuvants. Ce qui vient différencier les quatre catégories de béton est le dosage de ces constituants ainsi que l'ajout ou non de fibres. Le BO, avec une composition traditionnelle a un rapport eau/liant

(E/L) supérieur à 0.4. Pour un BHP, le rapport E/L sera plus faible que pour un BO (entre 0.3 et 0.4) et le mélange inclura toujours des ajouts minéraux. Avec un rapport E/L de 0.43, le béton sans fibres étudié dans ce projet de recherche se situe dans la catégorie des BO selon les compositions présentées au Tableau 2-1, bien que très proche de la limite entre un BO et un BHP. Le BFHP présente sensiblement les mêmes proportions des composantes que le BHP mais inclut l'ajout de fibres en quantités modérées (généralement entre 0.5 et 1.5 % vol.). Pour les BFUP, le rapport E/L varie de 0.15 à 0.25 et le dosage en liant est significativement augmenté. Les BFUP se caractérisent aussi par une grande quantité de microfibres (entre 2 et 6 % vol.) et l'absence de gros granulat.

Tableau 2-1: Compositions des catégories de béton (Desmettre & Charron, 2013)

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^3	350 à 450 kg/m^3	350 à 550 kg/m^3	800 à 1000 kg/m^3
Ajouts minéraux	Parfois	Oui	Oui	Oui
Sable	Oui	Oui	Oui	Oui
Pierre	Oui	Oui	Oui	Non
Fibres	Non	Non	40 à 120 kg/m^3 (0.5 à 1.5 %-vol.)	160 à 480 kg/m^3 (2 à 6 %-vol.)

Les fibres utilisées peuvent être de différentes géométries (ondulée, crochetée, lisse, etc.), de dimensions variées (longueur, diamètre) et de différentes natures (naturelle, synthétique, métallique, etc.). Le choix de la géométrie de la fibre (ondulée, crochetée, lisse, etc.) et de ses dimensions dépend de la matrice à laquelle elle est ajoutée et de l'adhérence requise. Le choix de la longueur de fibre dépend également du contrôle de fissuration requis (contrôle des micro- ou des macro-fissures). Une microfissure est définie comme étant petite par rapport aux dimensions de l'élément chargé, en opposition à la macrofissure qui ne peut être considéré petite (Rossi, 1998). En général, le seuil critique entre les deux types de fissures est autour de 0.1 mm (Charron, 2016). Quant au choix de la nature de la fibre, celui-ci dépend entre autre des caractéristiques mécaniques recherchées (Charron, 2016).

2.1.2 Propriétés mécaniques et modes de fissuration

Les différences de composition mentionnées à la section précédente font en sorte que les catégories de béton présentent des propriétés mécaniques différentes. Les principales propriétés mécaniques des quatre catégories de béton sont présentées au Tableau 2-2. Le BO, avec un rapport eau/liant (E/L) supérieur à 0.4, présente une résistance à la compression entre 20 et 40 MPa et une résistance à la traction entre 1.5 et 2.5 MPa. Pour un BHP et un BFHP, les propriétés mécaniques à l'état non fissuré sont semblables avec des résistances à la compression entre 50 et 90 MPa et à la traction entre 3.0 et 4.5 MPa. Pour le BFUP, le rapport E/L entre 0.15 à 0.25 et le dosage en liant plus important permet d'atteindre une résistance à la compression entre 120 et 180 MPa et une résistance à la traction entre 7 et 15 MPa.

Tableau 2-2: Propriétés mécaniques des catégories de béton (Desmettre & Charron, 2013)

Propriétés	BO	BHP	BFHP	BFUP
Rapport eau/liant	≥ 0.40	0.30 à 0.40	0.30 à 0.40	0.15 à 0.25
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

Tel qu'indiqué au début de la section 2.1, l'avantage principal lié à l'utilisation des fibres est d'assurer un meilleur contrôle de la fissuration. Les fibres, en plus de donner au matériau un comportement ductile en traction, permettent une modification du patron de fissuration qui induit une réduction de l'ouverture de fissure maximale en condition de service.

Le comportement mécanique des quatre principales catégories de bétons mentionnées précédemment est illustré à la Figure 2-1. La Figure 2-1a présente le comportement pré-pic des matériaux (avant localisation d'une macrofissure) en fonction de la déformation, alors que la Figure 2-1b présente le comportement post-pic (après localisation d'une macrofissure) en fonction de l'ouverture de fissure.

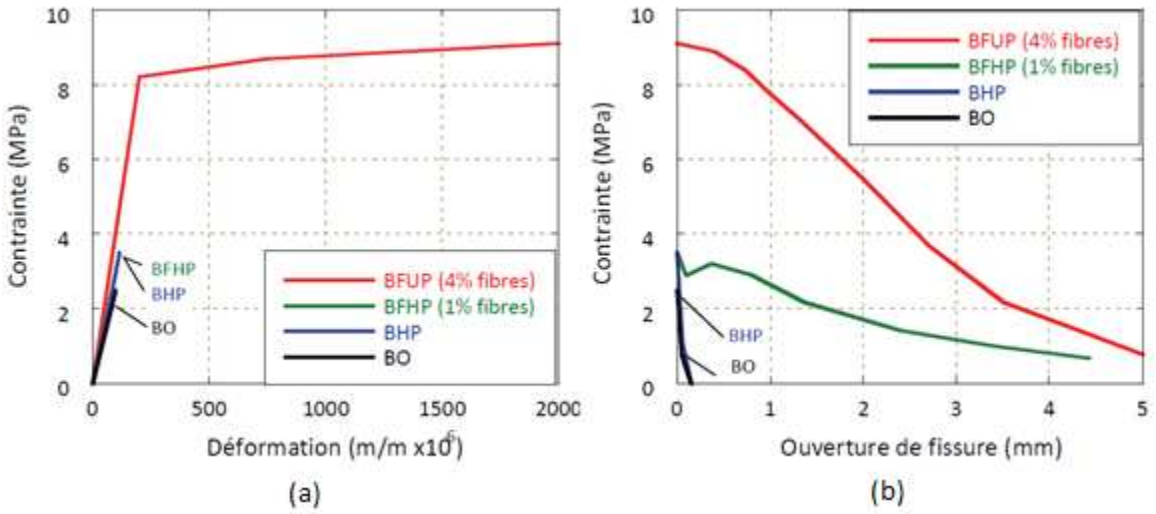


Figure 2-1: Comportement en traction des bétons (Desmettre & Charron, 2013)

Excepté la résistance en traction plus importante pour le BHP que pour le BO, ces deux bétons présentent un comportement global en traction assez similaire. Tous deux présentent très peu de déformation avant la localisation de la macrofissure qui est suivie d'une diminution rapide de la résistance en comportement post-pic, signe d'une rupture fragile. Le comportement pré-pic des BFHP présenté sur la Figure 2-1a (typique du comportement d'un BFHP avec macrofibres) est très semblable à celui des BO et des BHP, puisque les fibres n'entrent en action qu'à l'apparition d'une macrofissure. Le BFHP se distingue néanmoins des BO et BHP dans son comportement post-pic. Les fibres traversant la(les) fissure(s) formée(s) sont sollicitées en traction et permettent de transmettre une portion des efforts au travers de la fissure, ce qui explique son comportement adoucissant. Pour le BFUP, le comportement pré-pic est caractérisé par la présence d'une phase écrouissante à la suite de la phase de comportement élastique. Ce comportement écrouissant est attribuable à la quantité élevée de microfibres à l'intérieur du matériau. Il confère au BFUP une ductilité accrue tout en lui permettant d'augmenter la contrainte reprise suite à l'apparition de la première fissure. Le comportement post-pic du BFUP est semblable à celui du BFHP avec un comportement adoucissant, bien que la reprise des efforts soit plus importante dans le BFUP dû à la plus grande quantité de fibres dans le matériau.

Les comportements mécaniques décrits précédemment pour les quatre catégories de béton présentées sont étroitement liés au contrôle de la fissuration effectué par les fibres. Il est ainsi logique d'observer des différences dans les patrons de fissuration observés entre ces catégories de

bétons. La Figure 2-2 illustre un exemple de ces différences pour une ouverture de fissure totale de 0.3 mm. L'influence des fibres sur le comportement mécanique (entrée en action des fibres, reprise mécanique) et le contrôle de la fissuration dépend du type de fibre utilisé et du dosage. L'utilisation d'un dosage élevé de fibres courtes et fines (comme c'est le cas dans les BFUP) permettra de limiter l'ouverture des microfissures et ainsi d'augmenter le nombre de microfissures se produisant avant la macrofissure (Charron, 2016). Cela se traduit par une augmentation notable de la résistance maximale et de la ductilité du matériau en traction. L'utilisation d'un pourcentage plus faible de fibres plus longues et de plus grand diamètre va plutôt limiter l'ouverture des macrofissures, ce qui a pour effet de retarder la rupture et d'améliorer la ductilité en flexion et à l'effort tranchant (Charron, 2016).

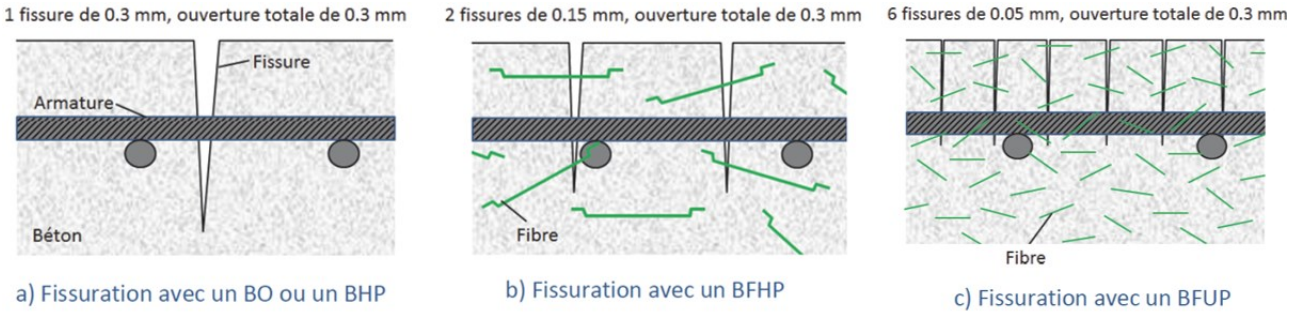


Figure 2-2: Patron de fissuration des différents bétons pour une ouverture de fissure totale de 0.3 mm (Desmettre & Charron, 2013)

Dans le cas des BO et des BHP, l'absence de fibres laisse la fissure se développer pleinement et son ouverture est seulement limitée par la barre d'armature. Le patron de fissuration présente donc une seule fissure de 0.3 mm. Pour le BFHP, les fibres permettent de limiter l'ouverture de fissure maximale à 0.15 mm et forcent l'apparition d'une seconde fissure. Pour le BFUP, les multiples microfibres viennent coudre les microfissures et causent une microfissuration diffuse avec, par exemple, 6 fissures de 0.05 mm chacune.

2.1.3 Durabilité à l'état non fissuré

Dû à leurs compositions respectives, les catégories de béton présentent des indicateurs de durabilité différents. Les principaux indicateurs de durabilité des quatre catégories de béton sont présentés au Tableau 2-3. Le BO, avec un rapport eau/liant plus important, présente une porosité plus importante qui facilite l'entrée de l'eau et des chlorures. Pour le BHP et le BFHP, les indicateurs de durabilité sont similaires en condition non fissuré, puisque les fibres ne s'activent qu'à l'apparition d'une fissure. Pour ces deux bétons, le rapport eau/liant plus faible permet de réduire la porosité du béton et de limiter l'entrée de l'eau et des chlorures. Ils présentent donc des indicateurs de durabilité moins important que le BO. Pour le BFUP, le haut dosage en ciment et la faible quantité d'eau utilisée permet d'obtenir une porosité plus fine et donc des indicateurs de durabilité plus performants que pour les autres catégories de béton.

Tableau 2-3: Indicateurs de durabilité des bétons à l'état non fissuré (Desmettre & Charron, 2013)

Indicateur de durabilité	BO	BHP et BFHP	BFUP
Perméabilité à l'eau, K_{eau} (m/s)	10^{-11} - 10^{-12}	10^{-13}	< 5 x 10^{-14}
Absorption, S (kg/m^2/s$^{1/2}$)	0.01 - 0.03	0.003 - 0.01	0.0003
Diffusion effective, D_{eff} (m^2/s)	2 x 10^{-11} - 2 x 10^{-12}	2 x 10^{-12} - 2 x 10^{-13}	2 x 10^{-14}
Porosité (%)	12 - 16	8 -12	1 - 6

Les sections 2.2, 2.3 et 2.4 auront pour objectif d'étudier la relation entre le patron de fissuration et la durabilité (respectivement la perméabilité, l'absorption et la diffusion) afin de pouvoir mettre en avant la durabilité d'un béton versus un autre en lien avec son mécanisme de fissuration.

2.2 Perméabilité du béton

Le transport de l'eau et des agents agressifs à l'intérieur du béton se produit principalement par trois modes de transport distincts; la perméabilité, l'absorption et la diffusion. Ces trois modes de transports ne sont pas contrôlés par les mêmes phénomènes physiques. La perméabilité, traitée dans cette section, est définie comme la capacité d'un matériaux poreux à être traversé par un fluide sous l'effet d'un gradient de pression (Neville, 1996). Les modes de transports par absorption et diffusion seront définis et étudiés respectivement aux sections 2.3 et 2.4. Cette section 2.2 présente

en premier lieu les paramètres qui influencent la perméabilité du béton avant d'étudier la perméabilité du béton en conditions non-fissurée et fissurées.

La perméabilité peut être décrite par la loi de Darcy. Cette loi, telle que formulée par Henry Darcy en 1856 (Équation 2-1), s'applique aux fluides incompressibles (comme l'eau) pour décrire un écoulement unidirectionnel au travers d'un matériau poreux homogène. Bien que le béton ne corresponde pas parfaitement à la définition d'un matériau homogène à une échelle microscopique, il demeure raisonnable de le considérer homogène à une échelle macroscopique et donc d'utiliser la loi de Darcy.

$$K_w = \frac{Q \,.\, L}{A \,.\, \Delta h} \qquad \text{Équation 2-1}$$

Avec K_w Coefficient de perméabilité (m/s);

Q Débit du fluide incompressible (m^3/s);

L Longueur de l'écoulement (m);

A Section du spécimen exposée à l'écoulement (m^2);

Δh Différence de pression entre l'amont et l'aval du spécimen (m).

La loi de Darcy permet donc de caractériser la perméabilité d'un matériau selon le débit et la pression d'un écoulement unidirectionnel au travers de ce matériau et des caractéristiques géométriques du spécimen testé.

2.2.1 Perméabilité à l'état non fissuré

Les premières études sur la perméabilité des bétons ont été réalisées sur des spécimens de béton sain et ont permis de mieux comprendre l'influence de plusieurs facteurs sur la perméabilité du béton non fissuré. Les sections suivantes présentent l'influence de la porosité, du rapport eau/ciment, des ajouts cimentaires, des granulats et de la cure sur la perméabilité du béton non fissuré.

2.2.1.1 Influence de la porosité

Le béton peut être défini comme un matériau poreux et hétérogène composé de deux phases principales, la pâte de ciment et les granulats. La porosité est le résultat de l'hydratation du ciment Portland par l'eau qui laisse des espaces vides entre les différents hydrates produits. La porosité

(p) caractérise l'importance des vides dans le béton et est définie comme le rapport entre le volume des vides (V_v) sur le volume total (V_t) du spécimen : $p = V_v/V_t$. La porosité d'un spécimen peut être déterminée à l'aide de la norme ASTM C642-13 (ASTM, 2013a) qui permet de mesurer le volume de pores perméables. Cette porosité varie selon la composition du mélange (rapport eau/liant, teneur en ciment, ajouts cimentaires, etc.) et la qualité de la mise en place et de la cure. La perméabilité du béton non fissuré est fortement influencée par la porosité de la pâte, puisque celle-ci est habituellement beaucoup plus perméable que les granulats. Pour un BO, la porosité se situe autour de 10 % du volume total (Baroghel-Bouny, 1994). La Figure 2-3 permet de visualiser l'ensemble des vides qui constituent la porosité d'un béton et leurs gammes de dimensions par rapport à la taille d'autres composantes de la pâte de ciment durcie. La porosité des pâtes de ciment est donc composée de quatre types de vides: la porosité intrinsèque des hydrates, les pores capillaires, l'air entrainé et l'air occlus. La porosité intrinsèque des hydrates est indépendante des caractéristiques du mélange et du degré d'hydratation (Charron, 2016). Ces pores présents dans les hydrates sont très fins et ne sont pas interconnectés, ils n'influencent donc pas la perméabilité du béton. Les pores capillaires, compris entre 3 nm et 10 µm, sont attribuables à l'espace résiduel entre les hydrates. Ces pores dépendent donc du degré d'hydratation et de la composition de la pâte (rapport E/L, ajouts minéraux). Les pores capillaires influencent grandement la perméabilité du béton non fissuré en formant un réseau permettant le passage de l'eau. Les bulles d'air entrainé ont une taille comprise entre 10 µm et 1 mm et sont créées lors du malaxage suite à l'utilisation d'adjuvants entraineurs d'air. Ces vides servent à augmenter la résistance aux cycles de gel-dégel du béton en permettant l'expansion de l'eau lors du gel. Les vides laissés par l'air occlus sont les plus gros présents dans la pâte de ciment avec une taille supérieure à 1 mm, ils peuvent être causés par le malaxage et une mauvaise mise en place du béton principalement près des coffrages et des armatures. Ces vides nuisent grandement à la perméabilité d'un ouvrage, puisqu'ils permettent à l'eau et aux agents agressifs de pénétrer profondément et rapidement dans l'ouvrage.

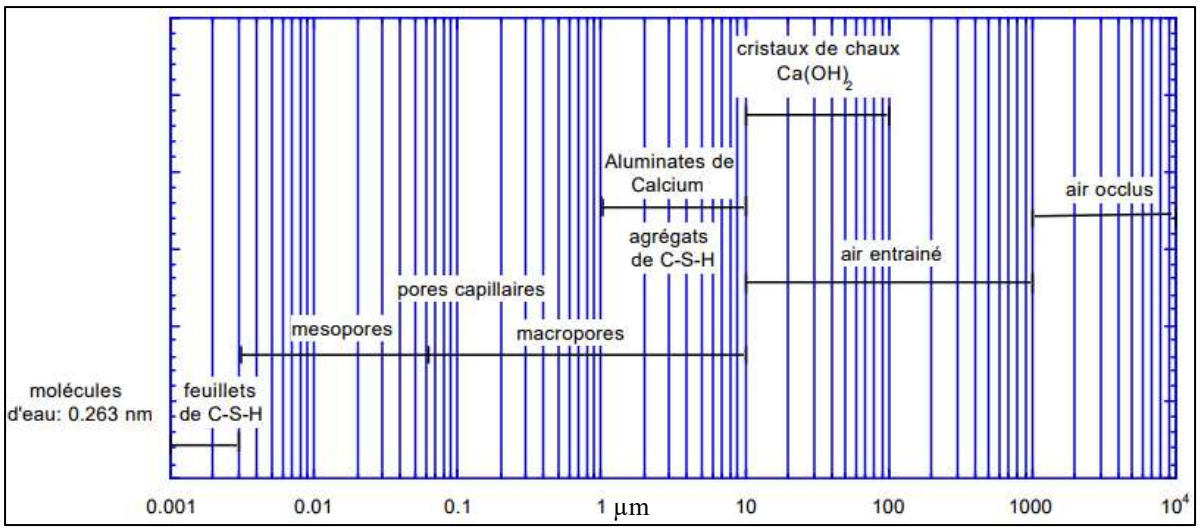


Figure 2-3: Échelle des tailles des composants de la pâte de ciment durcie (Denarié, 2000)

Tel qu'illustré à la Figure 2-4, la perméabilité est étroitement liée à la porosité *p*. Une augmentation de celle-ci (illustrée par la diminution du facteur *(1-p)* sur la Figure 2-4) conduit à une augmentation importante de la perméabilité (courbe avec les marqueurs blancs). Cet effet devient plus marqué pour des bétons avec une porosité d'environ 30% (soit une valeur de *(1-p)* de 0.7).

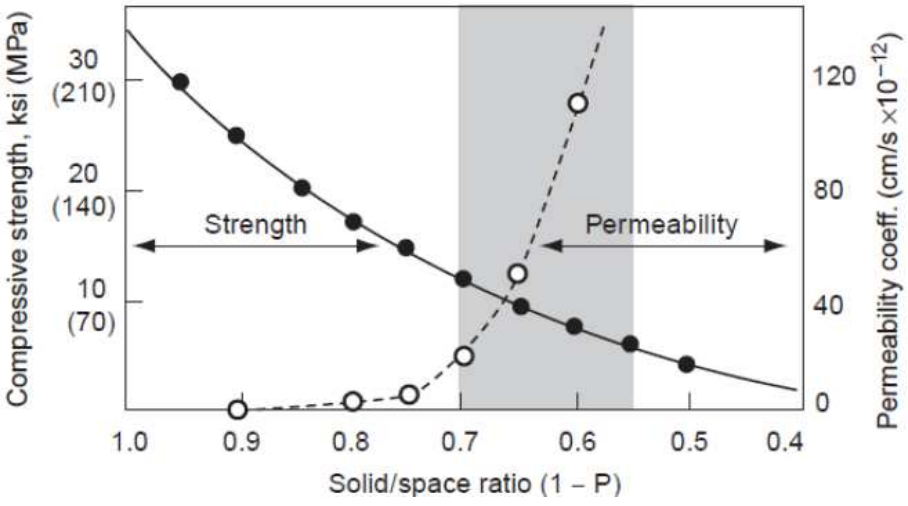


Figure 2-4: Relation entre la porosité et la perméabilité des bétons (Mehta, 2006)

En plus de l'importance du volume total de vides, la porosité influence aussi la perméabilité en fonction de sa connectivité, qui décrit à quel niveau les différents vides sont reliés, et de sa

tortuosité, qui décrit à quel point le parcours de l'eau dans le matériau est sinueux. Une augmentation de la connectivité mène à une augmentation de la perméabilité, alors qu'une augmentation de la tortuosité mène à une diminution de celle-ci.

2.2.1.2 Influence du rapport Eau/Ciment

Le rapport eau/ciment (E/C) est un des paramètres le plus couramment utilisé pour classer les bétons selon les performances attendues. Les travaux menés par Powers et al. (1954) sur des pâtes de ciment hydraté ont permis de mettre en évidence une augmentation de la perméabilité avec l'augmentation du rapport E/C. La Figure 2-5 illustre cette relation et son importance plus notable pour des pâtes de rapports E/C supérieurs à 0.4. Cette valeur « seuil » de 0.4 peut s'expliquer par le fait que, pour des valeurs supérieures de rapport E/C, la porosité au sein du matériau est importante et devient surtout interconnectée, favorisant l'augmentation de la perméabilité de la pâte.

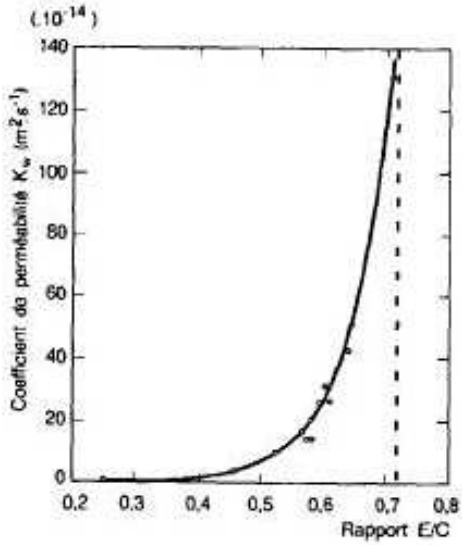


Figure 2-5: Relation entre le ratio E/C et la perméabilité (en m^2/s) à l'eau des pâtes de ciment Portland complètement hydratées (Powers et al., 1954)

D'autres études ont confirmé la relation observée par Powers et al. sans toutefois obtenir de corrélation aussi définie (El-Dieb & Hooton, 1995; Sanjuán & Muñoz-Martialay, 1996).

2.2.1.3 Influence de l'utilisation d'ajouts cimentaires

Les ajouts cimentaires les plus communs sont la fumée de silice, les cendres volantes et le laitier de haut-fourneau. Ils sont utilisés pour remplacer une partie du ciment et modifier les propriétés du béton à l'état frais ou durci. Bien que l'utilisation de ces ajouts puisse occasionnellement augmenter la perméabilité du béton au jeune âge, les réactions pouzzolaniques et/ou hydriques qu'ils génèrent ainsi que leur effet filler viennent augmenter la densité de la pâte de béton, ce qui induit une porosité totale plus faible et plus fine (Duan et al., 2013) qui réduit la perméabilité (Charron, 2016).

2.2.1.4 Influence des granulats

L'influence des granulats sur la perméabilité d'un béton est difficile à déterminer. D'une part, les granulats présentent une perméabilité beaucoup plus faible que celle de la pâte de ciment. D'un autre côté, l'utilisation de granulat vient créer une interface entre la pâte et le granulat (Figure 2-6) qui a une porosité plus importante que le reste de la pâte et crée un chemin préférentiel pour l'écoulement d'eau.

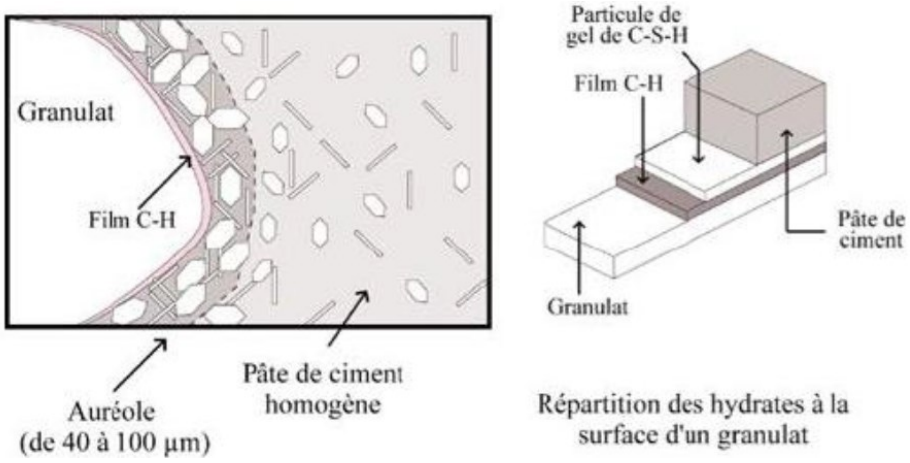


Figure 2-6: Composition de l'interface entre la pâte et les granulats (Hubert, 2014)

Il est aussi important de considérer l'importance de la granulométrie sur la perméabilité du béton. Un fuseau granulaire trop étroit causera un volume de vide plus important dans le béton qui fera augmenter la perméabilité, alors qu'une distribution granulaire plus étendue donnera un béton plus uniforme et plus dense.

2.2.1.5 Influence de la cure

La période de cure a pour objectif de fournir au béton des conditions optimales pour l'hydratation du ciment. La cure est contrôlée en termes de température et d'humidité. Une bonne cure permet de réduire la porosité du béton principalement sur les premiers millimètres exposés à la cure (25 à 50 mm selon la densité du béton subissant la cure). La Figure 2-7 illustre l'impact positif sur la perméabilité d'une cure prolongée. Une bonne cure humide est donc cruciale durant les premiers jours d'un élément en béton puisque la perméabilité décroit rapidement au cours des sept premiers jours de cure, et ce, pour tous les rapports E/C observés.

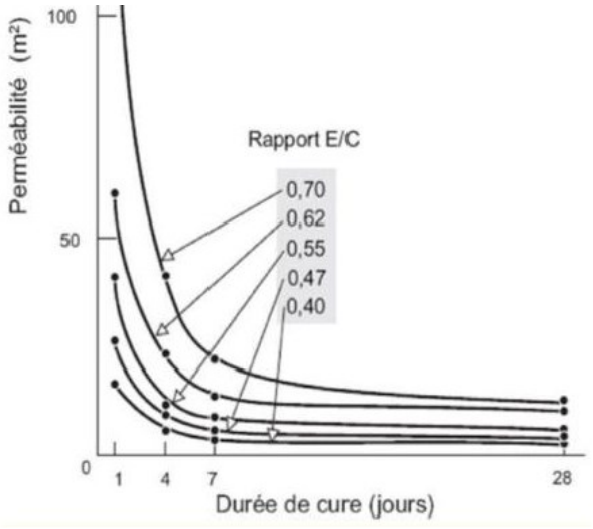


Figure 2-7: Évolution de la perméabilité (x 10^{-7}) en fonction de la durée de la cure (Ollivier & Vichot, 2008)

2.2.2 Perméabilité à l'état fissuré

La perméabilité du béton est grandement modifiée par la présence de fissures, puisque ces dernières créent un chemin préférentiel pour le passage de l'eau, de l'air et des agents agressifs. La fissuration, dès son apparition, gouverne la perméabilité d'un béton. Le débit d'eau au travers d'une fissure dans le béton peut être décrit par la loi de Poiseuille à laquelle a été ajouté un facteur ξ pour tenir compte de la tortuosité et de la rugosité de la fissure (Équation 2-2), étant donné que la loi de

Poiseuille décrit, dans son état brut, un écoulement entre deux plans parallèles lisses. Les concepts de tortuosité et de rugosité d'une fissure sont illustrés à la Figure 2-8.



a) Tortuosité b) Rugosité

Figure 2-8: Illustration des concepts de tortuosité et rugosité (Akhavan et al., 2012)

L'Équation 2.2 exprime le débit d'un fluide incompressible en écoulement laminaire au travers d'une fissure en fonction des dimensions de cette dernière, de la pression appliquée entre l'amont et l'aval de la fissure, de la viscosité du fluide traversant la fissure et du facteur de rugosité de la fissure.

$$Q = \frac{\xi . \Delta p . b . w^3}{12 . \eta . d} \qquad \text{Équation 2-2}$$

Avec Q Débit traversant la fissure (m^3/s);

ξ Facteur de réduction tenant compte de la rugosité de la fissure (-);

Δp Différence de pression entre l'amont et l'aval de la fissure (Pa);

b Longueur nominale de la fissure (m);

w Ouverture de la fissure (m);

η Viscosité absolue du fluide (Pa · s);

d Longueur du chemin d'écoulement (m).

L'exposant trois associé à l'ouverture de fissure à l'Équation 2-2 illustre l'importance de l'ouverture de fissure sur la perméabilité.

Selon le type de béton ainsi que le type de sollicitations auxquelles le béton est exposé, différents patrons de fissuration seront obtenus, ce qui impactera la perméabilité de façons différentes. La section suivante présente rapidement l'impact d'une sollicitation en compression sur la

perméabilité, avant de couvrir de façon plus approfondie l'impact d'une sollicitation en traction sur la perméabilité des bétons. Plus d'emphase est ici mis sur ce dernier point étant donné que la fissuration en traction est un enjeu important pour la durabilité des structures en béton armé et que ce point sera étudié lors de ce projet de recherche.

2.2.2.1 Perméabilité des bétons sollicités en compression

Les premières recherches sur la perméabilité des bétons fissurés se sont faites sur des spécimens sollicités en compression pour des raisons pratiques de simplicité de réalisation des essais.

Les différentes études ont mené à des résultats similaires qui décrivent la même évolution de la perméabilité lors du chargement en compression (Banthia et al., 2005; Choinska, 2006; Hearn, 1999; Kermani, 1991), en obtenant par contre des seuils légèrement différents entre les phases. L'évolution de la perméabilité des bétons sollicités en compression peut se décomposer en trois phases (Figure 2-9) :

1) Pour une contrainte inférieure à 50% de f'_c; La charge de compression crée un confinement sur la porosité et la perméabilité décroit.
2) Pour une contrainte entre 50% et 80-90% de f'_c; La microfissuration est initiée et crée un chemin préférentiel pour l'écoulement. L'effet de la microfissuration surpasse celui du confinement et la perméabilité croit lentement.
3) Pour une contrainte supérieure à 80-90% de f'_c; La macrofissure apparait et la perméabilité augmente de façon significative.

Sur la Figure 2-9, la courbe bleue présente les résultats de perméabilité obtenus sur des spécimens chargés, alors que la courbe en orange présente les résultats de perméabilité obtenus sur les spécimens déchargés. Lorsque la mesure de la perméabilité se fait après déchargement, la diminution de la perméabilité due à l'écrasement et au confinement de la porosité n'est pas mesurée. La courbe orange demeure donc quasi-linéaire avant d'atteindre environ 90% de f'_c.

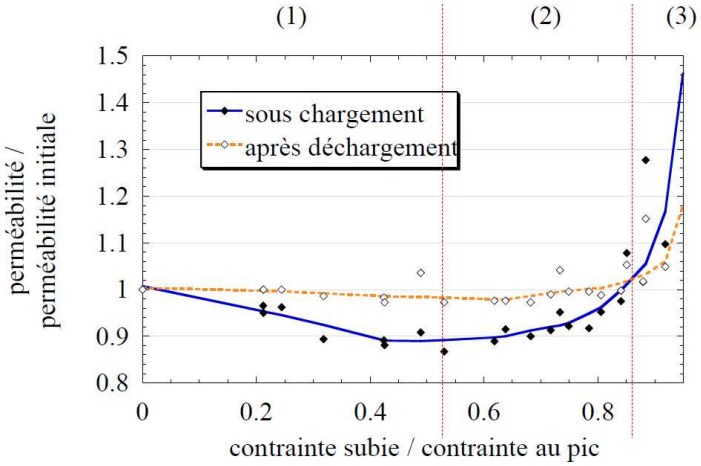


Figure 2-9: Perméabilité relative en fonction de la contrainte relative en compression (Choinska, 2006)

Pour Kermani (1991), le seuil à partir duquel la perméabilité augmente rapidement se situe autour de 40 %. Il a réalisé ses essais sur des disques de 100 mm d'épaisseur en BO avec une pression d'eau de 10.5 MPa. Les mesures de perméabilité se faisaient après un chargement en compression uniaxiale. Pour Hearn (1999) par contre, qui a effectué ses essais sur des disques en BO préalablement sollicités en compression uniaxiale avec une pression d'eau de 2 MPa, la perméabilité ne variait pas de façon significative avant d'atteindre 80 % de f'_c. Pour Banthia et al. (2005), les essais ont été faits simultanément avec l'application de la charge, sous une pression d'eau de 1 MPa et sur des anneaux en BO. Ils ont noté que la perméabilité augmentait à partir de 40% de f'_c pour des bétons testés à un jour de maturité. Toutefois, les essais qu'ils ont menés sur des bétons âgés de trois jours (un n'ayant pas subi d'endommagement et un autre ayant été préchargé à 40% de f'_c) chargés un même niveau de contrainte (30% de f'_c) ont montré l'importance de l'historique de chargement, puisque la perméabilité du cylindre pré-endommagé était environ 3 fois plus importante.

Les différences entre les études peuvent s'expliquer par la composition des bétons testés, le gradient de pression appliqué et la variation entre les méthodes de mesure d'une étude à l'autre. Une pression de 10.5 MPa (Kermani, 1991) est susceptible d'endommager le béton et d'augmenter la perméabilité. Les résultats de Kermani (1991) présentent d'ailleurs une augmentation de la perméabilité au début de l'essai suivie d'une diminution, alors que pour Hearn (1999) et Banthia et al. (2005) seule une diminution est survenue.

2.2.2.2 Perméabilité des bétons sollicités en traction

Pour les bétons sollicités en traction, la perméabilité varie en fonction du patron de fissuration qui est propre à chaque catégorie de béton (section 2.1). Cette section distingue donc la perméabilité des bétons non-renforcés, armés et renforcés de fibres.

Comme pour la mesure de la perméabilité sur des bétons sollicités en compression, aucune procédure standardisée n'existe pour la réalisation d'essais de perméabilité sur des bétons sollicités en traction. Chaque chercheur développe donc sa propre méthode selon les ressources dont il dispose et les résultats d'études précédentes. Pour la majorité des études réalisées à ce jour, les spécimens de béton étaient endommagés mécaniquement en traction puis étaient déchargés et soumis à un essai de perméabilité (Akhavan et al., 2012; Aldea et al., 1999b; Charron et al., 2008; Kollek, 1989; Ludirdja et al., 1989; Picandet et al., 2009; Rapoport et al., 2002; Wang et al., 1997). Pour la majorité des études, la mesure de la perméabilité a été réalisée selon la méthode détaillée dans (Wang et al., 1997) et illustrée à la Figure 2-10. Cet essai consiste à placer le spécimen saturé sous une faible pression d'eau (30 cm), puis à mesurer le volume d'eau qui traverse le spécimen en sept jours. L'endommagement des spécimens d'essais se faisait par traction indirecte (essai brésilien) dans la majorité des études (Akhavan et al., 2012; Aldea et al., 1999b; Ludirdja et al., 1989; Picandet et al., 2009; Rapoport et al., 2002; Wang et al., 1997). Dans le cas de Charron et al. (2008), les spécimens ont été fissurés à l'aide d'un essai de traction directe sur un spécimen prismatique entaillé afin de forcer la localisation de la fissure. Dans le cas de Lawler et al. (2005), la mesure de perméabilité se fait simultanément à la sollicitation en traction uniaxiale d'un spécimen prismatique non armé et non entaillé (Figure 2-11). Cette étude a permis de relier les valeurs de débit d'eau unidirectionnel au déplacement du spécimen chargé, ceci pour différents mélanges de bétons renforcés de micro et/ou macrofibres.

Afin d'améliorer la représentativité des essais en laboratoire avec la réalité des structures en béton qui sont armées, fissurées et chargées, un dispositif a été développé à Polytechnique Montréal (Desmettre & Charron, 2011) et amélioré par la suite (Hubert et al., 2015) afin de mesurer la perméabilité d'un tirant en béton armé simultanément à l'application d'un chargement en traction uniaxiale. Ce dispositif, présenté à la Figure 2-12, permet une mesure couplée tout au long du chargement de la charge appliquée, du déplacement du tirant, des ouvertures des fissurés crées lors du chargement ainsi que de la perméabilité associée à chaque état d'endommagement.

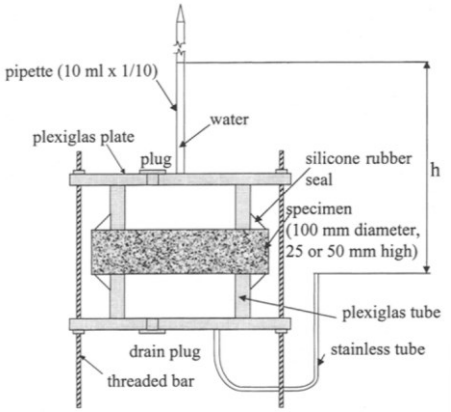


Figure 2-10: Essai de perméabilité de Wang et al. (1997)

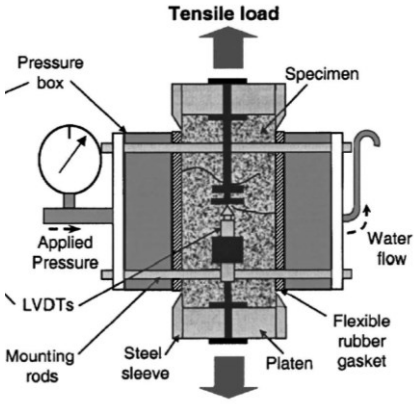


Figure 2-11: Essai de perméabilité de Lawler et al. (2005)

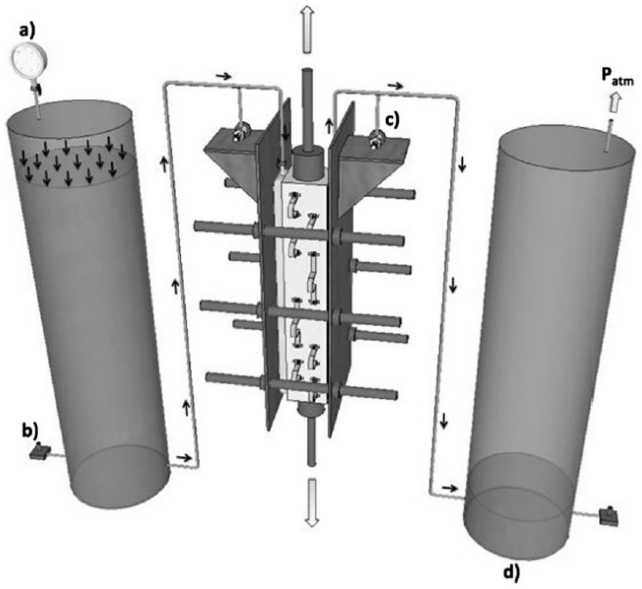


Figure 2-12: Essai de perméabilité de Hubert et al. (2015)

Les résultats obtenus avec ces différents montages d'essais seront présentés dans les sections 2.2.2.3, 2.2.2.4 et 2.2.2.5 suivantes, respectivement pour les bétons non-renforcés, les bétons armés et les bétons renforcés de fibres.

