



Approche poro-mécanique au fluage non linéaire du béton : Expérimentation et modélisation

Thèse

Duc Tho Pham

Doctorat en génie civil
Philosophiæ doctor (Ph. D.)

Québec, Canada

© Duc Tho Pham, 2017

Approche poro-mécanique au fluage non linéaire du béton : Expérimentation et modélisation

Thèse

Duc Tho Pham

Sous la direction de :

Luca Sorelli, directeur de recherche
Mario Fafard, codirecteur de recherche

Résumé

La connaissance du comportement différé du béton soumis aux charges élevées est nécessaire pour prévoir la durée de vie des structures à long terme. En particulier dans le cas des ouvrages d'art, cette connaissance est primordiale pour prédire les flèches, l'ouverture de fissure, la redistribution des contraintes dans les structures hyperstatiques et les pertes de précontrainte dans des structures en béton précontraint. Par ailleurs, la prédiction de l'évolution de la fissuration dans le temps, dans le but d'estimer la durée de vie des structures, est une perspective avantageuse et prometteuse que seuls les modèles numériques pertinents au regard des mécanismes de fissuration du béton peuvent offrir.

L'objectif de ce travail, pour premier temps, s'intéresse aux mécanismes de fluage non linéaire dans le béton, puis développer un modèle numérique permettant de simuler le fluage tertiaire qui est supposé être à l'origine de l'interaction entre humidité relative et la microfissuration afin de prédire la flèche et l'ouverture de fissure et, a fortiori, la durée de vie. Ce modèle a été développé dans le code aux éléments finis OOFEM, se basant sur le modèle de réseau (*lattice model*). Pour ce faire, trois programmes ont été mis en route. Le premier consiste à valider le problème de couplage hydro-mécanique en étudiant l'évolution de la perméabilité du béton lors de la traction d'une barre d'armature. La deuxième vise à développer et implémenter les équations non linéaires de transfert de l'humidité relative couplées avec l'endommagement pour prévoir l'ouverture de fissure des poutres préfissurées en flexion quatre points soumis à une charge maintenue élevée. Finalement, le programme expérimental a été réalisé sur des poutres entaillées en flexion quatre points pour valider le modèle proposé, en utilisant la technique de corrélation d'images. Les effets de l'hétérogénéité et le rapport Eau / Ciment (E/C) ont été considérés lors de l'évolution de l'ouverture de fissure.

Les résultats montrent que le modèle proposé est capable de simuler l'ouverture de fissure dans le temps des bétons renforcés de fibres (BRF) sous des charges maintenues élevées.

Abstract

Knowledge of the delayed behaviour of concrete subjected to a high load is necessary for predicting the serviceability of concrete structures. In particular, in the case of civil engineering structures, this knowledge is an influential aspect for predicting deflection, development of microcracking in concrete structures, stress redistribution in hyperstatic structures and prestressing losses in pre-stressed concrete structures. Moreover, the prediction of the evolution of cracking with time in order to estimate the lifetime of structures is an advantageous and promising prospect that only numerical models relevant to the mechanisms of cracking of concretes can offer.

The objective of this work is first to investigate the mechanisms of tertiary creep in concrete and then to develop a numerical model to simulate the nonlinear creep behaviour which is supposed to cause the interaction between relative humidity and microcracking in order to predict the deflection and the crack opening as well as the lifetime. This model was developed in the OOFEM finite element code, based on the lattice method. To perform this, three programs were launched. The first one was to validate the hydromechanical coupling problem by examining the evolution of the permeability of reinforced concrete under tensile loading. The second program aimed at developing and implementing the non-linear equations of the relative humidity transfer coupled with damage mechanics to predict the crack opening of the four points bending test on pre-cracked beam subjected to a high sustained load. Lastly, the experimental program was carried out on beams notched to validate the proposed model, using the digital image correlation technique. The effects of heterogeneity and the water-to-cement ratios (E/C) were considered to estimate the effect of those parameters during the evolution of the crack opening.

The results show that the proposed numerical model is capable of simulating the deflection and crack opening with time of fiber reinforced concrete (FRC) under high sustained loads.

Remerciement

Le présent travail a été réalisé au sein du département de génie civil et de génie des eaux de l'Université Laval, en étroite collaboration avec le Centre de recherche interuniversitaire sur le béton (CRIB) et le Centre de recherche sur l'aluminium - REGAL.

Je tiens tout d'abord à exprimer toute ma reconnaissance à mes directeurs de thèse professeur Luca Sorelli et professeur Mario Fafard pour leurs soutiens, encouragements et compréhension dans les moments difficiles de la thèse. Je les remercie chaleureusement pour tous leurs efforts ainsi que leur dévouement dans le suivi de ce travail, leurs riches connaissances scientifiques, grande disponibilité, et conseils précieux. De plus, leurs qualités humaines ont permis de créer une atmosphère de travail dynamique, conviviale et professionnelle.

Tous mes remerciements vont également aux professeur Denis Rodrigue, professeur David Conciatori de l'Université Laval et professeur Stéphane Multon, de l'université de Toulouse, pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail en acceptant d'être membre du jury et pour l'ensemble des discussions scientifiques lors du séminaire de doctorat ainsi que le professeur Denis LeBoeuf d'avoir accepté de présider ce jury de thèse.

Je tiens également à remercier l'équipe technique et les associés de recherche de CRIB et du REGAL, particulièrement Alain Melançon et Hugues Ferland pour leur aide dans la réalisation des essais expérimentaux du projet, mes collègues doctorants qui étaient présents au cours de ces années de thèse, le stagiaire Simon Alarie, étudiants à la maîtrise Juliano Proverte Vincler qui ont contribué à la partie expérimentale.

Je remercie le Programme Canadien de Bourse de la Francophonie (PCBF), le CRIB et le REGAL pour le financement de ce projet.

Enfin, je ne manquerai pas d'adresser ma gratitude à toute ma famille pour son encouragement durant les années de thèse ainsi que pour leur soutien moral qui m'a permis d'aboutir.

Avant-propos

Ce travail reprend 4 articles en cours de publication, l'étudiant au doctorant a été le principal auteur dans la réalisation des travaux de recherches et la rédaction.

Quatre articles scientifiques correspondants aux chapitres 4 à 7:

Article 1 : ***Hydro-Damage lattice simulation of the tension stiffening behaviour and damaged permeability of steel fiber reinforced concretes***. Cet article est en soumission au Springer Material and Structures. Les co-auteurs Prof. Luca Sorelli et Prof. Mario Fafard qui ont supervisé l'ensemble des activités de recherche en tant que directeur de thèse et co-directeur de thèse. Le travail de cet article a été réalisé en collaboration avec Dr. Peter Grassl (Université de Glasgow, Royaume-Uni).

Article 2 : ***A simplified hydro-damage lattice model for the nonlinear creep of fiber reinforced concretes at high stress-to-strength ratio***. Cet article est en soumission au Springer Material and Structures. Les co-auteurs Prof. Luca Sorelli et Prof. Mario Fafard qui ont supervisé l'ensemble des activités de recherche en tant que directeur de thèse et co-directeur de thèse. Le travail de cet article a été réalisé en collaboration avec Dr. Peter Grassl (Université de Glasgow, Royaume-Uni).

Article 3 : ***Experimental study on the secondary creep of fiber reinforced cement-based composites at high stress: Effect of water-to-cement ratio and aggregate size***. Cet article est en soumission au Springer Material and Structures. Les co-auteurs Prof. Luca Sorelli et Prof. Mario Fafard qui ont supervisé l'ensemble des activités de recherche en tant que directeur de thèse et co-directeur de thèse. Le travail de cet article a été réalisé en collaboration avec Prof. Julien Réthoré (École centrale de Nantes, France).

Article 4 : ***A new damage poromechanical model for the secondary creep of fiber reinforced cement-based composites at high stress-to-strength ratio***. Cet article est en soumission au Springer Material and Structures. Les co-auteurs Prof. Luca Sorelli et Prof. Mario Fafard qui ont supervisé l'ensemble des activités de recherche en tant que directeur de thèse et co-directeur de thèse. Le travail de cet article a été réalisé en collaboration avec Dr. Peter Grassl (Université de Glasgow, Royaume-Uni).

Par rapport à la version soumise pour publication, la mise en page des articles a été modifiée pour rencontrer le format imposé à l'ensemble du document de thèse. De plus, un

seul style de citations et de références bibliographiques a été utilisé pour l'ensemble des articles insérés.

Table de matière

Résumé	iii
Abstract.....	iv
Remerciement.....	v
Avant-propos	vi
Liste des figures.....	xiii
Liste des tableaux	xxi
Liste des symboles.....	xxii
Chapitre 1 Introduction.....	1
1.1 Généralités et problématiques	1
1.2 Problématique de la recherche, objectifs, originalité et structure de la thèse.....	3
Chapitre 2 Revue de la littérature	6
2.1 Microstructure du béton.....	6
2.1.1 Pâte de ciment.....	6
2.1.2 Agrégats.....	6
2.1.3 Auréole de transition ITZ (Interfacial Transition Zone)	7
2.1.4 Système poreux	7
2.1.5 Tortuosité.....	8
2.2 Caractérisation hydrique du béton.....	9
2.2.1 Eau dans le béton.....	9
2.2.2 Quantification d'eau dans la pâte de ciment.....	10
2.2.3 Isotherme de sorption du béton	11
2.2.4 Modèle de sorption isotherme du béton	14
2.3 Modélisation de l'endommagement du béton	17
2.3.1 Généralités.....	17
2.3.2 Variable d'endommagement	18
2.3.3 Modèle d'endommagement isotrope (Mazars, 1984)	18
2.4 Perméabilité du béton.....	20
2.4.1 Généralités.....	20
2.4.2 Perméabilité du béton sous compression.....	21
2.4.3 Perméabilité du béton en traction	23

2.4.4 Modèles mécaniques sur l'évolution de la perméabilité	26
2.4.4.1 Modèles continus : endommagement – perméabilité	26
2.4.4.2 Modèles discrets : ouverture de fissure – perméabilité	28
2.5 Fluage du béton	34
2.5.1 Généralités	34
2.5.2 Mécanisme de fluage propre.....	35
2.5.3 Mécanisme de fluage de dessiccation.....	36
2.5.4 Fluage non linéaire	38
2.5.5 Fluage de la poutre en flexion	41
2.6. Modèle de réseau (<i>lattice model</i>) pour le béton	44
2.6.1 Justification du choix de modèle de réseau	44
2.6.2 Diagramme de Voronoï et triangulation de Delaunay (Voronoi, 1908).....	46
2.6.3 Modèle de réseau pour la simulation de la fissuration du béton	47
2.6.3.1 Élément de réseau de barres	47
2.6.3.2 Élément de réseau de type poutre	48
2.6.4 Prise en compte de l'hétérogénéité	50
Chapitre 3 Méthodologie.....	53
3.1 Introduction	53
3.2 Modèle de réseau pour le problème de transport (Grassl, 2009).....	53
3.3 Modèle de transfert non linéaire de l'humidité dans le béton	56
3.3.1 Équations de transfert	56
3.3.2 Modèle de transfert proposé	57
3.3.3 Effet de l'endommagement sur la courbe l'isotherme de sorption.....	58
3.3.4 Conditions aux limites et condition initiales	59
3.4 Modèle d'endommagement isotrope implémenté dans OOFEM	60
3.5 Couplage humidité relative-mécanique dans le béton.....	64
3.5.1 Généralités	64
3.5.2 Problème de couplage humidité relative-mécanique.....	65
3.5.2.1 Modélisations phénoménologiques	65
3.5.2.2 Modélisations par la mécanique des milieux poreux.....	65
3.6 Validation des modèles proposés	66

3.6.1 Validation du transfert de l'humidité dans le béton	66
3.6.2 Étude de la propagation des fissures sous chargement statique	69
3.6.2.1 Simulation de la poutre entaillée en flexion quatre points	69
3.6.2.2 Simulation d'une poutre entaillée en flexion trois points dissymétrique	71
3.6.3 Simulation de l'évolution de la perméabilité d'un échantillon en traction directe.....	73
3.6.4 Simulation du couplage humidité relative-mécanique en rapport avec le retrait de dessiccation.....	77
3.7 Description des travaux expérimentaux de fluage en flexion quatre points.....	80
3.7.1 Généralités	80
3.7.2 Géométrie des éprouvettes.....	81
3.7.3 Programme expérimental de la thèse.....	81
Chapitre 4 Article 1 : Hydro-damage lattice simulation of the tension stiffening behaviour and damaged permeability of steel fiber reinforced concretes	84
Résumé	85
Abstract.....	86
4.1 Introduction	87
4.2 Materials and Methods	89
4.2.1 Materials and Test Set-up (Desmettre et Charron, 2012, 2011).....	89
4.2.2 Lattice model	90
4.2.2.1 Mechanical model	90
4.2.2.2. Lattice model for transport	92
4.2.2.3 Finite element model and boundary conditions.....	93
4.3 Results and discussion	94
4.3.1 Modeling Normal Concrete	94
4.3.2 Modeling Fiber Reinforced Concrete (FRC).....	97
4.4 Parametric analysis.	100
4.5 Concluding Remarks	102
Acknowledgement	103
Chapitre 5 Article 2 : A simplified hygro-damage lattice model for the nonlinear creep of fiber reinforced concretes at high stress-to-strength ratio.	104
Résumé	105

Abstract.....	106
5.1 Introduction	107
5.2 Hygro-damage model for nonlinear creep of concrete.....	109
5.2.1 Background on existing hygro-damage lattice model (Grassl, 2009)	109
5.2.2 Effect of damage on the adsorption isotherm.....	113
5.2.3 Mechanical equilibrium.....	114
5.3 Model calibration.....	115
5.3.1 Calibration of the hygral model.....	115
5.3.2 Simulation of the static four points bending tests (4PBT) on notched beams.....	118
5.3.3 Simulation of the hygral curing condition.....	119
5.4 Model validation on bending tests.....	120
5.4.1 Materials and methods.....	120
5.4.2 Results and Discussions	121
5.5 Conclusion	125
Chapitre 6 Article 3 : Experimental study on the secondary creep of fiber-reinforced cement-based composites at high stress: Effect of water-to-cement ratio and aggregate size	
Résumé	128
Abstract.....	129
6.1 Introduction	130
6.2 Methodology and experimental	132
6.2.1 Materials and characterization.....	132
6.2.2 Flexural creep specimens.....	134
6.2.3 Test setting for flexural creep.....	134
6.2.4 Basics of Digital Image Correlation (DIC).....	135
6.3. Results and discussion.....	137
6.3.1 Static tests	137
6.3.2 Creep tests	138
6.3.2.1 Effect of aggregate heterogeneity.....	139
6.3.2.2 Effect of water-to-cement ratio.....	140
6.3.2.3 Effect of loading ratio.....	140
6.3.2.4 Secondary creep rates	142

6.3.2.5 DIC crack detection	142
6.4. Conclusion	143
Chapitre 7 Article 4 : A new damage poromechanical model for the secondary creep of fiber reinforced cement-based composites at high stress-to-strength ratio.	145
Résumé	146
Abstract.....	147
7.1 Introduction	148
7.2 Materials and Methods	150
7.3 Hygro-damage poromechanical model for secondary creep of concrete	151
7.3.1 Background of hydro-damage lattice modeling	151
7.3.2 Effect of damage on the adsorption isotherm.....	154
7.3.3 Mechanical equilibrium.....	155
7.4 Model calibration.....	156
7.4.1 Simulation of the curing humid for 3 months	156
7.4.2 Simulation of the compression test under static loading	158
7.4.3 Simulation of the static bending test.....	160
7.4.3.1 Result of the static bending test.....	160
7.4.3.2 Creep flexural behavior	161
7.4.3.3 Parametric analysis.	164
7.5 Conclusion	165
Chapitre 8 Conclusion et perspective	167
8.1 Simulation de l'évolution de la perméabilité lors de chargement statique.....	167
8.2 Simulation de la propagation de la fissure des BRF sous charge soutenue.....	167
8.3 Caractérisation de la propagation de la fissure des BRF sous une charge soutenue par technique de corrélation des images	168
8.4 Modèle poro-mécanique pour modéliser le fluage secondaire du matériau cimentaire soumis à une charge maintenue élevée.....	169
Références	171
Annexe A Caractérisation des bétons renforcés de fibres	182
Annexe B Procédure de l'essai de pré-fissuration et fluage	185
Annexe C Discrétisation du problème de transfert transitoire de l'humidité relative	193

Liste des figures

Figure 1.1. Avant (a) et après la rupture (b) (Bažant et al., 2012).....	2
Figure 1.2. Déflexion excessive mesurée au centre du pont (Bažant et al., 2011).	2
Figure 1.3. Déflexion excessive mesurée au centre du Pont Děčín, République tchèque (Bažant et al., 2012).....	2
Figure 2.1. Modèle de la morphologie de l'ITZ d'un BO (Mehta et Monteiro, 2013).	7
Figure 2.2. Schématisation de la tortuosité (Carmann, 1956).	9
Figure 2.3. Phasage de l'isotherme d'adsorption (Hansen, 1996).....	12
Figure 2.4. Schéma du processus d'adsorption (Aligizaki, 2005) :.....	12
Figure 2.5. Illustration de l'équation de Kelvin-Laplace pour le cas d'un ménisque. Sphérique.....	13
Figure 2.6. Comparaison entre les résultats expérimentaux avec le modèle de Ricken (Hansen, 1996).	15
Figure 2.7. Comparaison entre les résultats expérimentaux avec le modèle de Kunzel (Hansen, 1996).	16
Figure 2.8. Comparaison entre les résultats expérimentaux avec le modèle de Hansen (1996).	17
Figure 2.9. Effet de niveau de contrainte sur la perméabilité au cour de la compression (Kermani, 1991).	22
Figure 2.10. Évolution de la perméabilité au cour de la compression (Choinska et al., 2007).	23
Figure 2.11. Comportement à la traction uniaxiale du béton (Bernard, 2000).....	24
Figure 2.12. Vue d'ensemble de l'échantillon et coupe longitudinale centrée (Desmettre et Charron, 2011).....	25
Figure 2.13. Configuration des essais de perméabilité (Desmettre et Charron, 2011).....	25
Figure 2.14. Perméabilité en fonction de la contrainte dans la barre d'armature (Desmettre et Charron, 2011).....	26
Figure 2.15. Perméabilité en fonction de l'endommagement (Picandet et al., 2001).	28
Figure 2.16. Perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure (Wang et al., 1997).	29
Figure 2.17. Échantillon pré-fissuré pour la mesure de la perméabilité (Liu et al., 2016)...	29
Figure 2.18. Perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure (Liu et al., 2016).	30

Figure 2.19. Fissure idéale composée de deux plans lisses parallèles.....	30
Figure 2.20. a) Domaine de fissure; b) Domaine d'endommagement.....	32
Figure 2.21. Cinétique de fluage.	35
Figure 2.22. Mécanisme du fluage propre (Ulm et al., 1999).	36
Figure 2.23. Effet Pickett de fluage de dessiccation (Pickett, 1942).....	37
Figure 2.24. Effet d'un chargement sur un béton en dessiccation (Wittmann, 1982).	38
Figure 2.25. Déformation différée totale en fonction de la contrainte (Acker et Barral, 1983).....	40
Figure 2.26. Mécanisme de fluage due à la fissuration (Rossi et al., 2012).	41
Figure 2.27. Force – Ouverture d'un essai de fluage flexionnel en condition fissurée.	44
Figure 2.28. Dépendance de maillage : a) Force déplacement; b) Potentiel dans la direction- x au long de la fissure (Grassl, 2009).	46
Figure 2.29. a) Diagramme de Voronoï; b) Triangulation de Delaunay.	47
Figure 2.30. Maillage triangulaire.	48
Figure 2.31. Différents types de maillage (Schlangen et Mier, 1992).....	49
Figure 2.32. Modèle de réseau en poutre (Schlangen et Mier, 1992).....	49
Figure 2.33. Distribution aléatoire des agrégats dans OOFEM.....	51
Figure 2.34. Géométrie des agrégats (Borderie et al., 2007).....	52
Figure 3.1. L'élément de réseau pour le problème de transport et mécanique.	53
Figure 3.2. a) Relation w/w_f - humidité relative, avec différent $M = -c \frac{\tilde{\omega}_c}{h_e \omega_{fk}}$; b) Relation $w/w_f - M = -c \frac{\tilde{\omega}_c}{h_e \omega_{fk}}$ avec différent humidité relative.	59
Figure 3.3. a) Relation $\frac{d(w/w_f)}{dh}$ - humidité relative, avec différent $M = -c \frac{\tilde{\omega}_c}{h_e \omega_{fk}}$; b) Relation $\frac{d(w/w_f)}{dh} - M = -c \frac{\tilde{\omega}_c}{h_e \omega_{fk}}$ avec différent humidité relative.	59
Figure 3.4. Géométrie d'épaisseur équivalente de la surface (Bažant et Najjar, 1972).	60
Figure 3.5. (a) Élément du problème mécanique (1-2) et du problème de transfert (3-4); (b) Degrés de liberté d'un élément mécanique.	61
Figure 3.6. Résistances dans l'espace de contrainte nominale (Grassl et al., 2015).	62

Figure 3.7. Contrainte - Ouverture de fissure.....	64
Figure 3.8. Force – flèche de poutre de flexion 4 points lors de chargement-déchargement.	64
Figure 3.9. Algorithmique schéma de l’approche étalée étendu pour le problème de couplage humidité relative-mécanique (Grassl, 2009).....	65
Figure 3.10. Géométrie et conditions aux limites de l’expérimentation (Kim et Lee, 1999).	66
Figure 3.11. Maillage et condition aux limites.....	67
Figure 3.12. (a) Comparaison entre les résultats expérimentaux et simulés avec et non présence de granulats, (b) Comparaison entre Dirichlet et Neumann.	68
Figure 3.13. Maillage et condition aux limites.	69
Figure 3.14. Charge–flèche en comparaison avec les expérimentaux résultats (Daviau- Desnoyers et al., 2015).	70
Figure 3.15. Maillage déformé d’une poutre entaillée en flexion quatre points.	71
Figure 3.16. Propagation de fissure d’une poutre entaillée en flexion quatre points : a) En absence des agrégats, b) Avec la prise en compte des agrégats.	71
Figure 3.17. Maillage et conditions aux limites.	72
Figure 3.18. Propagation de fissure.	73
Figure 3.19. Dimensions de l’essai de traction directe (Liu et al., 2016).....	73
Figure 3.20. Installation de l’essai de traction directe (Liu et al., 2016).....	74
Figure 3.21. Simulation de l’essai de traction directe :	75
Figure 3.22. Comparaison des trajets de fissures de l’expérimentation et des simulations :	76
Figure 3.23. Ouverture de fissure vis-à-vis le déplacement contrôlé.	76
Figure 3.24. Perméabilité vis-à-vis l’ouverture de fissure.....	77
Figure 3.25. Différents maillages des mortiers.....	78
Figure 3.26. Conditions initiales et aux limites.....	78
Figure 3.27. Évolution de la perte en masse vis-à-vis les résultats expérimentaux (Bisschop et van Mier, 2002).	79
Figure 3.28. Évolution de la perte en masse de différents pourcentages volumiques des....	80
Figure 3.29. Fissuration dans le mortier après 11 jours.	80
Figure 3.30. Cure humide pour les essais de fluage en flexion quatre points.	81

Figure 3.31. Montage expérimental pour les essais de préfissuration en flexion quatre points.	82
Figure 3.32. Texture de la surface d'une poutre.	82
Figure 3.33. Montage expérimental pour les essais de flexion 4 points sur poutre entaillée.	83
Figure 4.1. Permeability test specimen instrumented after (Desmettre et Charron, 2012). .	90
Figure 4.2. Example of (a) Voronoï tessellation and Delaunay triangulation; (b) Degrees of freedoms of the lattice elements for the mechanical and transport model in the local co-ordinate system.	91
Figure 4.3. a) Sketch of the experimental test set-up, b) Equivalent 2D plain stress representation of steel rebar in the concrete; c) detail of the anchorage zone.	94
Figure 4.4. Comparison between experimental and simulated curves in terms of: (a) Load vs. displacement; (b) Load vs. CMOD.	96
Figure 4.5. Comparison between experimental and simulated curves in terms of: (a) Water permeability vs. load, (b) Water permeability vs. steel rebar stress.	97
Figure 4.6. Incremental crack (red) formed in the simulation at the (a) and (b) Image analyses of the cracks observed at the end of the experimental test (Desmettre, 2011).	97
Figure 4.7. Comparison between mean experimental and simulated curves in terms of: (a) Load – displacement curves with Confidence Interval of 90% for the experimental results, (b) Load - Crack mouth opening displacement CMOD (mm).	99
Figure 4.8. (a) Simulated curves in terms of : Water permeability vs. load; (b) Comparison between experimental and simulated curves in terms of Water permeability coefficient vs. reinforcement stress.	99
Figure 4.9. Incremental crack patterns from the simulation.	100
Figure 4.10. For the simulated FRC: (a) load-displacement curve; (b) load-maximum crack opening.	101
Figure 4.11. For the simulated FRC (a) permeability-load curve; (b) on semi log scale. ...	102
Figure 5.1. Example of (a) Voronoï tessellation and Delaunay triangulation; (b) Delaunay triangulation Degrees of freedoms of the lattice elements for the mechanical and transport model in the local co-ordinate system.	110

Figure 5.2. (a) Relation between normalized water content and relative humidity w/w_f vs. h for different damage parameter M , (b) Relation between normalized water content and damage parameter $w/w_f - M$ for different relative humidity.	114
Figure 5.3. (a) Relation between the normalized isotherm capacity vs. humidity for different damage levels M (b) Relation between the normalized moisture capacity vs. damage parameter M for different h values.....	114
Figure 5.4. (a) Geometry and size of the specimen tested (Kim et Lee, 1999); (b) Mesh and boundary condition of the uniform mesh; (c) mesh with heterogenous mesh with matrix and aggregates.	116
Figure 5.5. Comparison of the adsorption isotherm adopted in this work and the BET curve of a typical concrete (Xi et al., 1994) as well as VG (Van Genuchten, 1980) in terms of $S(h)$	117
Figure 5.6. (a) Comparison between experimental results and simulation without and with the presence of aggregate, (b) Comparison between Dirichlet B.C and Mixed B.C.....	118
Figure 5.7. (a) Mesh and boundary condition; (b) Comparison between the simulated and experimental load-deflection response.	119
Figure 5.8. Degree of hydration, saturation and calculated relative humidity at early age.	120
Figure 5.9. Predicted distribution of the relative humidity at the beginning of the test....	120
Figure 5.10. (a) Loading history; (b) Mesh, boundary and initial condition.....	121
Figure 5.11. Comparison of simulated and experimental curves for pre-crack of 0.5 mm at $P_s/P_0 = 60\%$: (a) load-CMOD; (b) load-deflection.	122
Figure 5.12. Comparison of simulated and experimental curves for pre-crack of 0.7 mm at $P_s/P_0 = 85\%$: (a) Load-CMOD; (b) Load-deflection.	122
Figure 5.13. Comparison of the Crack opening-time : (a) Pre-cracked beam 0.5 mm, $P_s/P_0 = 60\%$, b) Pre-cracked beam 0.7 mm, $P_s/P_0 = 85\%$	123
Figure 5.14. (a) Crack pattern for a pre-cracked beam 0.5 mm at $P_s/P_0 = 60\%$ and (b) Crack pattern for a pre-cracked beam 0.7 mm at $P_s/P_0 = 85\%$ at the beginning of creep tests.....	124
Figure 5.15. Comparison between the simulated and experimental deflection vs time curves for: (a) Pre-cracked beam of 0.5 mm, $P_s/P_0 = 60\%$; (b) Pre-cracked beam of 0.7 mm, $P_s/P_0 = 85\%$	125