2.2.2.3 Béton non-renforcé

La majorité des études portant sur la perméabilité des bétons non-renforcés ont été réalisées sur des spécimens cylindriques ayant été fissurés par traction indirecte (essai brésilien) puis déchargés. Ces études ont permis de comprendre la façon dont l'ouverture de fissure influence la perméabilité du béton. D'après la loi de Poiseuille adaptée au béton (Équation 2-2), la perméabilité d'un béton fissuré varie en fonction du cube de l'ouverture de fissure. Cette relation a été validée par Picandet et al. (2009) lors d'essais sur un BO (E/C de 0.49) et un BHP (E/C de 0.29) fissurés par un essai de traction indirecte. Dans cette étude, Picandet et al. (2009) ont évalué la perméabilité à l'air et à l'eau de cylindres de bétons déchargés présentant des ouvertures de fissure jusqu'à 250 μm.

L'évolution de la perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure peut se diviser en deux phases. Ces deux phases ont été observées, entre autres, dans les travaux de Aldea et al. (1999b) sur des BO de rapport E/C de 0.45 pour lesquels la mesure de la perméabilité se faisait sur des spécimens déchargés présentant différentes ouvertures de fissure jusqu'à 350 μm (Figure 2-13). La première phase se produit pour des ouvertures de fissures faibles (inférieures à 50 à 100 microns). Durant cette phase, la perméabilité augmente lentement puisque la microfissuration intensifie l'interconnexion du réseau poreux. Par la suite, une macrofissure se développe et gouverne la perméabilité du spécimen. Au fur et à mesure que cette macrofissure s'ouvre, la perméabilité croit rapidement jusqu'à augmenter de sept ordres de grandeur pour une ouverture de 0.55mm (Wang et al., 1997). Ce seuil d'ouverture de 50-100 microns a également été confirmé par plusieurs auteurs (Desmettre, 2011; Hoseini et al., 2009; Wang et al., 1997).

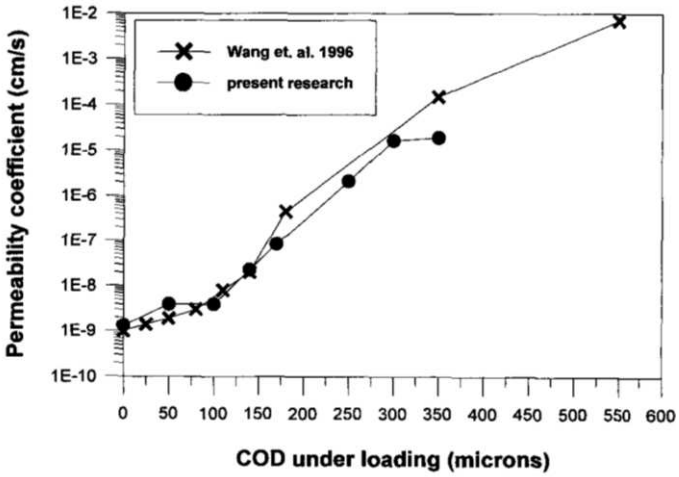


Figure 2-13: Coefficient de perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure (Aldea et al., 1999b)

Les études portant sur les bétons non-renforcés ont également mis en évidence les difficultés liées à l'évaluation de la perméabilité du béton fissuré. La principale difficulté consiste à obtenir une mesure stable du coefficient de perméabilité. Pour l'ensemble des études, la perméabilité décroit durant les premières heures de mesures. Dans le cas de Akhavan et al. (2012), la perméabilité diminuait jusqu'à atteindre 15% de sa valeur initiale dans certains cas. Cette diminution peut expliquer une partie de la variabilité entre les études, puisque certaines considèrent la perméabilité après aussi peu qu'une minute (Picandet et al., 2009), alors que d'autres attendent jusqu'à 45 jours (Charron et al., 2008) après le début de l'essai pour obtenir le coefficient de perméabilité. Pour des bétons fissurés, la diminution du coefficient de perméabilité dans le temps, lorsque le béton est exposé à l'eau, est causée par l'autocicatrisation du béton qui est accélérée par le passage de l'eau (Escoffres, 2017). Plusieurs phénomènes peuvent expliquer ce phénomène d'autocicatrisation en présence d'eau, dont les principaux sont la réaction de l'eau avec les grains de ciment non-hydratés (a surtout lieu au jeune âge du béton ou pour les bétons de très faibles rapports E/C contenant une grande quantité de ciment non hydraté) ou encore la réaction de l'eau avec les hydrates pour former du carbonate de calcium ($CaCO_3$) (Jaroenratanapirom & Sahamitmongkol, 2011). Les produits de cicatrisation formés viennent boucher partiellement ou en totalité la fissure et ainsi diminuer l'ouverture de fissure effective laissant pénétrer l'eau par perméabilité.

Finalement, les essais sur spécimens fissurés non renforcés ont permis de démontré que l'épaisseur de l'échantillon n'influençait pas le coefficient de perméabilité en comparant les essais faits sur des disques de BO de rapport E/C de 0.45 avec des épaisseurs respectives de 25 et 50 mm (Aldea et al., 1999b).

2.2.2.4 Béton armé

L'utilisation d'armatures dans le béton permet d'améliorer de façon significative sa capacité portante, mais aussi sa durabilité en permettant un contrôle de l'ouverture de fissure. L'utilisation de spécimens en béton armé pour les essais de perméabilité permet de représenter plus fidèlement un patron de fissuration typique des structures en béton. En reprenant l'effort de traction, les armatures limitent la propagation de la fissuration. Cependant, contrairement aux fibres qui se retrouvent dans l'ensemble du volume du béton, l'armature a un effet plus localisé autour des barres. Les études portant sur les bétons armés qui seront discutées ici sont celles de Mivelaz (1996), Yuan et Chi (2014) et Hubert et al. (2015). Ces études ont permis de faire ressortir l'importance du taux d'armature, du diamètre des barres utilisées, de leur distribution et de leur adhérence avec le béton sur la perméabilité du béton armé.

Mivelaz (1996) s'est intéressé à la perméabilité à l'air et à l'eau de poutres (5m x 1m 0.42m) en BO (E/L de 0.5) et en BHP (E/L de 0.44) sollicitées en traction directe uniaxiale et comprenant différents taux d'armatures (0.57 %, 0.86 % et 1.15 %). Mivelaz distingue les fissures principales (ou traversantes) des fissures secondaires. La Figure 2-14 illustre l'influence du taux d'armature, pour un même nombre de rangs d'armatures et le même diamètre de barres, sur les fissures principales (Figure 2-14a) et les fissures secondaires (Figure 2-14b). Le fait de diminuer l'espacement des barres d'armatures et donc d'augmenter le pourcentage d'armature conduit à des fissures principales plus fines et diffuses (Figure 2-14a), alors que les fissures secondaires sont moins impactées (Figure 2-14b). La perméabilité étant étroitement liée aux fissures traversantes (Mivelaz, 1996), l'augmentation du pourcentage d'armatures dans cette étude amène logiquement une diminution de la perméabilité (Figure 2-15). Le débit d'air traversant le spécimen est environ deux fois plus important pour un spécimen avec 0.57 % d'armature que pour un spécimen avec 1.15 %.

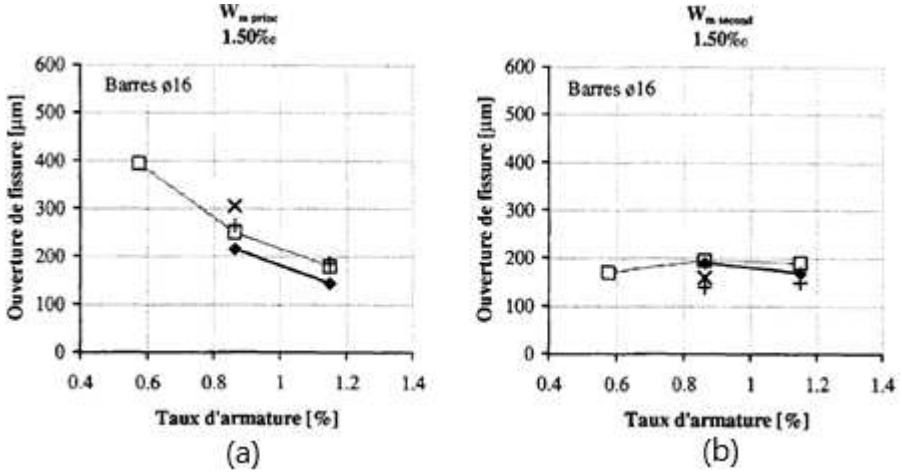


Figure 2-14: Influence du taux d'armature sur l'ouverture moyenne des fissures principales et secondaires à la surface des éléments (Mivelaz, 1996)

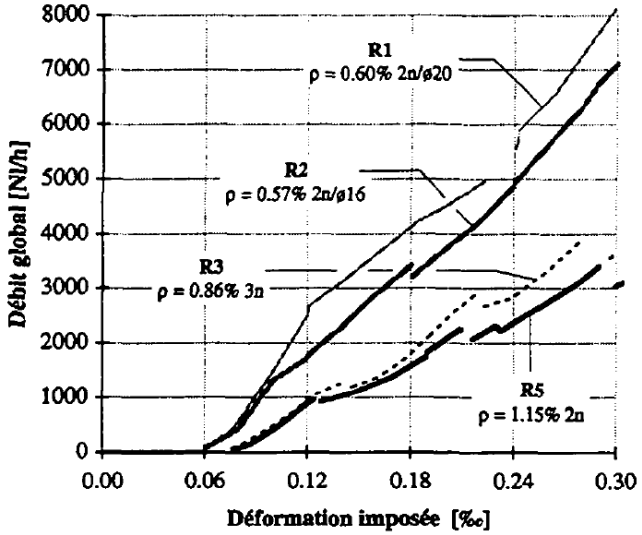


Figure 2-15: Influence du taux d'armature sur la perméabilité à l'air (Mivelaz, 1996)

Les travaux de Yuan et Chi (2014) ont porté sur la perméabilité à l'eau de tirants en BO (30 MPa) et en BHP (60 MPa) sollicitées en traction uniaxiale et comprenant des taux d'armatures de 0.47 %, 0.84 %, 1.31 % et 1.88 % correspondant à des barres de 6, 8, 10 et 12 mm de diamètre respectivement placées au centre des tirants. Le montage de l'essai de perméabilité utilisé dans cette étude (Figure 2-16) permet de mesurer la perméabilité durant le chargement. Pour ce faire, les chercheurs chargeaient les tirants en traction directe jusqu'au niveau de déformation désiré, puis mettaient en pause le chargement durant cinq minutes avant de faire une mesure de la

perméabilité durant 10 minutes et de relancer le chargement. La cellule de perméabilité utilisée ne couvre cependant qu'une portion du spécimen et il est donc impossible d'analyser correctement la perméabilité lorsque la fissuration se produit en dehors de cette zone. De plus, le flux d'eau appliqué n'est pas unidirectionnel. Il est appliqué sur la face supérieure puis l'eau se répand ensuite dans toutes les directions dans le béton ce qui rend le calcul du coefficient de perméabilité (k) impossible. Les auteurs présentent donc le coefficient de perméabilité intrinsèque (K) qui ne dépend que du volume d'eau pénétrant dans le spécimen et du temps écoulé. Néanmoins, malgré les quelques inconvénients de ce montage d'essai, la forme du spécimen utilisé fait en sorte que la fissuration est généralement concentrée dans la zone voulue et le coefficient K permet une comparaison des diverses conditions testées. Les résultats de cette étude montrent que l'augmentation du taux d'armature réduit la perméabilité pour un même effort, et ce, pour les bétons ordinaires et les bétons à hautes performances testés (Figure 2-17). Cette même figure illustre que la perméabilité est aussi plus faible pour le béton à hautes performances que pour le béton ordinaire, pour un même niveau de chargement, peu importe le taux d'armature utilisé.

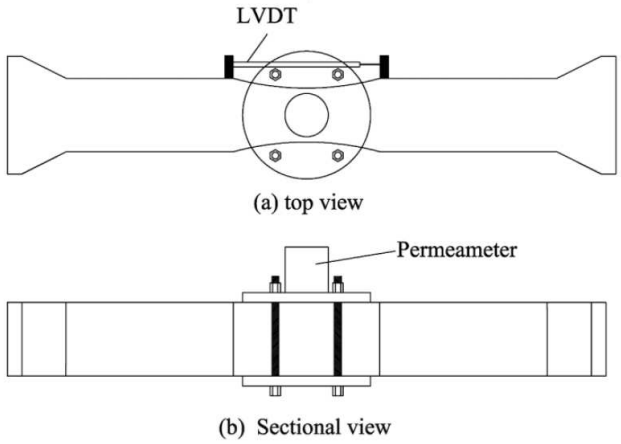


Figure 2-16: Montage utilisé pour la mesure de la perméabilité par Yuan et Chi (2014)

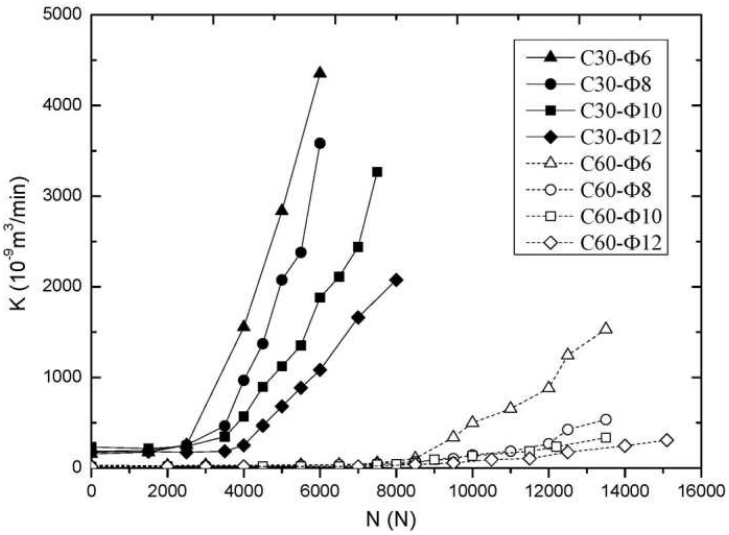


Figure 2-17: Perméabilité en fonction de la charge appliquée pour différents taux d'armature et classes de béton (Yuan & Chi, 2014)

Finalement, les travaux menés par Hubert et al. (2015), réalisés avec le montage présenté à la Figure 2-12, portent sur la perméabilité à l'eau de tirants en BHP (50 MPa) et en BRF (50 MPa, macrofibres d'acier), armés et sollicités en traction uniaxiale. L'étude visait à caractériser les effets du taux d'armature, de la teneur en fibres et du type de béton sur la perméabilité de ces tirants. Afin d'étudier l'effet du taux d'armature sur la perméabilité, les trois configurations suivantes ont été testées avec trois tirants chacune; 0.75 % de macrofibres avec des taux d'armature de 0, 1.23 (10M) et 2.47 % (15M). Les résultats ont montré très peu de variation entre les spécimens d'une même condition et démontrent une réduction significative de la perméabilité à l'eau avec l'augmentation du taux de renforcement, pour un déplacement identique (Figure 2-18). La perméabilité sous contraintes de service a été réduite de 62 % et 89 % avec des taux d'armature de 1.23 % et 2.47 % respectivement par rapport au tirant non armé.

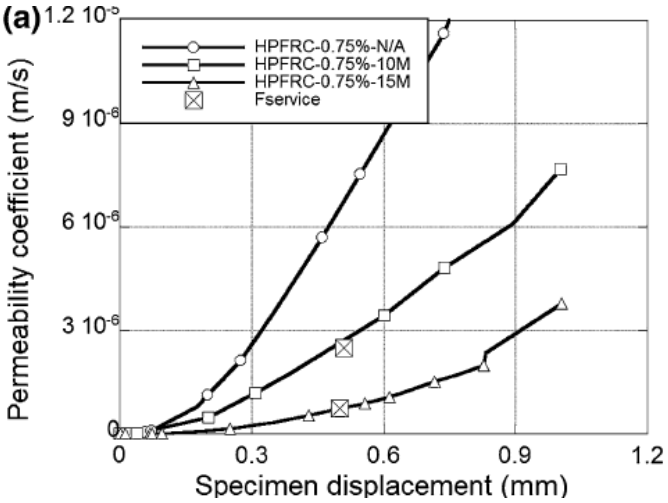


Figure 2-18: Perméabilité en fonction du déplacement pour différents taux de renforcement (Hubert et al., 2015)

Ainsi, toutes les études présentées ici arrivent à la conclusion que l'augmentation du taux d'armature dans le béton permet de réduire la perméabilité de ce dernier.

2.2.2.5 Bétons renforcés de fibres

Tel que discuté à la section 2.1.2, l'ajout de fibres dans le béton permet de modifier le patron de fissuration en réduisant l'ouverture de fissure maximale et en augmentant le nombre de fissures. Contrairement aux bétons sans fibre pour lesquels la perméabilité croit rapidement avec une ouverture de 50 µm, le seuil pour les bétons fibrés est de 100 µm (Rapoport et al., 2002). Comme la perméabilité varie en fonction du cube de l'ouverture de fissure, l'ajout de fibres se traduit donc par une réduction de la perméabilité (Desmettre & Charron, 2012; Hubert et al., 2015; Lawler et al., 2005; Plagué et al., 2017; Rapoport et al., 2002).

Les essais de Lawler et al. (2002) et (2005), réalisés avec le dispositif présenté à la Figure 2-11, portent sur l'influence de la teneur en fibres et de la dimension des fibres sur la perméabilité des bétons fissurés. Les mélanges testés avaient des teneurs en fibres (volumiques) de 0 %, 0.79 % (0.5 % de macrofibres métalliques et 0.29 % de microfibres en PVA) et 0.82 % (0.82 % de macrofibres métalliques). Pour un pourcentage total en fibres très similaire (0.79 % et 0.82 %) entre les deux mélanges fibrés, le mélange comprenant seulement des macrofibres (0.82 % vol.) s'est avéré plus performant pour réduire la pénétration de l'eau à déplacement identique (Figure

2-19). Bien que les macrofibres s'activent plus tard que les microfibres lors du chargement, ce résultat peut s'expliquer par le fait que les macrofibres limitent l'ouverture des fissures plus importantes qui font augmenter significativement la perméabilité du béton.

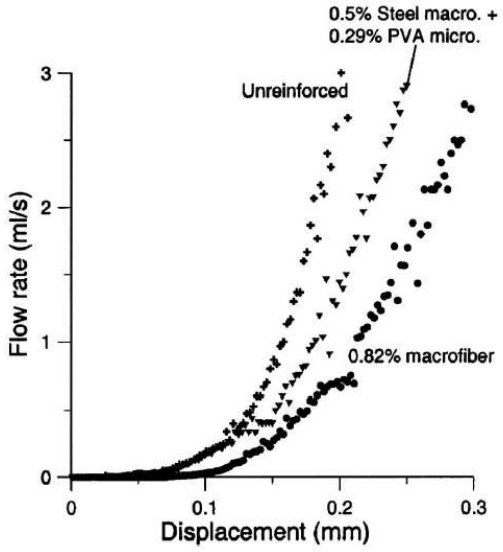


Figure 2-19: Écoulement au travers de différents bétons fibrés fissurés (Lawler et al., 2005)

Les travaux de Desmettre et Charron (2012) et Hubert et al. (2015) ont également permis de montrer clairement l'apport positif des fibres pour la réduction de la perméabilité du béton armé sollicité en traction. Dans les travaux de Hubert et al. (2015), des essais de perméabilité ont été menés sur trois mélanges de BFHP ayant des matrices cimentaires identiques (E/L de 0.43), mais différents pourcentages volumiques de fibres (0 %, 0.75 % et 1.5 %) ainsi que sur un BFUP (E/L de 0.22) contenant 2 % vol. de microfibres d'acier. Ces essais ont permis de montrer que la perméabilité décroit avec l'augmentation du pourcentage de fibres dans le mélange (Figure 2-20). Pour le BFHP avec 0.75 % de fibres, la perméabilité sous contrainte de service est réduite de 31 % par rapport au BHP, alors qu'elle est réduite de 92 % pour le BFHP avec 1.5 % de fibres et de 99 % pour le BFUP. Cette diminution de perméabilité a été corrélée à la formation de plus de fissures mais plus fines lors de l'essai lorsque le pourcentage de fibres augmentait.

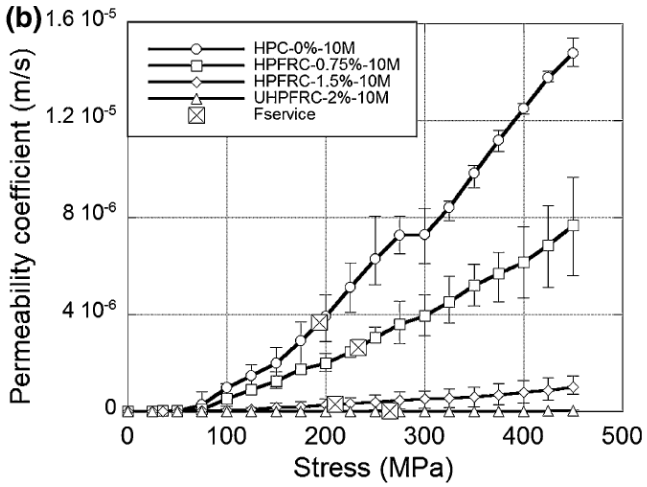


Figure 2-20: Perméabilité en fonction de la contrainte dans l'armature pour différentes teneurs en fibres (Hubert et al., 2015)

Plus récemment, une étude portant sur l'impact de l'orientation des fibres sur la perméabilité a été réalisée à Polytechnique Montréal (Plagué et al., 2017), avec le même montage d'essai que Hubert et al. (2015). Pour maximiser leur effet, les fibres doivent être orientées perpendiculairement à la fissure. Or, il est impossible de contrôler exactement la disposition des fibres dans le mélange, contrairement à l'armature qui est positionnée précisément. Les travaux de Plagué et al. (2017) ont permis de tester des tirants avec des orientations moyennes de fibres favorables (38.8 °), moyennes (42.3 °) et défavorables (54.2 °). Une orientation de 0 ° représente des fibres parallèles à l'effort de traction appliqué. Les tirants testés étaient tous composés de BFHP contenant 0.75 % de fibres métalliques. Même lorsque l'orientation des fibres est la plus défavorable possible, la perméabilité reste plus faible pour les bétons fibrés que pour le même béton non fibré (HPC sur la Figure 2-21). Par contre, l'orientation des fibres joue un rôle important dans la réduction de la perméabilité. Pour une même contrainte dans la barre d'armature, l'orientation non-favorable (U) des fibres a généré un tirant environ 2.1 fois plus perméable que celui avec l'orientation moyenne (A) qui est lui-même 3.5 fois plus perméable que celui avec l'orientation favorable (F) (Plagué et al., 2017) (Figure 2-21).

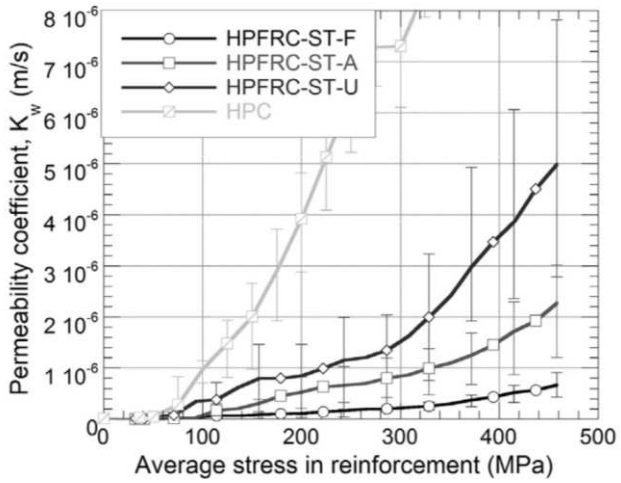


Figure 2-21: Perméabilité en fonction de la contrainte dans l'armature pour différentes orientations de fibres (Plagué et al., 2017)

2.2.3 Informations importantes

De façon générale, la perméabilité des bétons sains est exprimée en fonction de la loi de Poiseuille et est principalement contrôlée par la porosité du béton (en particulier les pores capillaires). Pour les bétons fissurés, il existe un seuil d'environ 50 µm pour les bétons non fibrés et de 100 µm pour les bétons fibrés à partir duquel la perméabilité augmente de façon significative. La perméabilité des bétons fissurés est proportionnelle au cube de l'ouverture de fissure. Il est donc primordial de limiter les ouvertures de fissure pour contrôler la perméabilité. L'utilisation d'armature dans le béton permet de réduire la perméabilité en contrôlant les ouvertures de fissure. Le contrôle de la fissuration peut aussi être obtenu en utilisant du béton renforcé de fibres, puisque ces dernières limitent les ouvertures de fissures.

Le manque d'essai standardisé fait en sorte que les méthodes d'essais varient d'une étude à l'autre ce qui rend la comparaison des valeurs obtenues difficile.

La prochaine section traitera des mêmes paramètres, mais en s'intéressant à la mesure de l'absorption.

2.3 Absorption du béton

L'absorption à l'eau peut être décrite comme la capacité d'un matériau poreux (comme le béton) à absorber et transmettre de l'eau par capillarité (Hall, 1989). En pénétrant dans le béton, l'eau entraine avec elle des agents agressifs (comme les chlorures) qui peuvent nuire à la durabilité de l'ouvrage. La section suivante de la revue présentera l'absorption des bétons (non fissurés et fissurés) avec les méthodes de mesures courantes et certains facteurs qui l'influencent.

2.3.1 Méthodes de mesure de l'absorption

L'absorption peut être calculée avec les Équations 2.3, 2.4 et 2.5 présentées ci-dessous (ASTM, 2013b).

$$I = \frac{m_t}{a.d} \qquad \text{Équation 2-3}$$

$$I = S_i\sqrt{t} + b \qquad \text{Équation 2-4}$$

$$I = S_s\sqrt{t} + b \qquad \text{Équation 2-5}$$

Avec I Absorption (mm);

m_t Différence de masse du spécimen au temps t (g);

a Surface du spécimen exposée à l'eau (mm^2);

d Densité de l'eau (g/mm^3);

S_i Taux d'absorption initial ($mm/s^{1/2}$);

S_s Taux d'absorption secondaire ($mm/s^{1/2}$);

t Temps écoulé depuis le contact avec l'eau (s);

b Constante (mm).

L'absorption variant dans le temps selon la durée de l'exposition à l'eau, il est plus courant de comparer des bétons selon leurs taux d'absorption initial (S_i) ou secondaire (S_s). En Amérique du Nord, ces taux sont déterminés en suivant la procédure décrite dans la norme ASTM C1585-13 (ASTM, 2013b). La norme décrit une méthode de conditionnement précise comprenant la saturation sous vide des spécimens (disques de 10 mm de diamètre et 50 mm d'épaisseur), puis un conditionnement de trois jours dans une étuve à 50 °C et 80 % d'humidité relative et finalement une période d'attente d'au moins 15 jours à 23 °C dans un contenant scellé pour permettre à

l'humidité de s'équilibrer dans le spécimen. Cette méthode est supposée donner des conditions d'humidité interne des spécimens entre 50% et 70% (ASTM, 2013b). Pour réaliser l'essai à proprement dit, il faut sceller l'une des faces et le périmètre du disque, puis exposer l'autre face à l'eau comme illustré sur la Figure 2-22.

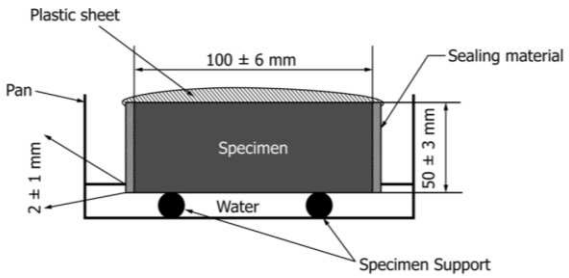


Figure 2-22: Montage décrit dans la norme C1585 (ASTM, 2013b)

Des mesures de la masse du spécimen à différents intervalles spécifiés dans la norme ASTM permettent de tracer l'évolution de l'absorption du spécimen en fonction de la racine du temps. Le taux initial d'absorption correspond alors à la pente de cette courbe durant les six premières heures et le taux secondaire d'absorption à la pente déterminée à partir des données prises après les 24 premières heures. Avant l'apparition de la norme ASTM C1585 en 2004, les méthodes de mesure variaient d'une étude à l'autre bien que, dans l'ensemble, elles ressemblaient grandement à celle de la norme ASTM (Hall, 1989). Ces méthodes différaient de la norme ASTM C1585 surtout au niveau du conditionnement des spécimens, par exemple en suggérant de sécher complètement le spécimen au four avant le début de l'essai (Gopalan, 1996). Or, le taux initial d'humidité du spécimen peut grandement influencer l'absorption mesurée tel que mis en évidence par les mesures d'absorption réalisées par Castro et al. (2011) sur un BHP (E/C de 0.35) conditionné à différents taux d'humidité. Plus le taux d'humidité utilisé pour le conditionnement est faible, plus l'absorption mesurée est importante, surtout dans les premiers jours de l'exposition à l'eau (Figure 2-23).

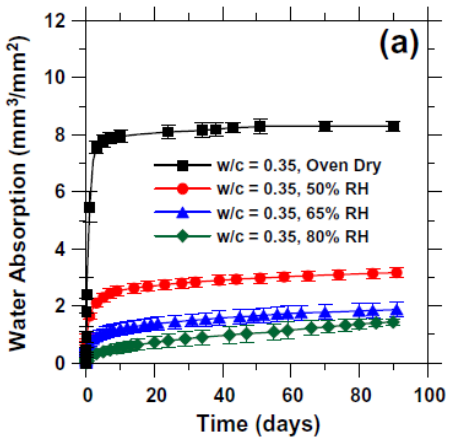


Figure 2-23: Influence du conditionnement du spécimen sur l'absorption à l'eau (Castro et al., 2011)

2.3.2 Absorption à l'état non fissuré

2.3.2.1 Influence de la porosité

Tel que détaillé à la section 2.2.1.1, la porosité définit l'importance des vides dans la structure du béton. Un béton avec une porosité plus élevée aura donc un plus grand volume total de pores. Tout comme pour la perméabilité, les pores de gel n'influencent pas le transport de l'eau dans le béton par absorption; c'est plutôt le nombre, le volume de pores capillaires et leur interconnectivité (Castro et al., 2011) qui gouverne la quantité d'eau absorbée. Des essais menés par Khatib (2014) sur deux mélanges de bétons avec un rapport E/L de 0.45, l'un avec laitier (40 % en masse de liant) et l'autre sans laitier, ainsi que sur deux pâtes de ciment de mêmes compositions en liant, ont montré qu'une augmentation de la porosité totale du béton est fortement associée à une hausse de l'absorption de ce dernier (Figure 2-24). Ceci s'explique par le fait que l'augmentation de la porosité augmente le volume de vides qui peuvent être comblés par l'eau. De plus, une augmentation de la porosité totale conduit à une augmentation de la connectivité entre les pores ce qui facilite la remontée de l'eau par capillarité dans le spécimen. La Figure 2-25 illustre quant à elle la relation entre le diamètre seuil des pores (diamètre pour lequel la concentration en pores plus petits augmente rapidement) et l'absorption. Elle illustre l'importance d'avoir une porosité la plus fine possible pour limiter l'entrée d'eau dans le béton. Pour les bétons ayant un diamètre seuil

des pores supérieur à 1 micron, une augmentation du diamètre conduit à une augmentation de l'absorption. La relation observée par Khatib (2014) a été validée récemment par Jin et al. (2017).

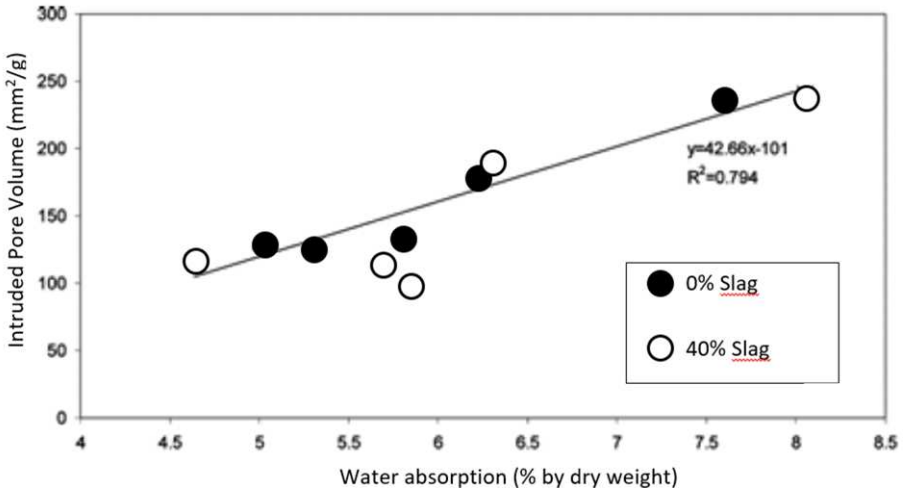


Figure 2-24: Relation entre la porosité et l'absorption des bétons (Khatib, 2014)

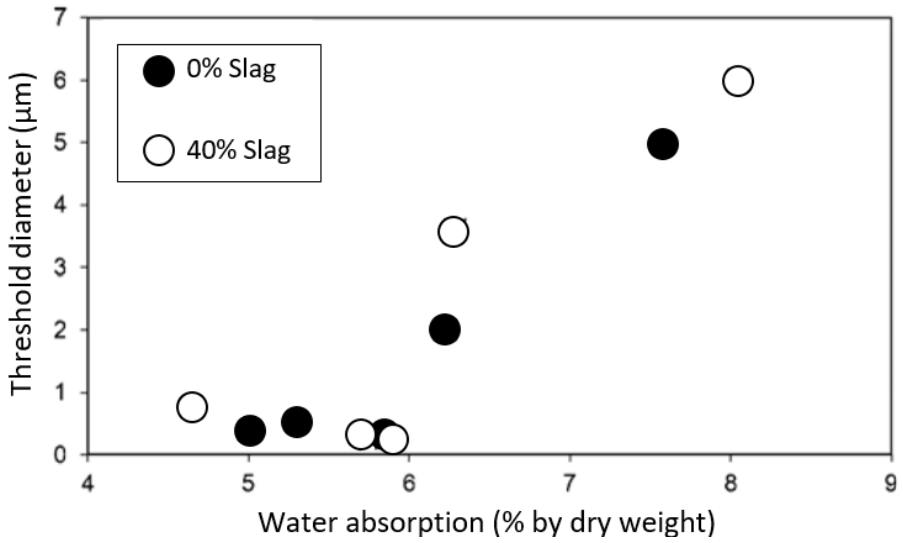


Figure 2-25: Relation entre le diamètre des pores et l'absorption des bétons (Khatib, 2014)

2.3.2.2 Influence du rapport eau sur ciment

À cause de son effet sur la porosité de la matrice cimentaire, le rapport eau/ciment (E/C) influence directement l'absorption de l'eau par le béton. Les travaux de Kolias et Georgiou (2005) montrent le lien entre l'absorption du béton et le pourcentage de pâte dans ce dernier pour différents rapports E/C. Pour un même contenu en pâte, l'absorption durant les 24 premières heures de l'essai est plus importante pour les bétons possédant un rapport E/C plus élevé (Figure 2-26). Cet effet est particulièrement marqué pour un rapport E/C supérieur à 0.4.

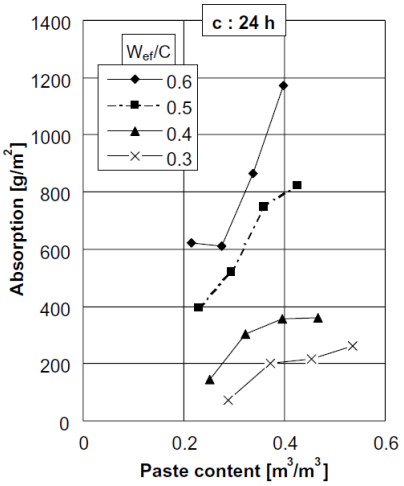


Figure 2-26: Absorption du béton en fonction du volume de pâte pour différents rapports E/C (Kolias & Georgiou, 2005)

2.3.2.3 Influence de l'utilisation d'ajouts cimentaires

Les études menées par Gopalan (1996) et Jin et al. (2017) ont montré, qu'avec de bonnes conditions de cure, l'utilisation de cendres volantes en remplacement d'une partie du ciment permet de réduire le taux d'absorption de façon importante. Les travaux de Gopalan (1996) ont montré que le remplacement massique de 40 % du ciment par des cendres volantes dans des bétons de rapport E/C de 0.53, 0.62 et 0.88 permettait de réduire de 37 % le taux d'absorption de l'eau par le béton, évalué selon une méthode similaire à l'ASTM C1585 mais avec un conditionnement à 105 °C. Jin et al. (2017) ont étudié l'absorption de trois bétons différents de rapport E/L de 0.53. Un sans ajout, un avec remplacement massique de 50 % du ciment par du laitier et un autre avec remplacement

massique de 30 % du ciment par des cendres volantes. Les bétons ont été soumis à une cure de 28 jours dans l'eau avant de subir un essai d'absorption. L'utilisation de ces ajouts cimentaires (laitier et cendres volantes) a permis de réduire la porosité et par suite l'absorption du béton (Figure 2-27). Le taux d'absorption est réduit de 44 % (par rapport au béton sans ajout) pour le béton avec laitier et de 33 % pour le béton avec cendres volantes (Jin et al., 2017). Sur la Figure 2-27, la courbe noire présente les résultats pour le béton sans ajout, la courbe rouge ceux du béton avec cendres volantes et la courbe grise ceux du béton avec laitier. Le même type de résultat concernant l'absorption a été obtenu dans les travaux de Khatib (2014) pour l'utilisation de laitier en combinaison avec une cure humide.

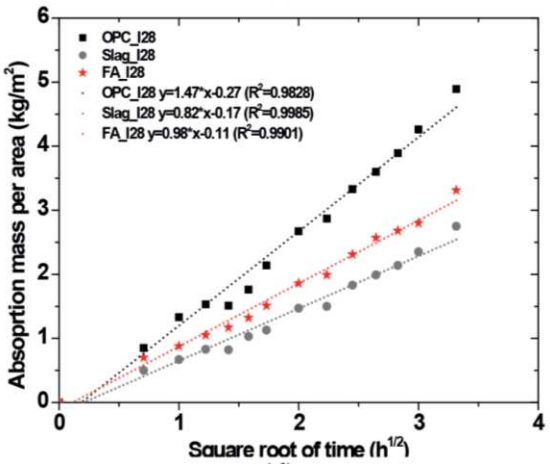


Figure 2-27: Absorption des bétons avec ajouts cimentaires (Jin et al., 2017)

2.3.2.4 Influence des granulats

Comme pour la perméabilité, l'influence des granulats sur l'absorption est difficile à prévoir. D'une part, les granulats présentent une porosité plus fine que la pâte de ciment. D'autre part, les granulats forment l'interface pâte-granulat mentionnée à la section 2.2.1.4 qui est moins dense que le reste de la pâte et qui crée une zone où l'absorption sera plus importante. Il a été observé par Kolias et Georgiou (2005) que l'augmentation de la fraction de pâte (donc la réduction des granulats) entrainait une hausse de l'absorption du béton, en particulier pour les bétons avec un rapport E/C élevé (Figure 2-26).

2.3.2.5 Influence de la cure humide

Plusieurs chercheurs se sont intéressés à l'effet de la cure humide sur l'absorption du béton (Gopalan, 1996; Jin et al., 2017; Khatib, 2014). Ces études ont toutes noté qu'une cure humide réduisait l'absorption d'eau du béton. Ceci s'explique par une meilleure hydratation du ciment qui conduit à une matrice composée d'hydrates plus denses et donc une porosité plus fine qui ralentit l'entrée de l'eau par capillarité dans le béton. De plus, la cure a un effet plus important sur les premiers millimètres du béton exposés, qui sont justement ceux qui influencent le plus le taux d'absorption.

2.3.3 Absorption à l'état fissuré

L'absorption des bétons fissurés a fait l'objet de plusieurs études présentant des modes d'endommagement différents. La fissuration est générée soit par traction directe (Bao & Wang, 2017; Charron et al., 2008; Jiang et al., 2011; Yang, Z. et al., 2006), par compression (Bao & Wang, 2017; Zhou & Li, 2015; Zhou et al., 2012) ou par flexion (Şahmaran & Li, 2008). Les montages utilisés pour ces études sont similaires à celui présenté à la Figure 2-22 à l'exception de celui utilisé par Charron et al. (2008) pour lequel le spécimen conditionné est exposé à l'eau sur sa face supérieure seulement (Figure 2-28).

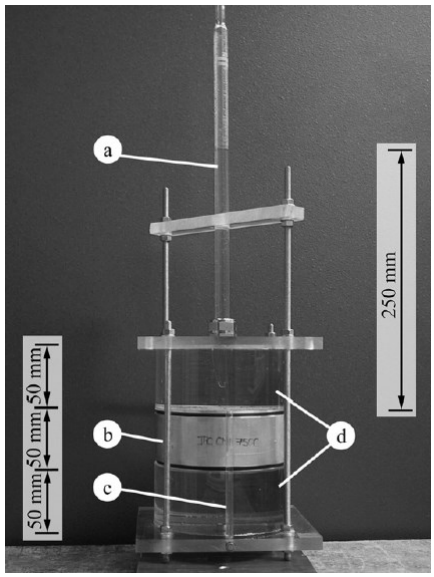


Figure 2-28: Essai d'absorption de Charron et al. (2008)

En ce qui concerne l'absorption sous sollicitation en traction, Yang, Z. et al. (2006) ont réalisé des essais d'absorption sur des spécimens de BO (E/C de 0.42) chargés jusqu'à différents niveaux d'endommagement puis déchargés. L'absorption initiale ainsi que le volume total d'eau absorbé sont demeurés insensibles au chargement jusqu'à atteindre 90 % de la résistance à la traction du béton. Les essais de Bao et Wang (2017) ont été faits sur des cylindres creux en BO (E/C de 0.45) pour lesquels la mesure de l'absorption se faisait en simultané avec l'application d'une charge axiale sur le spécimen (Figure 2-29). Plusieurs spécimens chargés à différentes contraintes (tant en compression qu'en traction) ont été testés afin de caractériser l'impact de différentes intensités de chargement sur l'absorption. Pour la variation de l'absorption en fonction de la contrainte en traction (contrainte relative en fonction de la résistance à la traction du béton), le taux d'absorption initial varie peu pour des contraintes inférieures à 50 % de la résistance maximale en traction (Figure 2-30b). Par contre, le taux d'absorption secondaire augmente de façon linéaire avec l'augmentation de la contrainte (Figure 2-30b). Ceci peut s'expliquer par une fissuration qui est diffuse dans l'ensemble du spécimen mais qui n'est pas encore localisée ni interconnectée. La quantité d'eau absorbée au début de l'essai est donc peu influencée, puisque l'eau ne peut rejoindre la majorité des fissures alors qu'à long terme, l'eau pénètre dans la plupart des fissures créées par le chargement ce qui augmente le volume à remplir. La différence entre ces deux études peut s'expliquer par le fait que Yang, Z. et al. (2006) s'intéressait plus au taux d'absorption initial et au volume total d'eau absorbé qu'au taux d'absorption secondaire et qu'ils ont effectués leurs essais sur des spécimens déchargés.

Pour le chargement en compression, un chargement sous environ 40 % de la charge maximale mène à une diminution de l'absorption initiale (Figure 2-30a). Ceci peut s'expliquer par la fermeture des pores causée par la charge et le peu de fissuration sous 40 % de la résistance maximale. Pour l'absorption secondaire, elle varie très peu entre 10 % et 50 % de la charge maximale (Figure 2-30b).

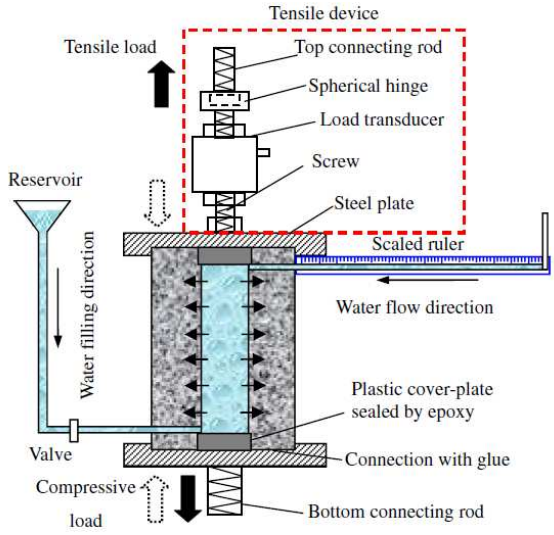


Figure 2-29: Montage expérimental utilisé pour la mesure de l'absorption avec l'application de charges axiales (Bao & Wang, 2017)

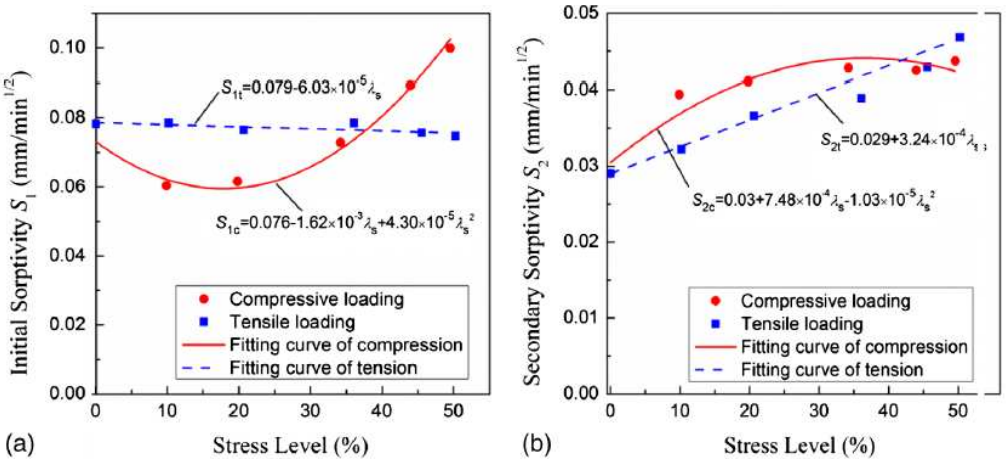


Figure 2-30: Taux d'absorption (a) initial et (b) secondaire sous-chargement en fonction de la contrainte relative pour des chargements en traction et en compression (Bao & Wang, 2017)

Comme pour la perméabilité, l'absorption dans le béton est augmentée en présence de fissures. Cette augmentation est contrôlée par deux paramètres principaux que sont la densité de la fissuration et l'ouverture des fissures. Ces deux paramètres sont étudiés dans les travaux de Şahmaran et Li (2008) qui portent sur des prismes en BHP (E/L de 0.27), avec une forte teneur en cendre volante (55 % en masse) et avec microfibres synthétiques (2 %-vol), soumis à un chargement en flexion quatre points. Après l'endommagement, la portion soumise à un effort

constant a été analysé afin de caractériser sa microfissuration ($w < 70$ µm) et déterminer son absorption. La relation entre le nombre de fissures et le taux d'absorption initial illustre la relation quadratique entre le nombre de fissures et le taux d'absorption initial (Figure 2-31).

La relation entre l'ouverture moyenne des microfissures et le taux d'absorption est par contre moins bien définie (Figure 2-32). Le paramètre le plus important pour l'absorption semble donc être la densité de fissuration. L'ouverture de fissure influence aussi l'absorption d'eau mais de façon moins directe. De plus, comme l'absorption se fait par capillarité, il existe un seuil d'ouverture au-delà duquel la gravité est plus importante que la force de capillarité et l'eau entre par perméabilité et non par absorption.

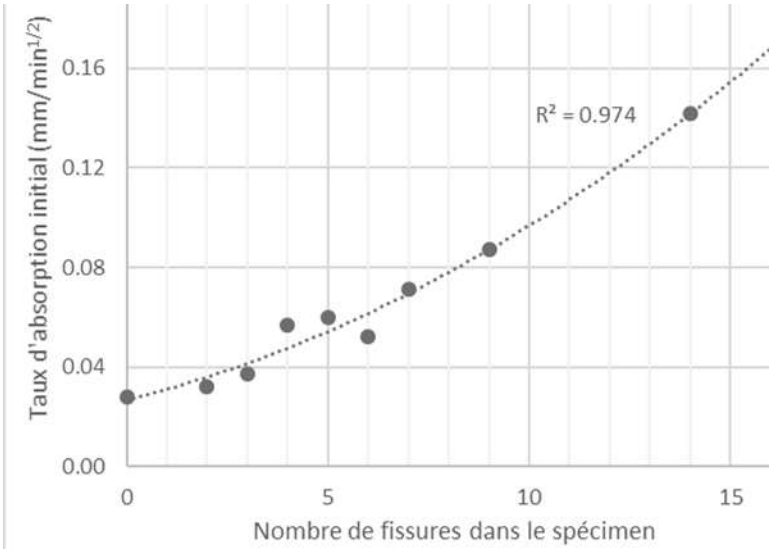


Figure 2-31: Taux d'absorption initial en fonction du nombre de fissures dans un spécimen, d'après (Şahmaran & Li, 2008)

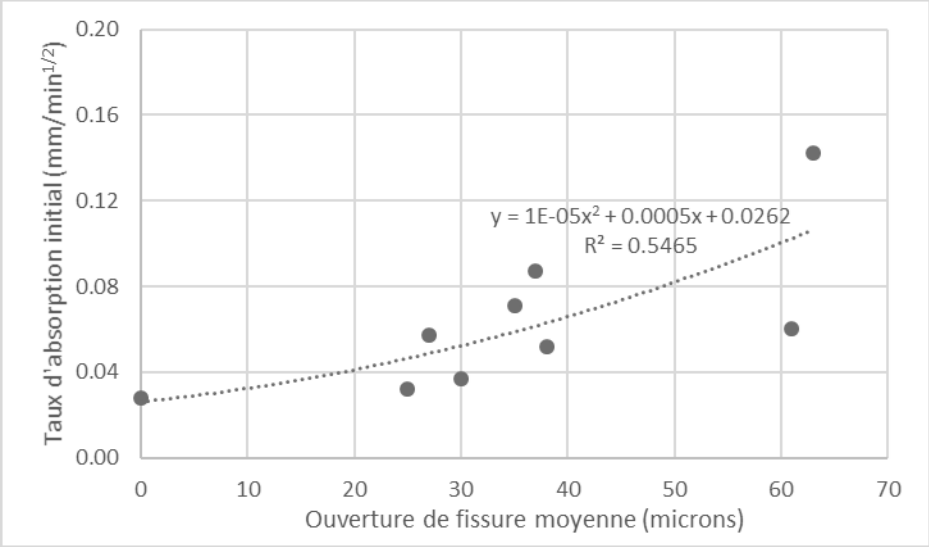


Figure 2-32: Taux d'absorption initial en fonction de l'ouverture de fissure moyenne, d'après Şahmaran et Li (2008)

2.3.4 Informations importantes

L'absorption des bétons est principalement caractérisée par les taux d'absorption initial et secondaire. En Amérique du Nord, ces taux sont déterminés à partir de la norme ASTM C1585 en mesurant l'eau qui pénètre dans le béton lorsqu'il est exposé à l'eau sur une face après avoir subi un conditionnement.

Pour le béton sain, l'absorption dépend principalement de la porosité du béton, en particulier du volume des pores dont le diamètre est supérieur à 1 µm. Pour les bétons endommagés en traction, l'absorption initiale demeure environ constante jusqu'à atteindre 90 % de la résistance en traction du béton. Dans le cas du béton fissuré, le paramètre le plus important semble être le nombre de fissures sur la surface du béton.

La prochaine section traitera des mêmes paramètres mais en s'intéressant à la migration des ions chlorures.

2.4 Diffusion des chlorures dans le béton

La diffusion des ions de chlorure dans le béton est causée par un gradient de concentration entre la surface du béton et son cœur. Les chlorures se déplacent alors dans la solution des pores de l'endroit

où la concentration est la plus élevée (la surface exposée aux produits de déverglaçage) vers l'endroit où la concentration est la plus faible. En régime permanent, cette diffusion se fait selon la première loi de Fick (Bamforth et al., 1997) présentée à l'Équation 2-6.

$$J = -D_c \frac{\partial c}{\partial x} \qquad \text{Équation 2-6}$$

Avec J Taux de transfert par unité de surface de la section (mol/m^2/s);

D_c Coefficient de diffusion des chlorures (m^2/s);

c Concentration en chlorures (mol/m^3);

x Distance mesurée perpendiculairement à la section (m).

En réalité, les infrastructures en béton sont soumises à des conditions qui varient continuellement, ce qui rend l'hypothèse du régime permanent invalide. Il devient donc nécessaire de déterminer le coefficient de diffusion D_c à partir de la deuxième loi de Fick (Bamforth et al., 1997) présentée à l'Équation 2-7.

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D_c \frac{\partial^2 c}{\partial \mathrm{x}^2} \qquad \text{Équation 2-7}$$

Avec D_c Coefficient de diffusion des chlorures (m^2/s);

c Concentration en chlorures (mol/m^3);

t Durée de l'exposition (s);

x Distance mesurée perpendiculairement à la section (m).

Le coefficient de diffusion d'un béton donné permet donc de caractériser la facilité avec laquelle les ions chlorures se déplacent à l'intérieur de la solution des pores de ce dernier. Il existe plusieurs méthodes pour déterminer ce coefficient en laboratoire. Une brève présentation de certaines d'entre elles sera faite à la section suivante.

2.4.1 Méthodes de mesure de la diffusion des chlorures.

Il existe plusieurs méthodes expérimentales pour caractériser la résistance d'un béton au passage des chlorures. Trois de ces méthodes seront décrites ici pour donner un aperçu des types d'essais

disponibles. Une description plus exhaustive des méthodes d'essais peut être consultée dans l'article de Stanish et al. (2000).

Une des méthodes utilisées en Amérique du Nord est la méthode C1202 de l'ASTM (ASTM, 2017). Cette méthode permet de caractériser la capacité d'un béton à résister à la pénétration des ions chlorure en fonction de la charge électrique qui traverse l'échantillon de béton durant l'essai. Pour déterminer cette charge, exprimée en Coulomb, une seule des faces de l'éprouvette de béton est exposée à une solution de chlorures de sodium (NaCl) concentrée à 3 % en masse (environ 0.5 mol/L), alors que l'autre face est exposée à une solution concentrée à 0.3 mol/L en hydroxyde de sodium (NaOH). Une différence de potentiel de 60 V est ensuite appliquée entre la face amont (exposée aux chlorures) et la face aval (non exposée) afin d'accélérer le déplacement des ions au travers le spécimen (Figure 2-33). Le courant traversant le spécimen est mesuré à tous les 30 minutes pour les six heures de l'essai et la charge totale ayant traversé le béton est déduite des valeurs de courant. Cet essai permet de classer le béton testé en cinq catégories de pénétrabilité aux ions chlorures variant de négligeable à élevée (Tableau 2-4). Le principal avantage de cette méthode réside dans sa rapidité d'exécution. Par contre, elle ne permet pas d'obtenir directement un coefficient de diffusion des chlorures.

Tableau 2-4: Pénétrabilité aux ions chlorures basées sur la charge (ASTM, 2017)

Charge Passed (coulombs)	Chloride Ion Penetrability
>4,000	High
2,000–4,000	Moderate
1,000–2,000	Low
100–1,000	Very Low
<100	Negligible

Pour obtenir un coefficient de diffusion, une des options est de se tourner vers une méthode d'essai basée sur le flux des ions chlorures au travers du béton sous l'application d'une différence de potentiel plus faible que celle de l'ASTM C1202. L'une de ces méthodes est celle décrite dans Truc et al. (2000). Le principe de l'essai est similaire à celui de l'ASTM C1202. Néanmoins, la différence de potentiel appliquée sur le spécimen est beaucoup plus faible (12 volts au lieu de 60

volts). Dans cette méthode, l'équation de Nernst-Planck (Équation 2-8) est utilisée pour déterminer le coefficient de diffusion.

$$-J(x) = D_{cl}\frac{\partial \mathrm{c}}{\partial \mathrm{x}} + \frac{zF}{RT}D_c c\frac{\partial \mathrm{U}}{\partial \mathrm{x}} + cv(x) \qquad \text{Équation 2-8}$$

Avec J Taux de transfert par unité de surface de la section (mol/m^2/s);

D_{cl} Coefficient de diffusion des chlorures (m^2/s);

c Concentration en chlorures (mol/m^3);

x Distance mesurée perpendiculairement à la section (m);

z Numéro de valence des ions chlorure (-);

F Constante de Faraday (J/V/mol);

R Constante des gaz parfaits (J/mol/K);

T Température (K);

U Différence de potentiel (V);

v Vitesse de la solution (m/s).

Le taux de transfert J est déterminé à partir de la variation de la concentration en chlorures en fonction du temps des solutions en amont et en aval du spécimen après l'atteinte d'un régime permanent.

Le dernier essai présenté ici est un essai de migration rapide qui permet d'obtenir un coefficient de migration, mais dans un régime non permanent. La méthode d'essai NT BUILD 492 (Nordtest, 1999) est semblable aux deux premières méthodes, puisqu'elle requiert l'application d'une différence de potentiel entre la face amont et la face aval pour accélérer le passage des chlorures au travers du béton. La face amont est exposée à une solution contenant des ions chlorures, alors que la solution en aval n'en contient pas (Figure 2-34). Par contre, dans cette méthode, l'essai est arrêté avant que le front de chlorures n'ait eu le temps de traverser l'échantillon (après 6 h à 96 h selon la conductivité de l'échantillon). Ensuite, le cylindre de béton est fendu et la surface de rupture est directement vaporisée avec une solution contenant du nitrate d'argent (0.1 mol/L). Le nitrate d'argent réagit alors avec les ions chlorures dans le béton pour former un précipité blanc de chlorure d'argent (Nordtest, 1999), ce qui permet de mesurer la position du front de chlorures

dans le béton à différents endroits. La position moyenne du front des chlorures permet de calculer un coefficient de diffusion. Le coefficient de diffusion obtenu à partir de cette méthode ne peut cependant pas être directement comparé au coefficient obtenu à partir de la méthode précédente (Nordtest, 1999), car il est obtenu d'un écoulement transitoire alors que celui obtenu par Truc et al. (2000) résulte d'un écoulement permanent. La méthode de détermination du coefficient de diffusion des ions chlorures peut donc influencer les résultats quantitatifs obtenus, mais ces différents essais font cependant ressortir les mêmes tendances générales. Le Tableau 2-5 présente un résumé des trois méthodes d'essai présentées dans cette section.

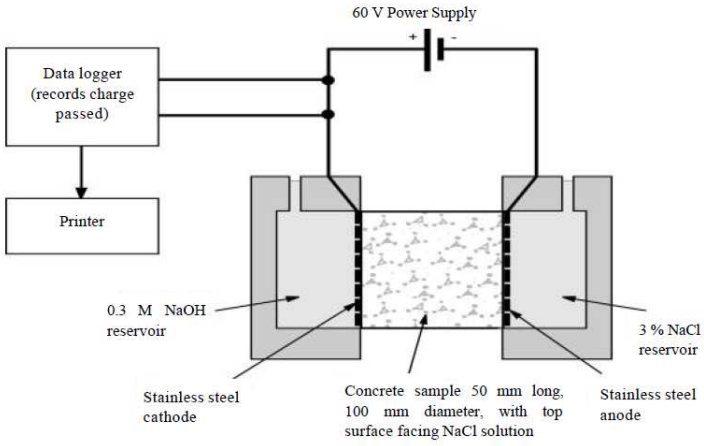


Figure 2-33: Montage standard pour l'essai ASTM C1202 (Stanish et al., 2000)

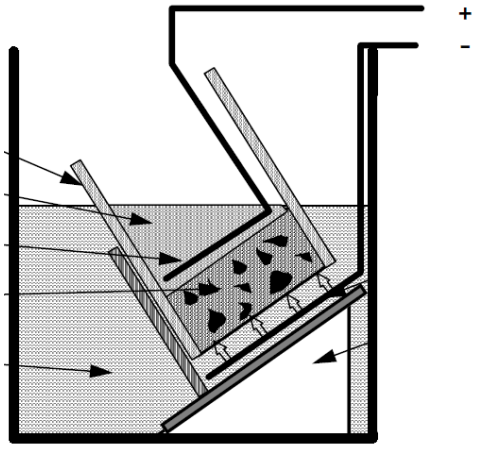


Figure 2-34: Montage standard pour l'essai Build 492 (Nordtest, 1999)

Tableau 2-5: Méthodes de caractérisation de la pénétration des chlorures

	C1202 (ASTM, 2017)	Truc et al. (2000)	Build 492 (Nordtest, 1999)
Solution en amont	0.5 M NaCl	0.025 M NaOH + 0.083 M KOH + 0.2 M NaCl	1.9 M NaCl
Solution en aval	0.3 M NaOH	0.025 M NaOH + 0.083 M KOH	0.3 M NaOH
Tension appliquée	60 V	12 V	30 V au départ, ajustement selon l'intensité du courant
Diamètre du spécimen	100 mm	110 mm	100 mm
Épaisseur du spécimen	50 mm	30 mm	50 mm
Durée de l'essai	6 heures	5 jours	Entre 6 h et 96 h, selon le courant initial
Délai entre les mesures	30 minutes	12 heures	N/A
Conditionnement des spécimens	Saturation sous vide dans l'eau potable	Saturation sous vide dans la solution aval	Saturation sous vide dans une solution saturée en $Ca(OH)_2$

2.4.2 Diffusion dans le béton sain

2.4.2.1 Influence de la porosité

Comme pour la perméabilité et l'absorption, la porosité est l'un des paramètres importants gouvernant la diffusion des chlorures dans le béton sain. Les travaux de Caré (2008) traitent, entre autres, de la relation entre la porosité du béton et la diffusion des chlorures dans ce dernier. Trois mélanges de béton différents (E/C de 0.35, 0.45 et 0.60) ont été utilisés dans cette étude et les spécimens étaient soumis à différentes températures (20 °C, 45 °C, 80 °C et 105 °C) afin de voir l'effet de la température sur la microstructure et la diffusion des chlorures. La détermination du coefficient de diffusion se faisait avec un essai de diffusion en régime non-permanent (sans application d'un courant électrique) avec détermination de la position du front avec une solution de nitrate d'argent. Ces travaux ont indiqué une forte corrélation entre la porosité du béton et la profondeur de pénétration des chlorures tel qu'illustré à la Figure 2-35, surtout pour des porosités supérieures à 15 %. Une analyse plus approfondie de la porosité des bétons étudiés a montré que les pores influençant le plus la diffusion des chlorures sont, tout comme pour la perméabilité et l'absorption, les pores capillaires. Le volume des pores de gel et des pores supérieurs à 1 mm montrant une faible corrélation avec la diffusion des chlorures (Caré, 2008).

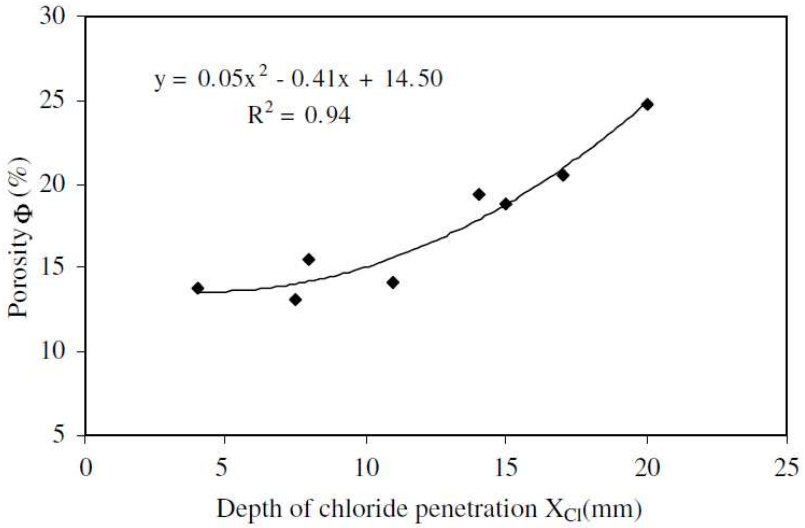


Figure 2-35: Influence de la porosité sur la pénétration des chlorures dans le béton (Caré, 2008)

2.4.2.2 Influence du rapport eau sur ciment

Étant donné son effet sur la porosité de la pâte de ciment, le rapport E/C influence directement la diffusion des ions de chlorures dans les bétons non fissurés. Une étude réalisée par Conciatori (2005) a comparé les coefficients de diffusion obtenus dans les essais de plusieurs recherches sur des bétons de divers rapports E/C. Cette comparaison a permis de mettre en évidence la relation entre le rapport E/C et le coefficient de diffusion des chlorures qui augmente exponentiellement avec ce rapport (Figure 2-36). Cet étroit lien entre le rapport E/C et la diffusion des ions chlorures peut s'expliquer par la plus faible densité des hydrates formés lorsque le rapport E/C augmente, ce qui mène à une porosité plus importante et plus connectée qui facilite la migration des ions au sein du béton.

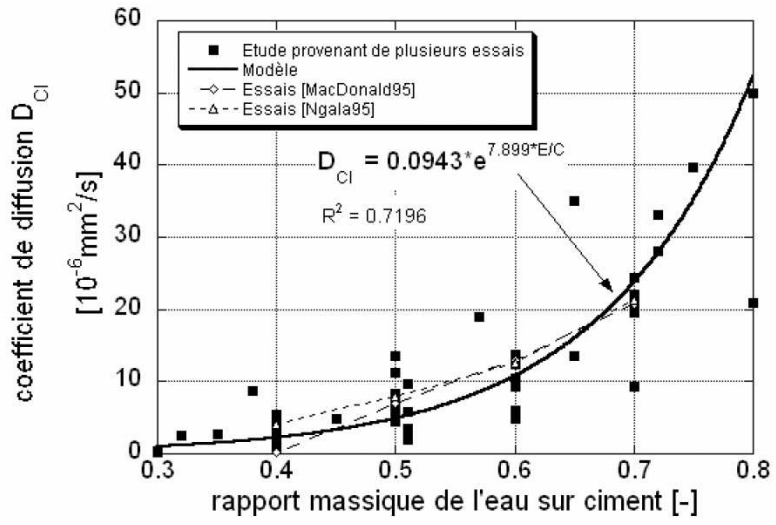


Figure 2-36: Influence du rapport E/C sur le coefficient de diffusion des ions chlorures (Conciatori, 2005)

2.4.2.3 Influence de l'utilisation d'ajouts cimentaires

Les travaux de Thomas et Bamforth (1999) sur des blocs de béton exposés aux éclaboussures au bord de l'océan ont permis de mieux comprendre l'effet des ajouts minéraux sur la diffusion à long terme des ions chlorures. Les blocs étaient composés de trois mélanges différents de béton de rapport E/L de 0.66, 0.54 et 0.48, le premier sans ajout, le second avec 30 % de remplacement massique par des cendres volantes et un troisième avec 70 % de remplacement massique par du laitier. Les blocs ont ensuite été disposés en bord de mer et des carottes ont été extraites à six reprises en huit ans. Ces essais ont permis de déterminer les coefficients de diffusion des trois mélanges pour différentes maturités à partir d'une analyse chimique de poudres extraites du béton à diverses profondeurs. À court terme, les bétons avec ajouts minéraux ont présenté un coefficient de diffusion semblable (cendres volantes) ou même supérieur (laitier) à celui du béton de référence, alors qu'à long terme (après environ 4 mois), les bétons avec ajouts minéraux ont présenté un coefficient de diffusion plus faible que celui du béton de référence (Figure 2-37). L'effet des cendres volantes et du laitier de haut-fourneau sur la diffusion des chlorures à l'échelle de la durée de vie des structures en béton armé est donc positif puisque la progression des chlorures jusqu'à l'armature sera moins rapide que pour un béton comparable sans ajout. Par contre, l'ampleur de l'influence des ajouts dépend du type d'ajout utilisé et de la quantité utilisée.

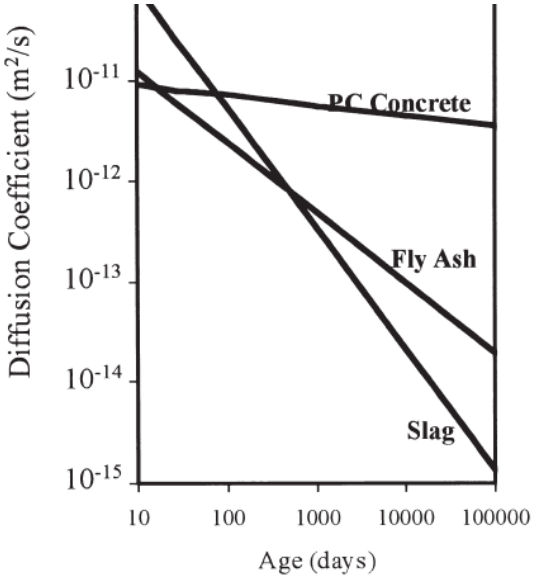


Figure 2-37: Variation du coefficient de diffusion dans le temps pour des bétons avec et sans ajouts minéraux (Thomas & Bamforth, 1999)

Les travaux de Plante et Bilodeau (1989) sur 18 mélanges de bétons (E/L entre 0.21 et 0.71) avec de la fumée de silice, du laitier et des cendres volantes ont aussi montré l'apport bénéfique des ajouts sur la réduction du coefficient de diffusion.

2.4.2.4 Influence des granulats

L'ajout de granulats agit de deux façons majeures sur la diffusion des chlorures. Les granulats ralentissent généralement la migration des chlorures en étant plus dense et en ajoutant de la tortuosité, par contre l'ajout de granulat génère une interface pâte-granulat qui facilite le passage des chlorures (Yang, C. C. & Su, 2002). Les résultats obtenus par Yang, C. C. et Su (2002), avec un essai similaire à Truc et al. (2000)(cf. section 2.4.1), sur des mortiers de rapport E/C de 0.39 et contenant différents pourcentages de granulats (0 à 40 % vol.) montrent qu'une augmentation de ce pourcentage entraine une diminution du coefficient de diffusion (Figure 2-38). Globalement, l'ajout de granulats dans la pâte de ciment permet donc de réduire le coefficient de migration.

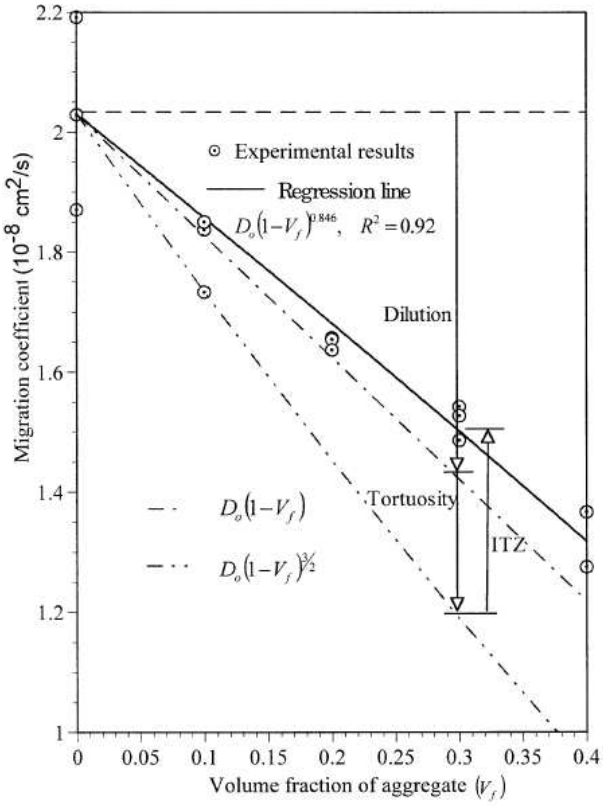


Figure 2-38: Influence de la fraction de granulat sur le coefficient de diffusion (Yang, C. C. & Su, 2002)

2.4.2.5 Influence de la cure

Par son influence sur la porosité du béton exposé, la cure joue un rôle important pour limiter l'entrée des ions chlorures dans le béton. En soumettant des prismes de béton conventionnel de rapport E/C de 0.56 à trois types de cures différentes (24 h sous une feuille de polythène, 28 jours sous une feuille de polythène et 28 jours de cure à l'eau) puis en les exposant à une solution contenant des chlorures, Mangat et Limbachiya (1999) ont pu déterminer les coefficient de diffusion des prismes des trois conditions à 28, 90 et 180 jours. Ces données ont permis de développer un modèle afin de prédire les valeurs des coefficients de migration à n'importe quel âge pour les trois types de cure. Ce modèle a ensuite été utilisé pour prédire la teneur en chlorure du béton à 30 mm de la surface pour un spécimen exposé aux chlorures pendant 10 ans. Des teneurs en chlorures de 0.132 %, 0.430 % et 0.499 % de la masse du béton ont été obtenues pour des cures de 28 jours à l'eau, 28 jours sous une feuille de polythène et 24 heures sous une feuille de polythène

respectivement (Mangat & Limbachiya, 1999). L'utilisation d'une méthode de cure adéquate avec un apport en eau permet donc de limiter de façon importante l'entrée des ions chlorures dans le béton et permet donc de retarder la corrosion des barres d'armature qui y est associée.

2.4.3 Diffusion dans le béton fissuré

Dans le cas du béton armé, l'un des risques important associé à la pénétration des ions chlorures est la corrosion des armatures. L'apparition de fissures dans le béton recouvrant les armatures peut accélérer l'entrée de ces agents agressifs dans le béton et initier le processus de corrosion. Plusieurs études ont alors cherché à comprendre l'impact de la fissuration sur la diffusion des chlorures (Aldea et al., 1999a; Djerbi et al., 2008; Jiang et al., 2011).

L'étude menée par Djerbi et al. (2008) sur trois mélanges de béton (un BO avec un rapport E/C de 0.5, un BHP avec un rapport E/C de 0.32 et un BHP avec un rapport E/C de 0.38 et 6 % de remplacement massique avec de la fumée de silice) s'intéresse à la relation entre l'ouverture des fissures et le coefficient de migration au travers de cette fissure. Dans cette étude, les spécimens, fissurés via un essai brésilien puis déchargés, présentaient des ouvertures de fissures résiduelles comprises entre 30 µm et 250 µm et mesurées via des capteurs LVDT. Suite au déchargement, les spécimens fissurés ont été soumis à des essais de migration avec une procédure similaire à celle de Truc et al. (2000) et les coefficients de diffusion ont été comparés à ceux des spécimens sains. Ces résultats ont permis d'établir une augmentation du coefficient de diffusion proportionnelle à l'ouverture de fissure jusqu'à un seuil d'environ 80 µm à partir duquel les valeurs semblent indépendantes de l'ouverture de fissure (Figure 2-39). La présence de cette valeur seuil d'ouverture de fissure s'explique par le fait que pour des ouvertures de fissures supérieures à 80 µm, la diffusion au travers de la fissure est contrôlée par la diffusion libre des ions dans l'eau et que le béton ne permet plus de la limiter. De plus, le coefficient de diffusion des fissures est indépendant du mélange de béton étudié (Djerbi et al., 2008).

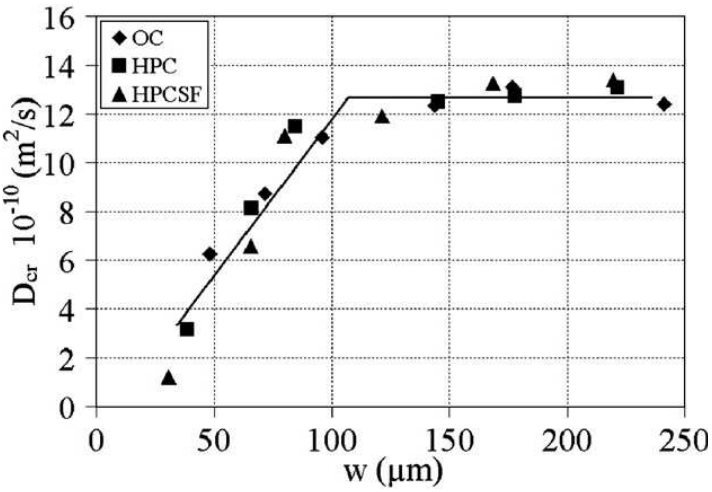


Figure 2-39: Influence de l'ouverture de fissure sur le coefficient de diffusion au travers de la fissure (Djerbi et al., 2008)

L'importance de l'endommagement sur le coefficient de diffusion a aussi été montré dans les travaux de Jiang et al. (2011) pour lesquels des prismes de béton (BHP de rapport E/C de 0.33), endommagés en traction directe jusqu'à 65 %, 75 % et 85 % de la résistance en traction du béton, ont été exposés aux chlorures sur une face pendant une période de six mois. Les coefficients de chaque prisme ont ensuite été déterminés à partir des profils de concentration des chlorures (obtenus par analyse chimique du béton broyé). Après six mois, le coefficient de migration était supérieur de 7.2 %, 30.9 % et 40.2 % par rapport à celui du béton sain pour les endommagements respectifs de 65 %, 75 % et 85 % de la résistance en traction.

2.4.4 Informations importantes

La diffusion des chlorures dans le béton est régie par les lois de Fick qui permettent d'obtenir le coefficient de diffusion propre à chaque béton lorsque combiné à diverses méthodes d'essai. Ces méthodes donnent des résultats numériques différents ce qui empêche la comparaison directe entre elles. Il faut alors chercher à comparer des tendances plutôt que des valeurs numériques.

Pour le béton sain, la diffusion des chlorures est directement liée au rapport E/C du mélange de béton utilisé et de la porosité qui en découle. Pour les bétons endommagés, l'apparition de fissures fait en sorte d'accélérer la migration des ions chlorures. Il existe un seuil de 80µm à partir duquel la diffusion des chlorures dans la fissure est la même que celle dans l'eau.

2.5 Endommagement du béton par le gel-dégel

L'endommagement du béton par le gel-dégel se manifeste de deux façon : par un endommagement interne et par un écaillage de surface (Fabbri et al., 2007). L'endommagement interne est caractérisé par une fissuration diffuse dans le volume complet du béton, alors que l'écaillage se fait sur les premiers millimètres de béton et est grandement influencé par l'utilisation de sels de déverglaçage.

Lors de l'exposition du béton à des températures inférieures à 0 °C, ce n'est pas la totalité de l'eau contenue dans les pores du béton qui gèle. En effet, la température à laquelle cette eau gèle dépend du rayon des pores et de la concentration en ions de la solution interstitielle (Charron, 2016). En gelant, l'eau induit des contraintes dans le béton de trois façons différentes, par son augmentation de volume, par sa migration et par contraintes thermiques (Fabbri et al., 2007). L'augmentation du volume est associée au gain de volume de 9 % lors du changement de phase de l'eau liquide en glace, ce qui force l'eau à quitter les pores et crée une pression hydraulique. La migration de l'eau vers le front de gel est causée par un gradient de concentration dans l'eau non gelée et entraine une pression osmotique. Finalement, les contraintes thermiques sont causées par gradients de températures entre les différents endroits du béton qui génèrent des contraintes de traction pouvant mener à la fissuration. Ces trois phénomènes combinés génèrent des microfissures dans le matériau qui accélèrent l'entrée d'agents agressifs et la détérioration des infrastructures.

2.5.1 Méthode d'endommagement par le gel-dégel

Afin de caractériser le comportement d'un béton lors de son exposition aux cycles de gel-dégel, les chercheurs ont développé plusieurs méthodes pour reproduire des cycles accélérés en laboratoire qui sont assez similaires. En Amérique du Nord, l'endommagement par les cycles de gel-dégel se fait selon la norme C666 de l'ASTM (2015). La norme comprend deux procédures. Pour la procédure A, les spécimens doivent être complètement entourés d'une mince couche d'eau (1 à 3 mm) pour toute la durée de l'essai. Pour la procédure B, les spécimens doivent être entourés d'air pendant les phases de gel et d'eau pendant les phases de dégel. Le choix de la procédure est laissé à l'utilisateur dans la norme. La procédure A est considérée plus agressive pour le béton, alors que la procédure B peut sembler mieux représenter la variabilité de la saturation en condition réelle des structures (ASTM, 2015).

Pour ces deux procédures, chaque cycle de gel-dégel doit faire varier la température de 4 °C jusqu'à -18 °C puis de -18 °C à 4 °C dans une période de 2 à 5 heures. L'essai prend fin après 300 cycles de gel-dégel ou dès qu'une réduction du module d'élasticité dynamique de 40 % par rapport à sa valeur au début de l'essai est atteinte. Le module d'élasticité dynamique est déterminé à partir des mesures de la fréquence transversale fondamentale du spécimen.

Les deux sections suivantes traitent des effets des cycles de gel-dégel sur les bétons sans et avec air entrainé.

2.5.2 Effet du gel-dégel sur les bétons sans air entrainé

Tel qu'observé dans les travaux de Yang, Z. et al. (2006), les cycles de gel-dégel sur le béton induisent une fissuration distribuée dans l'ensemble du spécimen, fissuration qui est fréquemment initiée aux interfaces entre la pâte de ciment et les granulats ou aux bulles d'air. La Figure 2-40 présente le patron de fissuration obtenu pour un béton de rapport E/C de 0.42 sans air entrainé après une diminution du module d'élasticité dynamique de 14 % (Figure 2.38a) et de 60 % (Figure 2.38b). Pour une dégradation faible (Figure 2-40a), la fissuration est légère et principalement localisée aux interfaces entre la pâte et les granulats. Pour un endommagement plus important (Figure 2-40b), le réseau de fissuration devient plus important et les fissures, plus ouvertes, se rejoignent en reliant les bulles d'air et les granulats.