Figure 5.15. Schematic illustration of the hydro-damage mechanism driving micro-cracking process and the secondary creep.....	126
Figure 6.1. Schematic representation of the specific creep of concrete in primary, secondary and tertiary phase based on the stress-to-strength ratio (σ/f_c).	131
Figure 6.2. Granulometric curve of FRC and FRM	133
Figure 6.3. Test set-up for (a) static test for pre-cracking; (b) Sustained loading test setup	134
Figure 6.4. (a) Typical crack opening curve for the bending test; (b) Test set-up for the creep tests with dead weight and steel lever arms.	135
Figure 6.5. (a) Window analyzed by DIC astride the beam notch; (b) Horizontal displacement map in pixels (c) Vertical displacement map in pixels (b) (1pixel=28.5 μm).	136
Figure 6.6. Comparison of displacement jump profiles for different element sizes.	137
Figure 6.7. Crack opening-load responses for : (a) FRC-05; (b) FRC-03 and (c) FRM-05 for the 3 samples.	137
Figure 6.8. Creep response of FRC-05 in terms of: (a) CMOD vs. time (b) Deflection vs. time.	138
Figure 6.9. Creep response for FRC-03 in terms of : (a) CMOD vs. time; (b) Deflection vs. Time.....	138
Figure 6.10. Creep response for the FRM-05 in terms of: (a) CMOD vs. time ; (b) Deflection vs. time.....	139
Figure 6.11. Creep response for the FRM-05-90 in terms of: (a) CMOD vs. Time ; (b) Deflection vs. time.....	139
Figure 6.12. Effect of aggregate heterogeneity: (a) CMOD-time ; (b) Deflection-time. ...	140
Figure 6.13. Effect of water-to-cement ratio: (a) CMOD-time ; (b) Deflection-time.	140
Figure 6.14. Effect of loading ratios: (a) CMOD-time ; (b) Deflection-time.....	141
Figure 6.15. (a) Three stages of the creep for loading level 90%; (b) Photos of failure of beam FRC-05-90 due to creep to loading 90%.	141
Figure 6.16. Comparison of between the three mixes designs for mean value and the interval confidence 80%: (a) CMOD rate ; (b) Deflection rate	142
Figure 6.17. Example of the deformation ϵ_{xx} : (a) FRC-05-90; (b) FRC-05.....	143

Figure 7.1. Example of (a) Voronoï tessellation and Delaunay triangulation; (b) Delaunay triangulation, degrees of freedom of the lattice elements for the mechanical and transport model in the local co-ordinate system	151
Figure 7.2. (a) Relation between normalized water content and relative humidity and M, (b) Relation between the normalized moisture capacity vs. damage parameter M for different h values.....	155
Figure 7.3. Isotherms adopted in this work for FRC-03, FRC-05 and FRM-05 in terms of water content vs. relative humidity in comparison with BET model (Xi et al., 1994).....	156
Figure 7.4. Measured degree of hydration, saturation and calculated relative humidity of the : (a) w/c = 0.3 ; (b) w/c = 0.5.....	157
Figure 7.5. (a) Lateral and cross section view of the sample mesh with indication of the hygral boundary condition; (b) Zoomed view of the estimated relative humidity distribution in the mid-span zone before the creep test starts for (b) FRC-05,(c) FRC-03,(d) FRM-05.	158
Figure 7.6. (a) Mesh and boundary condition; (b) Stress-strain response.....	159
Figure 7.7. Comparison between simulated and experimental results for the mix designs:	160
Figure 7.8. (a) Mesh, boundary and initial condition (b) Deformed mesh during testing..	160
Figure 7.9. (a) Typical crack opening curve for the bending test; Crack opening-load responses of the experimental and numerical tests for : (b) RFC-05 ; (c) FRC-03 and (d) FRM-05.	161
Figure 7.10. For FRC-03, comparison between simulated and experimental responses in terms of : (a) crack opening vs. time; (b) deflection vs. time.....	162
Figure 7.11. For FRC-05, comparison between simulated and experimental responses in terms of (a) crack opening vs time; (b) deflection vs. time.....	163
Figure 7.12. For FRM-05, comparison between simulated and experimental responses in terms of (a) crack opening vs time; (b) deflection vs. time.....	163
Figure 7.13. (a) Crack pattern (red color) for the homogeneous simulation FRM-05; Crack pattern simulation with inclusion: (a) FRC-03 and (c) FRC-05.....	164
Figure 7.14. Comparison between simulated and experimental for the mix designs:	164

Figure 7.15. Effect of the coefficient c Eq. (7.14) on: (a) Crack opening ; (b) Deflection.
..... 165

Figure 7.16. Effect of the coefficient ε_{fk} on: (a) Crack opening; (b) Deflection. 165

Liste des tableaux

Tableau 2.1. Essais expérimentaux de fluage en flexion sur des poutres pré-fissurés.	42
Tableau 3.1. Paramètres du modèle de transfert pour les simulations numériques.....	68
Tableau 3.2. Paramètres du modèle de simulation et expérimentation.	70
Tableau 3.3. Paramètres du modèle de simulation de flexion trois points dissymétrique....	72
Tableau 3.4. Paramètres du modèle et des essais expérimentaux.	75
Tableau 3.5. Caractéristique des mésostructures générées.....	77
Tableau 3.6. Paramètres mécaniques du matériau de la simulation.	78
Tableau 3.7. Paramètres de transfert de la simulation.....	79
Tableau 3.8. Composition des différents matériaux.....	81
Tableau 3.9. Programmes expérimentaux.....	83
Table 4.1. Mechanical properties of the NSC and FRC measured at 28 days (Desmettre et al., 2012, 2011).....	89
Table 4.2. Model parameters used for analysis of NSC.....	95
Table 4.3. Model parameters used for analysis of FRC.....	98
Table 4.4. FRC model parameters employed in the parametric analysis.	100
Table 5.1. Moisture transfer model parameters. (*)= for mixed B.C. only.....	117
Table 5.2. Mechanical model parameters calibrated on static 4PBT.	119
Table 5.3. Drying model parameters used in the numerical simulation.	121
Table 6.1. Mix-designs for the FRCC materials studied in this work.....	133
Table 6.2. Material characterization at 28 days.....	133
Table 6.3. Samples series and test conditions.	135
Table 7.1. Mix design considered in this study (Pham et al., n.d.).	150
Table 7.2. Material characterization at 28 days (Pham et al., n.d.).	151
Table 7.3. Moisture transfer model parameters for cement paste.	156
Table 7.4. Mechanical properties for uniaxial compressive simulation of FRC-05, FRC-03 and FRM-05.....	159

Liste des symboles

D	Variable d'endommagement [-]
D_c	Variable d'endommagement en compression [-]
$D_c(h_e, \tilde{\omega}_c)$	Diffusivité due à la fissuration [kg/m.s]
D_t	Variable d'endommagement en traction [-]
D_h	Diffusivité de l'humidité du matériau [kg/m.s]
D_1	Diffusivité de l'humidité saturé [kg/m.s]
$\underline{\underline{E}}$	Matrice de Hooke [MPa]
f_c	Résistance à la compression [MPa]
f_q	Résistance au cisaillement [MPa]
f_t	Résistance à la traction [MPa]
G_{fc}	Énergie de post-fissuration en compression [MPa.mm]
G_{ft}	Énergie de post-fissuration en traction [MPa.mm]
h	Humidité relative [-] ou [%]
h_e	Longueur de l'élément mécanique [m]
k	Perméabilité [m/s]
k_0	Perméabilité initiale [m/s]
$k_c(h_e, D)$	Perméabilité due à la fissuration [m/s]
M	Masse molaire de l'eau [kg.mol ⁻¹]
m_s	Masse de solide sec [kg/m ³]
m_w	Masse d'eau évaporable [kg/m ³]
L	Longueur de l'échantillon [m]
l	Longueur moyenne du parcours d'un fluide
P_a	Pression de l'air sec [MPa]
P_c	Pression capillaire [MPa]
$P_{c(ave)}$	Pression capillaire de l'air-entrée [MPa]
P_g	Pression du gaz [MPa]
P_l	Pression du liquide [MPa]
P_v	Pression de la vapeur [MPa]
P_{vsat}	Pression de la vapeur saturée [MPa]
R	Constante des gaz parfaits ou résidu [J.K ⁻¹ .mol ⁻¹]
S_r	Degré de saturation [-] ou %
u	Ration de l'humidité [%]
V_{air}	Volume d'air [m ³]
V_{pore}	Volume de pore [m ³]
V_m	Capacité d'une monocouche [l.m ³]
V_{pore}	Volume de pore [m ³]
V_w	Volume d'eau [m ³]
w	Teneur en humidité [kg/m ³]
w_f	Teneur en humidité saturée [kg/m ³]
α_c	Couplage compression-endommagement [-]
α_{sh}	Coefficient hydrique de retrait [-]

α_t	Couplage traction-endommagement [-]
$\underline{\underline{\varepsilon_e}}$	Déformation élastique [-]
ε_{eq}	Déformation équivalente [-]
ε_p	Déformation plastique [-]
θ_r	Teneurs en eau résiduelle [-]
θ_s	Teneurs en eau saturée [-]
κ_R	Conductivité relative [-]
μ	Viscosité dynamique [MPa.s]
$\underline{\underline{\sigma}}$	Tenseur de contrainte [MPa]
$\tilde{\omega}_c$	Ouverture de fissure équivalente [m]
ω_f	Pente initiale de la courbe adoucissante [m]
ω_{fk}	Ouverture de fissure critique [m]
τ	Tortuosité [-]

Chapitre 1 Introduction

1.1 Généralités et problématiques

La durabilité est un des aspects primordiaux à prendre en compte lors de la conception des ouvrages en béton. Celle-ci est conditionnée par la réponse aux diverses agressions environnementales et sollicitations mécaniques, chimiques, physiques ainsi que par la capacité des constituants du béton à se protéger contre ces attaques.

L'endommagement du béton est un des principaux mécanismes qui entraîne une courte durée de vie des ouvrages pouvant aller jusqu'à la ruine. Lorsque l'endommagement apparaît, par exemple juste après la mise en service, plusieurs processus d'endommagement peuvent se combiner comme la corrosion accélérée de l'armature, l'apparition de nouvelles fissures amenant la diminution de la capacité portante.

À ce mécanisme d'endommagement, il est important de prendre en compte les effets différés, qui sont principalement le retrait et le fluage. Le premier, lié au gradient hydraulique entre l'environnement et le béton, cause éventuellement la fissuration, même en l'absence d'une charge (Bisschop et van Mier, 2002). Le deuxième, le fluage non linéaire, lié à la présence de charge maintenue. Si cette charge est suffisamment élevée, elle peut causer la fissuration et/ou contribuer au développement de fissures préexistantes.

Le fluage non linéaire des bétons peut mettre en cause la durabilité des ouvrages, car il est à l'origine de la fissuration qui conduit à la perte de précontrainte, aux flèches excessives, voire à la rupture de l'ouvrage. Nous pouvons citer les conséquences catastrophiques dues aux effets différés sous une charge soutenue. (Bažant et al., 2011) a mené la recherche sur la déflexion à long terme (20 ans) due au fluage sur plus de 56 ponts, a confirmé que les normes existantes avaient largement sous-estimé l'effet du fluage, d'environ 50 à 500% par rapport aux mesures in situ.

Le fluage est donc responsable de déflexion excessive de ponts soumis à une charge constante élevée. Le cas du pont de Koror-Babledaob (Figure 1.1) est un exemplaire. Ce pont précontraint construit en 1977 par post-tension (poutres en caisson), a été détruit après de 19 ans de service avec une perte de 50% de précontrainte (prédiction 22%-29%) et présentait une flèche de 1,61 m (flèche mesurée du fluage 0.22 m, estimée 0.075 m). Cette

sous-estimation a été également observée dans le cas du pont Koshirazu et Tsukiyono au Japon (Figure 1.2), et du pont Děčín, République tchèque (Figure 1.3).

D'autres auteurs (ACI 209, Raphael et al. 2002) ont également noté que dans les essais de fluage en compression uniaxiale et les modèles réglementaires (ACI, EC2, etc.) ne sont pas capables de reproduire correctement les résultats expérimentaux, voire sous-estiment fortement les déformations différées (EC2). Ce phénomène met en avant la mauvaise prédiction du fluage dans la conception des structures en béton.

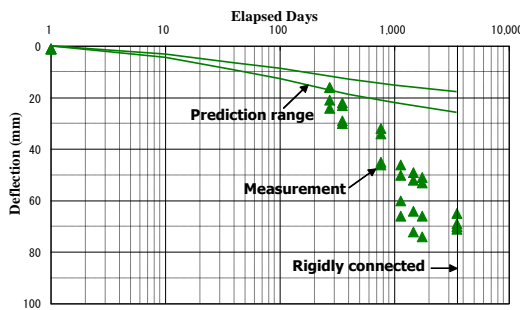


Pont Koror-Babledaob (1977)

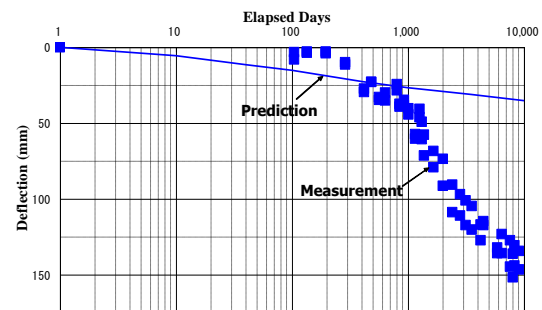


Pont Koror-Babledaob (1996)

Figure 1.1. Avant (a) et après la rupture (b) (Bažant et al., 2012).



a) Pont Koshirazu , Japon



b) Pont Tsukiyono, Japon

Figure 1.2. Déflexion excessive mesurée au centre du pont (Bažant et al., 2011).

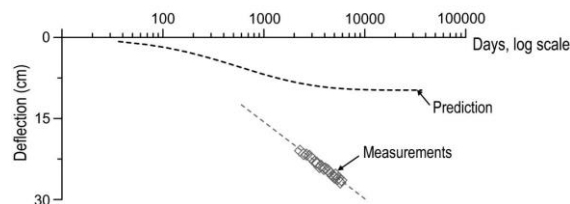


Figure 1.3. Déflexion excessive mesurée au centre du Pont Děčín, République tchèque (Bažant et al., 2012).

En effet, les mécanismes de fluage non linéaire restent encore en discussion. Cependant, la plupart des chercheurs font consensus à savoir que ce phénomène soit lié au mouvement d'eau dans le béton. Soulignons particulièrement l'hypothèse proposée par (Rossi et Acker, 1988; Rossi et al., 1994) que le fluage non linéaire est dû à l'interaction retrait-endommagement. Le retrait dépend de la diffusion de l'eau, du gradient d'humidité relative et de la quantité d'eau contenue dans le matériau. Les déformations de retrait peuvent créer l'endommagement et ainsi permettre la pénétration plus rapide des agents agressifs externes favorisant la corrosion des armatures, la carbonatation et d'autres pathologies. L'endommagement quant à lui, augmente la diffusivité, le mouvement d'eau et finalement le retrait. Cette interaction conduit à créer de nouvelles microfissures. L'évolution de la microfissuration par effet différé a lieu dans des zones singulières où l'état de contraintes atteint une résistance du matériau augmentant le risque de rupture avec une cinétique de fluage tertiaire.