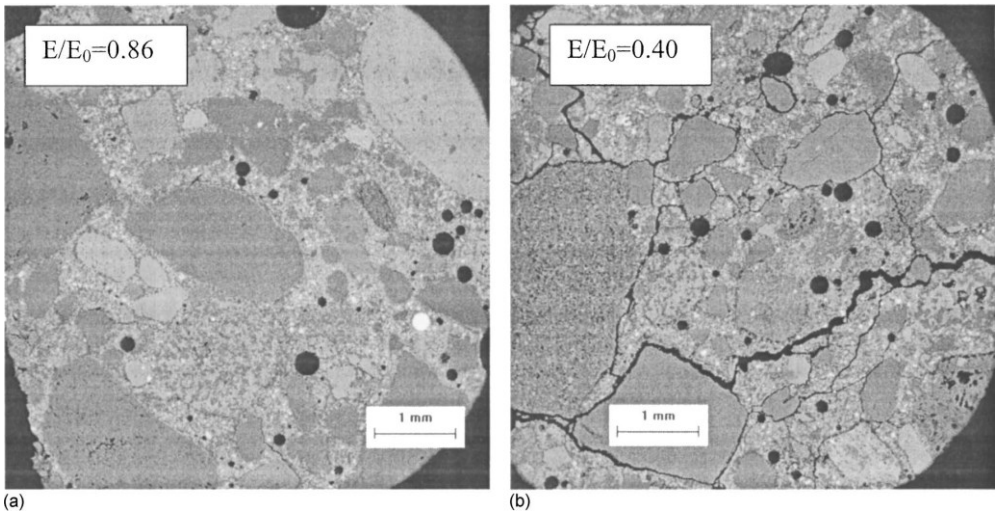


Figure 2-40: Patron de fissuration produit par un endommagement au gel-dégel (Yang, Z. et al., 2006)

Afin de bien comprendre la façon dont le béton se comporte durant le gel, il est important de définir le facteur d'espacement des bulles d'air $\bar{L}$ qui représente la valeur moyenne maximale que l'eau doit parcourir pour atteindre une bulle d'air (Pigeon & Pleau, 1995). Ce facteur correspond à la moitié de la distance moyenne entre deux bulles d'air. Étant donné que les dommages causés lors du gel sont attribuables à des déplacements de l'eau dans le béton, une valeur de $\bar{L}$ plus faible permet de limiter les efforts en réduisant la distance à parcourir par l'eau.

De façon générale, les bétons sans air entrainé n'ayant pas un réseau de bulles d'air contrôlé et donc une grande valeur de $\bar{L}$, leur résistance au gel-dégel est assez faible. Il est néanmoins possible d'obtenir un béton sans air entrainé présentant une résistance aux cycles de gel-dégel adéquate en utilisant un rapport E/C approprié (Pigeon & Pleau, 1995). Pour des rapports E/C inférieurs à environ 0.3, la porosité plus fine du béton et la résistance accrue de la matrice permettent d'avoir un comportement au gel-dégel adéquat même si le facteur d'espacement $\bar{L}$ est plus élevé (Figure 2-41). Pour les bétons avec un rapport E/C plus élevé, une option disponible pour obtenir un bon comportement lors des cycles de gel-dégel est d'utiliser un adjuvant entraineur d'air (AEA).

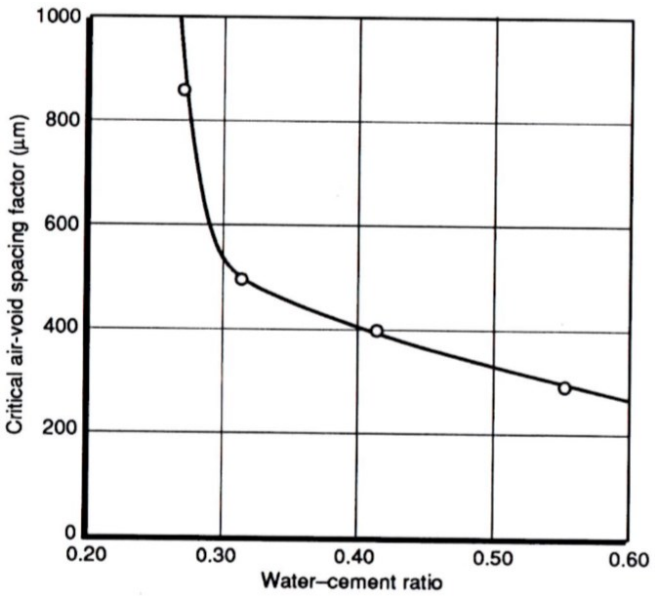


Figure 2-41: Facteur d'espacement critique en fonction du rapport E/C (Pigeon & Pleau, 1995)

2.5.3 Effet du gel-dégel sur les bétons avec air entrainé

À l'exception des bétons avec un rapport E/C inférieur à 0.3, il est nécessaire d'ajouter de l'air entrainé au béton pour assurer une bonne durabilité face aux cycles de gel-dégel. Pour ajouter de l'air entrainé au béton, il faut utiliser un agent entraineur d'air. La majorité des entraineurs d'air agissent en réduisant la tension de surface de l'eau ce qui permet la formation de bulles d'air plus fines lors du malaxage et la stabilisation de celles-ci entre le malaxage et la prise (Pigeon & Pleau, 1995). L'utilisation des entraineurs d'air modifie trois paramètres du réseau d'air; elle augmente la teneur en air du béton, elle augmente la surface volumique des bulles d'air (surface plus grande pour un même volume) et elle diminue le facteur d'espacement (Tableau 2-6).

Tableau 2-6: Exemple de l'effet des entraineurs d'air sur le réseau de bulles d'air (Charron, 2016)

	Béton sans AEA	Béton avec AEA
Facteur d'espacement des bulles - $\bar{L}$	630 µm	120 µm
Teneur en air - V	2,0 %	4,4 %
Surface volumique · α	17 mm^{-1}	39 mm^{-1}
Diamètre moyen des bulles - d	0,35 mm	0,15 mm

Les travaux de Mechkouri et Guettala (2009) permettent de visualiser l'impact de l'agent entraineur d'air sur la résistance aux cycles de gel-dégel de béton de rapport E/C de 0.4, 0.5 et 0.6 en caractérisant la variation de la résistance en compression en fonction du nombre de cycles de gel-dégel (Figure 2-42). Cette figure illustre le fait que, pour un nombre de cycles faibles (36 et moins) l'effet de l'entraineur d'air est négligeable. Pour un nombre plus élevé de cycles, le béton sans entraineur d'air perd rapidement en résistance alors que le béton avec entraineur d'air est peu affecté.

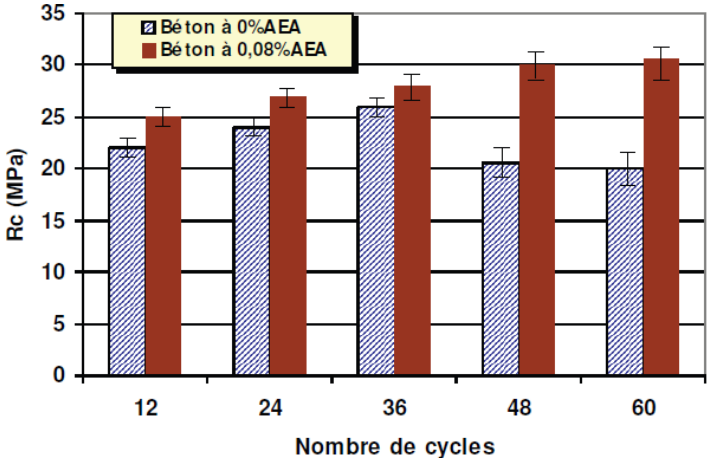


Figure 2-42: Influence de l'AEA sur la résistance à la compression après avoir subi des cycles de gel-dégel (Mechkouri & Guettala, 2009)

2.5.4 Effet du gel-dégel sur les propriétés de transport

Peu d'études se sont intéressées à l'effet des cycles de gel-dégel sur les propriétés de transport du béton, la majorité des études sur le gel-dégel portant sur son impact sur la microstructure du béton ou sur ses caractéristiques mécaniques.

Parmi ces données limitées, une étude réalisée par Yang, Z. et al. (2006) s'est intéressée à l'influence des dommages causés par les cycles de gel-dégel sur l'absorption du béton. Dans cette étude, les essais ont été réalisés sur des prismes en béton ordinaire de rapport E/C de 0.42 et avec un agent entraineur d'air qui a permis d'obtenir des teneurs en air supérieures à 4.7 %. Les prismes ont été soumis à des cycles de gel-dégel jusqu'à atteindre des valeurs fixées du module d'élasticité dynamique (85 %, 70 % et 40 % du module initial), puis ont été testés pour l'absorption. Les résultats ont démontré que l'endommagement par le gel-dégel pouvait causer une augmentation importante de l'absorption (Figure 2-43), surtout pour des modules d'élasticité dynamique résiduels inférieurs à 86 % de la valeur initiale. L'endommagement par le gel-dégel modifie principalement l'absorption initiale en faisant doubler le taux d'absorption initial pour une perte de 30 % du module d'élasticité dynamique (Yang, Z. et al., 2006). Cette augmentation soudaine peut être attribuée à la fissuration diffuse dans le spécimen qui connecte les pores importants entre eux et facilite leur remplissage.

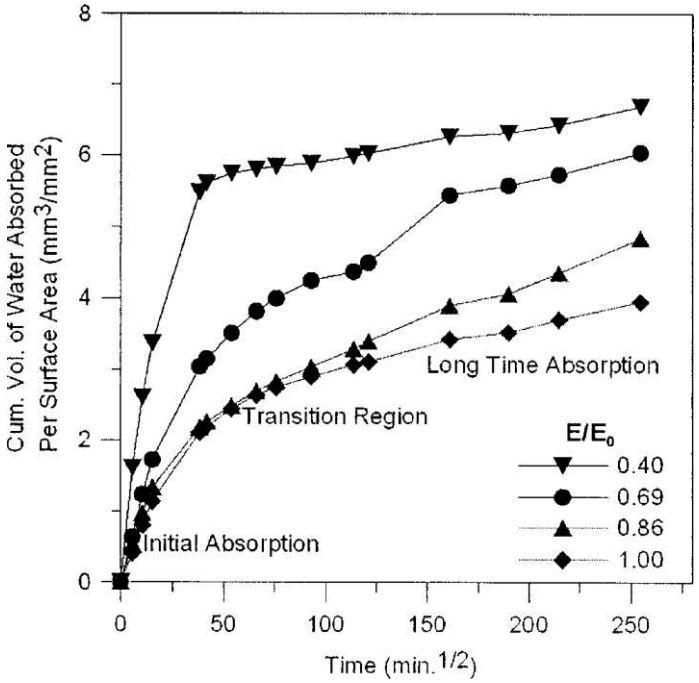


Figure 2-43: Absorption du béton en fonction du temps pour différents niveaux d'endommagement par le gel-dégel (Yang, Z. et al., 2006)

De leur côté, Kessler et al. (2016) ont étudié l'effet du gel-dégel sur la pénétration des chlorures dans le béton. Ils ont étudié sept mélanges de différents bétons (rapports E/C de 0.45 et 0.55) composés de deux ciments différents et avec remplacement ou non de cendres volantes. L'un des mélanges de rapport E/C de 0.45 a aussi été réalisé en ajoutant un AEA. Les spécimens de béton ont été soumis à une cure à l'eau de 28 jours avant de subir des cycles de gel-dégel jusqu'à 56 cycles ou une réduction de 10 % du module d'élasticité dynamique. Les coefficients de diffusion de chlorures ont ensuite été déterminés à partir d'une méthode similaire à la méthode d'essai NT BUILD 492 (Nordtest, 1999) présentée à la section 2.4.1. Les coefficients de diffusion ainsi obtenus montrent une augmentation avec l'augmentation du nombre de cycles de gel-dégel pour tous les bétons testés (Figure 2-44). Comme pour l'absorption, le coefficient de migration des chlorures semble sensible à l'endommagement par le gel-dégel des bétons. Ceci peut s'expliquer par le réseau de fissuration qui se crée lors des cycles de gel-dégel et forme un chemin préférentiel pour la diffusion des ions.

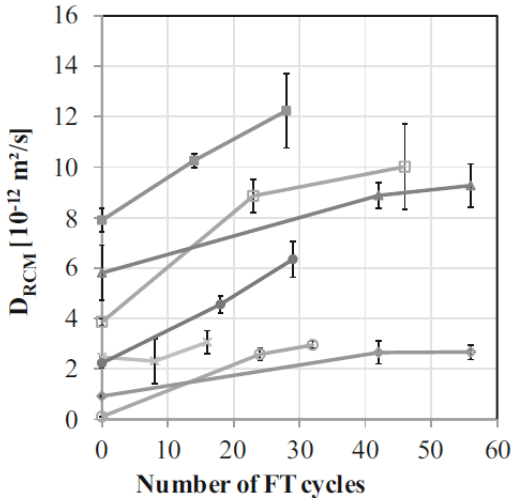


Figure 2-44: Coefficients de migration de chlorures en fonction du nombre de cycles de gel-dégel (Kessler et al., 2016)

2.5.5 Informations importantes

Les cycles de gel-dégel causent des contraintes dans le béton de trois façons différentes, par l'augmentation du volume de l'eau lors du gel, par sa migration à l'intérieur du béton et par les contraintes thermiques. Le paramètre le plus important à considérer pour obtenir un béton présentant une bonne résistance au gel est le facteur d'espacement des bulles d'air $\bar{L}$ qui doit être le plus petit possible. Pour les bétons avec un rapport E/C assez faible, une résistance adéquate au gel peut être obtenue sans utiliser d'agent entraineur d'air alors que pour les bétons avec un rapport E/C plus élevé (supérieur à 0.3), il est nécessaire d'utiliser un agent entraineur d'air qui permet d'obtenir un réseau de bulles d'air plus fines et mieux distribuées à l'intérieur de la pâte.

Pour ce qui est de l'influence des cycles de gel-dégel sur les propriétés de transport, un endommagement du béton est associé à une augmentation de l'absorption de l'eau par le béton et une augmentation du coefficient de diffusion des chlorures.

2.6 Conclusion

Cette revue de la documentation a permis de soulever l'importance de la méthode d'essai d'évaluation des propriétés de transport dans le béton sur les résultats obtenus. Étant donné le grand nombre de méthodes disponibles pour évaluer la perméabilité, l'absorption et la migration des

chlorures dans les bétons endommagés, il est difficile de comparer directement les résultats quantitatifs obtenus dans les études réalisées jusqu'à présent.

Néanmoins, les études réalisées à ce jour sur les propriétés de transport dans le béton ont permis de mettre en évidence le rôle prédominant de la porosité sur les trois modes de transport étudiés (la perméabilité, l'absorption et la diffusion) dans le béton sain. Afin d'avoir une porosité adéquate pour assurer une bonne durabilité, il est important d'utiliser un rapport E/C faible et d'appliquer une bonne cure au béton.

En ce qui concerne l'impact de la fissuration sur ces propriétés de transport, les différentes études ont montré que la perméabilité des bétons fissurés est fonction du cube des ouvertures de fissures. Ce sont principalement les fissures présentant une ouverture supérieure à 50 μm qui modifient significativement la perméabilité du béton. De son côté, l'absorption des bétons fissurés est très sensible au nombre de microfissures localisées à la surface du béton. En ce qui concerne la diffusion des chlorures, le processus est accéléré proportionnellement à l'ouverture de la fissure dès la création de celle-ci. Pour les fissures supérieures à 80 μm, la diffusion au travers de la fissure se fait au même rythme que dans l'eau. Les agents agressifs peuvent alors pénétrer très rapidement dans le béton de recouvrement.

Par leur capacité à limiter les ouvertures de fissures lors d'un chargement mécanique, les fibres, notamment des fibres métalliques, ajoutées au béton, contribuent à limiter les propriétés de transport du béton fissuré et donc à en augmenter sa durabilité.

Finalement, l'endommagement causé par le gel-dégel est principalement caractérisé par une fissuration fine et diffuse à l'intérieur de la masse du béton. Cette fissuration est due à des pressions causées par les déplacements de l'eau à l'intérieur du béton lors du gel. Une façon efficace de limiter ces pressions (et ainsi l'endommagement) est d'ajouter de l'air entrainé au mélange de béton. Bien que les données soient peu nombreuses sur ce sujet, l'endommagement créé par les cycles de gel-dégel semble augmenter la quantité d'eau absorbée par le béton ainsi que la diffusion des ions chlorures au sein de ce dernier, et ce même pour certains bétons contenant de l'air entrainé.

CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE

Ce chapitre présente le programme de recherche réalisé pour atteindre l'objectif principal de ce projet qui est de caractériser l'impact de sollicitations mécaniques et environnementales sur la perméabilité à l'eau, l'absorption et la diffusion des chlorures d'un béton ordinaire incorporant ou non des macrofibres d'acier. Dans un premier temps, le programme expérimental est décrit puis les procédures expérimentales sont ensuite détaillées.

3.1 Programme expérimental

3.1.1 Composition des bétons étudiés

Deux mélanges de béton ont été étudiés dans ce projet. Le premier mélange (nommé BO) consiste en un béton ordinaire autoplaçant qui répond aux exigences d'un béton de type XIV-C du MTQ (2012) et le second mélange (nommé BRF) est un béton ordinaire autoplaçant conforme aux mêmes exigences avec en plus l'inclusion de 0.75 %-vol de macrofibres d'acier à crochet (l_f = 35 mm; Φ_f = 0.55 mm). Les deux mélanges présentent des compositions très similaires à l'exception de la présence de fibres ainsi qu'une quantité de pierre plus faible dans le BRF pour compenser la présence de fibres (Tableau 3-1).

Tableau 3-1: Composition des bétons

Matériau	BO	BRF
Ciment Gub-SF* (kg/m^3)	550	550
Eau (kg/m^3)	228	228
Superplastifiant (l/m^3)	10.5	10.5
Agent viscosant (l/m^3)	1.5	0.7
Sable, D_{sss}= 2.555 (kg/m^3)	737	737
Pierre, D_{sss}= 2.517 (kg/m^3)	614	596
Dosage en fibres (kg/m^3)	-	58.5
Agent entraineur d'air (l/m^3)	2.6	1.6
Rapport Eau/Liant (-)	0.43	0.43

*Contient 8 % de fumée de silice (en masse)

Le ciment utilisé dans les deux mélanges est un ciment binaire comprenant 92 % (en masse) de ciment portland et 8% de fumée de silice. Les quantités d'agent viscosant et d'agent entraineur d'air ont été ajustées lors de la préparation des bétons pour obtenir un affaissement entre 575 et 675 mm et une teneur en air entre 6 et 9 %. Comme certains spécimens seront exposés à des cycles de gel-dégel, l'utilisation d'un agent entraineur d'air a été retenue pour s'assurer de représenter le plus fidèlement possible les structures en béton armé exposées aux intempéries.

La cure consiste à recouvrir les spécimens d'un polythène directement après la coulée et ce pour une durée de 24 heures. Par la suite, ils sont décoffrés et directement placés dans des contenants remplis d'eau saturée en chaux pendant 27 jours avant d'être laissés à l'air libre dans l'attente des essais.

3.1.2 Spécimens à l'étude

Excepté les spécimens dédiés à la caractérisation des bétons, les spécimens du programme expérimental sont des tirants en béton armé. Les tirants représentent une barre d'armature et son enrobage dans la zone tendue d'une structure en béton armé sollicitée en flexion tel qu'illustré en rouge sur la Figure 3-1.

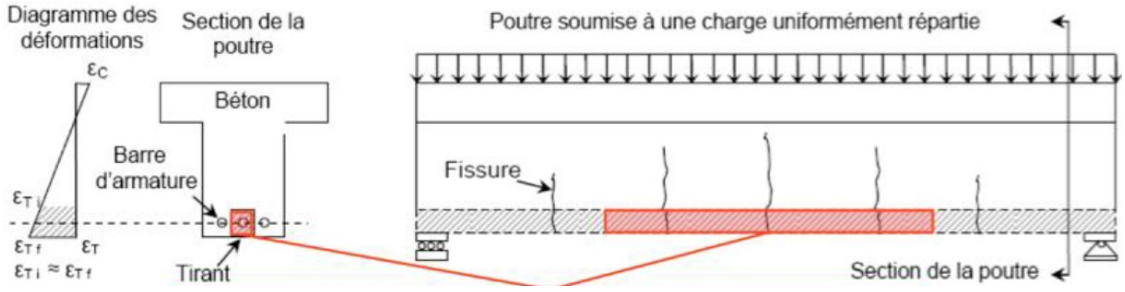


Figure 3-1: Représentativité des tirants dans une structure en béton armée (Hubert, 2014)

Les tirants étudiés ont une longueur de 630 mm, une section transversale de 90 x 90 mm^2 et ont une barre d'armature 10M (Φ_b = 11.3 mm) placée au centre. Cette configuration des tirants a été définie lors d'un projet antérieur réalisé à Polytechnique Montréal par Desmettre et Charron (2011) dont l'objectif était de caractériser le comportement mécanique et la perméabilité à l'eau de tels

tirants sollicités en traction uniaxiale. Cette configuration des tirants permet d'avoir une épaisseur du béton d'enrobage d'environ 40 mm conformément aux recommandations des principales normes pour une exposition préjudiciable à la durabilité des bétons (Tableau 3-2) et sa longueur, d'environ 60 fois le diamètre de la barre d'armature, permet d'obtenir un patron de fissuration représentatif de ce qui serait retrouvé à l'échelle de la structure (Al-Fayadh, 1997).

Tableau 3-2: Épaisseurs d'enrobage minimum selon les principales normes (Hubert, 2014)

		Épaisseur d'enrobage (mm)		
Origine	Norme	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'enrobage associées au béton exposé au sol en permanence.

3.1.3 Conditions d'essai étudiées

L'objectif de ce projet étant de déterminer l'impact de sollicitations mécaniques et environnementales (gel-dégel) sur les indices de durabilité du béton armé, les essais de durabilité ont été réalisés sur des spécimens intacts ou pré-endommagés par l'une ou par les deux types de sollicitations (mécanique et gel-dégel). Parmi les essais de durabilité disponibles, les essais d'absorption d'eau et de détermination du coefficient de migration des chlorures ont été sélectionnés en vue d'étudier l'effet des microfissures présentent dans le béton et causées par la sollicitation environnementale. De plus, la détermination de la perméabilité à l'eau simultanément au chargement en traction uniaxiale du tirant sera effectuée jusqu'à atteindre la plastification de la barre d'armature. L'impact du/des pré-endommagements (mécaniques ou environnementaux) seront étudiés lors du chargement mécanique réalisé jusqu'à la plastification de la barre d'armature en traction uniaxiale.

Neuf tirants ont été fabriqués pour chacun des 2 mélanges de béton à l'étude (BO et BRF). De plus, des spécimens de caractérisation ont été fabriqués pour réaliser les essais qui seront présentés à la

section 3.2.1. Ces neuf tirants sont répartis selon cinq conditions d'essais décrites au Tableau 3-3 et à la Figure 3-2 et l'un d'entre eux (pour la condition « 0 » du Tableau 3-3) ne comprenait pas d'armature.

Tableau 3-3: Description des conditions d'essai

Condition	Description	Nombre de tirants par mélange	Descriptif
0	Référence béton non endommagé	1	Tirant sans armature n'ayant subi **aucune sollicitation** Objectif : donnée de référence du béton non fissuré Mesures : mesure du retrait libre, du taux d'absorption et du coefficient de migration de chlorures.
1	Référence béton endommagé	2	Tirants n'ayant subi **aucun pré-endommagement** Objectif : donnée de référence du béton endommagé Mesures : mesure de perméabilité à l'eau sous chargement complet puis essais d'absorption et de migration de chlorures sur tirants endommagés.
2	Endommagement mécanique	2	Tirants soumis à un **pré-endommagement mécanique** Objectif : voir l'impact du pré-endommagement mécanique Mesures : mesure de perméabilité à l'eau sous chargement complet puis essais d'absorption et de migration de chlorures sur tirants endommagés.
3	Endommagement environnemental	2	Tirants soumis à un **pré-endommagement environnemental** Objectif : voir l'impact du pré-endommagement environnemental Mesures : mesure de perméabilité à l'eau sous chargement complet puis essais d'absorption et de migration de chlorures sur tirants endommagés.
4	Endommagements mécanique et environnemental	2	Tirants soumis à un **pré-endommagement mécanique puis environnemental** Objectif : voir l'impact des deux pré-endommagement Mesures : mesure de perméabilité à l'eau sous chargement complet puis essais d'absorption et de migration de chlorures sur tirants endommagés.

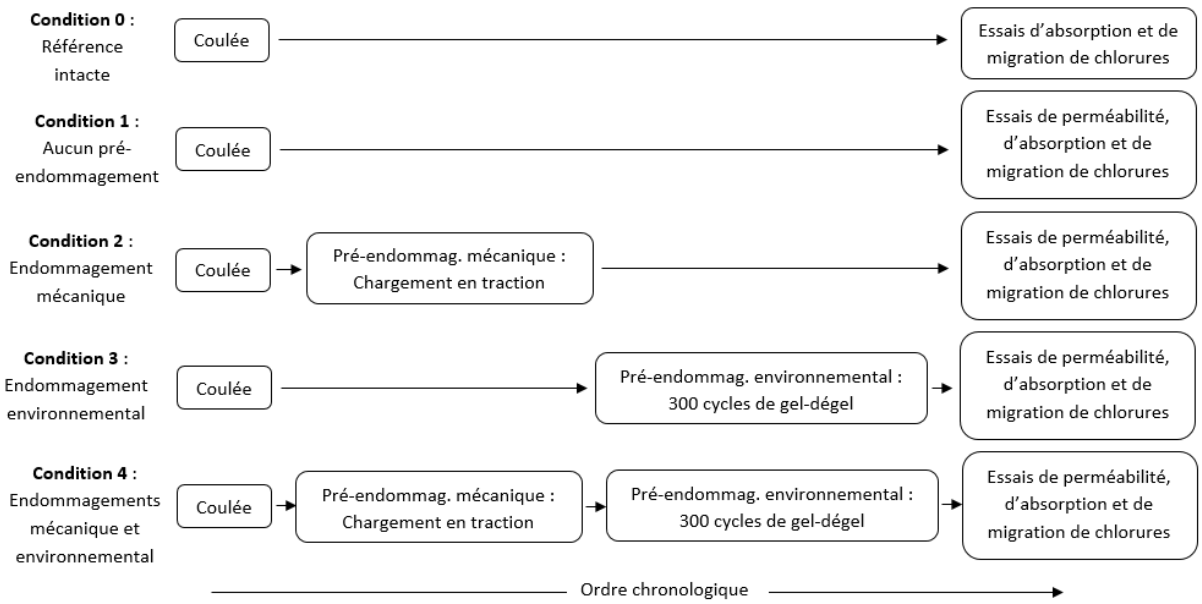


Figure 3-2: Conditions à l'étude dans le programme expérimental

Pour la condition 0 n'ayant subi aucune sollicitation, les essais d'absorption et de migration des ions chlorures sont réalisés sur des spécimens intacts (non fissurés). Pour toutes les autres conditions, les essais d'absorption et de migration sont réalisés suite à l'essai de perméabilité qui a lieu simultanément au chargement du tirant jusqu'à l'atteinte de la plastification de la barre d'armature. Ces essais ont donc lieu sur des spécimens endommagés dont certains (conditions 2, 3 et 4) ont en plus subi un pré-endommagement mécanique, environnemental ou les deux avant le chargement final jusqu'à la plastification de l'armature.

Le pré-endommagement mécanique des conditions 2 et 4 se fait par l'application d'un chargement en traction uniaxiale des tirants jusqu'à atteindre une contrainte moyenne dans l'armature de 250 MPa, représentative d'un élément structural supportant ses charges de service, puis les tirants sont ensuite déchargés. Le pré-endommagement environnemental des conditions 3 et 4 consiste à exposer les tirants à 300 cycles de gel-dégel. Cette sollicitation environnementale vise à produire un tirant avec un patron de fissuration (microfissures) représentatif d'un élément structural sous l'effet des variations thermiques attendues en service.

Dû à des problèmes d'indisponibilité ou de bris d'équipements, les essais n'ont pu être réalisés à même échéance pour l'ensemble des conditions. De manière à minimiser l'impact de ces délais sur

la maturité des bétons lors des essais, les spécimens en attente ont été conservés dans un congélateur à une température de -11 ± 1 °C afin de limiter leur maturation en gelant l'eau libre présente dans la matrice responsable de l'avancement de l'hydratation.

3.2 Procédures d'essai

Cette section décrit tout d'abord les essais de caractérisation réalisés et les procédures d'essai associées. Elle présente ensuite les procédures d'essai adoptées pour réaliser les deux types de pré-endommagement, mécanique et environnemental, ainsi que les procédures d'essai associées aux essais de durabilité réalisés (perméabilité à l'eau sous chargement, absorption à l'eau et détermination du coefficient de diffusion des ions chlorures).

3.2.1 Essais de caractérisation

Les deux mélanges de béton produits dans le cadre de ce projet de recherche (BO et BRF) ont été caractérisés à l'état frais et à l'état durci selon les essais normalisés indiqués au Tableau 3-4.

Tableau 3-4: Détails des essais de caractérisation du béton

Condition	Essai	Norme / Référence
État frais	Température	CSA A23.2-17C
	Masse volumique	CSA A23.2-6C
	Teneur en air	CSA A23.2-4C
	Étalement au cône d'Abrams	CSA A23.2-19C
État durci	Résistance à la compression	CSA A23.2-9C
	Module d'élasticité	ASTM C469/C469M-14
	Traction par fendage (BO)	ASTM C496/C496M-17
	Traction directe sur os (BRF)	RILEM TC162

Pour le BO, la résistance à la traction a été déterminée par un essai de traction par fendage alors qu'elle a été caractérisée par un essai de traction directe pour le BRF afin de mesurer adéquatement le comportement mécanique du spécimen avant et après la localisation de la fissuration. Les dimensions des spécimens utilisés pour les essais de traction directe sont présentées à la Figure 3-3. Durant l'essai, l'effort de traction est appliqué dans l'axe du spécimen à partir des deux zones hachurées (Figure 3-3). La forme du spécimen permet la localisation de la fissure dans la section réduite ce qui facilite le calcul de la contrainte.

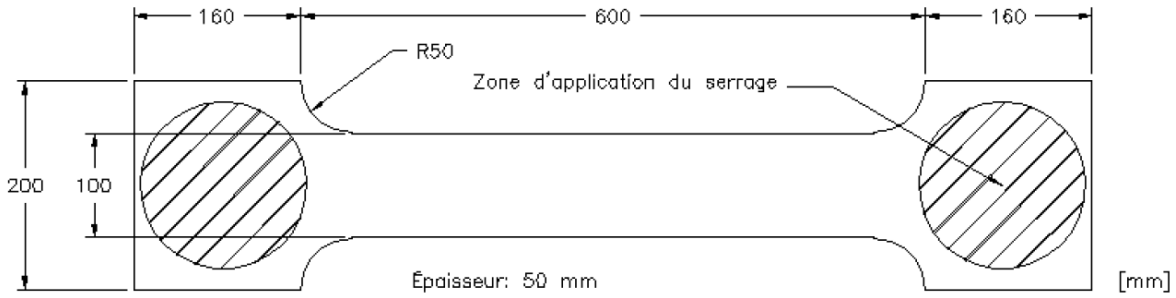


Figure 3-3: Dimensions des spécimens de traction directe (Beaurivage, 2009)

3.2.2 Pré-endommagement mécanique

Le pré-endommagement mécanique imposé aux tirants des conditions 2 et 4 (Figure 3-2) se fait par l'application d'un chargement quasi-statique en traction uniaxiale appliqué via une presse hydraulique d'une capacité de 2.5 MN. Les spécimens sont chargés à un taux de déplacement fixe de 0.05 mm/minute jusqu'à l'atteinte d'un déplacement cible correspondant à une contrainte moyenne de 250 MPa dans la barre d'armature. Cette contrainte est représentative d'un chargement de service dans une structure en béton armé. Le chargement est appliqué sur la spécimen via divers connecteurs qui permettent de localiser les déformations plastiques à l'intérieur du tirant en béton armé.

Deux capteurs de déplacement LVDT (linear variable displacement tranducers) placés sur deux faces longitudinales opposées des tirants (Figure 3-4) permettent de mesurer en continu son allongement global. Treize autres capteurs de déplacement (capteurs PI), installés en quinconce sur deux faces longitudinales opposées du tirant (Figure 3-4) permettent de mesurer localement le déplacement du béton et d'en déduire les ouvertures des fissures associées en retranchant le déplacement élastique enregistré par le capteur PI avant la localisation d'une macrofissure.



(a) (b)

Figure 3-4: Positionnement des capteurs, (a) vue de côté et (b) vue de face

3.2.3 Pré-endommagement environnemental par le gel-dégel

Le pré-endommagement environnemental imposé aux tirants des conditions 3 et 4 (Figure 3-2) se fait par leur exposition à 300 cycles de gel-dégel. Ces cycles de gel-dégel ont été réalisés avec l'appareil du laboratoire des matériaux du MTQ situé à Québec (Figure 3-5). Les cycles ont suivi la procédure B de la norme ASTM C666 (ASTM, 2015), soit la plus sévère des deux procédures proposées dans la norme et qui consiste à effectuer la période de gel dans l'air et celle de dégel dans l'eau. L'appareil du MTQ comprend une cuve intérieure qui reçoit les spécimens et est surmontée d'un couvercle comprenant trois ventilateurs (Figure 3-5b). Lors de la période de gel, d'une durée de 105 minutes, la cuve est vide et les ventilateurs propulsent de l'air froid sur les spécimens à -18 ± 2 °C. Durant la période de dégel, d'une durée de 75 minutes, la circulation constante de l'eau (à 4 ± 2 °C) est assurée par une alimentation depuis le fond de l'appareil et l'évacuation de l'excédent depuis la surface. Les spécimens ont été placés à l'intérieur de l'appareil de telle sorte à laisser un dégagement pour permettre à l'air et à l'eau de circuler librement.

En plus des tirants des conditions 3 et 4, un prisme de 75 x 100 x 400 mm^3 de chaque mélange de béton (BO et BRF) a également été soumis aux cycles de gel-dégel afin de caractériser la résistance

des mélanges au gel-dégel via des lectures du module d'élasticité dynamique relatif à tous les 50 cycles.



(a) (b)

Figure 3-5: Appareil utilisé pour le gel-dégel, (a) Position des spécimens dans l'appareil et (b) vue générale de l'appareil ouvert

3.2.4 Essai de perméabilité à l'eau

L'ensemble des tirants pré-endommagés ou non, excepté les tirants de la condition 0, ont été soumis à un essai de perméabilité sous chargement quasi-statique en traction uniaxiale jusqu'à atteindre la plastification de l'armature. Des mesures de perméabilité à l'eau ont été réalisées juste avant le début du chargement afin de déterminer la perméabilité initiale puis la perméabilité à l'eau a par la suite été mesurée en continu simultanément au chargement mécanique. La mesure de la perméabilité à l'eau sous chargement permet d'établir des corrélations entre le comportement mécanique des tirants (force, déplacement, ouverture des fissures) et l'évolution de la perméabilité à l'eau. Cet essai permet donc de caractériser la pénétration de l'eau à travers la porosité et toutes les microfissures et macrofissures, si présentes. L'ouverture des macrofissures gouverne la perméabilité.

3.2.4.1 Instrumentation et dispositif de chargement

L'instrumentation des tirants et le dispositif de chargement sont identiques à ceux présentés à la section 3.2.2. Les tirants sont donc soumis à un chargement en traction uniaxiale dans une presse

hydraulique à un taux de 0.05 mm/min, alors que les ouvertures de fissures sont mesurées par des capteurs PI installés sur les tirants.

3.2.4.2 Dispositif de perméabilité

Le dispositif de perméabilité permet de mesurer la perméabilité à l'eau des tirants simultanément à l'application d'un chargement en traction uniaxiale et à la mesure des ouvertures de fissures qui se développent durant le chargement (Figure 3-6). Deux faces latérales opposées des tirants sont exemptes de scellement, excepté sur leurs contours, pour permettre un écoulement d'eau unidirectionnel entre ces deux faces, alors qu'une membrane élastomère étanche recouvre entièrement les deux autres faces latérales (les mêmes faces que celle sur lesquelles sont fixés les capteurs PI) ainsi que les extrémités (Figure 3-7). Afin de limiter la possibilité de fuites au niveau des coupleurs transférant la charge au tirant, l'intérieur de ces derniers est scellé avec du silicone et les filets des pièces s'y rattachant sont recouverts de ruban en téflon. Des réservoirs en aluminium sont fixés sur les deux faces exposées à l'eau, via un système de serrage qui assure une bonne étanchéité. Ces réservoirs en aluminium sont ensuite reliés à des cylindres de plus grande capacité.

Durant l'essai, une pression d'air est appliquée dans le cylindre d'entrée, alors que celui de sortie, vide, s'équilibre avec la pression atmosphérique. Le gradient de pression ainsi créé entre l'amont et à l'aval du tirant induit le déplacement d'eau à travers l'échantillon. Initialement, le gradient de pression est de 50 kPa, ce qui correspond à une hauteur de colonne d'eau de cinq mètres. À mesure que le tirant s'endommage sous l'effet du chargement en traction, des fissures perpendiculaires à l'axe de chargement apparaissent et augmentent la pénétration d'eau. Afin de caractériser le gradient de pression spécifiquement appliqué au niveau du tirant, des capteurs de pression sont installés en haut des réservoirs en aluminium. Enfin, des capteurs de hauteur différentielle placés à la base des cylindres d'entrée et de sortie permettent de connaitre l'évolution dans le temps des volumes d'eau présents dans les cylindres. Les données provenant de la presse, des capteurs PI, des capteurs de pression et des capteurs de hauteur différentielle permettent de déterminer à tout moment la perméabilité à l'eau, la force appliquée, le déplacement du tirant, la contrainte moyenne dans l'armature et les ouvertures de fissures.

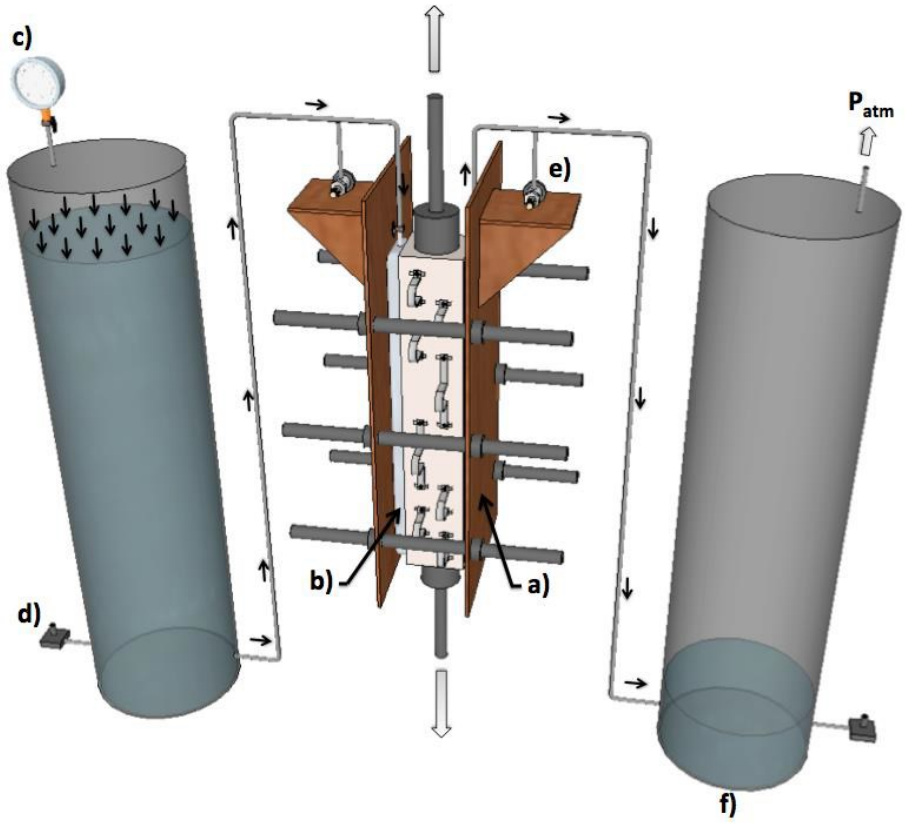


Figure 3-6: Dispositif de perméabilité (Hubert, 2014)

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

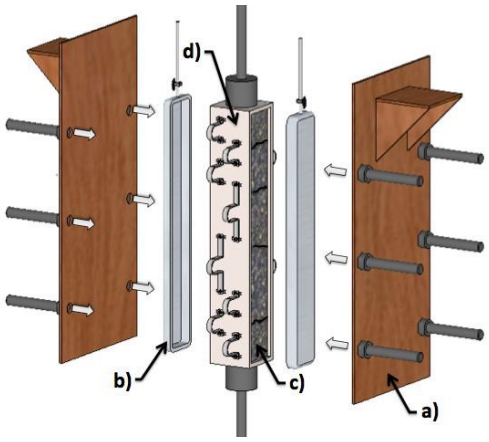


Figure 3-7: Vue éclatée de la cellule de perméabilité (Hubert, 2014)

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

3.2.5 Extraction des spécimens pour les essais d'absorption et de migration de chlorures

Une fois les essais de perméabilité sous chargement terminés, trois carottes de 70 mm de diamètre ont été extraites de chacun des tirants en vue des essais d'absorption d'eau et de migration des ions chlorures. Pour chaque condition et mélange de béton (BO et BRF), une carotte de 70 mm a été utilisée pour l'essai d'absorption et une autre pour l'essai de migration des chlorures, alors que la troisième a été conservée au cas où d'autres analyses seraient requises. Les deux carottes devant servir au programme expérimental ont été sciées de part et d'autre de la barre d'armature afin d'obtenir deux spécimens cylindriques de 70 mm de diamètre et d'un peu moins de 40 mm d'épaisseur (Figure 3-8). Chacun de ces deux spécimens comprend donc une extrémité correspondant au cœur du tirant et l'autre correspondant à la surface extérieure du tirant (qui est soit coffrée, soit truellée). À noter que deux carottes de 50 mm ont aussi été extraites pour des essais qui seront réalisés en dehors du cadre de ce projet.

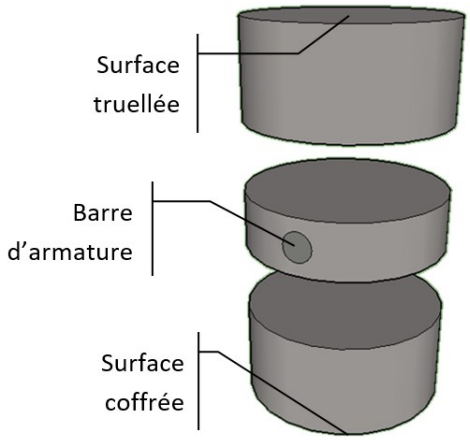
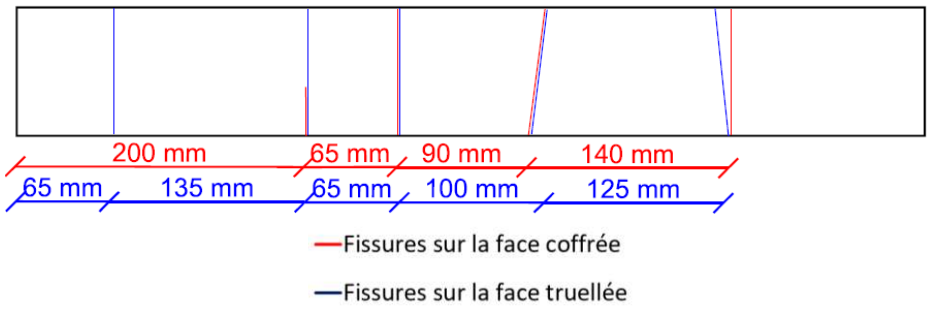


Figure 3-8: Schématisation de la coupe des carottes pour obtenir les spécimens des essais d'absorption et de migration

Les différentes carottes ont été extraites entre les macrofissures afin de mesurer l'absorption d'eau et le coefficient de diffusion des chlorures pour la matrice potentiellement microfissurée du béton et non au travers d'une macrofissure (Figure 3-9) déjà caractérisée avec l'essai de perméabilité

sous chargement. La diffusion des chlorures au travers d'une large fissure s'approche de celle qui a lieu dans l'eau libre et perd sa dépendance avec l'ouverture de fissure (Djerbi et al., 2008).



a)



b)

Figure 3-9: Macrofissures présentent sur l'un des tirants après l'essai de perméabilité à l'eau, a) Schéma avant extraction des carottes b) Photo après extraction des carottes

3.2.6 Essai d'absorption d'eau

La procédure de l'essai d'absorption d'eau est basée sur la norme ASTM C1585 (ASTM, 2013b). L'absorption est gouvernée par la porosité et les microfissures présentes dans les spécimens.

3.2.6.1 Préparation des spécimens

Avant de démarrer l'essai, les spécimens carottés ont été saturés à l'eau sous vide pendant 18 heures, puis placés dans une étuve à une température de 50 ± 2 °C et une humidité relative de 80 ± 3 % pendant trois jours. L'humidité relative dans l'étuve est contrôlée par une solution saturée en bromure de potassium placée dans le fond d'un contenant scellé qui contient les spécimens. Par la suite, les spécimens ont été placés dans des contenants individuels scellés pendant 15 jours à température ambiante afin de permettre à l'humidité présente dans les spécimens de se répartir uniformément. Avant de débuter les mesures d'absorption, pour chaque spécimen, la surface

latérale a été scellée à l'aide d'une feuille d'aluminium autocollante et la surface supérieure a été recouverte d'un film plastique. Ces scellements ont pour objectif de limiter l'apport d'humidité par ces surfaces et d'ainsi mesurer l'absorption d'eau depuis une seule surface de la carotte (Figure 3-10).

3.2.6.2 Méthode d'évaluation de l'absorption

Durant l'essai, la face non-scellée des spécimens est immergée sous environ 2 mm d'eau et posée sur des supports pour permettre à l'eau d'être en contact avec la surface inférieure des carottes qui correspond à la surface extérieure du tirant correspondant (Figure 3-10).

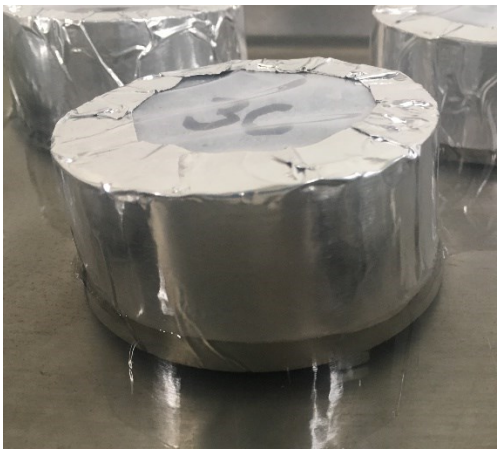


Figure 3-10: Essai d'absorption

La masse des spécimens est ensuite mesurée de façon régulière durant l'essai afin de connaitre la quantité d'eau absorbée (ASTM, 2013b). Pour chaque condition testée, un spécimen est testé avec la face truellée du tirant en contact avec l'eau et un second avec la face coffrée exposée à l'eau.

3.2.7 Essai de migration des chlorures

La procédure utilisée pour l'essai de migration est similaire à celle décrite dans la norme BUILD 492 (Nordtest, 1999).

3.2.7.1 Préparation des spécimens

Les carottes utilisées pour l'essai de migration ont été rectifiées à la surfaceuse pour retirer les premiers millimètres du béton de surface afin d'obtenir deux cylindres de 70 mm de diamètre et d'environ 30 mm d'épaisseur par condition. Comme les cellules habituellement utilisées pour les essais de migration sont conçues pour des cylindres de 100 mm de diamètre, les spécimens ont été insérés dans un anneau rigide auquel ils ont été liés par un joint étanche d'élastomère (Figure 3-11). Avant de démarrer l'essai, les spécimens ont été saturés à l'eau sous vide dans une solution avec une concentration de 0.3 M de NaOH.



Figure 3-11: Spécimens utilisés pour l'essai de migration des chlorures

3.2.7.2 Exposition aux chlorures

Deux réservoirs sont placés en amont et en aval du spécimen (Figure 3-12). Le réservoir amont (celui du côté du spécimen qui était le plus près de la surface du tirant) est rempli avec une solution concentrée à 0.5 M de NaCl et 0.3 M de NaOH, alors que le réservoir en aval (celui du côté du spécimen qui était le plus près de l'armature) est rempli avec une solution concentrée à 0.3 M de NaOH.

Pendant toute la durée de l'essai, une tension de 12 V est appliquée entre les bornes des deux réservoirs afin d'accélérer la migration des chlorures au travers du spécimen. Pour les spécimens en BRF, la tension a été appliquée pendant une période de onze jours. Cette période a été réduite à

huit jours pour les spécimens en BO pour s'assurer d'avoir un front de chlorures plus près du centre des spécimens et limiter les risques que le front traverse le spécimen en entier.

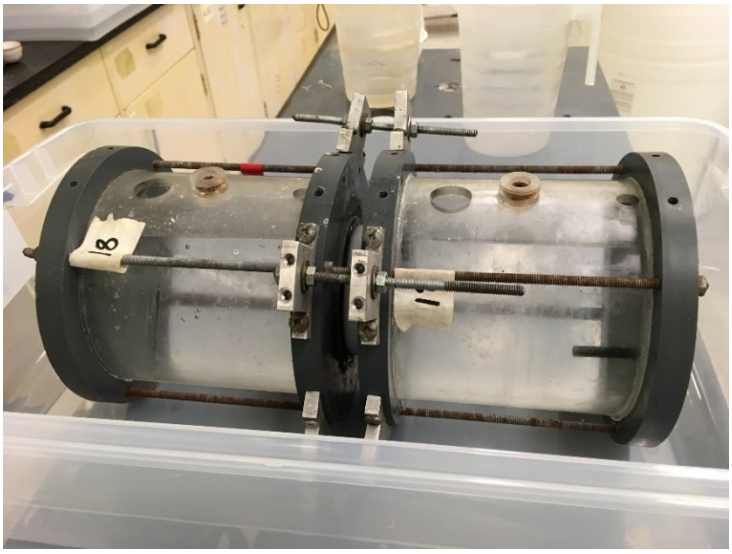
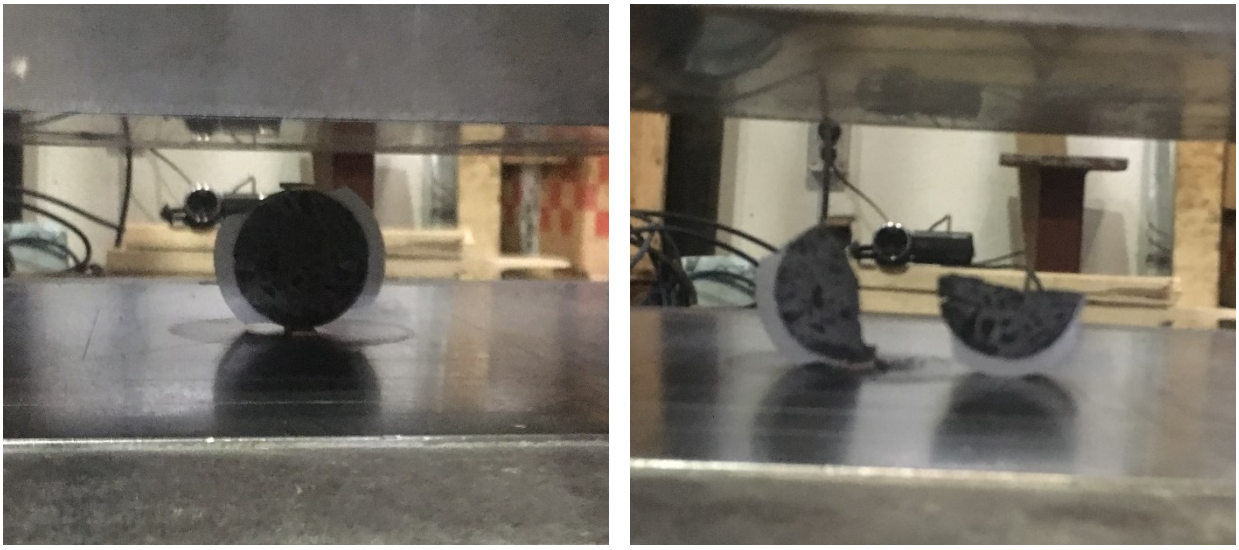


Figure 3-12: Montage pour l'essai de migration des chlorures

3.2.7.3 Méthode d'analyse du front de chlorures

Une fois l'exposition aux chlorures terminée, les spécimens ont été retirés de leur anneau rigide et une partie du scellement élastomère a été découpée afin de permettre de fendre les spécimens dans une presse hydraulique. Le fendage se fait de la même façon que pour un essai de fendage, c'est-à-dire en appliquant une charge perpendiculaire à l'axe du cylindre pour le fendre sur toute la hauteur (Figure 3-13).



(a) (b)

Figure 3-13: Fendage des spécimens, (a) Avant le chargement et (b) Après le chargement

Les deux faces nouvellement exposées suite au fendage ont ensuite été aspergées d'une solution contenant du nitrate d'argent à 0.1 mol/l. Le nitrate d'argent réagit avec les chlorures présents dans le béton pour former un précipité blanchâtre qui permet de localiser le front de chlorures dans le spécimen (Nordtest, 1999). Chaque face ainsi traitée a alors été prise en photo, puis traitée numériquement afin d'obtenir la position du front de chlorures. Le coefficient de migration a ensuite été obtenu à partir des équations 3-1, 3-2 et 3-3. La valeur de C_d est assumée à 0.07 mol/l (Nordtest, 1999).

$$D_{Cl} = \frac{RT}{zFE}\frac{x_d - \alpha\sqrt{x_d}}{t} \qquad \text{Équation 3-1}$$

$$E = {}^{U}/_{L} \qquad \text{Équation 3-2}$$

$$\alpha = 2\sqrt{\frac{RT}{zFE}}erf^{-1}\left(1 - \frac{2C_d}{C_0}\right) \qquad \text{Équation 3-3}$$

Avec D_{cl} Coefficient de diffusion (m^2/s);

z valeur absolue de la valence ionique, z = 1 (-);

F Constante de Faraday, F = 9.648 x 10^4 (J/(V mol));

U Valeur de la tension entre les réservoirs en amont et en aval (V);

R Constante des gaz parfaits, R = 8.314 (J/(K mol));

T Température moyenne de la solution en amont (K);

L Épaisseur du spécimen (m);

x_d Profondeur du front (m);

t Durée de l'exposition aux chlorures (s);

erf^{-1} Inverse de la fonction erreur (-);

C_d Concentration min en chlorures qui cause un changement de couleur (mol/L);

C_0 Concentration en chlorures dans la solution en amont (mol/L).

CHAPITRE 4 RÉSULTATS ET ANALYSE

Ce chapitre décrit et analyse les résultats du programme de recherche exposé au Chapitre 3. Il présente en premier lieu les résultats des essais de caractérisation réalisés sur les deux bétons à l'étude (BO et BRF). Les résultats reliés aux pré-endommagements (mécaniques et cycles de gel-dégel) appliqués sur certains tirants sont ensuite présentés, puis les résultats obtenus de l'essai de perméabilité sous chargement complet (jusqu'à la plastification de l'armature) des tirants sont exposés. Finalement, les résultats des essais d'absorption et de migration des chlorures réalisés suite au chargement complet des tirants sont présentés.

4.1 Essais de caractérisation

Les résultats des essais de caractérisation menés sur les deux bétons, à l'état frais et à l'état durci, et décrit à la section 3.2.1 sont présentés dans la section suivante.

4.1.1 Propriétés à l'état frais

Le Tableau 4-1 présente les propriétés à l'état frais (température, étalement, teneur en air et masse volumique) des BO et BRF étudiés. L'étalement (625 ± 50 mm) ainsi que la teneur en air (6 à 9 %) visés ont pu être atteints en ajustant les quantités d'agent entraineur d'air (AEA) et de viscosant. La composition du BO et du BRF étant très similaire, excepté la présence de fibres dans le BRF (cf. section 3.1.1), leurs propriétés à l'état frais le sont également. La masse volumique est cependant légèrement plus élevée pour le BRF dû à la masse volumique plus importante des fibres par rapport au volume de pierre qu'elle remplace.

Tableau 4-1: Propriétés des bétons à l'état frais

	BO	BRF
Température (°C)	21.0	21.1
Étalement (mm)	590	630
Teneur en air (%)	6.0	6.0
Masse volumique (kg/m^3)	2 150	2 165

4.1.2 Propriétés à l'état durci

Le Tableau 4-2 présente les résistances à la compression et à la traction ainsi que le module d'élasticité pour le BO et le BRF. Les caractéristiques des bétons en compression (résistance et module d'élasticité) ont été mesurées à 28 jours ainsi qu'au moment de l'essai de perméabilité réalisé sous chargement complet du tirant, alors que la résistance à la traction a seulement été mesurée le jour de l'essai de perméabilité. Cette résistance à la traction a été déterminée par essais de fendage (traction indirecte) pour le BO et à partir de spécimens en forme d'os sollicités en traction directe pour le BRF (Figure 3-3).

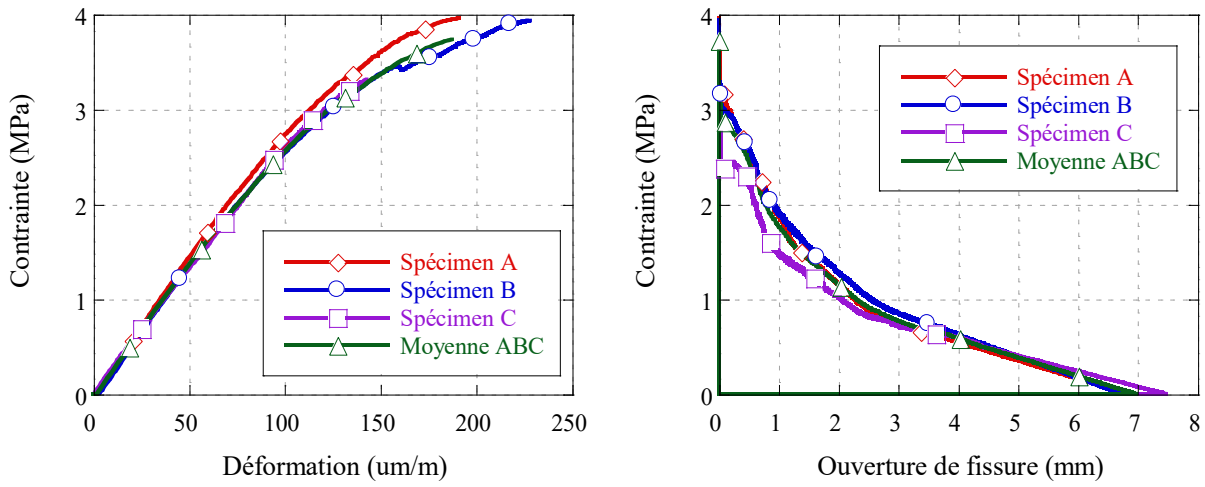
Le BO et le BRF présentent des résistances à la compression et modules d'élasticité similaires à 28 jours. Au moment de l'essai de perméabilité, les résistances à la compression et à la traction, obtenues par la moyenne de trois essais, sont légèrement plus importantes pour le BRF même si elles restent dans le même ordre de grandeur. Les fibres ayant une influence négligeable sur la résistance à la compression (Desmettre & Charron, 2013), la résistance à la compression plus importante du BRF par rapport au BO au moment de l'essai de perméabilité peut être expliquée par la variabilité inhérente au matériau. Quant à la résistance à la traction, bien que la présence de macrofibres modifie essentiellement le comportement post-pic du béton, soit après la localisation d'une macrofissure, il a déjà été observé que la présence de ces fibres peut très légèrement modifier, selon l'orientation des fibres, la résistance maximale en traction du BRF (Plagué et al., 2017). La résistance à la traction très légèrement supérieure du BRF pourrait alors être expliquée par la présence des fibres ou encore par la variabilité inhérente au matériau.

Tableau 4-2: Propriétés mécaniques des bétons

		À 28 jours (MPa)	Au moment de l'essai de perméabilité* (MPa)
BO	f'_c	45.9	45.1
	f_t**	-	3.45
	E	29 965	29 844
BRF	f'_c	47.6	54.6
	f_t**	-	3.74
	E	31 234	28 807

* Correspond à une maturité d'environ 100 jours pour le BRF et 150 jours pour le BO
** Pour le BO, la résistance à la traction provient d'essais de fendage alors que celle du BRF provient d'essais de traction directe.

La Figure 4-1 présente le comportement en traction des spécimens de BRF sollicités en traction uniaxiale. Pour mieux illustrer ce comportement en traction, la Figure 4-1 est subdivisée en deux graphiques, l'un présentant le comportement pré-pic (avant la localisation d'une macrofissure) en déformation (Figure 4-1a) et l'autre présentant le comportement post-pic, qui apparait après l'atteinte du pic de résistance, en ouverture de fissure (Figure 4-1b). Alors que l'apport des fibres est faible dans le comportement pré-pic en traction du BRF, il améliore grandement son comportement post-pic. En effet, alors que le BO présente un comportement fragile (chute soudaine de contrainte) suite à la localisation d'une macrofissure, le BRF présente un comportement dit adoucissant caractérisé par une diminution progressive de la contrainte avec l'augmentation de l'ouverture de fissure. Ce comportement ductile du BRF est dû aux fibres qui, ancrées de part et d'autre de la fissure, viennent « coudre » ces dernières et en limiter leur propagation.



a) b)

Figure 4-1: Comportement en traction du BRF, a) en phase pré-pic et b) en phase post-pic

Des essais de retrait ont été réalisés sur les deux bétons étudiés dans le projet afin d'estimer la contrainte générée par le retrait gêné dans les tirants. Les mesures de retrait et la méthodologie utilisée pour le calcul de la contrainte initiale due au retrait gêné par l'armature est présentée à l'Annexe A. Le retrait mesuré dans les tirants en BO et en BRF a été de 485 et 383 με à l'échéance des essais de perméabilité, le retrait est légèrement plus faible dans le BRF étant donné la restreinte apportée par la présence de fibres. En conséquence, la contrainte initiale de compression dans les aciers d'armature des tirants en BO est de 89.5 MPa, alors qu'elle est de 70.5 MPa dans les tirants en BRF. La contrainte initiale est plus élevée dans les armatures des tirants en BO étant donné que celui-ci présente un retrait libre légèrement plus élevé et que les essais de perméabilité n'ont pas été menés exactement aux mêmes échéances pour les deux matériaux. Le lecteur est invité à se référer à l'Annexe A pour plus de détails sur le calcul de la contrainte due au retrait.

4.2 Essais de pré-endommagement mécanique

Un pré-endommagement mécanique a été appliqué préalablement aux essais de perméabilité sous chargement complet des tirants des conditions 2 et 4 (cf. Figure 3-2), selon la méthodologie présentée à la section 3.2.2. Ce pré-chargement a été effectué jusqu'à atteindre une contrainte moyenne dans l'armature de 250 MPa calculée à partir de la déformation totale du tirant et du module d'élasticité de l'acier d'armature.

La Figure 4-2 présente le comportement mécanique des tirants durant ce pré-chargement. Les tirants en BO sont représentés en traits gras alors que ceux en BRF sont présentés en traits fins. Le Tableau 4-3 présente un sommaire des ouvertures de fissures à la fin du chargement ainsi qu'après le déchargement. Ce sommaire inclut, pour chaque tirant, le nombre de fissures, l'ouverture de fissure principale (ouverture maximale), l'ouverture moyenne (ouverture totale divisée par le nombre de fissures), l'ouverture moyenne des fissures secondaires (moyenne de toutes les fissures à l'exception de la maximale, donc des fissures dites « secondaires »), l'ouverture de fissure totale et la refermeture des fissures (rapport entre l'ouverture totale après déchargement et l'ouverture totale sous chargement). Les ouvertures de fissures secondaires sont présentées puisque, dans certains cas, leurs ouvertures sont dans le même ordre de grandeur, mais tout de même inférieures, que l'ouverture de fissure maximale ce qui fait que la perméabilité des tirants ne peut être représentée que par l'ouverture maximale. Le dysfonctionnement des capteurs d'ouverture de fissure (capteurs PI) durant une partie de l'essai sur le premier tirant en BO de la condition 4 (BO-4-A) ont empêché d'exploiter les données d'ouvertures de fissures pour cet essai. Ce dernier n'apparait donc pas au Tableau 4-3.

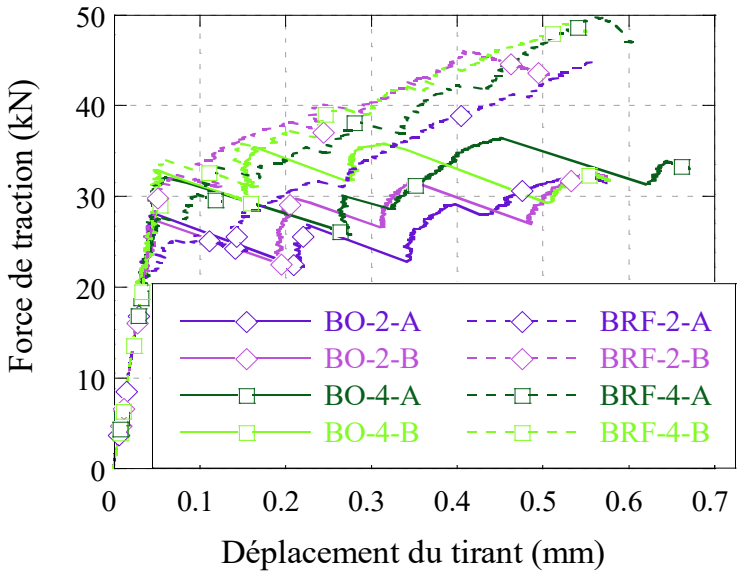


Figure 4-2: Comportement mécanique des tirants lors du pré-endommagement mécanique

La fin du pré-chargement étant contrôlé par un déplacement visé du tirant (de 0.55 mm), il est logique que tous les tirants présentent un déplacement relativement semblable et, par la suite, une

ouverture totale (égale au déplacement total du tirant moins son déplacement élastique) du même ordre de grandeur à la fin du chargement (Tableau 4-3). Les écarts un peu plus importants observés pour les tirants en BRF sont expliqués par la difficulté à obtenir rapidement une valeur fiable du déplacement du tirant durant l'essai puisque cette valeur est normalement obtenue d'un traitement numérique des données une fois l'essai terminé. C'est ce qui a entrainé un arrêt tardif du chargement pour le tirant BRF-4-A.

De plus, pour un même déplacement, les tirants en BRF présentent plus de fissures, mais elles sont plus fines que le BO, tel que largement observé dans la littérature (Desmettre & Charron, 2012; Escoffres, 2017; Hubert et al., 2015; Lawler et al., 2005). À la fin du pré-endommagement, les tirants en BRF présentent 5 ou 6 fissures, alors que seules 3 fissures se sont formées dans les tirants en BO. Aussi bien l'ouverture maximale (respectivement 0.176 et 0.295 mm en moyenne pour le BRF et BO) que l'ouverture moyenne des fissures secondaires (respectivement 0.080 et 0.133 mm en moyenne pour le BRF et BO) sont plus fines dans le tirant en BRF que dans celui en BO.

Il est également intéressant de noter que le pourcentage de refermeture des fissures lors du déchargement des tirants est moindre pour les BRF que pour les BO (66% pour les BO en moyenne versus 58% pour les BRF, pour l'ouverture totale). La refermeture moins importante des fissures dans le BRF peut être attribuée d'une part à l'effet des fibres présentes au travers des fissures qui entravent leur refermeture et d'autre part au plus grand nombre de fissures présentes dans les tirants en BRF. Dû au pourcentage de refermeture moins important des fissures lors du déchargement des tirants en BRF par rapport à ceux en BO, les écarts d'ouverture maximale et d'ouverture moyenne des fissures secondaires entre les tirants en BRF et en BO se resserrent néanmoins à la fin du déchargement (0.091 versus 0.100 mm pour la moyenne de l'ouverture maximale et 0.031 versus 0.045 mm pour l'ouverture moyenne des fissures secondaires, respectivement pour le BRF et BO).

Tableau 4-3: Fissuration des tirants lors du pré-endommagement mécanique

Tirant	Nb de fissures	Ouverture maximale (mm)		Ouverture moyenne (mm)		Ouverture moyenne des fissures secondaires (mm)		Ouverture totale (mm)		Refermeture (%)
		Sous chargement	Après déchargement	Sous chargement	Après déchargement	Sous chargement	Après déchargement	Sous chargement	Après déchargement	
BO-2-A	3	0.313	0.105	0.176	0.060	0.108	0.037	0.529	0.179	66
BO-2-B	3	0.257	0.080	0.196	0.061	0.165	0.051	0.587	0.182	69
BO-4-B	3	0.316	0.115	0.189	0.069	0.126	0.046	0.568	0.207	63
Moyenne BO	3/4	0.295	0.100	0.187	0.063	0.133	0.045	0.561	0.189	66
BRF-2-A	5	0.203	0.085	0.097	0.042	0.056	0.031	0.483	0.211	56
BRF-2-B	6	0.099	0.047	0.072	0.032	0.067	0.029	0.432	0.191	56
BRF-4-A	5	0.239	0.179	0.145	0.068	0.122	0.040	0.727	0.339	53
BRF-4-B	6	0.164	0.055	0.094	0.029	0.080	0.024	0.562	0.174	69
Moyenne BRF	5/6	0.176	0.091	0.102	0.043	0.081	0.031	0.551	0.229	58

4.3 Essais de pré-endommagement au gel-dégel

Tel que détaillé dans la méthodologie présentée à la section 3.2.3, les tirants de la condition 3, n'ayant subi aucun pré-endommagement mécanique, ont été soumis à 300 cycles de gel-dégel. Les tirants de la condition 4, suite à leur pré-endommagement mécanique, ont également été soumis au même nombre de cycles de gel-dégel.

Les cycles de gel-dégel ont été réalisés dans un appareil calibré pour des spécimens respectant les dimensions standards de la norme ASTM C666 (ASTM, 2015), soit des prismes de 75 x 100 x 400 mm. Les tirants à l'étude ayant des dimensions différentes (90 x 90 x 630 mm) et comprenant du scellement sur l'ensemble de ses faces excepté sur les deux faces opposées dédiées à la mesure de l'écoulement unidirectionnel d'eau durant l'essai de perméabilité, la température effective au cœur du tirant a été étudiée afin de s'assurer que celui-ci subisse bien des phases de gel et de dégel. Deux thermocouples ont été placés au cœur d'un tirant supplémentaire uniquement dédié à cet objectif. À titre de référence, un autre thermocouple a été placé au cœur d'un spécimen de dimension standard.

Les températures enregistrées par ces thermocouples sont présentées à la Figure 4-3. Les deux thermocouples dans le tirant ayant mesurés essentiellement les mêmes températures, la courbe présentant la température au cœur du tirant présente la moyenne des valeurs données par les deux thermocouples. Au lieu d'atteindre les températures de 4 ± 2 °C lors du dégel et de -18 ± 2 °C lors du gel, telles que recommandées dans la norme ASTM C666 et telles que ressenties par le spécimen standard de référence, le tirant atteint des températures de 1°C lors du dégel et de -13.5 °C lors du gel. Bien que ces températures ne respectent pas les recommandations de la norme ASTM C666, celles-ci permettent d'obtenir un dégel complet du spécimen et une température de gel assez faible pour geler pratiquement la même quantité de la solution des pores qu'à -18 °C tel que mis en lumière par les travaux de Cai et Liu (1998) sur des bétons de rapports E/C entre 0.3 et 0.6 qui ont établi que les dommages causés par le gel à des températures inférieures à -10 °C étaient négligeables par rapport à ceux causés au-dessus de -10 °C pour les bétons ordinaires. Le fait d'atteindre des températures moins extrêmes lors des cycles de gel-dégel entraine une vitesse de gel plus lente. Ainsi, le gel dans les tirants se produit plus lentement que dans les spécimens de référence, ce qui laisse plus de temps pour dissiper la pression causée par gel et peut potentiellement mener à moins d'endommagement.

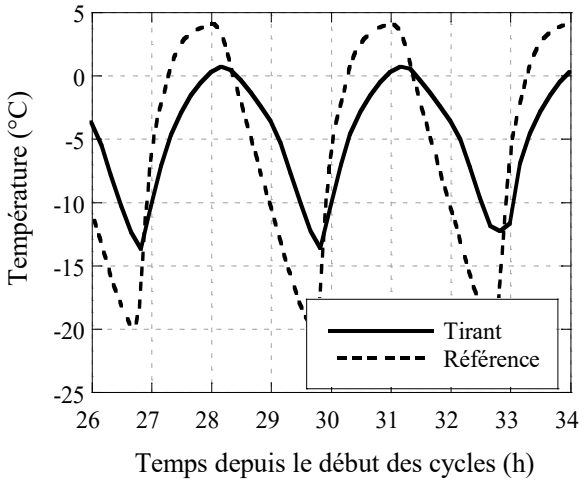


Figure 4-3: Températures atteintes lors des cycles de gel-dégel

Afin de suivre l'endommagement des spécimens durant les cycles de gel-dégel, un prisme standard de 75 x 100 x 400 mm sans acier d'armature a été exposé aux mêmes cycles de gel-dégel que les tirants et le module d'élasticité dynamique relatif a été mesuré à tous les 50 cycles. Les mesures ont été réalisées sur des spécimens standards et non sur les tirants pour permettre la caractérisation des bétons au gel-dégel, sans tenir compte d'un historique d'endommagement variable. De plus, la présence d'une barre d'armature, du scellement et, dans certains cas, de fissures rend les mesures du module d'élasticité dynamique relatif impossible. Pour les deux bétons utilisés (BO et BRF), le comportement est assez similaire. Le module d'élasticité dynamique reste relativement constant et toujours supérieur à 96 % de sa valeur initiale durant les 300 cycles, signe que l'endommagement est très négligeable à la fin de ces cycles (Figure 4-4). La norme exige que module dynamique demeure au-dessus de 60% pour présenter un comportement adéquat (ASTM, 2015), les deux bétons utilisés ont donc une excellente performance au gel-dégel. Cet endommagement négligeable est un signe que les bétons ont été réalisés avec un réseau d'air adéquat et ont subi une cure adéquate (ASTM, 2015). Comme les spécimens de taille standard n'ont pas montré d'endommagement significatif, il faut s'attendre à un endommagement négligeable sur les tirants aussi puisque les cycles de gel-dégel sont moins extrêmes sur ces derniers (écart de température plus faible et vitesse de gel plus faible).

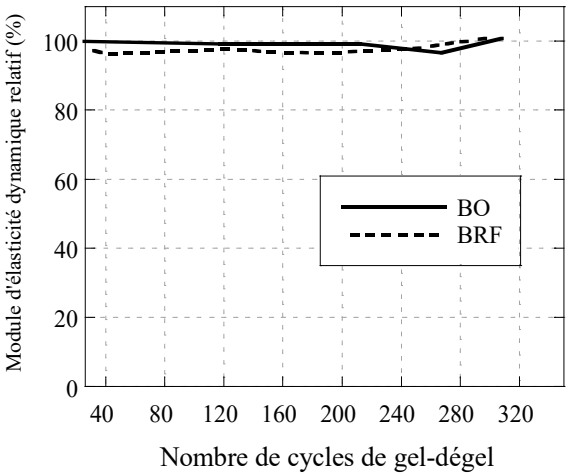


Figure 4-4: Évolution du module d'élasticité dynamique relatif durant les cycles de gel-dégel

Bien que certains auteurs aient noté de l'endommagement au gel-dégel même sur des bétons avec air entrainé (Kessler et al., 2016; Shang et al., 2009; Shang & Yi, 2013; Yang, Z. et al., 2006), les bétons utilisés dans ce projet de recherche présentent une excellente résistance aux cycles de gel-dégel. Le meilleur comportement au gel-dégel des bétons de cette étude pourrait s'expliquer par un dosage en ciment plus élevé (d'environ 20 %) par rapports aux études mentionnées plus haut, et ce malgré des rapports E/L similaires (entre 0.32 et 0.45). Ce dosage plus élevé permet d'obtenir une matrice avec un volume de pâte supérieur, ce qui n'est pas nécessairement avantageux pour la résistance au gel-dégel. Il est possible que la qualité du réseau de bulles d'air présents dans les bétons de ce projet (qui tient compte non seulement de la teneur en air, mais aussi du facteur d'espacement des bulles, de la surface volumique des bulles et du diamètre moyen des bulles) ait été supérieure dans ce projet. Malheureusement ces caractéristiques du réseau de bulles d'air n'ont pas été mesurées dans le projet.

4.4 Essais de perméabilité initiale suite aux pré-endommagements

Avant de mesurer l'évolution de la perméabilité sous chargement mécanique complet des tirants (jusqu'à la plastification de l'armature), l'ensemble des tirants, pré-endommagés ou non (conditions 1 à 4), ont été soumis à une mesure initiale de perméabilité à l'eau. La perméabilité a été mesurée en continu pendant 150 minutes sur les tirants non chargés et les coefficients de

perméabilité à l'eau (K_{wi}) ont été calculés après 150 minutes. Ce délai de mesure a été déterminé de telle sorte à atteindre un équilibre entre les débits d'eau entrant et sortant tout en choisissant une durée d'essai relativement courte de façon à limiter la cicatrisation pouvant avoir lieu dans les spécimens pré-endommagés. Les coefficients de perméabilité initiaux sont présentés au Tableau 4-4 dans lequel ils sont également exprimés en termes de ratio par rapport à la valeur de référence ($K_{wi}/K_{wi\ réf}$). Cette valeur de référence ($K_{wi\ réf}$) correspond à la perméabilité mesurée sur les tirants de la condition 1, qui n'ont subi aucun pré-endommagement.

Tableau 4-4: Perméabilité initiale des tirants pré-endommagés ou non

	K_{wi} (m/s)	Moyenne par condition (m/s)	$K_{wi}/K_{wi\ réf}$		K_{wi} (m/s)	Moyenne par condition (m/s)	$K_{wi}/K_{wi\ réf}$
BO-1-A	6.76E-11	7.07E-11	1	BRF-1-A	1.20E-10	1.19E-10	1
BO-1-B	7.37E-11			BRF-1-B	1.18E-10		
BO-2-A	1.75E-09	9.32E-10	13	BRF-2-A	3.41E-09	3.27E-09	28
BO-2-B	1.13E-10			BRF-2-B	3.13E-09		
BO-3-A	6.63E-11	6.97E-11	1	BRF-3-A	1.17E-10	1.13E-10	1
BO-3-B	7.31E-11			BRF-3-B	1.09E-10		
BO-4-A	1.16E-08	7.67E-09	109	BRF-4-A	2.20E-08	1.21E-08	101
BO-4-B	3.74E-09			BRF-4-B	2.15E-09		

Cond. 1 : Intact; Cond. 2 : Endo mécanique; Cond. 3 : Endo gel-dégel; Cond. 4 : Endo méca. et gel-dégel

Pour les deux bétons à l'étude (BO et BRF), l'application de 300 cycles de gel-dégel ne semble pas avoir d'impact notable sur la perméabilité des tirants n'ayant pas subi de pré-endommagement mécanique. En effet, la perméabilité des tirants de la condition 3 (ayant seulement subi les cycles de gel-dégel) est très similaire à celle des tirants de la condition 1. Les différences entre les coefficients de perméabilité des conditions 1 et 3 (1 à 5%) semblent plutôt attribuable à la variabilité inhérente au béton, tel que visible en comparant les données individuelles de ces deux conditions. Ce résultat est cohérent avec les résultats de module d'élasticité dynamique, présentés à la section précédente, qui ne montraient pas de dégradation notable au cours des 300 cycles de gel-dégel. Il est également intéressant d'observer une très faible variabilité (± 6% de la valeur moyenne) des coefficients de perméabilité mesurés pour les tirants des conditions 1 et 3 d'un même

béton, signe de l'homogénéité des bétons non macrofissurés testés et de la fiabilité de la mesure faites par le dispositif de perméabilité.

Pour les tirants des conditions 2 et 4, la variabilité des coefficients de perméabilité mesurés au sein d'une même condition augmente grandement (jusqu'à ± 90% de la valeur moyenne) à cause des patrons de fissurations différents générés lors du pré-endommagement mécanique. Malgré cette variation inhérente au béton macrofissuré, les coefficients de perméabilité mesurés mettent en avant une augmentation importante de la perméabilité des tirants pré-endommagés mécaniquement par rapport à ceux n'ayant pas subi de pré-endommagement (conditions 1 et 3). En effet, en l'absence de cycles de gel-dégel, le coefficient de perméabilité initial moyen (entre les conditions 1 et 2) est 13 et 28 fois plus élevé (respectivement pour le BO et le BRF) pour les tirants pré-endommagés mécaniquement que ceux non pré-endommagés. En présence de cycles de gel-dégel, le coefficient de perméabilité initial moyen (entre les conditions 3 et 4) est environ 110 fois plus élevé pour les tirants pré-endommagés mécaniquement que pour ceux non pré-endommagés, que ce soit pour les tirants en BO ou en BRF. En comparaison avec les tirants de la condition 1 n'ayant subi aucun pré-endommagement (référence), la combinaison d'un pré-endommagement mécanique et des cycles de gel-dégel a induit une perméabilité environ 100 fois plus importante que la référence, que ce soit pour les tirants en BO ou BRF.