Une compréhension complète de tous les mécanismes de fluage non linéaire joue un rôle très important dans les études de la durabilité des ouvrages en béton soumis à un chargement élevé soutenu. À notre connaissance, il n'existe aucun modèle numérique qui permet de modéliser la propagation de la fissuration sous une charge élevée maintenue en tenant compte des phénomènes physiques couplés.

1.2 Problématique de la recherche, objectifs, originalité et structure de la thèse

Cette thèse a pour l'objectif, dans un premier temps, de développer un modèle de comportement couplé hygro-mécanique (H-M) qui est capable de simuler les phénomènes de propagation de fissure et l'évolution de la perméabilité en fonction de l'ouverture de la fissure. Également, de proposer un modèle numérique permet décrire l'interaction entre la microfissuration et le transfert de l'humidité relative du béton soumis à une charge élevée afin de prédire des comportements à long terme des bétons. Il s'agit de développer le modèle de réseau (*lattice model*), un outil numérique très robuste qui vise à modéliser la propagation de fissures ainsi que son ouverture et le fluage du béton soumis à une charge élevée constante durant le séchage. Cet outil a été développé dans le code aux éléments finis OOFEM. Finalement, les essais de caractérisation de la fissuration ont été mis au point afin d'approfondir les connaissances sur les mécanismes physiques conduisant à l'évolution

de la fissuration sous une charge maintenue élevée de béton renforcé de fibres (BRF), sur l'influence de différents rapports eau/ciment et sur l'hétérogénéité.

En bref, les objectifs de ce travail sont les suivants :

1) Valider le modèle existant H-M-Endommageable de (Grassl, 2009) en étudiant la variation de la perméabilité en fonction de la charge appliquée.

2) Proposer les essais de fluage du béton en flexion quatre points sur une poutre entaillée sous une charge élevée et de mesurer l'ouverture de fissure par une technique d'analyse de corrélation des images.

3) Proposer et implémenter un modèle en se basant sur les hypothèses de (Rossi et al., 1994) pour le problème de la propagation des fissures sous une charge maintenue élevée dans code OOFEM. Ce modèle de réseau devrait être capable de modéliser l'interaction entre l'ouverture de fissure et l'humidité relative afin de prédire le fluage tertiaire du béton et permettre de décrire la propagation des fissures dans le béton. Les résultats de cette modélisation nous permettront également d'estimer l'évolution de l'ouverture de fissure du béton afin de prévoir sa durée de vie.

4) Valider le modèle proposé au problème de flexion quatre points des poutres entaillées en béton fibré avec différents rapports E/C et mortier renforcé des fibres, soumises à une charge maintenue élevée en comparant avec les résultats expérimentaux de (Daviau-Desnoyers et al., 2015) et avec les essais réalisés au laboratoire.

Ce travail est structuré en huit chapitres. Suite à l'introduction, le chapitre 2 décrit la microstructure du béton, les mécanismes relatifs au fluage et à la non-linéarité du matériau et les modèles numériques existants. Le fluage non linéaire est supposé dépendre fortement de l'état de l'eau, de la microfissuration ainsi que de l'hétérogénéité. C'est pourquoi la description du modèle s'appuie sur la microfissuration en interaction avec le mouvement de l'eau.

La chapitre 3 est dédié à la méthodologie. L'équation du modèle de transfert non linéaire de l'humidité relative dans le béton en tenant compte de l'influence de l'ouverture des fissures et les équations de couplage hygro-mécanique implémentées dans le code OOFEM sont présentées. Par la suite, les simulations sont réalisées en comparant avec les essais expérimentaux afin de valider le modèle proposé. Une stratégie d'essais expérimentaux de fluage des poutres entaillées en flexion quatre points avec la mesure de l'ouverture de

fissure par une technique de corrélation des images sont réalisés en mettant en évidence l'interaction microfissuration – humidité relative. Les résultats nous amènent à fournir des conclusions pertinentes sur ce travail et sur d'intéressantes perspectives pour l'amélioration de la modélisation.

Quatre articles scientifiques correspondants aux chapitres 4 à 7:

Article 1 : Hydro-Damage lattice simulation of the tension stiffening behaviour and damaged permeability of steel fiber reinforced concretes. Cet article présente le modèle de réseau pour modéliser l'évolution de la perméabilité au cours de chargement en traction statique pour un béton ordinaire et un béton renforcé de fibres.

Article 2 : A simplified hydro-damage lattice model for the nonlinear creep of fiber reinforced concretes at high stress-to-strength ratio. Cet article présente le modèle de réseau pour le problème de couplage de transfert de l'humidité et la microfissuration et la simulation du caractère évolutif de la fissuration sous une charge maintenue constante dans le temps. Ces résultats sont comparés avec l'expérimentation réalisée par Daviau-Desnoyers et al. (2015).

Article 3 : Experimental study on the secondary creep of fiber reinforced cement-based composites at high stress: Effect of water-to-cement ratio and aggregate size. Cet article présente les résultats expérimentaux comprenant les essais de fluage des poutres entaillées en flexion quatre points sous une charge maintenue pour les rapports Eau/Ciment = 0.3, 0.5 et un mortier avec le ratio Eau/Ciment = 0.5. L'évolution de la flèche et de l'ouverture de fissure est identifiée par la technique de corrélation des images.

Article 4 : A new damage poromechanical model for the secondary creep of fiber reinforced cement-based composites at high stress-to-strength ratio. Cet article présente le modèle de réseau pour le problème de couplage de transfert de l'humidité et la microfissuration et la simulation du caractère évolutif de la fissuration sous charge maintenue élevée dans le temps avec la prise en compte de l'hétérogénéité du béton. L'évolution de la flèche et de l'ouverture de fissure sont comparées avec les résultats expérimentaux obtenus dans l'article 3.

Finalement, les conclusions et recommandations sont formulées au chapitre 8.

Chapitre 2 Revue de la littérature

2.1 Microstructure du béton

Plusieurs ouvrages font une description de la microstructure du béton (Carmann, 1956; Ollivier et Vichot, 2008; Mehta et Monteiro, 2013), et seules les descriptions générales de base sont résumées ici.

2.1.1 Pâte de ciment

La microstructure de la pâte de ciment durcie est constituée d'un solide poreux et d'un système de pores qu'occupe la phase liquide et gazeuse. À plus petite échelle, le solide poreux est composé de différentes formes chimiques, tels que les gels C-S-H, la portlandite Ca(OH)_2 , les aluminates de calcium hydraté, et l'étringite :

- **La silice de calcium hydraté C-S-H**, pour un béton donné, les quantités de C-S-H et de portlandite formées dépendent essentiellement du rapport eau/ciment (E/C) et du temps de réaction. Normalement, une pâte de ciment durcie ordinaire contient 50% à 70% du volume de C-S-H, sa diversité et sa mixité des différentes formes de C-S-H induisent des comportements différents sous une sollicitation mécanique.
- **La portlandite Ca(OH)_2** , représente de 20% à 25% du volume de pâte de ciment, sous forme de cristaux hexagonaux d'une cinquantaine de micromètres de longueur et de quelques micromètres d'épaisseur. Ce composant a peu d'importance du point de vue de la résistance mécanique et diminue la durabilité du béton par sa solubilité dans l'eau (environ 22 mmol/l à 25°C).
- **Les aluminates de calcium hydraté**, représentent 15% à 20% du volume de pâte de ciment, mais joue un petit rôle sur les propriétés microstructurales.

La pâte de ciment se compose aussi de pores, qui présentent environ de 5% pour les bétons à haute performance et 15% pour les bétons ordinaires. Ce système de pores est un paramètre important lié à la durabilité des bétons. Les détails seront présentés dans le paragraphe suivant.

2.1.2 Agrégats

Les agrégats sont considérés comme inertes au sens où ils ne participent pas à la réaction d'hydratation du ciment. Néanmoins, certaines interactions chimiques avec la pâte de

ciment peuvent être préjudiciables au béton comme la réaction alcali-granulat. Les granulats jouent un rôle important en termes de résistance mécanique du béton et leur fraction volumique est de 50% à 80% du volume total du béton. Ils sont caractérisés par leurs courbes granulométriques c.-à-d. la courbe de distribution de la taille des granulats, qui permet de réduire le volume de vide et optimiser la compacité du béton.

2.1.3 Auréole de transition ITZ (Interfacial Transition Zone)

Lors de l'hydratation du ciment, une liaison s'établit entre la pâte de ciment et les granulats qu'elle enrobe. Elle dépend de la nature des deux phases en présence de la teneur en eau de la pâte de ciment et des conditions de conservation. Autour des granulats se forme une zone de pâte hydratée particulière, appelée auréole de transition, en anglais, ITZ qui est observable dans la Figure 2.1. Cet ITZ présente une porosité plus élevée, plus perméable que celle de la pâte de ciment. Du point de vue mécanique, l'ITZ présente aussi une résistance plus faible que la pâte de ciment, ceci s'expliquant par la grosse taille des pores dans cette zone. L'endommagement du béton dépend donc fortement de cette zone, malgré la haute rigidité des granulats et de la pâte de ciment. L'épaisseur de l'ITZ augmente avec le diamètre du granulat et avec la quantité d'eau d'hydratation (c'est-à-dire avec le rapport E/C). La réduction du rapport eau/ciment et le choix de la nature minéralogique des granulats permettent d'améliorer les propriétés mécaniques et de transport de l'ITZ.

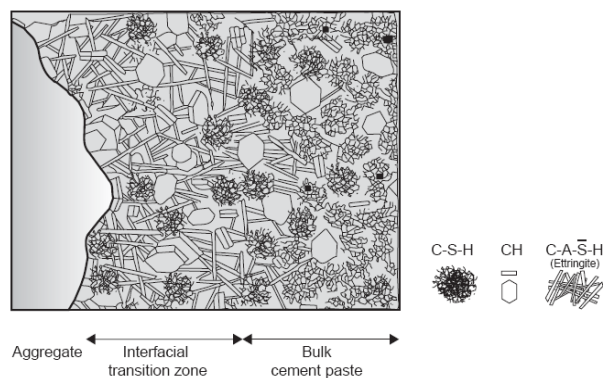


Figure 2.1. Modèle de la morphologie de l'ITZ d'un BO (Mehta et Monteiro, 2013).

2.1.4 Système poreux

Le béton est un matériau poreux, les pores étant présents aussi bien dans la matrice solide que dans les interfaces ITZ, ou à l'intérieur des granulats, et influence fortement les

propriétés mécaniques du matériau. Ils se caractérisent par leurs tailles, tortuosités, connectivités et volumes. En effet, on distingue les différentes catégories comme suit.

Les pores d'air occlus proviennent essentiellement de l'air piégé lors du malaxage du béton. Différentes techniques (damage, vibration des coffrages, aiguilles vibrantes, etc.) sont appliquées lors du coulage pour optimiser la compacité et donc minimiser la quantité de bulles d'air. Les pores occlus occupent de 2% à 3% du volume total d'un béton ordinaire et ont une taille caractéristique millimétrique. Un béton possédant une importante quantité d'air occlus aura également une meilleure durabilité face aux cycles de gel-dégel et face à une haute température. Les pores présents dans les granulats et qui sont isolés du milieu extérieur font aussi partie de cette catégorie de pores, mais sont généralement négligeables. Les pores capillaires sont les vides des espaces inter-granulaires de la pâte de ciment, correspondant au volume qui n'a pas été rempli par les produits de l'hydratation. Ils forment un réseau interconnecté d'épaisseur micrométrique rempli plus ou moins d'eau et sont les principaux responsables de la perméabilité du béton non armé. Ils jouent également un rôle clé dans le processus de rupture du béton. Les pores de gel correspondent aux pores présents dans le gel C-S-H. Leurs tailles caractéristiques sont inférieures à quelques nanomètres et leurs volumes sont négligeables par rapport au volume des autres pores. Ils sont par ailleurs isolés et ne semblent pas influencer la résistance du béton. Même à une humidité ambiante très basse, l'eau demeure dans les pores de gel.

Dans le béton, il existe encore des fissures issues des différents mécanismes comme le retrait, les réactions chimiques, etc. Il faut noter que seuls les pores et fissures connectés participent au transport de matière dans le béton.

2.1.5 Tortuosité

La tortuosité (τ) est introduite par Carmann (1956) dans son modèle géométrique de la perméabilité; elle caractérise le chemin d'écoulement d'un fluide à travers un milieu poreux:

$$\tau = \left(\frac{l}{L} \right)^2 \quad (2.1)$$

où est l la longueur moyenne du parcours d'un fluide et L est la longueur du matériau mesurée dans la direction de l'écoulement (Figure 2.2)

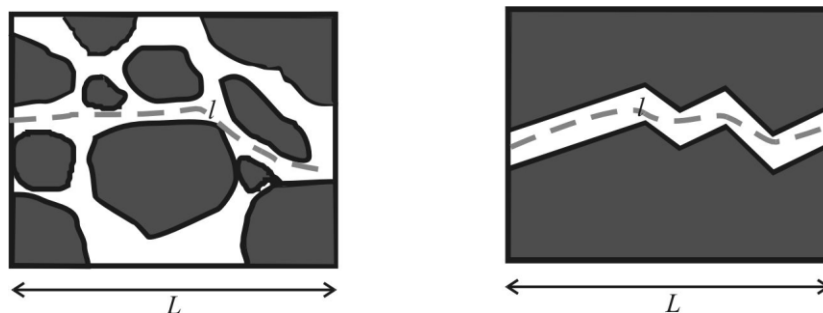


Figure 2.2. Schématisation de la tortuosité (Carmann, 1956).

2.2 Caractérisation hydrique du béton

2.2.1 Eau dans le béton

À l'état frais de la pâte de ciment, l'eau a deux fonctions essentielles : une fonction physique qui confère au béton les propriétés rhéologiques lors du coulage et une fonction chimique qui contribue au développement de la résistance de béton lors de l'hydratation.

À l'état durci, l'eau dans la pâte de ciment joue un rôle essentiel non seulement sur le plan mécanique tel que la résistance, retrait de dessiccation, fissuration et propagation des fissures induites dues à l'évaporation de l'eau des pores, fluage (Rossi et Acker, 1988a), mais aussi sur celui de la durabilité, par l'intermédiaire de paramètres tels que la diffusivité (par exemple le transport des agents agressifs comme les ions de chlore pour le béton exposé au milieu marin sous le gradient de concentration) ou la perméabilité aux liquides (transport d'eau sous gradient de pression) ou aux gaz du béton. Pour pouvoir identifier le rôle de l'eau dans la présente étude, il est intéressant de classifier les différents types d'eau dans la pâte cimentaire, ses liaisons, sa structure, son mouvement (diffusion) et les tensions qu'elle génère par son mouvement dans la structure des C-S-H.