Cette hausse de 100 fois de la perméabilité, comparé aux augmentations d'environ 10-30 fois observées pour les tirants pré-endommagés mécaniquement mais n'ayant pas subi de cycles de gel-dégel, laisse penser à un effet non négligeable des cycles de gel-dégel sur la perméabilité des tirants pré-fissurés. Néanmoins, les résultats individuels de perméabilité initiale des tirants (Tableau 4-4) analysés en parallèle avec les patrons de fissuration obtenus suite au pré-endommagement mécanique (Tableau 4-3) indiquent que ces différences d'augmentation (100 versus 10-30 fois) sont plus liées aux patrons de fissuration présents sur les tirants suite au pré-endommagement mécanique qu'à un effet des cycles de gel-dégel. Par exemple, le tirant BRF-4-B, bien qu'ayant subi des cycles de gel-dégel à la suite de son pré-endommagement mécanique, présente une perméabilité similaire aux tirants BRF-2-A et BRF-2-B (sans cycles de gel-dégel), quoique légèrement plus faible. Ceci s'explique par des ouvertures de fissures (maximales et moyennes) similaires dans ces trois tirants quoique légèrement moins ouvertes pour le BRF-4-B. Le BRF-4-A présente quant à lui une ouverture maximale (et moyenne) beaucoup plus importante que les autres tirants des conditions 2 et 4 suite au pré-endommagement mécanique (ouverture maximale de

0.179 mm versus 0.05-0.09 mm pour les autres tirants BRF-2 et BRF-4). Il en résulte que le coefficient de perméabilité initial de ce tirant est logiquement plus important que les autres tirants BRF-2 et BRF-4. Pour les tirants en BO, le même principe s'applique avec le tirant BO-2-B qui présente une ouverture de fissure maximale inférieure à celles des tirants BO-2-A et BO-4-B et, par conséquent, une perméabilité plus faible. Pour les tirants BO-2-A et BO-4-B, étant donné que les fissures maximales sont dans le même ordre de grandeur, la perméabilité plus faible du tirant BO-2-A s'explique principalement par les ouvertures des fissures secondaires qui sont plus fines.

L'analyse des résultats de perméabilité du Tableau 4-4 conjointement à celle des patrons de fissuration des tirants à la fin de leur pré-endommagement mécanique (Tableau 4-3) ne permet donc pas de faire ressortir un impact significatif de l'application de cycles de gel-dégel sur la perméabilité initiale des tirants ayant subi un pré-endommagement. L'application des cycles de gel-dégel ne semble donc pas avoir augmenté la perméabilité à l'eau du béton sain ou pré-fissuré. Ce résultat peut paraitre surprenant à première vue, puisqu'il va à l'inverse des observations faites par Diao et al. (2011) sur des poutres soumises à des cycles de gel-dégel en simultané avec l'application d'un chargement en flexion pour lesquels les ouvertures de fissures augmentaient avec l'augmentation du nombre de cycles de gel-dégel. La différence entre ces deux résultats peut s'expliquer par la résistance à la compression de seulement 32.5 MPa du béton utilisé par Diao et al. (2011), bien que le rapport E/C soit de 0.44. De plus, le fait que les cycles de gel-dégel se font en simultané avec l'application du chargement en flexion et la combinaison du gel-dégel avec l'utilisation d'une solution saline qui accélère l'endommagement. Toutefois, la principale raison pouvant expliquer les résultats contraires est la résistance au gel-dégel des bétons utilisés. Dans les travaux de Diao et al. (2011), le mélange testé montre une diminution de 11 % du module d'élasticité après 200 cycles, alors que dans le cas présent, le module d'élasticité demeure pratiquement inchangé même après 300 cycles.

L'effet négligeable de la combinaison d'endommagement mécanique et de gel-dégel a déjà été observé dans les travaux de Liu et al. (2015) sur des prismes en béton de rapport E/C de 0.36 soumis à un chargement cyclique avant l'exposition aux cycles de gel-dégel. Dans leur cas, l'exposition aux cycles de gel-dégel a entrainé une augmentation de l'ouverture de fissure maximale que sur deux spécimens sur les quatre testés, et de seulement 0.01 mm dans un des cas, malgré une combinaison de l'endommagement par le gel-dégel avec l'immersion dans une solution saline et l'utilisation d'un béton offrant une résistance limitée au gel-dégel (tel que démontré par la perte de

capacité en flexion suite aux cycles de gel-dégel pour les prismes n'ayant pas subi de pré-endommagement mécanique).

En ce qui concerne la différence de perméabilité initiale entre les tirants en BO et en BRF, les coefficients de perméabilité des tirants en BRF de la condition 1 (tirants non-fissurés) sont environ 65 % plus élevés que les tirants en BO de la même condition. Cette perméabilité plus importante des tirants en BRF peut être attribuée aux fibres qui induisent une porosité supplémentaire dans la matrice (Hwang et al., 2015) et a été observée dans les résultats des travaux de Rapoport et al. (2002) pour des ouvertures de fissures inférieures à 100 µm. Au-delà de 100 µm, l'aspect bénéfique des fibres sur le contrôle de la fissuration permet d'atteindre une perméabilité plus faible que pour un béton sans fibres (Hubert et al., 2015).

Pour les tirants des conditions 2 et 4, la perméabilité plus élevée pour les tirants en BRF s'explique d'une part par les ouvertures résiduelles généralement plus importantes sur ces tirants après le déchargement (0.229 mm en moyenne pour le BRF et 0.189 mm en moyenne pour le BO) et aussi par le nombre plus important de fissure dans les tirants en BRF (5 ou 6 pour le BRF et 3 pour le BO). Les différences entre les perméabilités seraient donc attribuables plutôt aux patrons de fissurations qu'à une porosité plus élevé de la matrice du béton. Par exemple, le tirant BO-4-B présente une perméabilité supérieure à celle des tirants de la condition 2 en BRF qui s'explique par l'ouverture maximale de fissure importante au déchargement pour ce tirant et des fissures secondaires plus ouvertes que pour les tirants en BRF.

4.5 Essais de perméabilité sous chargement

Une fois le coefficient de perméabilité initial mesuré, un essai de perméabilité sous chargement mécanique complet (jusqu'à la plastification des armatures) a été effectué pour tous les tirants des conditions 1 à 4, selon la procédure décrite à la section 3.2.4. La présentation des résultats de ces essais est subdivisée en deux sous-sections. La première présente le comportement mécanique du tirant, jusqu'à la plastification de l'armature. Ceci inclut le comportement mécanique global (force-déplacement) ainsi que la fissuration obtenue lors du chargement. La seconde présente les résultats de perméabilité en fonction de la force appliquée et les analyses en lien avec les patrons de fissuration obtenus sur les tirants.

4.5.1 Comportement mécanique des tirants

Les tirants ont été soumis à un chargement en traction uniaxiale quasi-statique jusqu'à la plastification de l'armature centrale. Durant le chargement, les capteurs de déplacement ainsi que la cellule de charge de la presse hydraulique ont permis d'obtenir le comportement global force-déplacement des tirants. Les courbes force-déplacement des tirants en BO et en BRF sont présentées respectivement aux Figure 4-5 et Figure 4-6. Pour les deux figures, les courbes des tirants de la condition 1 (référence sans pré-endommagement) sont présentées sans marqueurs alors que les courbes des conditions 2 (pré-endommagement mécanique), 3 (pré-endommagement par le gel-dégel) et 4 (deux types de pré-endommagement) sont présentées avec des marqueurs carrés, ronds et triangle respectivement. Pour chaque condition, la courbe représentant le premier tirant est tracée en trait plein alors celle représentant le deuxième tirant est tracé en trait tireté. La même présentation sera utilisée pour la suite de ce chapitre.

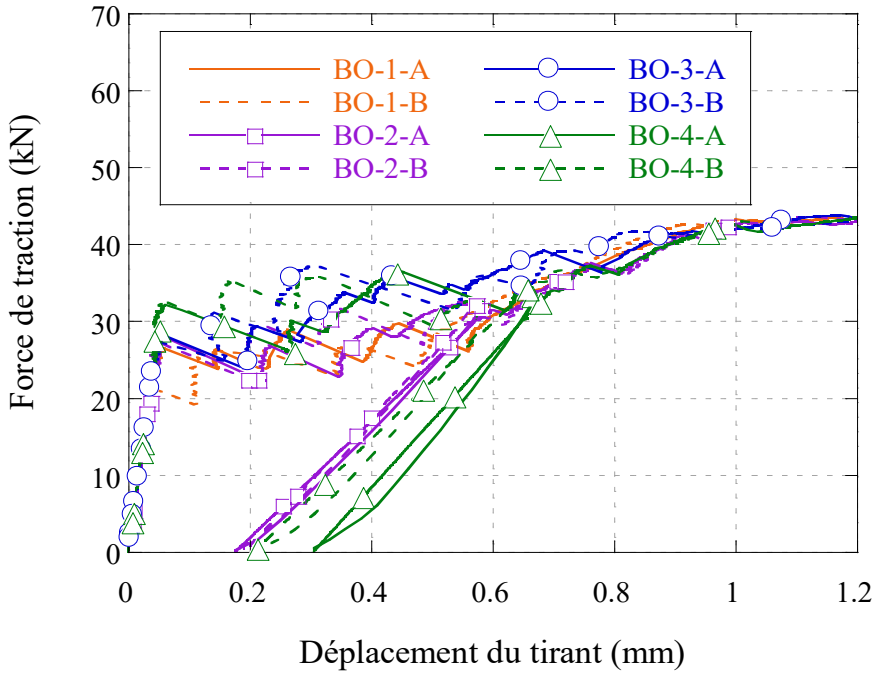


Figure 4-5: Comportement mécanique des tirants en BO durant les essais de perméabilité

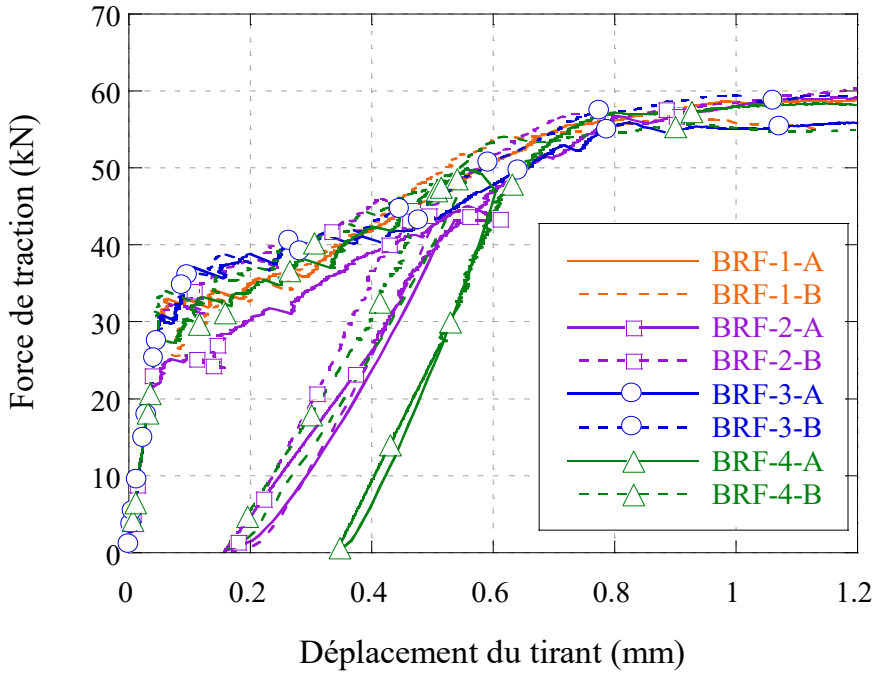


Figure 4-6: Comportement mécanique des tirants en BRF durant les essais de perméabilité

Pour les tirants des conditions 2 et 4 ayant subi un pré-endommagement mécanique, le déplacement au début de l'essai de perméabilité sous chargement correspond au déplacement résiduel suite au pré-endommagement. Afin de présenter le comportement mécanique complet des tirants des conditions 2 et 4 et de les comparer aux comportements des tirants des conditions 1 et 3, les courbes force-déplacement du pré-endommagement et de l'essai de perméabilité sous chargement ont été combinées pour les tirants de ces conditions (2 et 4). Ceci explique la présence d'un cycle de chargement-déchargement pour ces conditions aux Figure 4-5 et Figure 4-6.

Tous les tirants d'un même type de béton (BO ou BRF) présentent un comportement global force-déplacement typique du béton armé et semblable quelle que soit la condition testée (1 à 4). Suite à leur pré-endommagement mécanique, les tirants des conditions 2 et 4 rejoignent les courbes des conditions 1 et 3 lors de leur rechargement, une fois le déplacement maximal du pré-endommagement mécanique atteint. Par la suite, leurs résistances mécaniques sont très similaires à celles obtenues pour les tirants des conditions 1 et 3.

Il ne semble donc pas y avoir d'effet notable du pré-endommagement mécanique effectué (condition 2 versus 1), de la présence de cycles de gel-dégel (condition 3 versus 1 pour la condition

non-fissurée ou 4 versus 2 pour la condition fissurée) ou encore des deux combinés (condition 4 versus 1) sur le comportement global force-déplacement des tirants. Ainsi, pour tous les tirants en BO la rigidité en similaire, tant avant qu'après la fissuration et chaque tirant présente entre 3 et 5 fissures qui se sont toutes formées entre 21.5 et 39.1 kN. La charge maximale reprise par les tirants est similaire pour tous et se situe entre 43 et 45 kN. En ce qui concerne les tirants en BRF, la rigidité est aussi similaire entre les tirants et chaque tirant présente entre 5 et 6 fissures qui se sont formées entre 24.7 et 46.8 kN à l'exception du tirant BRF-2-A pour lequel une fissure tardive apparait à 56.6 kN, très près de la charge maximale. La charge maximale reprise par les tirants est un peu plus variable que pour les tirants en BO et se situe entre 56 et 61 kN. Pour les BRF, à l'exception de la fissure tardive sur le BRF-2-A, toutes les fissures des tirants des conditions 2 et 4 se sont formées durant le pré-endommagement mécanique.

Un seul cycle de chargement-déchargement semble donc insuffisant pour causer une diminution de la rigidité à l'état fissuré du tirant et les cycles de gel-dégel appliqués sur les tirants pré-endommagés ou non ne semblent pas les avoir endommagés de manière significative au point de modifier leur comportement mécanique global. Cette dernière observation est cohérente avec les mesures de perméabilité initiales décrites et analysées à la section 4.4 ainsi qu'avec les résultats des mesures du module d'élasticité dynamique qui ne montraient pas de dégradation (microfissuration) significative des BO et BRF testés lors des cycles de gel-dégel.

Pour chacun des deux bétons à l'étude, la Figure 4-7 présente la courbe moyenne de l'ensemble des tirants testés ainsi que les bornes supérieures (min) et inférieures (max) des courbes force-déplacement. La force causant la première fissuration est sensiblement la même pour le BRF (24.7 à 34.0 kN) que pour les BO (21.5 à 32.8 kN) malgré une valeur moyenne 6.1 % plus élevée pour le BRF (29.8 kN versus 28.1 kN). Ceci est cohérent avec les résistances à la traction similaires mesurées sur les BO et BRF à l'étude (cf. section 4.1.2), quoique légèrement plus élevées en moyenne pour le BRF. Une fois la première fissure créée, les tirants en BRF présentent un gain de résistance nettement supérieur à celui du BO grâce à l'apport mécanique des fibres. Ceci se traduit par une rigidité nettement supérieure à l'état fissuré jusqu'à atteindre une force à la plastification 41 % plus élevée en moyenne pour les tirants en BRF que pour ceux en BO (55.3 à 58.9 kN pour les tirants en BRF versus 38.7 à 41.6 kN pour ceux BO).

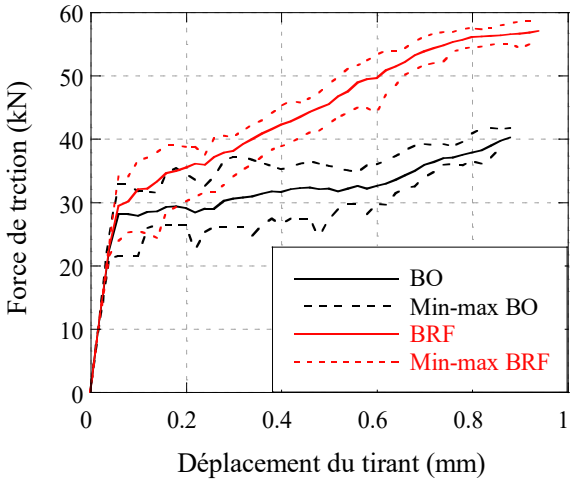


Figure 4-7: Comportement mécanique des deux bétons à l'étude

En ce qui concerne l'évolution de la fissuration dans les tirants en BO et BRF au cours du chargement, celle-ci a pu être caractérisée grâce aux treize capteurs PI placés en quinconce sur deux faces opposées du tirant (cf. section 3.2.2). Les figures 4-8 à 4-11 présentent les ouvertures maximales et les moyennes des ouvertures secondaires (toutes les fissures autres que la fissure maximale) pour les tirants en BO puis pour les tirants en BRF. Pour les tirants des conditions 2 et 4 avec pré-chargement mécanique, tant au niveau de l'ouverture maximale que des ouvertures secondaires, ils présentent des ouvertures de fissures dès le début du chargement qui correspondent aux ouvertures résiduelles formées lors du pré-endommagement mécanique. Pour les tirants de ces conditions, pratiquement toutes les fissures sont déjà présentes au début de l'essai de perméabilité ce qui explique l'allure plus lisse des courbes. En effet, pour les tirants des conditions 1 et 3 n'ayant pas subi de pré-endommagement mécanique, la formation de nouvelles fissures entraine des sauts dans les courbes puisque les ouvertures de fissures évoluent rapidement.

Pour les tirants en BO, pour lesquels le nombre de fissures est compris entre 3 et 5, la création de nouvelles fissures entraine des sauts importants (entre 50 et 100 µm). Bien que les tirants des conditions 2 et 4 pré-endommagés mécaniquement présentent des ouvertures de fissure plus importantes en début d'essai, celles-ci sont similaires pour toutes les conditions une fois toutes les fissures formées dans tous les tirants. Pour le tirant BO-3-A, peu avant d'atteindre la plastification, l'une des fissures reprend la majeure partie des déformations et c'est ce qui explique que

l'ouverture moyenne des fissures secondaires est plus faible pour ce tirant que pour les autres à la fin du chargement. Étant donné l'importance de la fissure maximale par rapport aux autres, il faut s'attendre à ce que la perméabilité de ce tirant soit contrôlée par cette fissure.

Pour les tirants en BRF, pour lesquels le nombre de fissures est compris entre 5 et 6, la création de nouvelles fissures entraine des sauts moins importants que pour le BO (entre 10 et 25 μm), ce qui rend bien compte de l'intérêt des fibres pour le contrôle de la fissuration. Comme pour le BO, bien que les tirants des conditions 2 et 4 pré-endommagés mécaniquement présentent des ouvertures de fissure plus importantes en début d'essai, celles-ci sont similaires pour toutes les conditions une fois toutes les fissures formées dans tous les tirants, ce qui se produit plus tard dans le chargement pour le BRF. À noter que pour deux des tirants en BRF, un de la condition 1 (BRF-1-B) et un de la condition 2 (BRF-2-A), malgré un comportement en traction dans la phase élastique, de la flexion est apparue à l'état fissuré dès l'apparition de la première macrofissure. Toutes les fissures se sont ensuite ouvertes principalement d'un côté de l'armature ce qui rend difficile leur interprétation à partir des données fournies par les capteurs. Ces tirants ont donc été exclus de cette portion de l'analyse.

À la plastification des armatures, les tirants en BO présentent une valeur moyenne d'ouverture de fissure maximale 24% plus élevée que pour les BRF (0.378 mm pour le BO et 0.305 mm pour le BRF). Les ouvertures des fissures secondaires sont en moyennes 35% plus élevé dans le BO (0.176 mm pour le BO et 0.130 mm pour le BRF) à la plastification. L'ajout de fibres dans le béton a donc permis de modifier le patron de fissuration des tirants en générant un nombre plus élevé de fissures présentant des ouvertures plus fines, ce qui est conforme à ce que l'on retrouve dans la littérature (Desmettre & Charron, 2012; Escoffres, 2017; Hubert et al., 2015; Lawler et al., 2005), en plus de donner une plus grande résistance à l'ultime aux tirants.

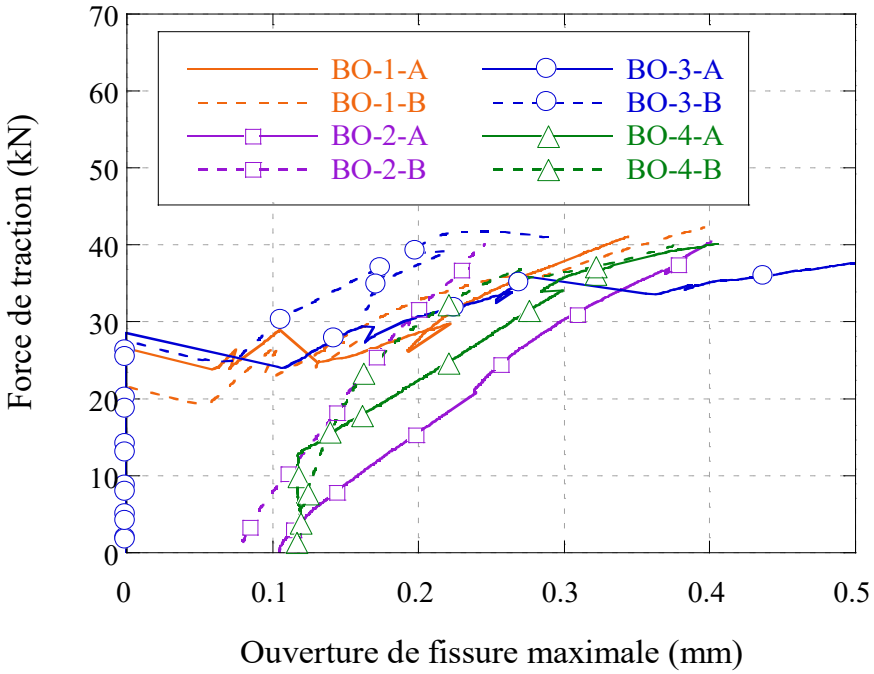


Figure 4-8: Évolution des ouvertures maximales pour le BO

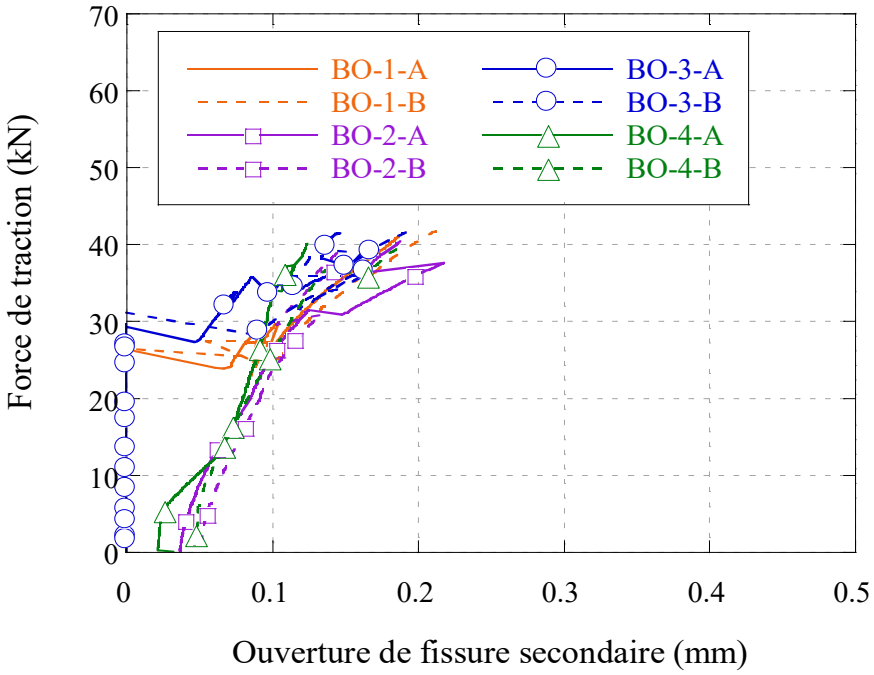


Figure 4-9: Évolution des ouvertures secondaires pour le BO

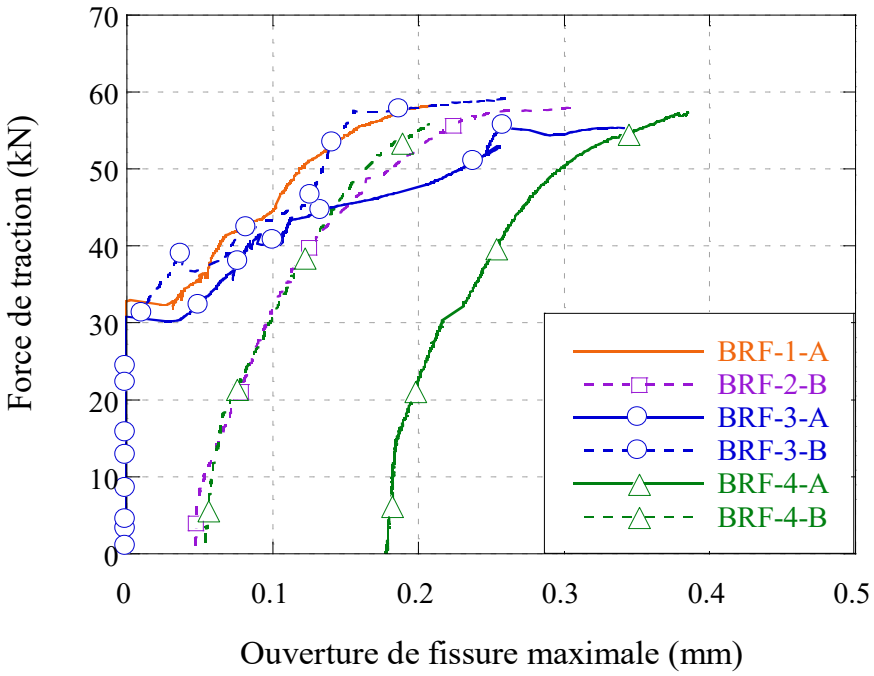


Figure 4-10: Évolution des ouvertures maximales pour le BRF

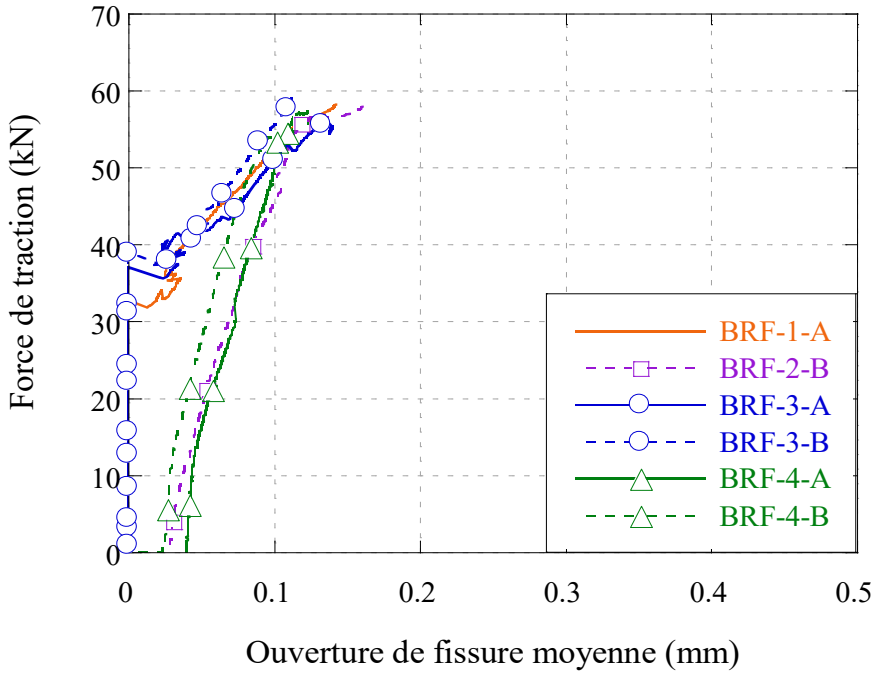


Figure 4-11: Évolution des ouvertures secondaires pour le BRF

4.5.2 Perméabilité en fonction de la force appliquée

Le dispositif de perméabilité présenté à la section 3.2.4 a permis d'obtenir l'évolution du coefficient de perméabilité des tirants en continu au cours de leur chargement en traction. Ces résultats sont présentés en fonction de la force reprise par les tirants aux Figure 4-12 et Figure 4-13 respectivement pour les tirants en BO et en BRF. Tel que mentionné à la section précédente, il est à noter que pour deux tirants en BRF, un de la condition 1 et un de la condition 2, malgré un comportement en traction dans la phase élastique, de la flexion est apparue à l'état fissuré dès l'apparition de la première macrofissure. Toutes les fissures se sont ensuite ouvertes principalement d'un côté de l'armature, ce qui a grandement influencé la perméabilité mesurée versus celle qui aurait été obtenue pour les mêmes tirants sollicités en traction uniaxiale tout au long du chargement. Les résultats de ces tirants (BRF-1-B et BRF-2-A) ont donc été exclus pour la suite de l'analyse.

Les Tableau 4-5 et Tableau 4-6 présentent un résumé des ouvertures de fissures moyennes ainsi que du coefficient de perméabilité moyen obtenues pour chaque condition d'essai, pour différentes forces, respectivement pour les tirants en BO et en BRF. Ces sommaires des patrons de fissuration

incluent le nombre de fissures, l'ouverture de fissure maximale ainsi que l'ouverture moyenne des fissures secondaires (moyenne de toutes les fissures à l'exception de la maximale, donc des fissures dites « secondaires »). Les ouvertures maximales offrent généralement une bonne corrélation avec la perméabilité, puisque ce sont elles qui fournissent le chemin préférentiel pour l'écoulement de l'eau. Dans notre cas, étant donné que les patrons de fissuration obtenus contiennent plusieurs fissures avec une ouverture du même ordre de grandeur que la fissure maximale, il est insuffisant de lier la perméabilité uniquement aux ouvertures de fissures maximales et la contribution des fissures secondaires sur la perméabilité du tirant doit être considérée.

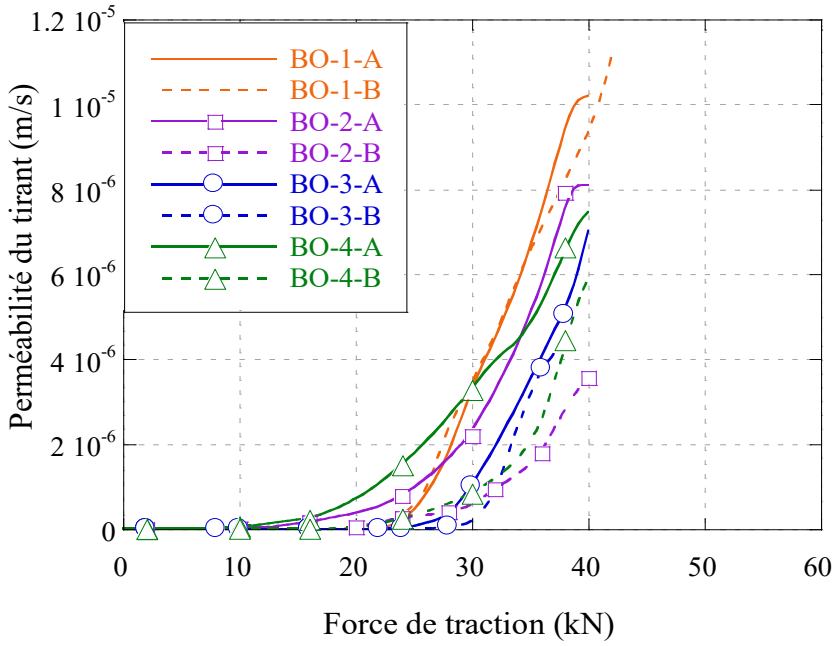


Figure 4-12: Perméabilité en fonction de la force pour les tirants en BO

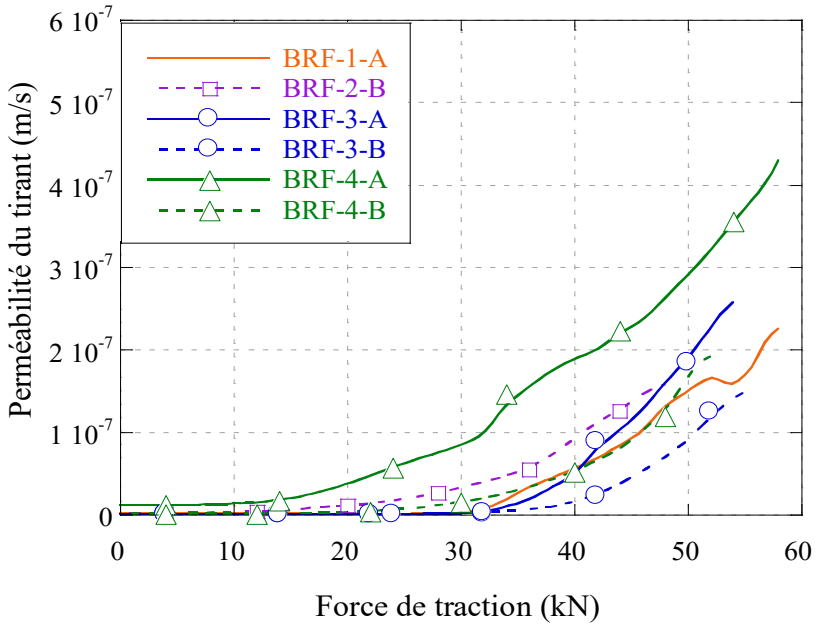


Figure 4-13: Perméabilité en fonction de la force pour les tirants en BRF

Tableau 4-5: Fissuration et perméabilité des tirants en BO pour différentes forces

Force (kN)	K_w (m/s)				Ouverture de fissure maximale (mm)				Moyenne des fissures secondaires (mm)				Nombre moyen de fissures			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
0	1.22E-10	2.26E-09	1.98E-10	7.84E-09	0.000	0.092	0.000	0.117	0.000	0.044	0.000	0.039	0.0	3.0	0.0	3.5
5	2.87E-10	3.91E-09	2.53E-10	8.54E-09	0.000	0.108	0.000	0.120	0.000	0.049	0.000	0.037	0.0	3.0	0.0	3.5
10	2.24E-10	2.02E-08	1.55E-10	3.15E-08	0.000	0.135	0.000	0.123	0.000	0.060	0.000	0.053	0.0	3.0	0.0	3.5
15	1.52E-10	1.16E-07	6.02E-11	1.13E-07	0.000	0.163	0.000	0.134	0.000	0.073	0.000	0.069	0.0	3.0	0.0	3.5
20	4.46E-10	2.07E-07	5.45E-11	3.67E-07	0.000	0.193	0.000	0.167	0.000	0.089	0.000	0.082	0.0	3.0	0.0	3.5
25	4.14E-07	6.25E-07	1.10E-10	1.09E-06	0.085	0.215	0.000	0.199	0.037	0.103	0.000	0.094	1.5	3.0	0.0	3.5
30	3.46E-06	1.37E-06	5.28E-07	2.06E-06	0.192	0.246	0.149	0.234	0.120	0.124	0.030	0.105	4.0	3.0	1.5	3.5
35	6.71E-06	3.21E-06	3.35E-06	3.26E-06	0.253	0.286	0.286	0.271	0.151	0.161	0.141	0.118	4.0	3.5	3.5	3.5
40	9.72E-06	5.83E-06	5.08E-06	6.67E-06	0.343	0.323	0.375	0.391	0.189	0.169	0.156	0.157	4.0	4.5	4.5	3.5

Cond. 1 : Référence, Cond. 2 : Pré-endommagement méca., Cond. 3 : Endommagement gel-dégel, Cond. 4 : Pré-endommagement méca. et gel-dégel

Tableau 4-6: Fissuration et perméabilité des tirants en BRF pour différentes forces

Force (kN)	K_w (m/s)				Ouverture de fissure maximale (mm)				Moyenne des fissures secondaires (mm)				Nombre moyen de fissures			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
0	4.11E-10	1.88E-09	1.82E-10	6.58E-09	0.000	0.047	0.000	0.117	0.000	0.029	0.000	0.020	0.0	6.0	0.0	5.5
5	5.64E-10	1.80E-09	2.48E-10	6.39E-09	0.000	0.048	0.000	0.118	0.000	0.031	0.000	0.034	0.0	6.0	0.0	5.5
10	5.34E-10	2.66E-09	2.33E-10	6.87E-09	0.000	0.053	0.000	0.121	0.000	0.038	0.000	0.036	0.0	6.0	0.0	5.5
15	3.96E-10	6.31E-09	1.39E-10	9.84E-09	0.000	0.065	0.000	0.125	0.000	0.045	0.000	0.041	0.0	6.0	0.0	5.5
20	2.19E-10	1.08E-08	1.77E-10	1.93E-08	0.000	0.076	0.000	0.133	0.000	0.052	0.000	0.048	0.0	6.0	0.0	5.5
25	1.20E-10	1.82E-08	8.93E-11	3.36E-08	0.000	0.086	0.000	0.146	0.000	0.060	0.000	0.056	0.0	6.0	0.0	5.5
30	4.89E-10	3.26E-08	3.02E-09	4.69E-08	0.000	0.096	0.004	0.158	0.000	0.069	0.000	0.064	0.0	6.0	0.5	5.5
35	2.24E-08	4.96E-08	8.60E-09	9.43E-08	0.046	0.109	0.044	0.176	0.034	0.077	0.000	0.069	3.0	6.0	1.0	5.5
40	5.49E-08	9.22E-08	2.50E-08	1.20E-07	0.064	0.125	0.079	0.191	0.039	0.086	0.034	0.076	6.0	6.0	4.5	5.5
45	9.04E-08	1.35E-07	7.78E-08	1.61E-07	0.102	0.151	0.131	0.208	0.062	0.099	0.067	0.084	6.0	6.0	6.0	5.5
50	1.55E-07	-	1.34E-07	2.30E-07	0.120	-	0.182	0.230	0.089	-	0.087	0.092	6.0	-	6.0	5.5
55	1.85E-07	-	2.55E-07	3.70E-07	0.157	-	0.234	0.351	0.113	-	0.118	0.110	6.0	-	6.0	5.0

Cond. 1 : Référence, Cond. 2 : Pré-endommagement méca., Cond. 3 : Endommagement gel-dégel, Cond. 4 : Pré-endommagement méca. et gel-dégel

4.5.2.1 Observations sur le BO

Pour les tirants en BO (Figure 4-12), un premier résultat à mentionner est que la perméabilité est significativement plus élevée pour les spécimens pré-endommagés mécaniquement (conditions 2 et 4) que pour ceux non pré-endommagés (conditions 1 et 3) jusqu'à atteindre une force d'environ 25 kN. Ceci s'explique par le fait que 3 à 4 fissures étaient présentes au début de l'essai de perméabilité sous chargement des tirants des conditions 2 et 4, dû à leur pré-endommagement mécanique (cf. Tableau 4-3 et Tableau 4-5), alors que les tirants des conditions 1 et 3 étaient non-fissurés au début de cet essai. Ainsi, pour un même effort de 20 kN, la perméabilité des tirants pré-endommagés mécaniquement est supérieure d'environ 3 ordres de grandeur par rapport à celle des tirants n'ayant pas subi le pré-endommagement mécanique. Pour les tirants des conditions 2 et 4, la perméabilité augmente de façon graduelle tout au long du chargement puisque les fissures sont déjà présentes au début du chargement et que celles-ci s'ouvrent de plus en plus avec l'augmentation de la charge, facilitant ainsi le passage de l'eau. Pour les tirants des conditions 1 et 3, la perméabilité demeure dans le même ordre de grandeur que la perméabilité de la matrice jusqu'à l'apparition de la première fissure. Une fois que tous les tirants des conditions 1 et 3 commencent à présenter des macrofissures (vers 25 kN), leur perméabilité augmente brusquement de 4 ordres de grandeur en seulement 10 kN. Cette augmentation correspond à la phase d'ouverture des fissures présentée à la Figure 4-5 durant laquelle le déplacement du tirant augmente rapidement mais où la force n'augmente que très peu.

Pour des niveaux de chargement supérieurs à 25 kN, tous les tirants présentent des niveaux de perméabilité similaires, quoique légèrement plus élevée pour les tirants de référence (condition 1) et moins élevée pour le tirant BO-2-B vers la fin du chargement. Cette perméabilité plus faible obtenue pour le tirant BO-2-B s'explique par un nombre important de fissures (5) et, par conséquent, une ouverture de fissure moyenne plus faible que pour les autres tirants (0.171 mm pour le BO-2-B et 0.220 mm en moyenne pour les autres tirants à 40 kN). La perméabilité plus élevée des tirants de la condition 1 s'explique principalement par des fissures secondaires plus ouvertes que pour les autres conditions (0.189 mm pour la condition 1 et 0.161 mm en moyenne pour les autres tirants à 40 kN). Ainsi, pour les tirants de la condition 1, les fissures secondaires contribuent de façon plus importante à la perméabilité des tirants. Ceci indique que la différence de perméabilité entre les tirants en BO des différentes conditions semble plus liée à la variabilité du patron de fissuration, inhérente au

matériau, qu'à un effet clair des pré-endommagements appliqués (mécaniques et/ou cycles de gel-dégel). L'effet de ces derniers n'est donc pas assez significatif par rapport à la variabilité intrinsèque de l'essai (hétérogénéité du béton, variabilité du patron de fissuration) pour faire apparaitre une tendance claire quant à leur impact sur la perméabilité à l'eau en condition fissurée des tirants.

4.5.2.2 Observations sur le BRF

Pour les tirants en BRF (Figure 4-13), la perméabilité est significativement plus élevée pour les spécimens pré-endommagés mécaniquement (conditions 2 et 4) que pour ceux non pré-endommagés (conditions 1 et 3) jusqu'à atteindre une force d'environ 35 kN. Ceci s'explique par la présence d'un nombre initial important de fissures (5 à 6) dans les tirants pré-endommagés mécaniquement alors que les tirants des conditions 1 et 3 étaient non-fissurés au début de cet essai. Ainsi, pour un même effort de 25 kN, la perméabilité des tirants pré-endommagés mécaniquement est supérieure d'environ 2 ordres de grandeur par rapport à celle des tirants n'ayant pas subi le pré-endommagement mécanique. Pour les tirants des conditions 2 et 4, la perméabilité augmente de façon graduelle tout au long du chargement puisque les fissures sont déjà présentes au début du chargement et que celles-ci s'ouvrent de plus en plus avec l'augmentation de la charge, facilitant ainsi le passage de l'eau. Pour les tirants des conditions 1 et 3, la perméabilité demeure dans le même ordre de grandeur que celle de la matrice jusqu'à l'apparition de la première fissure. Une fois que tous les tirants des conditions 1 et 3 commencent à présenter des macrofissures, leur perméabilité augmente rapidement de 2 ordres de grandeur par rapport à la perméabilité de la matrice, et ce pour une augmentation de la charge de 10 kN. Cette augmentation est soudaine mais tout de même moins importante que pour le BO, puisque la présence de fibres permet une augmentation de la reprise des efforts en section fissurée durant la phase de formation des fissures.

Pour des niveaux de chargement supérieurs à 35 kN, tous les tirants présentent des niveaux de perméabilité similaires, quoique légèrement plus élevés pour le tirant BRF-4-A tout au long du chargement et moins élevés pour le tirant BRF-3-B vers la fin du chargement. Cette perméabilité plus faible obtenue pour le tirant BRF-3-B s'explique par une ouverture de fissure moyenne plus faible que pour les autres tirants pour un même effort (0.068 mm pour le BRF-3-B et 0.096 mm en moyenne pour les autres tirants à 45 kN). Ainsi, pour le tirant BRF-3-B, les fissures plus fines limitent l'entrée d'eau et, par conséquent, la perméabilité du tirant. La perméabilité plus élevée du tirant BRF-4-A s'explique principalement par un nombre de fissure plus faible que pour les autres tirants (5 pour le

BRF-4-A et 6 pour les autres tirants) ce qui conduit à des ouvertures de fissures moyennes plus importantes (0.129 mm pour le BRF-4-A et 0.084 mm en moyenne pour les autres tirants à 45 kN).

Au vu de la variabilité des patrons de fissuration des tirants et donc de la variabilité résultante dans les résultats de perméabilité (que ce soit pour les tirants en BRF ou en BO), le nombre de spécimens testés permet difficilement de faire ressortir une tendance parfaitement claire de l'effet du pré-endommagement mécanique et/ou des cycles de gel-dégel.

4.5.2.3 Comparaison BO et BRF

Afin de comparer adéquatement la perméabilité des tirants en BO et en BRF pour un même niveau de chargement, la Figure 4-14 présente les courbes moyennes pour chaque condition testée, et ce, pour les deux bétons à l'étude. Les courbes pour le BRF y sont présentées en traits pleins alors que celles pour le BO sont en traits tiretés. Une comparaison en termes de contrainte équivalente est présentée plus loin.

À charge égale, les tirants en BRF présentent toujours une perméabilité nettement plus faible que les tirants en BO lorsque fissuré (Figure 4-14). Pour les tirants en BO, dès que la charge causant la première fissuration (autour de 25 kN) est atteinte, la perméabilité augmente de façon très marquée et atteint des valeurs élevées (entre 3.6 et 11.1 $x10^{-6}$ m/s). Pour les tirants en BRF, les fibres permettent de limiter l'ouverture des fissures et ainsi la hausse de la perméabilité, celle-ci augmentant plus graduellement et demeurant à des valeurs bien inférieures que pour le BO (entre 1.6 et 4.3 $x10^{-7}$ m/s). Ainsi, à charge équivalente en condition fissurée, la perméabilité de la condition 1 de référence du BO surpasse de 2 à 3 ordres de grandeurs celle de la même condition du BRF.

En ce qui concerne les tirants non pré-endommagés mécaniquement (conditions 1 et 3), les deux matériaux présentent des fuseaux distincts dès la formation d'une première fissure, le BO présentant une perméabilité supérieure qui s'explique par le patron de fissuration avec de plus nombreuses fines fissures avec la présence de fibres dans le BRF. Pour les conditions 2 et 4 pré-endommagées mécaniquement, les fuseaux des deux bétons sont aussi distincts mais cette fois plus près du début du chargement et la perméabilité des tirants en BO est plus importante que celle des tirants en BRF. Ceci s'explique par le fait qu'au début du chargement, les tirants pré-endommagés mécaniquement sont déjà multifissurés. Ainsi, l'action des fibres est observable dès le début du chargement et celles-ci contribuent plus tôt à réduire les ouvertures de fissures et ainsi à contrôler

la perméabilité. Pour le BO, les fissures moins nombreuses et plus ouvertes initialement conduisent logiquement à une perméabilité plus importante.

Une comparaison de la perméabilité sous chargement peut également être réalisée à contrainte équivalente dans l'armature des tirants en BO et en BRF, ceci signifie cependant que le tirant en BRF supporte une charge réelle nettement supérieure à celle du tirant en BO (en moyenne supérieure de 40 %). Une telle comparaison pourrait être utile dans l'éventualité où le concepteur voudrait optimiser la conception en prenant avantage du gain mécanique apporté par les fibres pour réduire les dimensions de l'ouvrage ou réduire la quantité des armatures. La contrainte moyenne dans l'armature a été calculée à partir du déplacement du tirant en prenant l'hypothèse d'une adhérence parfaite béton-armature afin de tracer l'évolution du coefficient de perméabilité en fonction de la contrainte moyenne dans l'armature. À cause de la contrainte induite par le retrait (présentée à l'Annexe A) dans l'armature avant même le début du chargement, les tirants présentent des contraintes initiales de 89.5 MPa pour le BO et 70.5 MPa pour le BRF en début d'essai.

Dans cette situation, les deux matériaux présentent des fuseaux distincts pour les conditions 1 et 3 (non pré-endommagés mécaniquement) dès la formation d'une première fissure, le BO présentant une perméabilité plus importante en condition fissurée (Figure 4-15).

Pour les conditions 2 et 4 (pré-endommagés mécaniquement), les fuseaux des deux bétons ne sont distincts qu'au-delà de 300 MPa avec à nouveau une perméabilité plus élevée pour le BO. Ceci s'explique par le fait qu'au début du chargement, les tirants pré-endommagés mécaniquement sont déjà multifissurés et, tels que présenté à la section 4.2, ceux en BO présentent une ouverture de fissures totale moins importante dû à la refermeture plus importante de celles-ci. Ainsi, jusqu'à ce que les fissures du BO s'ouvrent de façon significative et que l'effet des fibres soit plus marqué, les deux matériaux présentent une perméabilité similaire.

Pour des contraintes élevées, entre 300 et 450 MPa, on note pour le BO que les spécimen pré-endommagée mécaniquement possèdent une perméabilité supérieure à ceux non pré-endommagés mécaniquement, alors que la tendance inverse est notée pour le BRF (Figure 4-15). Ceci semble indiquer que la variabilité entre les tirants est plus importante que l'effet des pré-endommagements et, par conséquent, que, pour les bétons utilisés, l'effet d'un seul cycle d'endommagement mécanique et des cycles de gel-dégel est négligeable sur la perméabilité dans cette plage de contrainte.

Tant pour le BO que pour le BRF, et que le tirant soit endommagé mécaniquement ou non, l'effet de l'endommagement par les cycles de gel-dégel n'a pas influencé la perméabilité de manière significative, et ce, peu importe le niveau de chargement. Ce résultat est cohérent avec celui présenté à la section 4.4 qui indiquait que les cycles de gel-dégel n'avaient pas eu d'influence notable sur la perméabilité initiale des deux bétons.

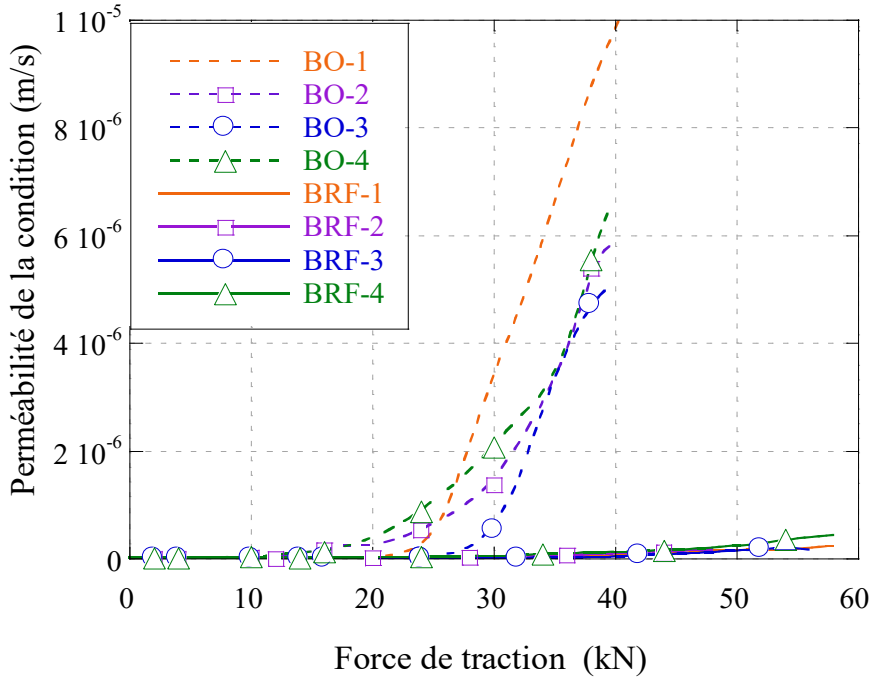


Figure 4-14: Perméabilité en fonction de la force des deux bétons à l'étude

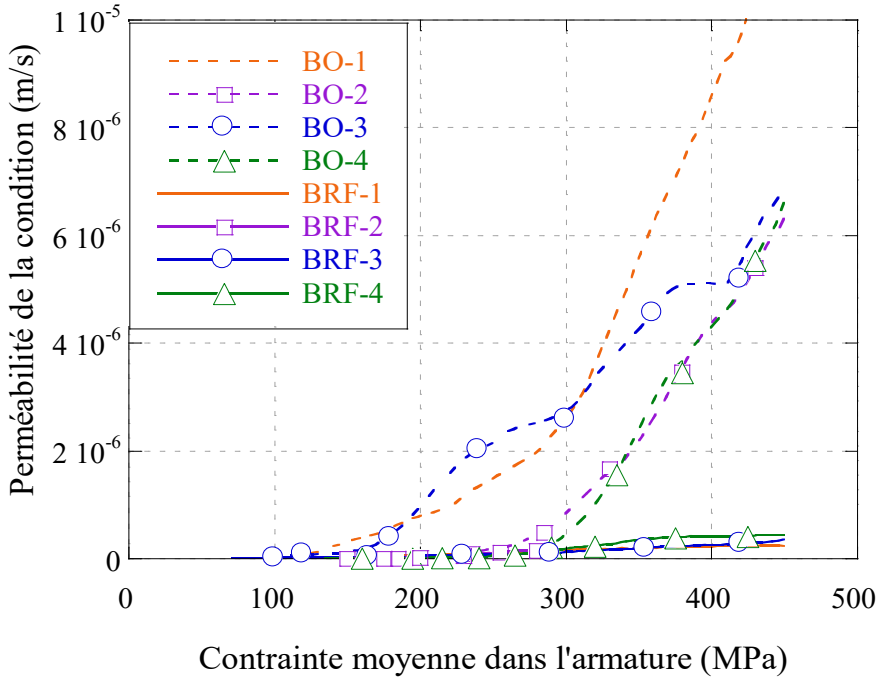


Figure 4-15: Perméabilité en fonction de la contrainte dans l'armature des deux bétons à l'étude

4.5.3 Résumé

Pour ce qui est du comportement mécanique des tirants lors de l'essai de perméabilité sous chargement, celui-ci n'est pas influencé par les historiques de pré-endommagement étudiés. Pour les deux mélanges de béton (BO et BRF), les tirants des différentes conditions (pré-endommagements mécanique et par gel-dégel) ont présenté des résultats similaires pour la force causant la première fissuration (21.5 à 32.8 kN pour le BO et 24.7 à 34.0 kN pour le BRF), le nombre de fissures (3 à 5 pour le BO et 5 à 6 pour le BRF) et la force ultime (38.7 à 41.6 kN pour le BO et 55.3 à 58.9 kN pour le BRF). Le BRF présente donc un patron de fissuration avec plus grand nombre de fissures et des ouvertures plus fines. De plus, la force causant la première fissuration est 6.1 % plus élevée pour le BRF que pour le BO et la force à la plastification est 41 % plus élevée en moyenne pour les tirants en BRF que pour ceux en BO. Ceci est attribuable à la capacité des fibres de reprendre une partie de l'effort après la formation de la fissure.

Le pré-endommagement mécanique a causé une augmentation d'un à deux ordres de grandeur la perméabilité initiale des tirants en comparaison aux tirants n'ayant subi aucun pré-

endommagement. Pour ces tirants pré-endommagés mécaniquement, l'augmentation de la perméabilité initiale est fonction du patron de fissuration généré.

Le pré-endommagement des tirants par le gel-dégel n'a pas d'impact significatif sur la perméabilité des bétons à l'étude, tant pour la perméabilité initiale que la perméabilité sous chargement. Ceci s'explique par le fait que les bétons étudiés ont présenté une excellente résistance au gel-dégel.

La perméabilité sous chargement des tirants ne peut être définie exclusivement en fonction de l'ouverture de fissure maximale. Dû à la multifissuration des tirants et aux patrons de fissurations variant d'un tirant à l'autre, la perméabilité doit être analysée en fonction du nombre de fissures et des ouvertures des fissures secondaires pour expliquer les tendances observées.

À force équivalente et en condition fissurée, la perméabilité du BO est nettement supérieure par 2 à 3 ordres de grandeur à celle du BRF, et ce quelles que soit les conditions étudiées (avec et sans pré-endommagement).

Finalement, la perméabilité sous chargement est significativement plus faible pour les spécimens pré-endommagés mécaniquement (conditions 2 et 4) que pour ceux non pré-endommagés (conditions 1 et 3) après la formation de la première fissure dans ces derniers et jusqu'à atteindre une contrainte d'environ 300 MPa pour le BO et 200 MPa pour le BRF. Au-delà de ces niveaux, la perméabilité des tirants de toutes les conditions est similaire et fonction du patron de fissuration plutôt que de l'historique d'endommagement. Cette observation surprenante a priori est reliée au nombre de fissures présentes dans les spécimens dans les conditions 1 et 3 initialement. Lorsqu'il y a peu de fissures en début de chargement, elles sont très ouvertes et mènent à une perméabilité plus élevée que pour les conditions 2 et 4.

4.6 Essais d'absorption

Une fois les essais de perméabilité complétés, des carottes ont été extraites entre les fissures des tirants déchargés pour procéder aux essais d'absorption d'eau et de migration de chlorures, tel que décrit à la section 3.2.5. Pour les essais d'absorption, une seule carotte a été extraite par condition entre les macrofissures observées sur les tirants endommagés (voir figure Figure 3-8). Celle-ci a ensuite été sciée de part et d'autre de l'armature pour obtenir deux spécimens d'essais par condition, un premier comprenant la face coffrée et un deuxième comprenant la face truellée du tirant. Ces spécimens ont ensuite été testés selon la norme ASTM C1585 (ASTM, 2013b) qui permet d'obtenir

le taux d'absorption initial (S_i) et le taux d'absorption secondaire (S_s), qui sont respectivement définis comme la pente de l'absorption (I) par rapport à la racine carrée du temps entre 1 minute et 6 heures, et entre 1 jour et 7 jours (Figure 4-16).

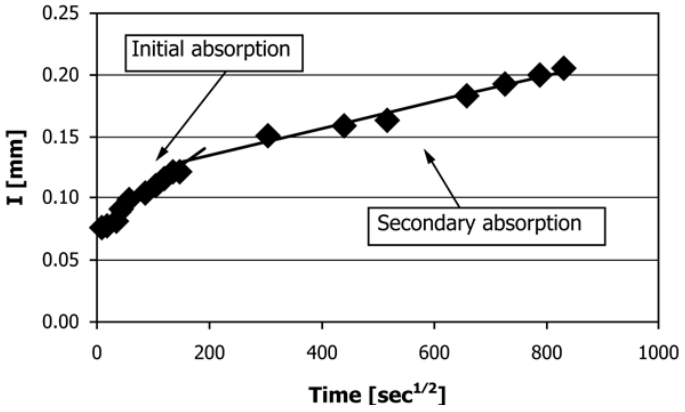


Figure 4-16: Exemple de résultats pour le calcul des taux d'absorption (ASTM, 2013b)

Durant les essais d'absorption, des traces d'humidité sont apparues sur la face supérieure de la majorité des spécimens après parfois seulement quelques heures, soit généralement dans la durée requise pour la détermination du taux d'absorption initial. Ces traces d'humidités sont probablement causées par l'épaisseur des spécimens qui est inférieure à ce qui est recommandé par la norme et la présence d'endommagement qui facilite le passage de l'humidité. Une fois ces premières traces d'humidité notées, l'absorption n'est plus seulement limitée par la capacité du matériau à absorber de l'eau par capillarité, mais aussi par l'épaisseur des spécimens. Il a alors été décidé de ne pas tenir compte des données obtenues après l'apparition des traces d'humidité sur la face supérieure (non-exposée à l'eau) et d'ainsi comparer les taux d'absorption initiaux obtenus pour les différentes conditions d'essai puisque très peu de données étaient disponibles pour le calcul des taux d'absorption secondaires. Pour une structure en béton armé, le taux initial d'absorption représente la capacité du béton à absorber de l'eau par capillarité dans les premières heures d'une exposition à l'eau (une averse par exemple), alors que le taux secondaire correspond à cette même capacité entre 1 et 7 jours. Étant donné l'état non saturé au début de l'essai, le taux d'absorption initial est supérieur au taux d'absorption secondaire, l'entrée d'eau par capillarité est donc plus

rapide dans les premières heures d'exposition à l'eau ce qui peut faciliter l'entrée d'agents agressifs solubles.

L'évolution de l'absorption en fonction de la racine carrée du temps est illustrée aux Figure 4-17 et Figure 4-18 respectivement pour l'ensemble des spécimens en BO et en BRF. Pour chacune de ces figures, la figure « a » présente les résultats obtenus avec l'exposition de la surface coffrée à l'eau et la figure « b » présente ceux obtenus avec l'exposition de la surface truellée à l'eau. La même présentation est utilisée que pour la section suivante. Pour permettre de distinguer la condition 0 de référence, celle-ci est présentée avec une des courbes noires et des marqueurs en forme de triangles inversés. Le moment où des traces d'humidité ont été notés sur les spécimens est marqué avec un X pour chaque spécimen.

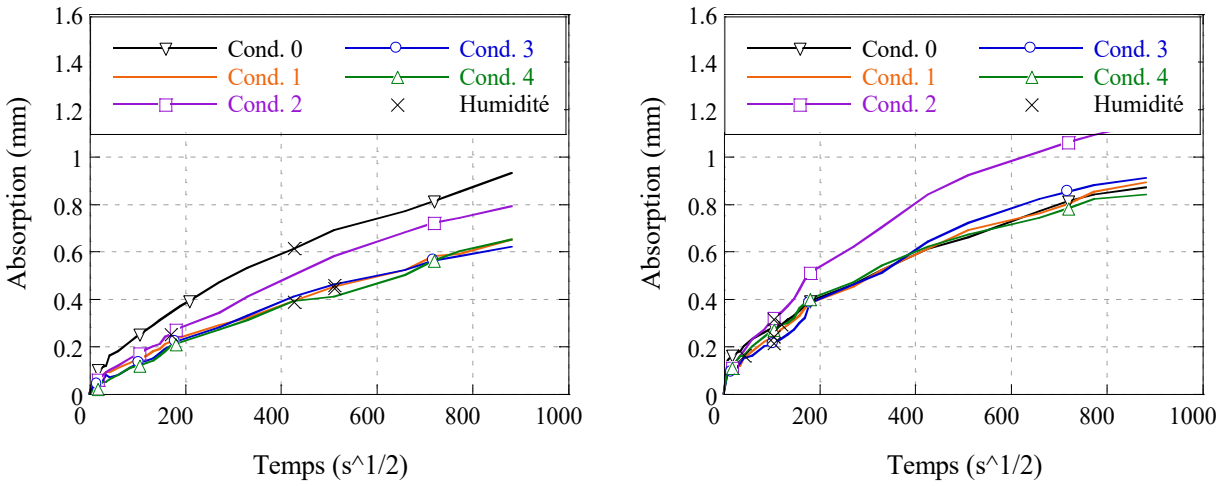


Figure 4-17: Absorption pour le BO, a) surface coffrée, b) surface truellée

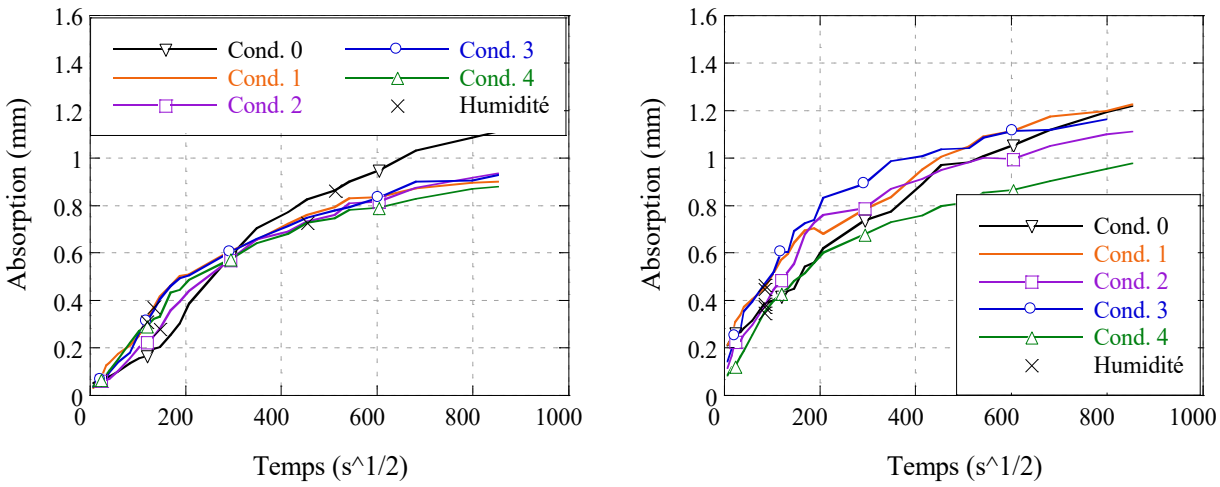


Figure 4-18: Absorption pour le BO, a) surface coffrée, b) surface truellée

Les taux d'absorption initiaux correspondants, déterminés en considérant seulement l'absorption mesurée avant que l'humidité ne soit apparente sur la surface non-exposée, sont présentés au Tableau 4-7.

Tableau 4-7: Taux d'absorption initiaux

	Surface exposée	Taux d'absorption initial S_i (mm/s$^{1/2}$)	
		BO	BRF
Condition 0 - Référence	Coffrée	0.0017*	0.0011
	Truellée	0.0014	0.0021
	Moyenne	0.0015	0.0016
Condition 1 - Référence perméabilité	Coffrée	0.0010	0.0024
	Truellée	0.0017	0.0031
	Moyenne	0.0014	0.0028
Condition 2 - Endommagement mécanique	Coffrée	0.0012	0.0017
	Truellée	0.0023	0.0031
	Moyenne	0.0018	0.0024
Condition 3 - Endommagement gel-dégel	Coffrée	0.0010	0.0024
	Truellée	0.0015	0.0042
	Moyenne	0.0012	0.0033
Condition 4 - Endommagements mécanique et gel-dégel	Coffrée	0.0010	0.0024
	Truellée	0.0021	0.0034
	Moyenne	0.0016	0.0029

*Résultat hors champ, non considéré pour la suite des analyses

Le taux d'absorption initial obtenu pour le spécimen coffré de la condition 0 semble présenter une valeur aberrante, d'une part parce qu'il s'agit de la seule condition pour laquelle le spécimen coffré présente une absorption supérieure à celle du spécimen truellé et d'une autre part car il s'agit du seul spécimen qui présente un taux d'absorption plus élevé que son homonyme en BRF. Pour ces raisons, ce résultat n'est pas considéré dans la suite des analyses. La raison la plus probable pouvant expliquer cette absorption plus élevée serait la présence d'un vide d'air important à proximité de la surface qui a rapidement emmagasiné une quantité d'eau importante.

Le taux d'absorption initial des surfaces truellées des tirants est plus important que celui des surfaces coffrées (Figure 4-17 et Figure 4-18, b versus a, et Tableau 4-7) en moyenne de 70 % (entre 30 et 110 %). En conséquent, des traces d'humidité en surface supérieure des spécimens ont été observées plus rapidement (après environ 4 heures) pour les spécimens des surfaces truellées exposées à l'eau que pour les spécimens des surfaces coffrées, pour un même type de béton étudié. Cette observation est logique et s'explique par la porosité plus élevée générée par la finition à la truelle et l'irrégularité de la surface (versus ce qui est obtenu avec le coffrage) qui offre une plus grande surface de contact entre le béton et l'eau et facilite la remontée de cette dernière en surface, par capillarité. C'est aussi ce qui est responsable de l'absorption initiale supérieure à zéro sur les Figure 4-17b et Figure 4-18b, dès la première mesure d'absorption (après 1 minute), le gain de masse est déjà considérable pour la surface truellée alors qu'il est beaucoup moindre pour la surface coffrée. Il est donc plus difficile de tirer des conclusions précises directement des données des spécimens comprenant la surface truellée. Les résultats des spécimens comprenant la surface coffrée sont donc plus représentatifs des différences d'absorption entre les différentes conditions testées.

Pour le BO, à l'exception du spécimen retiré de l'analyse, tous les spécimens des conditions 1 à 4 (spécimens endommagés) présentent des taux d'absorption plus élevés que ceux de la condition 0 en moyenne de 36 %. Pour le BRF, cette augmentation est de 83 %. Les spécimens d'absorption ont été extraits entre les macrofissures des tirants endommagés (mécaniquement, gel-dégel, essais de perméabilité sous chargement). Il est attendu que des microfissures se forment uniformément dans le tirant avant la création de macrofissures localisées et donc que les zones où ont été extraits les spécimens d'absorption contiennent des microfissures. L'endommagement des tirants (de diverses natures et allant jusqu'à la plastification des armatures) a donc augmenté légèrement le taux d'absorption. Cette observation est fidèle aux recherches de Yang, Z. et al. (2006) qui avaient

noté une augmentation de 15 % de l'absorption totale pour un endommagement mécanique imposé au béton dépassant 90 % de sa résistance en traction.

Pour un même béton considéré, tous les spécimens extraits de tirants endommagés (conditions 1 à 4) présentent des taux d'absorption initiaux similaires. La seule constante pour ces diverses conditions est que les tirants aient subi un chargement en traction jusqu'à la plastification de l'armature lors de l'essais de perméabilité. Ce chargement serait donc principalement responsable de l'augmentation de l'absorption. Ceci indique que les pré-endommagements réalisés dans ce projet (mécanique pour la condition 2 ou via des cycles de gel-dégel pour la condition 3) ont possiblement eu un impact sur la microfissuration des zones entre les macrofissures localisés et sur le taux d'absorption initial, mais que celui a été surpassé par celui généré par le chargement ultime de l'essai de perméabilité survenu après. Étant donné les résultats présentés aux sections 4.3, 4.4 et 4.5, il est probable que le gel-dégel n'a causé aucun endommagement mesurable sur les tirants et donc sur les spécimens d'absorption. Il semble aussi réaliste que l'impact du pré-endommagement mécanique sur l'absorption de l'eau soit inférieur à celui causé par le chargement jusqu'à la plastification effectué durant l'essai de perméabilité.

En ce qui concerne la différence d'absorption entre le BRF et le BO, le BRF présente des taux d'absorption initiaux légèrement plus élevés que pour le BO, que ce soit pour les surfaces coffrées ou truellées. En l'absence d'une sollicitation mécanique (condition 0 de référence), l'explication semble similaire à celle donnée pour expliquer les perméabilités à l'eau un peu plus élevées mesurées sur les tirants en BRF des conditions 1 et 3 versus ceux en BO, à la section 4.4 du mémoire, soit que la présence de fibres dans le béton sain semble créer une porosité autour des fibres. Cette porosité contribue à créer un chemin préférentiel pour la pénétration d'eau, que ce soit par absorption ou perméabilité. L'effet des fibres sur le taux d'absorption a également été observé dans les travaux de Atiş et Karahan (2009). Ces derniers ont évalué les taux d'absorption pour des bétons de rapport E/L de 0.35 avec des contenus en fibres variant entre 0 et 1.5 % en volume. Ils ont systématiquement observé une augmentation du taux d'absorption avec l'augmentation de la quantité de fibres.

Pour les tirants sollicités mécaniquement (conditions 1 à 4), la présence des fibres peut favoriser la microfissuration locale autour de ces dernières ainsi qu'une refermeture plus limitée de ces microfissures (que dans le BO) lors de la formation des macro-fissures adjacentes. Cette

microfissuration potentiellement un peu plus ouverte dans les tirants en BRF pourrait alors contribuer à augmenter légèrement la pénétration d'eau par absorption au sein du béton. Il serait cependant nécessaire de confirmer ces hypothèses par des recherches complémentaires.

En résumé, pour un même béton, les spécimens des conditions 1 à 4 (ayant subi au moins l'endommagement durant l'essai de perméabilité) présentent en moyenne des taux d'absorption plus élevés de 59 % que ceux n'ayant pas subi d'endommagement (condition 0). Par contre, étant donné l'importance de l'endommagement mécanique généré durant l'essai de perméabilité, l'impact des pré-endommagements (mécanique et/ou cycles de gel-dégel) sur l'absorption de l'eau est non quantifiable étant donné que le chargement à l'ultime de l'essai de perméabilité est plus dommageable et appliqué après.

4.7 Essais de migration des chlorures

De la même façon que pour les essais d'absorption, les essais de migration des ions chlorures ont été menés sur des carottes extraites entre les macrofissures localisées des tirants ayant été chargés jusqu'à la plastification de l'armature lors de l'essais de perméabilité. Deux spécimens ont ensuite été extraits de ces carottes, de part et d'autre de l'armature, un premier comprenant la face coffrée et un deuxième comprenant la face truellée (voir section 3.2.5). Pour les essais de migration, les premiers millimètres du béton de surface ont également été retirés pour exposer une surface plane aux chlorures. L'effet de la surface truellée devrait donc être éliminée pour cet essai.

L'exposition accélérée aux chlorures a été faite selon la méthode décrite à la section 3.2.7. Suite à cette exposition, les spécimens ont été fendus en deux et aspergés de nitrate d'agent ($AgNO_3$) afin de déterminer les profils de pénétration des chlorures (déterminés avec la fin de la zone où un précipité blanchâtre se forme). Tel qu'illustré par l'exemple de la Figure 4-19, des profondeurs de pénétration très variables ont été obtenues pour un grand nombre de spécimens. Cette variabilité peut être attribuée à la micro-fissuration générée dans les zones entre les macro-fissures localisées lors de l'endommagement mécanique des tirants. Ces micro-fissures représentent des chemins préférentiels (en comparaison avec le reste de la matrice de béton) pour la diffusion des ions chlorures (Djerbi et al., 2008).



Figure 4-19: Profil de pénétration des chlorures dans le spécimen en BO 2 avec la face truellée exposée aux chlorures

La méthode présentée dans la norme BUILD 492 (Nordtest, 1999), généralement utilisée sur des carottes de béton sain, recommande de prendre la moyenne des profondeurs du front mesurées en 7 points de mesures répartis uniformément sur la longueur du spécimen. Or, au vu de la variabilité importante de profondeur du front obtenue localement dans ce projet, cette méthode de détermination de la profondeur moyenne a été jugée non représentative, puisqu'extrêmement influencée par les points de mesure considérés pour le calcul de la moyenne. Il a donc été jugé plus pertinent de calculer les coefficients de migration des chlorures en fonction de la profondeur maximale atteinte dans le spécimen. Déterminé de cette manière, le coefficient de migration est plus représentatif de la durabilité offerte par le matériau à l'échelle de la structure puisque celle-ci est affectée dès qu'une partie du front des ions chlorures atteint l'armature, et non lorsque la profondeur moyenne du front atteint l'armature. Les coefficients de diffusion (D_{Cl}) ainsi calculés sont présentés au Tableau 4-8 pour les deux types de spécimens (surface coffrée ou truellée) d'un même béton et pour chaque condition testée. Le ratio par rapport à la référence ($D_{Cl}/D_{Cl\ réf}$) est défini comme le ratio entre le coefficient de migration ciblé et celui de la face équivalente de la condition de référence (condition 0).

Tableau 4-8: Coefficients de diffusion des chlorures

Condition	Face exposée aux chlorures	BO		BRF	
		D_{Cl} (m²/s)	$D_{Cl}/D_{Cl\ réf}$ (%)	D_{Cl} (m²/s)	$D_{Cl}/D_{Cl\ réf}$ (%)
0 - Référence	Coffrée	9.22E-14	100%	1.59E-13	100%
	Truellée	8.16E-14	100%	1.53E-13	100%
	Moyenne	8.69E-14	100%	1.56E-13	100%
1 - Référence perméabilité	Coffrée	1.47E-13	160%	1.74E-13	109%
	Truellée	2.33E-13	286%	1.62E-13	106%
	Moyenne	1.90E-13	219%	1.68E-13	108%
2- Endommagement mécanique	Coffrée	2.60E-13	282%	1.68E-13	106%
	Truellée	2.31E-13	284%	1.86E-13	122%
	Moyenne	2.46E-13	283%	1.77E-13	114%
3 - Endommagement gel-dégel	Coffrée	5.92E-14	64%	1.90E-13	119%
	Truellée	7.40E-14	91%	1.66E-13	108%
	Moyenne	6.66E-14	77%	1.78E-13	114%
4 - Endommagements mécanique et gel-dégel	Coffrée	1.57E-13	171%	1.67E-13	105%
	Truellée	1.01E-13	124%	1.39E-13	91%
	Moyenne	1.29E-13	149%	1.53E-13	98%

Contrairement aux résultats obtenus des essais d'absorption, il n'y a pas d'effet notable du type de surface (coffrée ou truellée) exposée aux ions chlorures. Ce résultat s'explique par l'élimination à la rectifieuse des premiers millimètres du béton de surface des spécimens, soit la zone la plus affectée par la finition à la truelle.

Le patron des macro-fissures (position exacte des fissures, ouvertures, parfois le nombre de fissures) étant différent dans l'ensemble des tirants d'un même béton et les carottes étant extraites à un seul endroit de chacun des tirants, leur état d'endommagement est inévitablement un peu différent d'une carotte à l'autre. Il est ainsi fortement possible que certains des spécimens soumis à l'essai de migration des ions chlorures comprennent plus de microfissures que d'autres. Il est donc difficile de comparer de manière précise les valeurs quantitatives obtenues pour les différentes conditions d'essai, pour un même béton. Néanmoins, en considérant la moyenne de l'ensemble des coefficients de diffusion des conditions 1 à 4, le coefficient de diffusion moyen est d'environ 80 % et 9 % plus élevé que celui de la condition 0 de référence, respectivement pour le BO et le BRF. La sollicitation en traction uniaxiale des tirants jusqu'à la plastification de l'armature lors de l'essais de perméabilité semble donc avoir tendance à augmenter la diffusion des chlorures dans le

béton entre les macro-fissures localisées. Cependant, pour un même béton considéré, tel que pour les essais d'absorption (section 4.6), il ne semble pas y avoir de tendance claire qui distingue les conditions 1 à 4 entre elles. L'impact des pré-endommagements (mécanique et/ou cycles de gel-dégel) sur la diffusion des chlorures est probablement limité par rapport à celui généré durant l'essai de perméabilité, mais malheureusement non quantifiable étant donné le chargement à l'ultime de l'essai de perméabilité plus dommageable appliqué après.

En ce qui concerne la différence entre le BO et le BRF, tout comme observé via les mesures de perméabilité initiales et d'absorption sur le béton sain, la présence de fibres semble augmenter légèrement la diffusion des chlorures dans le béton non fissuré ($D_{cl\ moyen}$ de 1.5 x 10^{-13} m^2/s versus 8.7 x 10^{-14} m^2/s pour le BO, pour la condition 0). Cependant, les coefficients de diffusion des conditions 1 à 4 des tirants en BRF sont du même ordre de grandeur que ceux obtenus sur les tirants en BO (généralement autour de 1-2 x 10^{-13} m^2/s). Ceci explique l'augmentation plus marquée du coefficient de diffusion moyen des tirants en BO (80 %) par rapport à ceux en BRF (9 %) lorsque comparés aux coefficients moyens de la condition 0 de référence. Physiquement, ceci peut être expliqué par le fait que la microfissuration qui accélère la diffusion des chlorures est environ la même dans les spécimens en BRF et en BO. Pour les BO, l'augmentation est plus marquée étant donné que la diffusion au travers du béton sain est plus lente que dans le BRF. Il serait cependant nécessaire de confirmer ces hypothèses par des recherches complémentaires.

En résumé, le coefficient de diffusion moyen pour les conditions 1 à 4 (ayant subi au moins l'endommagement durant l'essai de perméabilité) est d'environ 80 % et 9 % plus élevé respectivement pour le BO et le BRF que pour la condition 0 de référence (aucun endommagement). Par contre, comme c'est le cas pour l'absorption, étant donné l'importance de l'endommagement mécanique généré durant l'essai de perméabilité, l'impact des pré-endommagements (mécanique et/ou cycles de gel-dégel) sur la diffusion des chlorures est non quantifiable étant donné que le chargement à l'ultime de l'essai de perméabilité est plus dommageable et appliqué après.

4.8 Synthèse des indices de durabilité et discussion

Le Tableau 4-9 fournit une synthèse des indices de durabilités obtenus des divers essais effectués. Les quatre indices présentés sont la perméabilité de la matrice (la perméabilité après l'application

des pré-endommagement si applicables mais avant l'essai de perméabilité sous chargement), la perméabilité pour une charge de 35 kN et une contrainte de 250 MPa obtenues durant l'essai de perméabilité sous chargement, le taux d'absorption initial et le coefficient de diffusion des chlorures.

Pour la perméabilité de la matrice, la référence correspond à la perméabilité moyenne des tirants de la condition 1 non endommagée, alors que la valeur des spécimens endommagés correspond à la perméabilité moyenne des tirants des conditions 2 et 4 (ayant subi le pré-endommagement mécanique). Pour la perméabilité sous chargement mécanique, la perméabilité correspond à la perméabilité moyenne des tirants de la condition 1. Pour le taux d'absorption initial et le coefficient de diffusion, la référence correspond à la condition 0, alors que les valeurs des spécimens endommagés correspondent à la moyenne des conditions 1 à 4 pré-endommagés et endommagées ultérieurement lors de l'essai de perméabilité sous chargement.