L'eau libre et capillaire se trouve principalement dans les pores capillaires de dimension supérieure à $10 \mu\text{m}$ (gros pores et fissures). Elles ne sont pas soumises aux forces d'attraction des surfaces solides et évaporables lors d'un séchage ou d'un chauffage (entre 30 et 120°C).

L'eau absorbée est fixée sur les surfaces solides, on distingue deux types d'eau absorbée :

- *Physiquement* : Les forces d'attraction sont de type Van der Waals. L'eau est énergétiquement liée et confinée dans les pores de très petites tailles entre les surfaces des cristaux ;

- *Chimiquement* : Des électrons sont mis en commun entre l'eau et la surface solide. Ainsi, la structure de la molécule d'eau est modifiée (dissociation par rupture de la liaison covalente O-H).

L'eau chimiquement liée est consommée au cours des réactions d'hydratation, combinée avec d'autres composants dans les hydrates pour former un nouveau produit, comme le C-S-H ou l'ettringite.

L'eau adsorbée sur la structure de gel C-S-H serait liée par l'intermédiaire de liaisons hydrogènes aux hydroxyles des hydrates situés sur les faces internes et externes des feuillettes. L'eau présente dans les C-S-H et l'eau présente dans les zones d'adsorption empêchée jouent un rôle majeur dans le comportement différé du béton.

2.2.2 Quantification d'eau dans la pâte de ciment

La quantité d'eau dans le milieu poreux peut être définie de plusieurs façons présentées ci-dessous.

Le degré de saturation S_r [-] ou % est défini comme le volume d'eau (V_w) divisé par l'unité volumique de pores (V_{pore}):

$$S_r = \frac{V_w}{V_{pore}} \quad (2.2)$$

Le ratio de l'humidité u [%] est défini comme la fraction de masse d'eau évaporable (m_w) et le solide sec (m_s) :

$$u = \frac{m_w}{m_s} \quad (2.3)$$

La teneur en humidité w [kg/m³] est définie comme la masse d'eau évaporable par unité de matériau poreux (V_{tot}) :

$$w = \frac{m_w}{V_{tot}} \quad (2.4)$$

L'humidité relative h est définie comme le ratio entre la pression partielle de l'eau vapeur (P_v) et sa pression saturée (P_{vsat}). L'humidité relative réfère plus à l'état d'équilibre de l'eau, qui est déterminée par l'équation suivante:

$$h = \frac{P_v}{P_{vsat}(T)} \quad (2.5)$$

2.2.3 Isotherme de sorption du béton

A température constante, lorsqu'on fait varier l'humidité relative de l'air ambiant entourant un échantillon de matériau cimentaire, le gradient d'humidité relative entre l'extérieur et l'intérieur engendra un déséquilibre thermodynamique qui provoque le transfert hydrique. En fait, le transfert hydrique dans un matériau poreux comme le béton est associé aux deux phénomènes que sont l'adsorption et la désorption. L'adsorption désigne le phénomène par lequel les molécules d'un fluide sont adsorbées à la surface des pores. Le phénomène peut être à l'origine physique ou chimique, selon la nature des forces d'interaction entre le fluide et le solide. Pour le cas des matériaux cimentaires, c'est l'adsorption physique qui est mise en jeu. Le phénomène est réversible, car les interactions entre le fluide et le solide sont relativement faibles. Le processus inverse s'appelle la désorption. Les cycles d'adsorption-désorption font donc apparaître un phénomène d'hystérésis.

Les courbes isothermes de l'adsorption (ou sorption) sont nécessaires dans la modélisation des transferts hydriques et du couplage hygro-mécanique, il s'agit de courbes reliant la teneur en eau et l'humidité relative ou saturation et l'humidité relative ou saturation et pression capillaire à une température donnée, en équilibre thermodynamique au sein du réseau poreux. L'adsorption désigne le phénomène par lequel les molécules d'un fluide sont retenues à la surface d'un solide, qui conduit à augmenter la quantité d'eau dans le milieu poreux.

On considère le milieu poreux comme des matériaux cimentaires exposé à l'humidité relative élevée, les molécules de vapeur d'eau sont fortement attirées, dues aux forces de Van der Waals, vers les surfaces des pores sur lesquelles elles sont adsorbées.

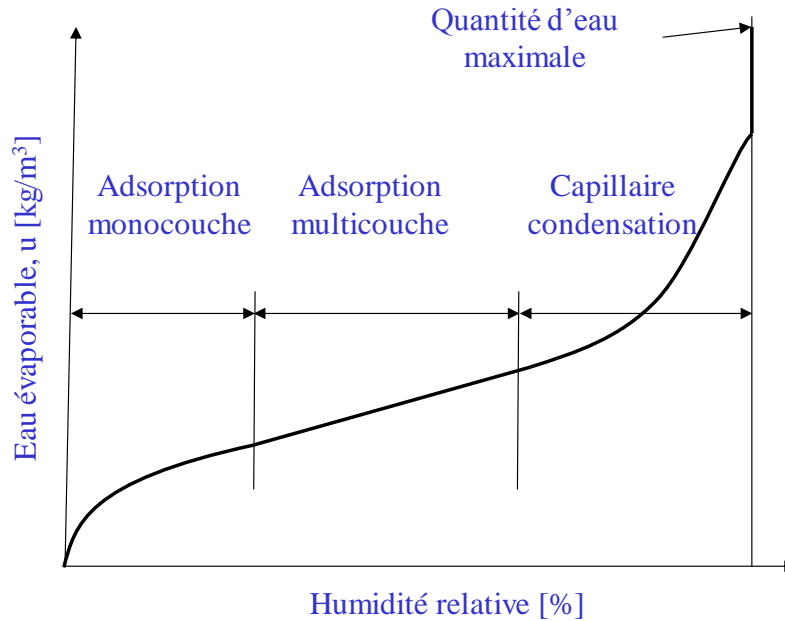


Figure 2.3. Phasage de l'isotherme d'adsorption (Hansen, 1996).

L'adsorption se manifeste donc par la formation de couches d'eau sur la surface des pores. Ce processus d'adsorption est accompagné d'une augmentation de masse du solide et d'une diminution de la pression de vapeur d'eau. En se référant aux travaux de (Hansen, 1996; Aligizaki, 2005), on distingue trois phases d'adsorption qui sont schématisées sur la Figure 2.3 correspondent aux trois processus illustrés dans la Figure 2.4.

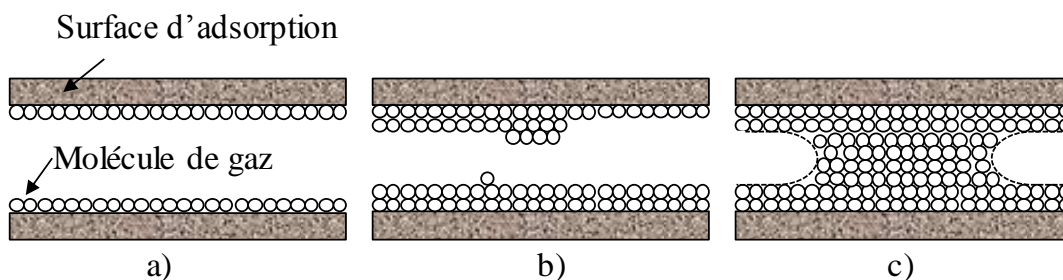


Figure 2.4. Schéma du processus d'adsorption (Aligizaki, 2005) :

a) L'adsorption monocouche, b) L'adsorption multicouche, c) La condensation capillaire.

- L'adsorption monocouche : aux basses humidités relatives, $h < 20\%$, la surface des pores adsorbe les molécules de gaz jusqu'à former une couche mono-moléculaire. Cette monocouche formée à la surface du solide, va, aux pressions intermédiaires, attirer davantage de molécules de gaz ;

- L'adsorption multicouche : pour une humidité relative de l'ordre $20\% \leq h \leq 50\%$ l'adsorption devient alors multicouche ;
- La condensation capillaire : pour une humidité relative élevée, $h > 50\%$, l'épaisseur des molécules adsorbées devient égale à la taille du pore. Il existe des ménisques d'interface dans les pores capillaires, qui engendrent de fortes pressions capillaires. Il y a saturation et écoulement dans la phase condensée. La condensation est peut-être décrite par la loi de Kelvin – Laplace.

La Loi de Kelvin – Laplace permet de mettre en relation la pression capillaire et l'humidité relative. Supposant que les pores ont une forme cylindrique de rayon r_k , la condensation capillaire se produit avec formation d'un ménisque dont le rayon de courbure r_m correspond à celui du film adsorbé au fond du pore pour une certaine pression p_v de la vapeur d'eau à partir de laquelle une formation massive de liquide a lieu. Le rayon du ménisque et la pression p_v sont liés par l'équation de Kelvin-Laplace traduisant un état où l'équilibre des pressions partielles et totales de l'air est atteint dans des conditions isothermes (Figure 2.5).

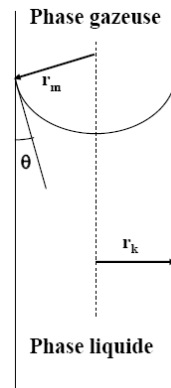


Figure 2.5. Illustration de l'équation de Kelvin-Laplace pour le cas d'un ménisque. Sphérique.

La relation entre la tension superficielle et la pression capillaire est donnée par la loi Laplace :

$$P_c = (P_g - P_l) = \frac{2\sigma \cos \theta}{r_k} \quad (2.6)$$

avec : P_c : Pression capillaire ;

P_g : Pression de la phase gazeuse, $P_g = P_a + P_v$, en supposant $P_g = P_{atm} = \text{const}$;

p_v : Pression de la vapeur d'eau ;

P_a : Pression de l'air sec ;

P_l : Pression du liquide ;

σ : Tension superficielle ;

θ : Angle de contact ;

r_k : Rayon de pore cylindrique

À l'équilibre thermodynamique des phases eau liquide et vapeur d'eau, à une température T donnée, la relation entre la tension superficielle et la pression de vapeur a été introduite par Kelvin - Laplace :

$$\ln\left(\frac{P_v}{P_{vsat}(T)}\right) = -\frac{2\sigma \cos(\theta)M}{RT \rho_l r_k} \quad (2.7)$$

Avec: R : Constante des gaz parfaits, $R=8,314 \text{ J.K}^{-1}.\text{mol}^{-1}$

T : Température de l'échantillon, exprimée en Kelvin ;

ρ_l : Masse volumique de l'eau capillaire, $\rho_l = 1000 \text{ kg.m}^{-3}$;

M : Masse molaire de l'eau, $M=18.10^{-3} \text{ kg.mol}^{-1}$;

En remplaçant l'humidité relative $h = \frac{P_v}{P_{vsat}(T)}$ dans l'équation (2.7) qui devient :

$$\ln(h) = -\frac{2\sigma \cos(\theta)M}{RT \rho_l r_k} \quad (2.8)$$

En combinant l'équation (2.6) et l'équation (2.8), on obtient la relation entre la pression capillaire et l'humidité relative :

$$P_c = -\frac{RT \rho_l}{M} \ln(h) \quad (2.9)$$

2.2.4 Modèle de sorption isotherme du béton

Dans ce paragraphe, nous présentons quelques études des isothermes de sorption utilisées dans la simulation. Le modèle le plus connu qui décrit la relation entre la saturation et la pression capillaire est celui qui obéit la loi de (Van Genuchten, 1980). Ce modèle est basé

sur des courbes de rétention d'eau dans un sol que Van Genuchten a proposé d'écrire analytiquement :

$$S_e = \begin{cases} \left(1 + \left(\frac{P_c}{a} \right)^{1-m} \right)^{-m} & \text{si } P_c > 0 \\ 1 & \text{si } P_c \leq 0 \end{cases} \quad (2.10)$$

où, S_e est la saturation effective et P_c est la pression capillaire. Les paramètres du matériau a et m dans l'équation (2.10), à l'origine développée pour les sols, ont été spécifiés pour le béton par (Baroghel - Bouny, 1994) (Béton ordinaire (BO) : $a = 18.6237$ MPa ; $m = 2.2748$, Béton Haute Performance (BHP) : $a = 46.9364$ MPa ; $m = 2.0601$).

Ricken (1989) a proposé l'isotherme de sorption pour un matériau cimentaire :

$$w = w_0 - \frac{\ln(1-h)}{d} \quad (2.11)$$

où w [kg/m³] et w_0 [kg/m³] sont respectivement la teneur en eau et la teneur en eau à l'humidité relative 100%, d [m³/kg] est un paramètre du modèle. La Figure 2.6 présente la comparaison entre le modèle de Ricken avec les expérimentations. La Figure 2.6a correspond à : $w/c = 0.48$ avec adsorption : $w_0 = 28.593$ [kg/m³], $d = 0.0353$ [m³/kg]; désorption : $w_0 = 17.149$ [kg/m³], $d = 0.0353$ [m³/kg]. La Figure 2.6b correspond à : $w/c = 0.66$ avec adsorption : $w_0 = 31.447$ [kg/m³], $d = 0.0494$ [m³/kg]; désorption : $w_0 = 16.16$ [kg/m³], $d = 0.0559$ [m³/kg].

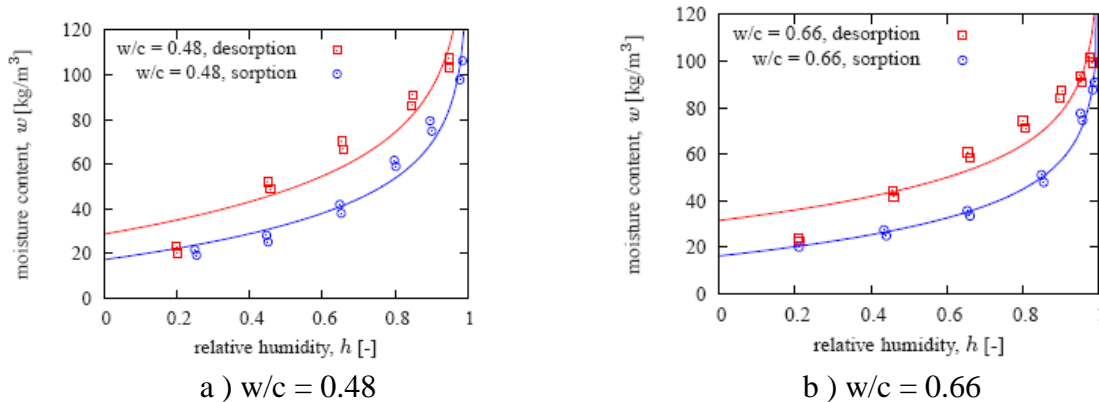


Figure 2.6. Comparaison entre les résultats expérimentaux avec le modèle de Ricken (Hansen, 1996).

Concernant la teneur en eau, Kunzel (1995) a proposé la relation suivante :

$$w = w_f \frac{(b-1)}{b-h} h \quad (2.12)$$

où, W est la teneur en humidité [kg/m³], w_f est la teneur en humidité saturée [kg/m³] et b est le paramètre du modèle, plus grand que 1 ; normalement $b=1.3$.

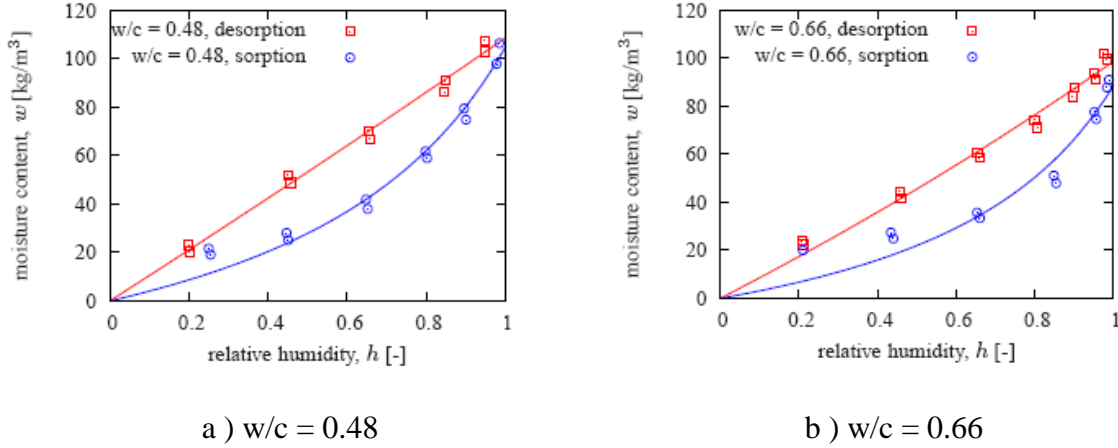


Figure 2.7. Comparaison entre les résultats expérimentaux avec le modèle de Kunzel (Hansen, 1996).

La Figure 2.7 présente la comparaison le modèle de (Kunzel, 1995a) avec les résultats expérimentaux : Figure 2.7a pour $w/c = 0.48$ avec adsorption : $w_f = 104.643$ [kg/m³]; désorption : $w_f = 108.406$ [kg/m³] ; Figure 2.7b pour $w/c = 0.66$ avec adsorption : $w_0 = 31.447$ [kg/m³], $d = 0.0494$ [m³/kg]; désorption : $w_0 = 16.16$ [kg/m³], $d = 0.0559$ [m³/kg].

Le modèle d'isotherme d'adsorption BSB (Brunauer et al., 1969) est une version améliorée de BET (Benboudjema et al., 2005). L'équation des isothermes d'adsorption est sous la forme :

$$u(h) = \frac{CkV_m h}{(1-kh)(1+(C-1)kh)} \quad (2.13)$$

où v_m est la capacité d'une monocouche, qui est le volume adsorbé nécessaire sous la pression de vapeur d'eau pour recouvrir d'une couche moléculaire à la surface de l'adsorbant. C est la constante du modèle qui dépend de la température et la différence de chaleur d'adsorption et de condensation, $C = \exp(-E_L / RT)$, E_L est l'énergie molaire (chaleur) de liquéfaction de l'adsorbat, R est la constante des gaz parfaits, T est la

température absolue à laquelle s'effectue l'adsorption, k est un paramètre, $0 < k < 1$. Ces paramètres ont été calés par Xi et al. (1994).

Dans le travail de Hansen (1985), il a proposé la relation suivante:

$$u = u_h \left(1 - \frac{\ln h}{A} \right)^{-1/n} \quad (2.14)$$

où, u est le ratio de l'humidité, qui est défini comme le rapport massique entre la masse d'eau évaporable et celle de la masse solide du solide sec. u_h est la quantité d'eau maximale adsorbée, et A, n sont des paramètres du modèle, qui sont obtenus par la calibration. Des exemples de la calibration pour deux types de béton $w/c = 0.48$ et 0.66 sont présentés dans la Figure 2.8a pour $w/c = 0.48$, adsorption : $u_h = 0.0479$, $A = 0.214$, $n = 1.13$; désorption : $u_h = 0.0476$, $A = 4.830$, $n = 0.183$. Figure 2.8b pour $w/c = 0.66$, adsorption : $u_h = 0.044$, $A = 0.534$, $n = 2.043$; désorption : $u_h = 0.0443$, $A = 0.825$, $n = 0.774$.

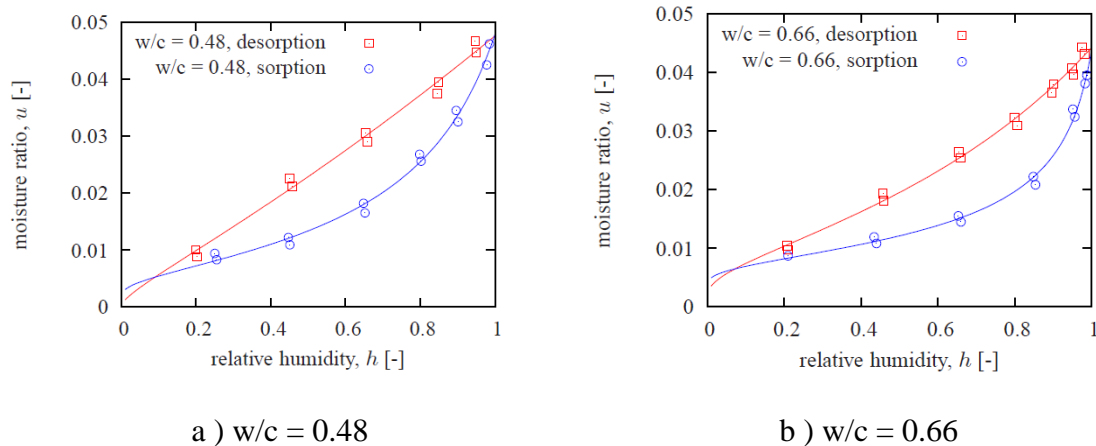


Figure 2.8. Comparaison entre les résultats expérimentaux avec le modèle de Hansen (1996).

2.3 Modélisation de l'endommagement du béton

2.3.1 Généralités

Le béton a un comportement complexe qui est difficile à simuler, dû à sa forte hétérogénéité. Ces propriétés hétérogènes sont dues à leurs caractères hétérogènes (granulat, porosité, fissure de retrait) et polyphasiques (solide, liquide, vapeur). Dans le cas où la contrainte dépasse un certain seuil, la fissure apparaît et se propage. La modélisation

numérique s'impose donc comme un moyen nécessaire qui permet de mieux caractériser la fissuration.

Dans le cadre de ce travail de thèse, le modèle de Mazars (1984) est considéré comme le modèle de base pour développer les modèles de couplages hygro-mécanique afin de décrire l'évolution de la perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure et le fluage tertiaire du béton dû à l'interaction de l'humidité relative-microfissuration. Le matériau fissuré est considéré comme le milieu continu et la fissuration est modélisée dans la relation entre la déformation et la contrainte. Cette approche permet de garder le maillage original et utilise la mécanique d'endommagement. On se restreint donc à présenter le modèle de Mazars dans les paragraphes suivants.

2.3.2 Variable d'endommagement

Le matériau est considéré comme endommagé si, sous chargement (mécanique, hydrique, température, etc.) sa microstructure n'est plus continue, à cause de l'existence des microfissures. La variable d'endommagement D est donc introduite dans les lois de comportement mécanique pour caractériser la densité de ces microfissures (Kachanov, 1986). La variable d'endommagement isotrope a donc été définie par :

$$D \equiv \frac{S - S_{eff}}{S} = \frac{S_{trou}}{S}$$

où S est la surface sur laquelle s'applique la force F , S_{eff} est la surface effective, S_{trou} est la surface endommagée (les vides et les fissures).

La variable d'endommagement est également définie d'une autre manière:

$$D \equiv 1 - \frac{E_D}{E_0} \quad (2.15)$$

où E_0 est le module d'élasticité du matériau non endommagé et E_D est celui endommagé. Ce dernier est aussi le module sécant, c.à.d., le module qui décrit la décharge élastique.

2.3.3 Modèle d'endommagement isotrope (Mazars, 1984)

Mazars (1984) a développé un modèle élasticité-endommagement. C'est un modèle de fissuration répartie. Le point particulier de ce modèle est d'utiliser le critère en déformation comme critère de fissuration en introduisant la notion de déformation équivalente. Le

modèle permet de prendre en compte la dissymétrie du comportement du béton. Cependant, ce modèle ne tient pas compte des autres phénomènes liés au comportement du béton comme l'irréversibilité de la déformation (déformation permanente après déchargement), l'anisotropie et l'effet unilatéral (c'est un effet qui se produit lors de chargement cyclique). Lorsque le matériau endommagé par des extensions se trouve dans un état de compression, les micro et macro-fissures se ferment et la raideur du matériau est restaurée). Dans ce concept, le béton fissuré est considéré comme un milieu continu.

La description de la fissuration est prise en compte dans les relations entre les contraintes et les déformations. Le champ de contrainte dans le béton endommagé est réécrit en tenant compte de la variable d'endommagement D :

$$\underline{\underline{\sigma}} = (1 - D) \underline{\underline{E}} : \underline{\underline{\varepsilon}}_e \quad (2.16)$$

$\underline{\underline{E}}$ est la matrice d'élasticité et $\underline{\underline{\varepsilon}}_e$ est la déformation élastique. La variable d'endommagement varie entre 0 et 1 pour un matériau non endommagé et rompu respectivement.

La déformation équivalente est introduite pour traduire l'état local d'extension d'un matériau. L'endommagement apparaît lorsque la déformation équivalente atteint un certain seuil κ . La surface de seuil d'endommagement est définie par :

$$f = \varepsilon_{eq} - \kappa(D) = 0 \quad (2.17)$$

où l'expression de la déformation équivalente s'écrit:

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\langle \varepsilon_1 \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_2 \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_3 \rangle_+^2} \quad (2.18)$$

Sachant que la partie positive $\langle \rangle_+$ est définie de telle sorte que si ε_i est la déformation principale dans la direction i : $\langle \varepsilon_i \rangle_+ = \varepsilon_i$ si $\varepsilon_i \geq 0$ pour le cas d'extension et $\langle \varepsilon_i \rangle_+ = 0$ si $\varepsilon_i < 0$ pour le cas de compression. Ce critère, appelé déformation équivalente, traduit l'état d'extension locale du matériau.

Pour la prise en compte du comportement dissymétrique du béton, Mazars a proposé deux modes d'endommagement soit D_t pour la traction et D_c pour la compression. L'endommagement total D liant ces variables donne l'endommagement global isotrope qui est la suivante:

$$D = \alpha_t^\beta D_t + \alpha_c^\beta D_c \quad (2.19)$$

où β est le coefficient qui a été introduit ultérieurement pour améliorer le comportement en cisaillement, normalement égal à 1.06. Les coefficients α_t et α_c représentent respectivement le couplage traction-endommagement et compression-endommagement qui sont définis comme suit:

$$\alpha_t = \sum_{i=1}^3 \frac{\varepsilon_{ii} \langle \varepsilon_i \rangle}{\varepsilon_{eq}^2}; \quad \alpha_c = 1 - \alpha_t \quad (2.20)$$

En traction pure $\alpha_t = 1$, $\alpha_c = 0$ et en compression pure $\alpha_t = 0$, $\alpha_c = 1$ Les variables D_t et D_c sont définies comme suit:

$$D_t = 1 - \frac{(1 - A_t)\varepsilon_{d0}}{\varepsilon_{eq}} - A_t \exp(-B_t(\varepsilon_{eq} - \varepsilon_{d0})) \quad (2.21)$$

$$D_c = 1 - \frac{(1 - A_c)\varepsilon_{d0}}{\varepsilon_{eq}} - A_c \exp(-B_c(\varepsilon_{eq} - \varepsilon_{d0})) \quad (2.22)$$

où A_t , A_c , B_t , B_c sont des paramètres du matériau à identifier et ε_{d0} est le seuil d'endommagement. Ces paramètres permettent de moduler la forme de la courbe post-pic. Ils sont obtenus à l'aide d'essais de traction et de compression.

2.4 Perméabilité du béton

2.4.1 Généralités

La perméabilité est une propriété caractéristique d'un milieu poreux à se laisser traverser par un fluide saturant son espace poreux sous l'effet d'un gradient de pression du liquide ou de l'humidité relative. La perméabilité du béton est fortement influencée par des paramètres caractéristiques du milieu poreux comme la porosité, la tortuosité et la connectivité. C'est aussi un paramètre important pour quantifier la capacité de transfert de la masse d'un liquide dans le béton. La perméabilité du béton peut être modifiée, soit par une augmentation ou soit par diminution selon le niveau de charge ainsi que les sollicitations qui conduisent à une création de fissures ou à un écrasement des pores (phénomène lié à la ruine des pores (*collapse*)). Dans le premier cas, les fissures apparaissent et se propagent au sein de béton, amenant une connexion des pores créant plus d'espace susceptible de faciliter la circulation du fluide. Plus les fissures sont présentes, plus la perméabilité

augmente. Dans le deuxième cas, au contraire, on aura une diminution de la perméabilité due à diminution de l'espace permettant le transport. De nombreux travaux ont été effectués pour chercher à relier l'endommagement à la perméabilité afin de développer des modèles de transfert pour prédire le comportement hygro-mécanique du milieu poreux. Dans les paragraphes suivants, on présente les études sur la perméabilité du béton sous différentes sollicitations.