Tableau 4-9: Synthèse des indicateurs de durabilité obtenus

	BO		BRF	
Indice	Référence	Endommagé	Référence	Endommagé
Perméabilité de la matrice (m/s)	7.07E-11	4.30E-09	1.19E-10	7.69E-09
Perméabilité à 35 kN (m/s)	-	6.71E-06	-	2.24E-08
Perméabilité à 250 MPa (m/s)*	-	1.49E-06	-	8.03E-08
Taux d'absorption initial ($mm/s^{1/2}$)	0.0014	0.0019	0.0021	0.0035
Coefficient de diffusion (m^2/s)	8.69E-14	1.58E-13	1.56E-13	1.69E-13

* Ce niveau de contrainte équivalent correspond approximativement à un chargement 40 % plus important dans le BRF que dans le BO

4.8.1 Cas particulier du béton sain (non fissuré)

Les indices de durabilité du BRF (perméabilité de la matrice, absorption et migration) à l'état sain semblent légèrement supérieurs à ceux du BO. Or, il est important de souligner que la durabilité des structures en béton armé est principalement contrôlée par les indices de durabilité en condition fissurée et que les valeurs mentionnées ici représentent celles associées aux matériaux intacts. Pour les structures en béton armé, la microfissuration et la macrofissuration générées au cours de la vie

utile de l'ouvrage vient inévitablement faciliter l'entrée de l'eau et des agents agressifs. C'est à ce niveau que le gain apporté par les fibres pour la perméabilité sous chargement devient non négligeable étant donné que la perméabilité est le principal mode d'entrée des agents agressifs dans le béton fissuré. De plus, les indices de durabilité à l'état sain sont sensibles à de faibles variations de porosité pouvant survenir entre deux coulées différentes. C'est pourquoi ces indices sont habituellement comparés plutôt en termes d'ordre de grandeur et non en fonction de la valeur précise pour deux mélanges distincts. En termes d'ordre de grandeur, les indices de durabilité à l'état sain (non fissuré) du BRF sont équivalents à ceux du BO.

Si, dans un cas particulier, les indices de durabilité à l'état sain étaient une préoccupation majeure, une façon efficace de contrer l'effet de l'ajout des fibres sur les propriétés de transport du béton à l'état sain (non fissuré) serait d'ajuster légèrement à la baisse le rapport E/C pour produire une matrice un peu plus dense.

Enfin, il ne faut pas perdre de vue le gain en résistance apporté par les fibres une fois la première fissure formée. Ainsi, pour deux structures soumises aux mêmes efforts, celle contenant des fibres présenterait une rigidité supérieure à l'état fissurée et une déformation ou flèche moins importante et également une fissuration plus fine, ce qui contribue d'autant plus à limiter l'entrée d'eau et d'agents agressifs. C'est ce qui explique la différence majeure entre la perméabilité du BO et celle du BRF lorsque soumis à une charge de 35 kN.

4.8.2 Impact général de l'endommagement

De façon générale, les résultats du Tableau 4-9 indique que l'endommagement réalisé de diverses manières dans ce projet (combinaison de chargements mécaniques avec conditions 2 et 4, ou de chargement mécaniques et gel-dégel avec conditions 3 et 4) cause une augmentation des indices de durabilité (donc une diminution de la durabilité du béton) qui se traduit par une pénétration accrue d'eau par perméabilité et par absorption, et d'agents agressifs dans le béton par migration. Cependant, l'impact des pré-endommagements mécanique et de gel-dégel semble limité et difficile à discerner étant l'endommagement important appliqués ultérieurement lors de l'essai de perméabilité sous chargement.

Par ailleurs, la perméabilité sous chargement (à une charge équivalente de 35 kN) augmente d'environ 5 ordres de grandeur pour le BO et 2 ordres de grandeur pour le BRF (comparaison de

la perméabilité sous charge par rapport à la perméabilité de la matrice de référence), et ce quelle que soit la condition de pré-endommagement considérée. L'observation est la même si la comparaison est faite à une contrainte équivalente de 250 MPa dans l'armature, soit un niveau de charge environ 40 % plus élevé dans le BRF). Ceci indique que le meilleur contrôle de la fissuration offert par le BRF réduit de manière significative la hausse de la perméabilité en fonction du chargement.

4.8.3 Impact du pré-endommagement au gel-dégel

Il a été démontré dans le présent chapitre que les deux bétons testés présentent un excellent comportement aux cycles de gel-dégel. Cette résistance au gel-dégel est le fruit d'un rapport E/L (0.42) assez faible combiné à un dosage élevé en ciment et à l'utilisation d'un agent entraineur d'air qui a permis d'obtenir un réseau d'air efficace. Le bon comportement a été noté tant au niveau de la perméabilité (avec ou sans chargement) que pour l'absorption et la diffusion des chlorures. En effet, les propriétés de transport des tirants de la condition 3 (soumise au gel-dégel) sont comparables à celles des tirants de la condition 1 (référence sans pré-endommagement). Ce résultat est encourageant, puisqu'il démontre qu'en utilisant une bonne formulation de béton et en respectant les exigences du MTQ, il est possible de produire un béton pouvant bien résister aux variations de température saisonnières. Toutefois, étant donné la résistance des bétons testés aux gel-dégel, il est difficile de conclure sur les effets du gel-dégel sur les propriétés de transport à partir des résultats obtenus. Des travaux supplémentaires effectués sur des bétons moins résistants au gel-dégel permettraient de mieux étudier l'interaction de cet endommagement avec l'endommagement mécanique et l'impact sur la durabilité des structures.

4.8.4 Impact du pré-endommagement mécanique

Les résultats des essais menés ont permis de mettre en évidence la relation importante entre l'endommagement mécanique et les trois propriétés de transport à l'étude (perméabilité à l'eau, absorption d'eau et diffusion des ions chlorures). À l'analyse des résultats obtenus, la perméabilité semble être le mode de transport le plus affecté par l'endommagement mécanique. En effet, avec la formation de macrofissures localisées et l'ouvertures de celles-ci sous contrainte de service, la perméabilité augmente d'environ 5 ordres de grandeur pour le BO et 2 ordres de grandeur pour le BRF (comparaison de la perméabilité sous charge par rapport à la perméabilité de la matrice). Pour

ce qui est de l'absorption et de la diffusion des chlorures, l'effet des pré-endommagements appliqués (tant mécanique que par cycles de gel-dégel) est apparu comme négligeable et difficile à estimer par rapport à l'endommagement mécanique subit durant l'essai de perméabilité lorsque le tirant est amené à plastification. Il a toutefois été possible de démontrer que l'endommagement mécanique menait à une augmentation significative de ces propriétés. Afin de distinguer l'effet des pré-endommagements mécaniques et de gel-dégel sur ces propriétés, il serait pertinent de mener une autre campagne d'essai dans laquelle les essais d'absorption et de migration serait effectués sur des spécimens distincts de ceux ayant subi l'essai de perméabilité et sur un plus grand nombre de spécimens.

CHAPITRE 5 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

5.1 Rappel des objectifs du projet et de la méthodologie

L'objectif général de ce projet de recherche était d'évaluer les effets d'endommagements mécaniques et environnementaux (gel-dégel) sur la durabilité du béton armé, renforcé ou non de fibres métalliques. Cet objectif a été divisé en quatre objectifs spécifiques :

1. étudier l'impact des endommagements mécaniques et environnementaux sur la perméabilité à l'eau du béton armé;
2. étudier l'impact des endommagements mécaniques et environnementaux sur l'absorption d'eau du béton armé;
3. étudier l'impact des endommagements mécaniques et environnementaux sur la migration des chlorures dans le béton armé;
4. étudier l'influence de l'utilisation de fibres d'acier sur les impacts des endommagements mécaniques et environnementaux pour les trois propriétés de transport étudiées.

Pour répondre à ces objectifs, une campagne d'essais a été menée sur un béton ordinaire (BO) et sur un béton renforcé de fibres métalliques (BRF) de composition similaire. Le programme expérimental était composé de cinq conditions d'essais présentant différentes combinaisons d'endommagements appliquées avant la réalisation des essais de durabilité. Le pré-endommagement mécanique consistait en un chargement en traction directe sur les tirants en béton armé jusqu'à l'atteinte d'une contrainte moyenne de 250 MPa dans l'armature alors que le pré-endommagement environnemental a été réalisé en exposant les tirants à 300 cycles de gel-dégel.

Suite à ces pré-endommagements, les tirants ont été soumis à un essai de perméabilité simultanément au chargement complet du tirant en traction uniaxiale jusqu'à la plastification de la barre d'armature. Des carottes extraites entre les macrofissures formées dans les tirants ont été utilisées pour évaluer le taux d'absorption à l'eau et le coefficient de diffusion des chlorures du béton microfissuré pour chacune des conditions testées.

5.2 Conclusions

5.2.1 Effet des endommagements sur la perméabilité à l'eau

Le premier objectif de ce projet était d'étudier l'impact des endommagements mécaniques et environnementaux sur la perméabilité à l'eau du béton armé. Pour atteindre cet objectif, des tirants en béton armé (en BO et BRF) ont été soumis à diverses combinaisons de pré-endommagements mécaniques (traction directe) et environnementaux (gel-dégel). Ces tirants ont ensuite été soumis à un essai de perméabilité sous chargement avec le dispositif développé à Polytechnique Montréal. Ces essais ont permis de lier l'historique d'endommagement avec la perméabilité initiale de la matrice, la perméabilité sous chargement, le patron de fissuration, les ouvertures de fissures et la contrainte dans l'armature des tirants. L'analyse des résultats de ces essais a mené aux conclusions suivantes:

- Le comportement mécanique des tirants lors de l'essai de perméabilité n'est pas influencé par les historiques de pré-endommagement étudiés. Pour les deux mélanges de béton (BO et BRF), les tirants des différentes conditions (pré-endommagements mécanique et par gel-dégel) ont présenté des résultats similaires pour la force causant la première fissuration (21.5 à 32.8 kN pour le BO et 24.7 à 34.0 kN pour le BRF), le nombre de fissures (3 à 5 pour le BO et 5 à 6 pour le BRF) et la force à la plastification (38.7 à 41.6 kN pour le BO et 55.3 à 58.9 kN pour le BRF).

- Le pré-endommagement mécanique augmente d'un à deux ordres de grandeur la perméabilité initiale des tirants en comparaison aux tirants n'ayant subi aucun pré-endommagement. Pour ces tirants pré-endommagés mécaniquement, l'augmentation de la perméabilité initiale est fonction du patron de fissuration généré.

- Le pré-endommagement des tirants par le gel-dégel n'a pas d'impact significatif sur la perméabilité des bétons à l'étude, tant pour la perméabilité initiale que la perméabilité sous chargement. Ceci s'explique par le fait que les bétons étudiés ont présenté une excellente résistance au gel-dégel.

- La perméabilité sous chargement des tirants ne peut être définie exclusivement en fonction de l'ouverture de fissure maximale. Dû à la multifissuration des tirants et aux patrons de fissurations variant d'un tirant à l'autre, la perméabilité doit être analysée en fonction du

nombre de fissures et des ouvertures des fissures secondaires pour expliquer les tendances observées.

- La perméabilité sous chargement est significativement plus élevée pour les spécimens pré-endommagés mécaniquement (conditions 2 et 4) que pour ceux non pré-endommagés (conditions 1 et 3) avant la formation de la première fissure dans ces derniers. Au-delà de ces niveaux, la perméabilité des tirants de toutes les conditions est similaire et fonction du patron de fissuration plutôt que de l'historique d'endommagement.

5.2.2 Effet des endommagements sur l'absorption d'eau

Le deuxième objectif de ce projet était d'étudier l'impact des endommagements mécaniques et environnementaux sur l'absorption d'eau du béton armé. Des essais d'absorption ont donc été menés sur des spécimens extraits de tirants ayant été soumis à diverses combinaisons de pré-endommagement mécanique (traction directe), de pré-endommagement environnemental (gel-dégel) et d'endommagement mécanique (durant l'essai de perméabilité). L'analyse des résultats de ces essais a mené aux conclusions suivantes :

- Le taux d'absorption initial des surfaces truellées des tirants est plus important que celui des surfaces coffrées de 70 % en moyenne. Ceci est dû à l'irrégularité de la surface créée lors de la finition à la truelle qui offre une plus grande surface de contact entre le béton et l'eau.

- Les spécimens des conditions 1 à 4 (ayant subi au moins l'endommagement durant l'essai de perméabilité) présentent en moyenne des taux d'absorption plus élevés de 36 % pour le BO et 83 % pour le BRF que ceux n'ayant pas subi d'endommagement (condition 0).

- L'impact des pré-endommagements (mécanique et/ou cycles de gel-dégel) sur l'absorption de l'eau est probablement limité par rapport à celui généré durant l'essai de perméabilité, mais malheureusement non quantifiable étant donné le chargement à l'ultime de l'essai de perméabilité plus dommageable et appliqué après.

5.2.3 Effet des endommagements sur la migration des ions de chlorure

Le troisième objectif de ce projet était d'étudier l'impact des endommagements mécaniques et environnementaux sur la migration des chlorures dans le béton armé. Des essais de migration

accélérés ont donc été menés sur des spécimens extraits de tirants ayant été soumis à diverses combinaisons de pré-endommagement mécanique (traction directe), de pré-endommagement environnemental (gel-dégel) et d'endommagement mécanique (durant l'essai de perméabilité). L'analyse des résultats de ces essais a mené aux conclusions suivantes :

- La microfissuration induite par l'endommagement cause une variabilité importante dans les profils de pénétration des chlorures au sein des spécimens.
- Le coefficient de diffusion moyen est d'environ 80 % et 9 % plus élevé respectivement pour le BO et le BRF pour les conditions 1 à 4 (ayant subi au moins l'endommagement durant l'essai de perméabilité) que pour la condition 0 de référence (aucun endommagement).
- L'impact des pré-endommagements (mécanique et/ou cycles de gel-dégel) sur la diffusion des chlorures est probablement limité par rapport à celui généré durant l'essai de perméabilité, mais malheureusement non quantifiable étant donné le chargement à l'ultime de l'essai de perméabilité plus dommageable et appliqué après.

5.2.4 Effet des fibres d'acier sur les propriétés de transport

Le quatrième et dernier objectif de ce projet était d'étudier l'influence de l'utilisation de fibres d'acier sur les impacts des endommagements mécaniques et environnementaux pour les trois propriétés de transport étudiées. Cet objectif a été atteint en parallèle avec les trois premiers objectifs, en réalisant les essais à chaque fois sur un béton sans fibres (BO) et un béton avec 0.75 % de macrofibres métalliques (BRF). L'analyse des essais effectués a mené aux conclusions suivantes :

- À l'état intact (non-fissuré), le BRF présente une perméabilité de la matrice, un taux d'absorption initial et un coefficient de diffusion des chlorures du même ordre de grandeur mais supérieurs au BO ($1.19x10^{-10}$ m/s vs $7.07x10^{-11}$ m/s, 0.0021 mm/s$^{1/2}$ vs 0.0014 mm/s$^{1/2}$ et $1.56x10^{-13}$ vs $8.69x10^{-14}$). Il importe de souligner que la durabilité du béton armé est principalement contrôlée par les indices de durabilité en condition fissurée et que les valeurs mentionnées représentent celles associées aux matériaux intacts. Cependant, si les indices de durabilité à l'état sain étaient préoccupation majeure, une façon efficace de contrer l'effet de l'ajout des fibres sur les propriétés de transport à l'état sain (non fissuré) serait d'ajuster légèrement à la baisse le rapport E/C pour produire une matrice un peu plus dense.

- Le BRF présente un patron de fissuration différent lors du chargement mécanique. Celui-ci présente un plus grand nombre de fissures (3 à 5 pour le BO et 5 à 6 pour le BRF) avec des ouvertures plus fines (ouverture maximale moyenne de 0.378 mm pour le BO et 0.305 mm pour le BRF).
- La force causant la première fissuration est 6.1 % plus élevée pour le BRF que pour le BO, la force à la plastification est 41 % plus élevée en moyenne pour les tirants en BRF que pour ceux en BO. Ceci est attribuable à la capacité des fibres de reprendre une partie de l'effort après la formation de la fissure.
- La perméabilité sous chargement mécanique (à un niveau de charge identique de 35 kN) augmente d'environ 5 ordres de grandeur pour le BO et de 2 ordres de grandeur pour le BRF (comparaison de la perméabilité sous chargement par rapport à la perméabilité de la matrice de référence). Ceci indique que le meilleur contrôle de la fissuration offert par le BRF réduit de manière significative la hausse de la perméabilité en fonction du chargement. On note ainsi que le BO possède une perméabilité en condition fissurée de 2 à 3 ordres de grandeur plus élevée que celui du BRF.
- La perméabilité sous chargement mécanique (à une contrainte égale de 250 MPa dans l'armature, soit un niveau de charge supérieur d'environ 40 % dans le BRF) augmente aussi d'environ 5 ordres de grandeur pour le BO et de 3 ordres de grandeur pour le BRF (comparaison de la perméabilité sous chargement par rapport à la perméabilité de la matrice de référence).

Ainsi, cette étude a permis de quantifier l'impact de l'endommagement sur la perméabilité à l'eau, l'absorption d'eau et la migration des ions de chlorures des BO et des BRF. Elle a permis de démontrer le rôle des endommagements sur l'augmentation des indices de durabilité choisis et le rôle des fibres métalliques sur la réduction de la perméabilité sous-chargement du béton armé.

5.3 Recommandations

5.3.1 Programmes d'essais complémentaires

Premièrement, afin de valider les conclusions tirées dans ce projet et possiblement pousser l'analyse un peu plus loin, il serait pertinent de réaliser les mêmes essais mais en augmentant le

nombre de spécimens par condition. Dans le cadre de ce projet, le nombre de spécimens par condition a été limité considérant la capacité limitée (espace disponible) de certains appareils de conditionnement et pour permettre la réalisation du projet dans un délai raisonnable. Il aurait été irréaliste de tester plus de spécimens, puisque les travaux réalisés en laboratoire se sont déjà échelonnés sur près de 18 mois.

Afin de pouvoir isoler et mieux étudier les effets de l'endommagement environnemental sur les propriétés de transport, il serait pertinent de mener une campagne d'essais avec plusieurs types de bétons avec différentes teneurs en air ou encore avec des rapports E/L différents. Ainsi, certains de ces bétons pourraient présenter une résistance plus faible au gel-dégel.

Afin de mieux faire ressortir l'endommagement mécanique, un endommagement cyclique permettrait de mieux représenter les conditions réelles d'exposition des structures en béton armé et entrainerait potentiellement une diminution de la rigidité et une augmentation de la microfissuration qui elle-même peut faciliter l'entrée de l'eau et des chlorures et modifier en conséquence les modes de transport par absorption et la migration.

Afin de permettre de mieux distinguer les effets des pré-endommagements sur l'absorption d'eau et la migration des chlorures, il serait pertinent d'effectuer ces essais sur des spécimens n'ayant pas subi l'essai de perméabilité qui induit un endommagement plus important. Ainsi, une 2^{e} série de tirants pourrait être soumise aux mêmes pré-endommagements et servir exclusivement aux essais d'absorption et de diffusion, permettant ainsi d'isoler les effets des pré-endommagements.

Afin de permettre d'étudier l'impact de la variabilité entre deux coulées d'un même mélange, il serait pertinent de réaliser les essais de perméabilité, absorption et diffusion des chlorures sur plusieurs spécimens présentant la même composition, mais issus de coulées différentes.

Finalement, dans l'éventualité où un programme expérimental similaire serait retenu pour un projet futur, il serait pertinent de mesurer la perméabilité durant le pré-endommagement mécanique, au moins pour certains tirants, pour pouvoir quantifier la cicatrisation des fissures qui pourrait survenir entre le pré-endommagement mécanique et les essais de durabilité.

5.3.2 Dispositif de perméabilité à l'eau

Deux améliorations pourraient être apportées au dispositif de perméabilité. La première serait d'introduire des rotules aux extrémités des tirants pour empêcher la flexion des tirants durant le

chargement. Cette flexion peut être minimisée en positionnant minutieusement les tirants dans la presse, mais un léger désalignement peu subsister. Bien que cette flexion ne soit observée que dans un nombre limité d'essais, l'ajout de rotules permettrait de diminuer l'impact de ce désalignement et donc de la flexion sur le comportement de ces tirants.

La deuxième amélioration proposée est de sceller l'intérieur des manchons servant à relier l'armature et la tige filetée 7/8 ‘’pour minimiser les fuites à cet endroit. En effet, il a été observé lors de campagnes d'essais précédentes que des fuites pouvaient survenir à cet endroit et s'échapper par les filets de la tige filetée. Dans ce projet, les filets ont été scellés avec du téflon et l'intérieur des manchons (entre l'armature et la tige filetée) a été scellé avec du silicone. Aucune fuite n'a été notée à cet endroit avec l'utilisation de cette méthode.

BIBLIOGRAPHIE

ACI. (2010). *Report on the physical properties and durability of fiber-reinforced concrete*. Farmington Hills, MI: ACI.

Akhavan, A., Shafaatian, S. M. H., & Rajabipour, F. (2012). Quantifying the effects of crack width, tortuosity, and roughness on water permeability of cracked mortars. *Cement and Concrete Research, 42*(2), 313-320. doi:https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.10.002

Al-Fayadh, S. (1997). Cracking behaviour of reinforced concrete tensile members. Dans *Research report: tension of reinforced concrete prisms* (vol. 13, p. 1-122): Division of Structural Engineering, Lulea University of Technology.

Aldea, C.-M., Shah, S. P., & Karr, A. (1999a). Effect of Cracking on Water and Chloride Permeability of Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering, 11*(3), 181-187. doi:doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(1999)11:3(181)

Aldea, C.-M., Shah, S. P., & Karr, A. (1999b). Permeability of cracked concrete. *Materials and Structures, 32*(5), 370-376. doi:10.1007/bf02479629

ASTM. (2013a). *C642 - 13 Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete*. West Conshohocken, PA.: ASTM. doi:10.1520/C0642-13

ASTM. (2013b). *C1585-13 Standard Test Method for Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concretes*. West Conshohocken, PA.: ASTM. doi:10.1520/c1585-13

ASTM. (2015). *C666 - 15 Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing*. West Conshohocken, PA.: ASTM. doi:10.1520/C0666_C0666M-15

ASTM. (2017). *C1202 - 17a Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*. West Conshohocken, PA.: ASTM.

Atiş, C. D., & Karahan, O. (2009). Properties of steel fiber reinforced fly ash concrete. *Construction and Building Materials, 23*(1), 392-399. doi:https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.11.002

Bamforth, P., Price, W. F., & Emerson, M. (1997). *International Review of Chloride Ingress Into Structural Concrete: A Trl Report (Trl 359)*: Thomas Telford.

Banthia, N., Biparva, A., & Mindess, S. (2005). Permeability of concrete under stress. *Cement and Concrete Research, 35*(9), 1651-1655. doi:https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.10.044

Bao, J., & Wang, L. (2017). Effect of Short-Term Sustained Uniaxial Loadings on Water Absorption of Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering, 29*(3). doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001746

Baroghel-Bouny, V. (1994). *Caractérisation microstructurale et hydrique des pâtes de ciment et des bétons ordinaires et à très hautes performances.* (École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris).

Beaurivage, F. (2009). *Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal). Tiré de http://publications.polymtl.ca/226/

Bischoff, P. H. (2001). Effects of shrinkage on tension stiffening and cracking in reinforced concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering, 28*(3), 363-374.

Cai, H., & Liu, X. (1998). Freeze-thaw durability of concrete: ice formation process in pores. *Cement and Concrete Research, 28*(9), 1281-1287. doi:https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00103-3

Caré, S. (2008). Effect of temperature on porosity and on chloride diffusion in cement pastes. *Construction and Building Materials, 22*(7), 1560-1573. doi:https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.03.018

Castro, J., Bentz, D., & Weiss, J. (2011). Effect of sample conditioning on the water absorption of concrete. *Cement and Concrete Composites, 33*(8), 805-813. doi:10.1016/j.cemconcomp.2011.05.007

Charron, J. P. (2016). *Notes de cours - Technologie du béton*. *CIV6505*. École Polytechnique de Montréal.

Charron, J. P., Denarié, E., & Brühwiler, E. (2008). Transport properties of water and glycol in an ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) under high tensile deformation. *Cement and Concrete Research, 38*(5), 689-698. doi:https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.12.006

Choinska, M. (2006). *Effets de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure.* (Ecole Centrale de Nantes (ECN)). Tiré de https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00334143

Conciatori, D. (2005). *Effet du microclimat sur l'initiation de la corrosion des aciers d'armature dans les ouvrages en béton armé.* (EPFL). Tiré de http://infoscience.epfl.ch/record/56049/files/EPFL_TH3408.pdf

Denarié, E. (2000). *Étude expérimentale des couplages viscoélasticité-croissance des fissures dans les bétons de ciment.* (École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse).

Desmettre, C. (2011). *Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques.* (Thèse de Doctorat, École Polytechnique de Montréal). Tiré de https://publications.polymtl.ca/760/1/2011_CleliaDesmettre.pdf

Desmettre, C., & Charron, J. P. (2011). Novel water permeability device for reinforced concrete under load. *Materials and Structures, 44*(9), 1713-1723. doi:10.1617/s11527-011-9729-6

Desmettre, C., & Charron, J. P. (2012). Water permeability of reinforced concrete with and without fiber subjected to static and constant tensile loading. *Cement and Concrete Research, 42*(7), 945-952. doi:https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2012.03.014

Desmettre, C., & Charron, J. P. (2013). *Rapport de recherche SR13-01*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Diao, B., Sun, Y., Cheng, S., & Ye, Y. (2011). Effects of Mixed Corrosion, Freeze-Thaw Cycles, and Persistent Loads on Behavior of Reinforced Concrete Beams. *Journal of Cold Regions Engineering, 25*(1), 37-52. doi:doi:10.1061/(ASCE)CR.1943-5495.0000019

Djerbi, A., Bonnet, S., Khelidj, A., & Baroghel-bouny, V. (2008). Influence of traversing crack on chloride diffusion into concrete. *Cement and Concrete Research, 38*(6), 877-883. doi:https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.10.007

Duan, P., Shui, Z., Chen, W., & Shen, C. (2013). Effects of metakaolin, silica fume and slag on pore structure, interfacial transition zone and compressive strength of concrete. *Construction and Building Materials, 44*(Supplement C), 1-6. doi:https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.02.075

El-Dieb, A. S., & Hooton, R. D. (1995). Water-permeability measurement of high performance concrete using a high-pressure triaxial cell. *Cement and Concrete Research, 25*(6), 1199-1208. doi:https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00112-P

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.* (École Polytechnique de Montréal, Montréal).

Fabbri, A., Fen-Chong, T., Coussy, O., & Azouni, A. (2007). *Comportement au gel-dégel d'une structure en ciment.* Communication présentée à 18e Congrès Français de Mécanique, Grenoble, France.

Gopalan, M. K. (1996). Sorptivity of fly ash concretes. *Cement and Concrete Research, 26*(8), 1189-1197. doi:https://doi.org/10.1016/0008-8846(96)00105-6

Hall, C. (1989). Water sorptivity of mortars and concretes: a review. *Magazine of Concrete Research, 41*(147), 51-61. doi:10.1680/macr.1989.41.147.51

Hearn, N. (1999). Effect Of Shrinkage And Load-Induced Cracking On Water Permeability of Concrete. *ACI Materials Journal, 96*, 234-241.

Hoseini, M., Bindiganavile, V., & Banthia, N. (2009). The effect of mechanical stress on permeability of concrete: A review. *Cement & Concrete Composites, 31*(4), 213-220. doi:10.1016/j.cemconcomp.2009.02.003

Hubert, M. (2014). *Critères de conception en service des bétons renforcés de fibres basés sur la perméabilité à l'eau.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal). Tiré de http://publications.polymtl.ca/1354/

Hubert, M., Desmettre, C., & Charron, J. P. (2015). Influence of fiber content and reinforcement ratio on the water permeability of reinforced concrete. *Materials and Structures, 48*(9), 2795-2807. doi:10.1617/s11527-014-0354-z

Hwang, J. P., Kim, M., & Ann, K. Y. (2015). Porosity generation arising from steel fibre in concrete. *Construction and Building Materials, 94*, 433-436. doi:https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.07.044

Jaroenratanapirom, D., & Sahamitmongkol, R. (2011). Self-crack closing ability of mortar with different additives. *Journal of Metals, Materials and Minerals, 21*(1), 9-17.

Jiang, F., Wittmann, F., & Zhao, T. (2011). Influence of mechanically induced damage on durability and service life of reinforced concrete structures. *Restoration of Buildings and Monuments, 17*(1), 25-32. doi:10.1515/rbm-2011-6423

Jin, X., Jin, N., & Ye, H. (2017). An Experimental Study on Relationship among Water Sorptivity, Pore Characteristics, and Salt Concentration in Concrete. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. doi:10.3311/PPci.9621

Kermani, A. (1991). Permeability of stressed concrete. *Building Research and Information*(19), 360-366.

Kessler, S., Thiel, C., Grosse, C. U., & Gehlen, C. (2016). Effect of freeze–thaw damage on chloride ingress into concrete. *Materials and Structures, 50*(2), 121. doi:10.1617/s11527-016-0984-4

Khatib, J. M. (2014). Effect of initial curing on absorption and pore size distribution of paste and concrete containing slag. *KSCE Journal of Civil Engineering, 18*(1), 264-272. doi:10.1007/s12205-014-0449-7

Kolias, S., & Georgiou, C. (2005). The effect of paste volume and of water content on the strength and water absorption of concrete. *Cement and Concrete Composites, 27*(2), 211-216. doi:https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.02.009

Kollek, J. J. (1989). The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method—a recommendation. *Materials and Structures, 22*(3), 225-230. doi:10.1007/bf02472192

Lawler, J. S., Zampini, D., & Shah, S. P. (2002). Permeability of Cracked Hybrid Fiber-Reinforced Mortar under Load. *Materials Journal, 99*(4). doi:10.14359/12220

Lawler, J. S., Zampini, D., & Shah, S. P. (2005). Microfiber and Macrofiber Hybrid Fiber-Reinforced Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering, 17*(5), 595-604. doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2005)17:5(595)

Liu, Z., Diao, B., & Zheng, X. (2015). Effects of seawater corrosion and freeze-thaw cycles on mechanical properties of fatigue damaged reinforced concrete beams. *Advances in Materials Science and Engineering, 2015*.

Ludirdja, D., Berger, R. L., & Young, J. F. (1989). Simple Method for Measuring Water Permeability of Concrete. *Materials Journal, 86*(5). doi:10.14359/2000

Mangat, P. S., & Limbachiya, M. C. (1999). Effect of initial curing on chloride diffusion in concrete repair materials. *Cement and Concrete Research, 29*(9), 1475-1485. doi:https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00130-1

Mechkouri, M., & Guettala, A. (2009). Effet de l'agent entraineur d'air sur la résistance des bétons exposés aux cycles de gel dégel. *Annales de la Facultés des Sciences et Sciences de l'Ingénieur, Université de Biskra, 1*(4), 36-45.

Mehta, P. K. (2006). *Concrete: microstructure, properties, and materials* (3e éd.). Toronto: McGraw-Hill.

Mivelaz, P. (1996). *Étanchéité des structures en béton armé; Fuites au travers d'un élément fissuré.* (École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne).

MTQ. (2012). *Tome VII - Matériaux, Norme 3101 - Bétons de masse volumique normale*. Qc: MTQ.

Neville, A. M. (1996). *Properties of concrete* (4th and finale éd.). New York: Pitman Pub.

Nordtest. (1999). *Concrete, mortar and cement-based repair materials: Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments (NT BUILD 492)*. Finlande: Nordtest.

Ollivier, J. P., & Vichot, A. (2008). *La Durabilité des bétons : bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement* (2e éd.). Paris: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.

Picandet, V., Khelidj, A., & Bellegou, H. (2009). Crack effects on gas and water permeability of concretes. *Cement and Concrete Research, 39*(6), 537-547. doi:10.1016/j.cemconres.2009.03.009

Pigeon, M., & Pleau, R. (1995). *Durability of concrete in cold climates: M. Pigeon, R. Pleau*. London: E & FN Spon.

Plagué, T., Desmettre, C., & Charron, J. P. (2017). Influence of fiber type and fiber orientation on cracking and permeability of reinforced concrete under tensile loading. *Cement and Concrete Research, 94*, 59-70. doi:10.1016/j.cemconres.2017.01.004

Plante, P., & Bilodeau, A. (1989). Rapid chloride ion permeability test: data on concretes incorporating supplementary cementing materials. *Special Publication, 114*, 625-644.

Powers, T. C., Copeland, L. E., Hayes, J. C., & Mann, H. M. (1954). Permeability of Portland cement paste. *American Concrete Institute -- Journal, 26*(3), 285-297.

Rapoport, J., Aldea, C.-M., Shah, S. P., Ankenman, B., & Karr, A. (2002). Permeability of Cracked Steel Fiber-Reinforced Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering, 14*(4), 355-358. doi:doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2002)14:4(355)

Rossi, P. (1998). *Les bétons de fibres métalliques*. Paris: Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées.

Şahmaran, M., & Li, V. C. (2008). Influence of microcracking on water absorption and sorptivity of ECC. *Materials and Structures, 42*(5), 593-603. doi:10.1617/s11527-008-9406-6

Sanjuán, M. A., & Muñoz-Martialay, R. (1996). Oven-drying as a preconditioning method for air permeability test on concrete. *Materials Letters, 27*(4), 263-268. doi:https://doi.org/10.1016/0167-577X(95)00283-9

Shang, H.-S., Song, Y. P., & Ou, J. (2009). Behavior of air-entrained concrete after freeze-thaw cycles. *Acta Mechanica Solida Sinica, 22*(3), 261-266. doi:ISSN 0894-9166

Shang, H.-S., & Yi, T.-H. (2013). Freeze-Thaw Durability of Air-Entrained Concrete. *The Scientific World Journal, 2013*, 6. doi:10.1155/2013/650791

Stanish, K., Hooton, R. D., & Thomas, M. (2000). *Testing the chloride penetration resistance of concrete: a literature review*: Department of Civil Engineering, University of Toronto Toronto, Ontario, Canada.

Thomas, M. D. A., & Bamforth, P. B. (1999). Modelling chloride diffusion in concrete: Effect of fly ash and slag. *Cement and Concrete Research, 29*(4), 487-495. doi:https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00192-6

Truc, O., Ollivier, J. P., & Carcassès, M. (2000). A new way for determining the chloride diffusion coefficient in concrete from steady state migration test. *Cement and Concrete Research, 30*(2), 217-226. doi:https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00232-X

Wang, K., Jansen, D. C., Shah, S. P., & Karr, A. F. (1997). Permeability study of cracked concrete. *Cement and Concrete Research, 27*(3), 381-393. doi:https://doi.org/10.1016/S0008-8846(97)00031-8

Yang, C. C., & Su, J. K. (2002). Approximate migration coefficient of interfacial transition zone and the effect of aggregate content on the migration coefficient of mortar. *Cement and Concrete Research, 32*(10), 1559-1565. doi:https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00832-3

Yang, Z., Weiss, W. J., & Olek, J. (2006). Water Transport in Concrete Damaged by Tensile Loading and Freeze-Thaw Cycling. *Journal of Materials in Civil Engineering, 18*(3), 424-434. doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2006)18:3(424)

Yuan, Y., & Chi, Y. (2014). Water permeability of concrete under uniaxial tension. *Structural Concrete, 15*(2), 191-201.

Zhou, C., & Li, K. (2015). Transport Properties of Concrete Altered by Crack-Induced Damage. *Journal of Materials in Civil Engineering, 27*(2), A4014001. doi:doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000983

Zhou, C., Li, K., & Han, J. (2012). Characterizing the effect of compressive damage on transport properties of cracked concretes. *Materials and Structures, 45*(3), 381-392. doi:10.1617/s11527-011-9771-4

ANNEXE A – CONTRAINTE INITIALE DUE AU RETRAIT DANS L'ARMATURE

Cette annexe présente la méthode utilisée pour déterminer la contrainte générée dans l'armature due au retrait du béton. Le retrait libre a été mesuré expérimentalement pour les deux bétons à l'étude (BO et BRF) à l'aide de jauges placées à l'intérieur de prismes non-armés ayant la même géométrie que les tirants (Figure A-5-1). Comme pour les tirants, les prismes ont été décoffrés puis immergés dans l'eau 24 heures après la coulée. 27 jours plus tard, les prismes ont été retirés de l'eau puis laissés à l'air libre. Au cours des 28 premiers jours, le retrait est faible puisqu'il est en partie compensé par le gonflement dû à l'immersion du tirant. Par contre, après 28 jours, les prismes sont retirés de l'eau et le retrait de séchage vient s'ajouter au retrait endogène ce qui cause une augmentation importante du retrait.

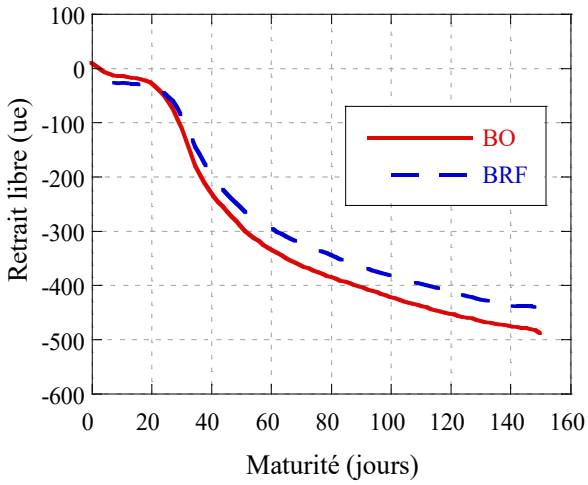


Figure A-5-1: Retrait libre pour les deux bétons à l'étude

Le retrait gêné peut être obtenu grâce à l'Équation A-1 présentée par Bischoff (2001). Le retrait libre utilisé pour les calculs des contraintes est celui à une échéance de 100 jours pour le BRF et

de 150 jours pour le BO. Ces échéances correspondent aux maturités moyennes des tirants de chacun des mélanges lors des essais de perméabilité.

$$\varepsilon_{cm} = \frac{\varepsilon_{sh}}{1 + np} \qquad \text{Équation A-1}$$

Avec : ε_{cm} Le retrait gêné (με);

ε_{sh} Le retrait libre (με);

n Le ratio des modules d'élasticité de l'acier et du béton, Es/Ec (-);

p Le taux d'armature, As/Ac (-).

Le retrait repris par la barre d'armature correspond à la différence entre le retrait gêné (ε_{cm}) et le retrait libre (ε_{sh}). La contrainte initiale de traction créée dans le béton générée par le retrait repris par la barre d'armature est déterminée avec l'Équation A-2.

$$\sigma_{cf} = E_c \varepsilon_{cf} \qquad \text{Équation A-2}$$

Avec : E_c Le module élastique du béton (MPa)

ε_{cf} Le retrait repris par la barre d'armature, ε_{cm} - ε_{sh} (με);

σ_{cf} La contrainte de traction dans le béton (MPa).

Les dimensions du tirant étant connue, il est possible de déduire la force initiale dans le béton et la contrainte initiale dans la barre d'armature à partir des Équations A-3 et A-4.

$$N_{cf} = \sigma_{cf} A_c \qquad \text{Équation A-3}$$

Avec : N_{cf} La force initiale reprise par le béton (N);

A_c L'aire de la surface transversale du tirant (m^2).

$$\sigma_s = \frac{N_{cf}}{A_s} \qquad \text{Équation A-4}$$

Avec : σ_s La contrainte initiale dans la barre d'armature (MPa);

A_s L'aire transversale de la barre d'armature (m^2).

La méthode de calcul utilisée est applicable car on considère que le glissement entre la barre d'armature et le béton négligeable.

Les données requises pour le calcul de la contrainte initiale en compression dans la barre d'armature pour les deux bétons à l'étude sont présentées au Tableau A-1.

Tableau A-1: Contraintes initiales de compression dans l'armature

Matériau	ε_{sh} (με)	ε_{cm} (με)	ε_{cf} (με)	σ_s (MPa)
BO	-485	-448	37	89.5
BRF	-383	-353	31	70.5

La contrainte initiale calculée est plus élevée dans les armatures des tirants en BO étant donné que celui-ci présente un retrait libre légèrement plus élevé et que les essais de perméabilité n'ont pas été menés exactement aux mêmes échéances pour les deux matériaux. Étant donné que le retrait augmente avec la maturité du béton, ce-dernier présente logiquement un retrait plus important.

La contrainte calculée dans cette annexe est la contrainte de compression appliquée sur l'armature par le retrait du béton. Pour le béton, le niveau de contrainte dans le matériau correspond donc à celui qui serait obtenu dans un tirant ne présentant aucun retrait qui serait soumis à la même contrainte dans l'armature, mais en traction. De manière à permettre une présentation des résultats représentant l'état d'endommagement du béton de manière indépendante du retrait propre à chaque mélange, la contrainte dans la barre d'armature au début du chargement est posée égale à la contrainte de compression calculée.