2.4.2 Perméabilité du béton sous compression

La première idée pour étudier la perméabilité des bétons fissurés fut d'effectuer des essais de perméabilité sur un échantillon en compression uniaxiale. Dans la littérature, la plupart des auteurs ont obtenu des résultats similaires en termes d'évolution de la perméabilité en fonction de l'augmentation de charge de compression. Le comportement du béton sous chargement uniaxial peut être généralement décomposé en trois phases distinctes, la perméabilité évoluant en fonction du niveau de contrainte de compression du béton:

- Phase I : Diminution de la perméabilité. Le béton est un matériau poreux, et initialement fissuré, due au retrait lors de la fabrication du béton. Il existe un seuil, en deçà duquel, les fissures ne se connectent pas et le comportement du béton reste encore élastique linéaire. On observe une légère diminution de la perméabilité due à la fermeture de la fissure et porosité. Ce seuil est en général inférieur à 40% de la limite de rupture en compression selon Choinska et al. (2007), et de 45% à 55% selon Sugiyama et al. (1996) ;
- Phase II : Légère augmentation de la perméabilité ou perméabilité constante. Le niveau de charge est d'environ 65%-75% de la limite ultime de compression (Choinska et al., 2007). Dans cette phase, les microfissures sont apparues autour des granulats et commencent à se propager ;
- Phase III : Augmentation significative de la perméabilité : les microfissures dans le mortier se propagent à partir de 70 à 90% de la limite ultime de compression (Choinska et al., 2007; Picandet, 2001). Ceci s'explique par la coalescence des micro-défauts en macro-fissures.

Kermani (1991) a déterminé la perméabilité à l'eau sur trois types de béton ordinaire (BO) ayant une résistance à la compression de 30 MPa sans et avec additifs (pouzzolanes ou agents entraîneurs d'air) (Figure 2.9). Les échantillons ont les dimensions de 100 x 200

mm² préalablement chargés en compression. Pour le béton ordinaire, il a été observé une diminution de la perméabilité jusqu'à $0.3 f_u$ et une augmentation rapide de la perméabilité si la contrainte de compression se trouve entre $0.45 f_u$ et $0.7 f_u$.

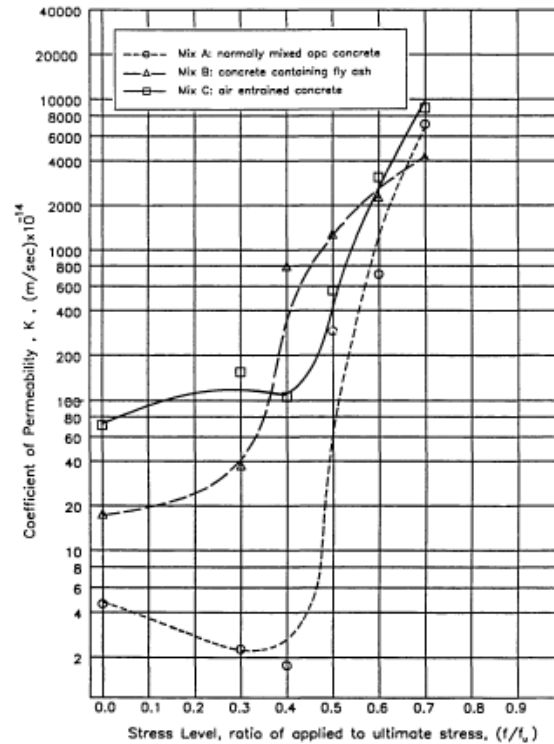


Figure 2.9. Effet de niveau de contrainte sur la perméabilité au cours de la compression (Kermani, 1991).

Choinska et al. (2007) ont étudié l'interaction endommagement-température-contrainte dans la structure de béton sur les échantillons cylindriques soumis en compression (Figure 2.10). Ils ont montré une diminution significative de la perméabilité pour le niveau de contrainte 40%-60% f_u . À partir de 80% f_u , la perméabilité augmente très rapidement. Cette évolution est liée au comportement volumique du béton sous compression uniaxiale. La contrainte critique 80% f_u est considérée comme le seuil de l'augmentation rapide de la perméabilité, correspond à contracté-dilatant transition du comportement volumique du matériau. Cette tendance a été aussi observée par Sugiyama et al. (1996).

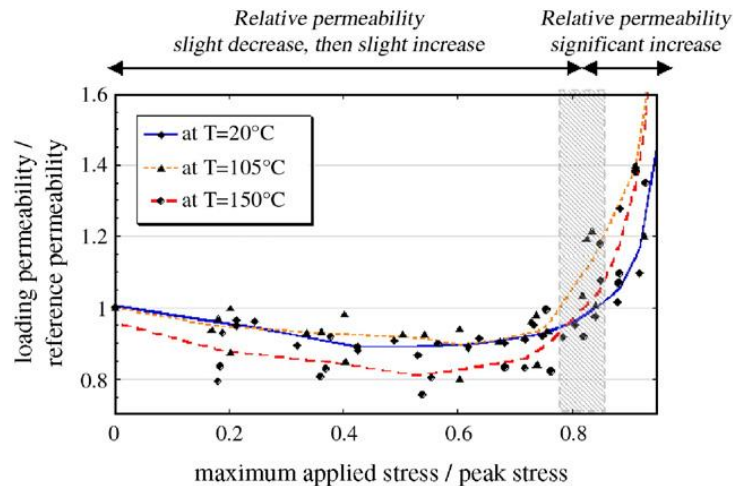


Figure 2.10. Évolution de la perméabilité au cours de la compression (Choinska et al., 2007).

2.4.3 Perméabilité du béton en traction

Le béton est un matériau quasi-fragile, et fissuré même sous une petite contrainte de traction. L'apparition et la propagation des fissures font augmenter la porosité, la tortuosité et la connectivité de la structure poreuse, qui conduisent à l'évolution de la perméabilité. Lors du chargement, les phases considérées de l'état intact du matériau jusqu'à l'état de rupture du béton ordinaire sont illustrées dans la Figure 2.11:

- Phase élastique linéaire et quasi linéaire : le niveau de contrainte est moins de 40% f_t , le matériau reste sain, et il n'y a pas de fissures mécaniques;
- Phase non linéaire avant-pic : le niveau de contrainte est d'environ 40% - 90% f_t et des microfissures apparaissent et se propagent traduisant un endommagement diffus ou homogène dans le béton. La perméabilité tend à augmenter sensiblement, et progressivement;
- Phase de localisation de macrofissures, entre 90 et 100% de la charge maximale ;
- Phase d'ouverture de macrofissures dans la partie post-pic, perpendiculaire aux charges de traction : elles constituent un cheminement préférentiel pour l'écoulement des fluides travers des fissures.

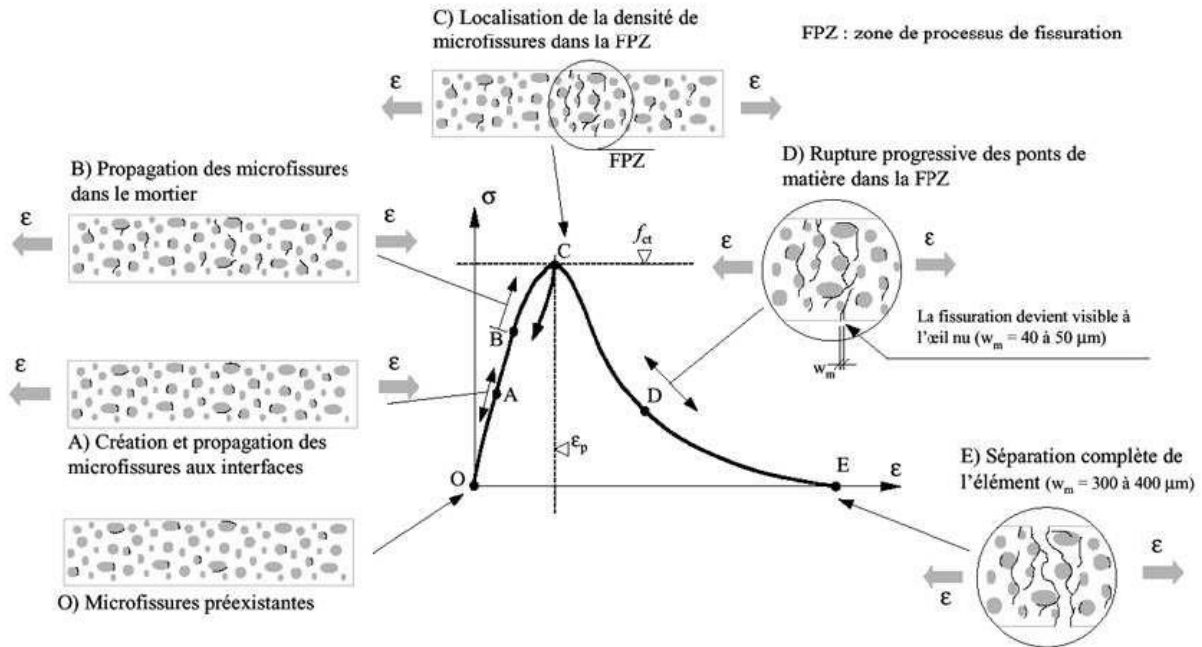


Figure 2.11. Comportement à la traction uniaxiale du béton (Bernard, 2000).

Gérard et al. (1996) ont mené l'essai "BIPÉDE" pour déterminer la perméabilité du béton à l'eau en traction directe qui a montré que l'accroissement de la perméabilité est une fonction de la troisième puissance des déformations des échantillons d'essai (les disques en béton). La valeur de la perméabilité à l'eau se trouve dans l'intervalle de 10^{-11} à 10^{-7} (m/s). Desmettre et Charron (2012, 2011) ont réalisé des essais de caractérisation de la fissuration des bétons et mesuré la perméabilité sous un chargement statique imposé par des tirants pour le béton ordinaire et béton renforcé des fibres. Les tirants en béton armé de longueur de 610 mm ont une section carrée $90 \times 90 \text{ mm}^2$. Une armature M10 (diamètre de 11.3 mm) est mise au centre du tirant comme la Figure 2.12. La perméabilité est mesurée au cours de chargement statique jusqu'à la plastification de la barre d'armature. Deux capteurs LVDT sont attachés sur deux côtés opposés pour assurer le contrôle en déplacement (Figure 2.13). Pour la mesure de la perméabilité avec le chargement mécanique par le contrôle de déplacement, une différence de pression hydraulique est imposée entre deux faces parallèles de l'échantillon par un cylindre d'eau d'entrée et de sortie, tandis que les autres faces sont imperméables. Le coefficient de perméabilité K_w est mesuré à partir du débit d'eau à travers l'échantillon.

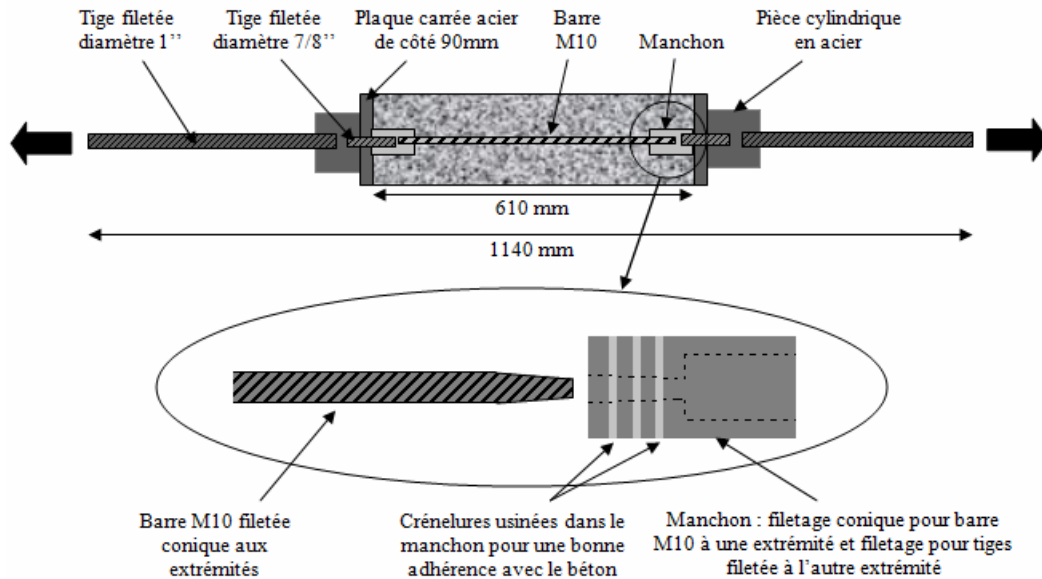


Figure 2.12. Vue d'ensemble de l'échantillon et coupe longitudinale centrée (Desmettre et Charron, 2011).

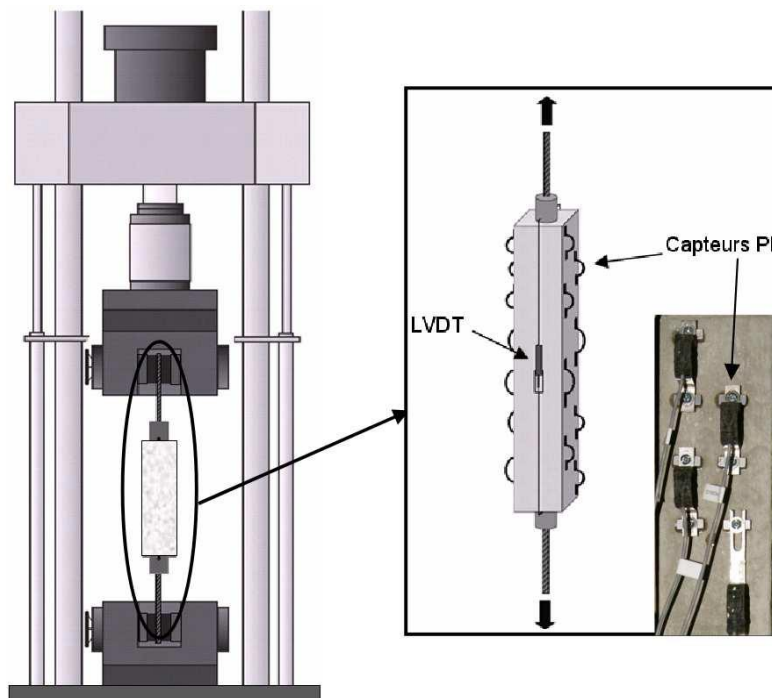


Figure 2.13. Configuration des essais de perméabilité (Desmettre et Charron, 2011).

Lors de l'essai de perméabilité, la présence de l'équipement pour la mesure de la perméabilité rend impossible la caractérisation de la fissuration (nombre de fissures, espacements et ouvertures). Les essais de traction pure mécanique sont donc réalisés séparément.

La Figure 2.14 illustre la perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure. Si la contrainte dans la barre de l'armature reste inférieure à 90 MPa, la perméabilité est encore petite, voire inchangée ; on est dans la phase de localisation de fissure. Il y a une augmentation modérée de la perméabilité quand la contrainte se situe entre 90 et 275 MPa, correspondant à de la macro-fissure entre 0.1 et 0.3 mm et très haute perméabilité pour la macro-fissure entre 0.3 et 0.4 mm.

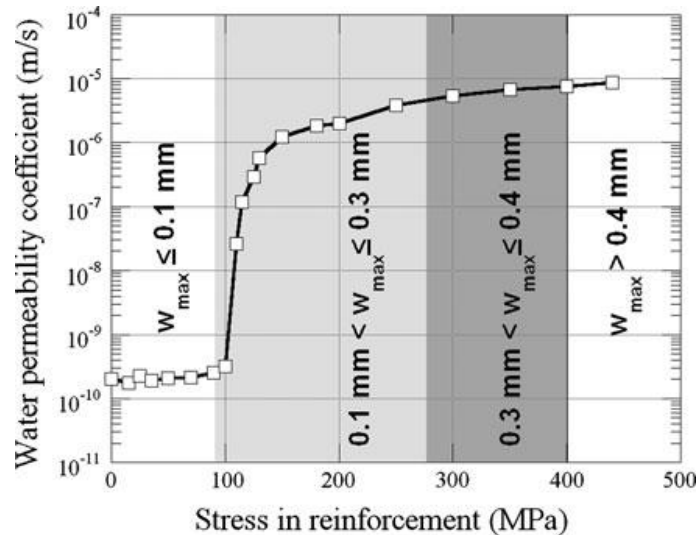


Figure 2.14. Perméabilité en fonction de la contrainte dans la barre d'armature (Desmettre et Charron, 2011).

2.4.4 Modèles mécaniques sur l'évolution de la perméabilité

2.4.4.1 Modèles continus : endommagement – perméabilité

Dans la littérature, pour représenter l'interaction entre l'endommagement et la perméabilité, la majorité des auteurs postulent que la perméabilité du milieu fissuré est une fonction de puissance de la variable d'endommagement (Bary et al., 2000; Pijaudier-Cabot et al., 2009; Gawin et al., 2003).

Bary et al. (2000) ont proposé l'évolution de la perméabilité comme une fonction de l'endommagement, qui tient en compte du fait qu'un béton fissuré a augmenté fortement la perméabilité par rapport au béton sain. La perméabilité du béton fissuré s'exprime comme suit :

$$k = k_0 \exp\left(\sum_{j \neq 1} h(f_{+j})\right) \quad (2.23)$$

où ici, k_0 est la perméabilité initiale (matériau sain) et $h(f_{+j})$ est une fonction scalaire, dépendant de l'endommagement (j dépend de nombre de composants de la variable d'endommagement et égal 2 ou 3).

Dans le modèle de Gawin et al. (2003), ils ont établi une relation entre la perméabilité avec la variable d'endommagement, la température et la pression du gaz, et s'écrit:

$$k = k_0 f(\theta) \left(\frac{p_g}{p_{gs}} \right)^{A_p} 10^{A_D D} \quad (2.24)$$

où k_0 est la perméabilité du matériau sain, à la température ambiante, D est la variable d'endommagement, A_D et A_P sont les paramètres du modèle, p_g est la pression de la vapeur, p_{gs} est la pression de la vapeur saturée, $f(\theta)$ est une fonction dépendant de la température. Picandet (2001) a proposé la perméabilité intrinsèque comme une fonction exponentielle de la variable d'endommagement pour une petite valeur d'endommagement (moins de 0.15) :

$$k = k_0 \exp[(\alpha D)^\beta] \quad (2.25)$$

Si on utilise l'expansion de Taylor, l'équation (2.25) devient :

$$k = k_0 \left[1 + (\alpha D)^\beta + \frac{(\alpha D)^{2\beta}}{2} + \frac{(\alpha D)^{3\beta}}{6} \right] \quad (2.26)$$

ici, k_0 est la perméabilité du matériau sain, D est la variable d'endommagement, α et β sont les paramètres dépendant du type de béton, qui ont été calés et valant 11.3 et 1.64 respectivement. Cette relation empirique est représentée bien l'évolution de la perméabilité en compression uniaxiale après le déchargement. La perméabilité a été mesurée dans la direction du chargement, perpendiculaire à l'extension due à l'effet de Poisson, qui cause la microfissuration dans l'échantillon. Ce modèle est supposé valable pour les différents bétons (ordinaire, haute performance, renforcé des fibres) en traction. La Figure 2.15 présente l'évolution de la perméabilité en fonction de l'endommagement de différents types de béton (béton ordinaire, béton à haute performance et béton à haute performance renforcée des fibres).

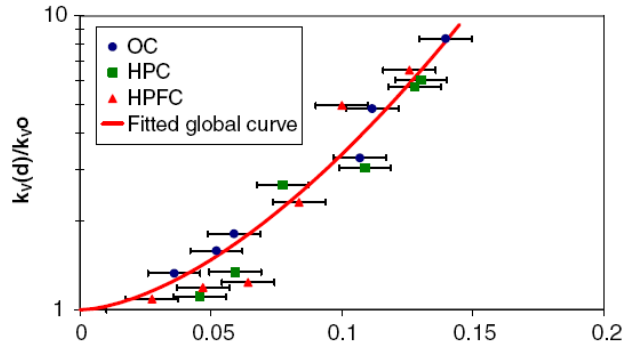


Figure 2.15. Perméabilité en fonction de l'endommagement (Picandet et al., 2001).

En conclusion, les modèles continus ne sont valables que pour de petite valeur d'endommagement (moins de 0.25). Lorsque l'endommagement devient localisé, l'évolution de la perméabilité selon cette loi est très rapide par rapport avec l'évolution observée.

2.4.4.2 Modèles discrets : ouverture de fissure – perméabilité

Comme mentionné au-dessus, les modèles continus ne sont valables que dans la phase d'endommagement diffus (endommagement moins de 0.25). Lorsque la contrainte dans le béton dépasse un seuil de contrainte, les fissures se propagent et se localisent (présence éventuellement des macro-fissures). La perméabilité du béton a donc augmenté significativement par rapport à des modèles continus. Dans ce cas, le milieu fissuré est défini comme un réseau de canaux au sein desquels l'écoulement peut être décrit par la loi de Poiseuille qui permet d'évaluer une borne supérieure de la perméabilité du béton fissuré. Les modèles de fissuration discrète considèrent la fissure comme une discontinuité géométrique. Les fissures sont modélisées par une séparation entre les frontières des éléments si les contraintes dépassent la résistance du matériau. Dans cette approche, la perméabilité est calculée en fonction de l'ouverture de fissure via une loi cubique. Cette loi cubique a été validée par la première fois par Witherspoon et al. (1980) et plus tard par Wang et al. (1997). Ils ont mesuré la perméabilité de l'eau lors la traction indirecte, et ils ont montré une évolution de la perméabilité en fonction de la variation de l'ouverture de fissure

Figure 2.16).

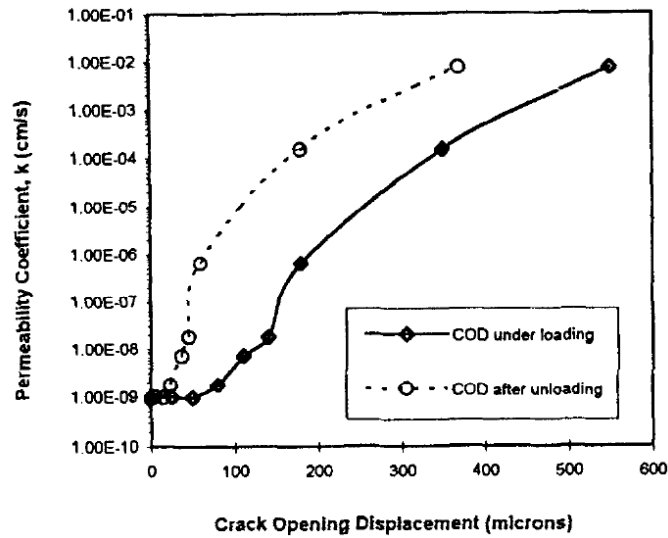


Figure 2.16. Perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure (Wang et al., 1997).

Dans l'étude de Liu et al. (2016), ils ont étudié l'influence d'une seule ouverture de fissure sur la perméabilité pour deux types de béton : béton ordinaire (N-ECC) et béton incorporé de caoutchouc (CR-ECC). Les échantillons entaillés sont pré-fissurés en traction pour avoir l'ouverture de fissure 30 μm , 60 μm , 80 μm , 100 μm pour N-ECC et 30 μm , 50 μm , 70 μm pour CR-ECC (Figure 2.17). La perméabilité mesurée pour chaque l'ouverture de fissure est présentée dans la Figure 2.18. Ils ont observé une augmentation légère pour l'ouverture moins de 50 μm et plus rapide pour la suite.

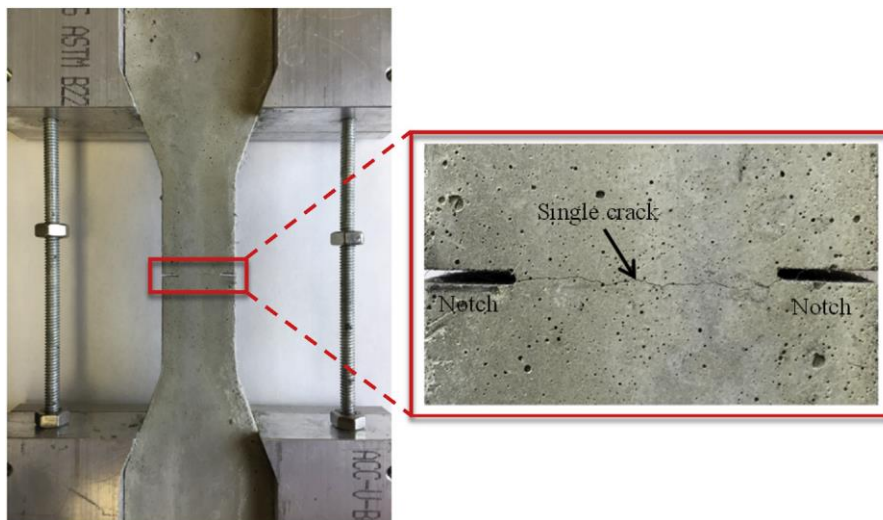


Figure 2.17. Échantillon pré-fissuré pour la mesure de la perméabilité (Liu et al., 2016).

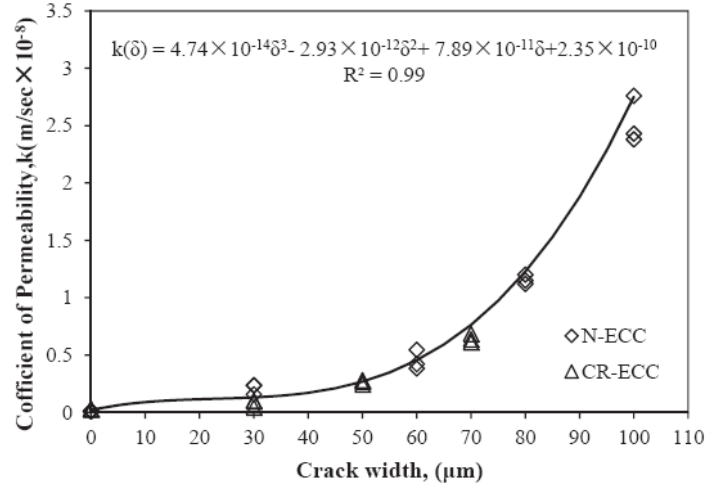


Figure 2.18. Perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure (Liu et al., 2016).

Si on considère l'écoulement stationnaire incompressible d'un fluide newtonien de viscosité μ , densité ρ , entre deux plans parallèles d'épaisseur e , largeur L et la longueur B (Figure 2.19), l'écoulement dans une fissure sera décrite par la loi de Poiseuille (Écoulement plan de Poiseuille). La rugosité des surfaces des fissures et la tortuosité ne sont pas prises en compte. La solution obtenue est que le flux est une fonction de la puissance au cube de l'épaisseur de l'ouverture. Cette loi est connue sous le nom de loi cubique.

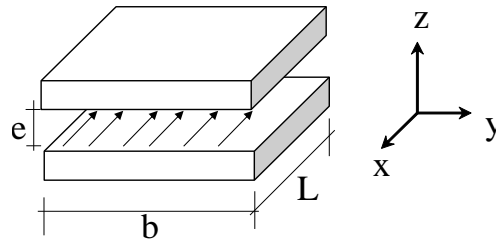


Figure 2.19. Fissure idéale composée de deux plans lisses parallèles.

On supposera dans tout ce qui suit que l'écoulement est laminaire, c'est-à-dire qu'il ne donne lieu à aucun phénomène turbulent, y compris au voisinage des parois. Le profil de vitesse obtenue le long d'une ligne parallèle à z est parabolique s'écrit :

$$u(z) = \frac{1}{2\mu} \nabla P \left[z^2 - \left(\frac{e}{2} \right)^2 \right] \quad (2.27)$$

Il s'agit de l'équation du champ de vitesse de l'écoulement plan de Poiseuille en conduit de section rectangulaire. Ce champ de vitesse a la forme d'une parabole, la vitesse s'annulant aux parois ($z=e/2$). Le débit volumique de liquide à travers la fracture est obtenu comme le

flux de u à travers une section de la fracture normale de largeur b et d'ouverture e à l'écoulement :

$$Q = \int_0^b \int_{-e/2}^{e/2} u(z) dz dz = -\frac{be^3}{12\mu} \nabla P \quad (2.28)$$

La loi de Darcy est présentée classiquement comme la relation liant le flux apparent de l'écoulement (appelée aussi vitesse de Darcy) V_a au gradient de pression effectif, dans un milieu poreux :

$$V_a = -\frac{k}{\mu} \nabla P \quad (2.29)$$

Dans le cas de fissures, la vitesse de Darcy est simplement la vitesse moyenne du liquide dans la fissure. Le débit volumique est écrit :

$$Q = beV_a = -be \frac{k}{\mu} \nabla P \quad (2.30)$$

où, k est la perméabilité intrinsèque d'une fissure. Par analogie l'équation (2.28) et équation (2.30), la perméabilité intrinsèque équivalente à travers une fissure dont l'ouverture e est définie :

$$k = \frac{e^2}{12} \quad (2.31)$$

Cette perméabilité est considérée comme une augmentation de la perméabilité du matériau due à la fissuration.

Si la rugosité est prise en compte, l'évolution de la perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure est proposée par Pijaudier-Cabot et al. (2009) :

$$k = \zeta \frac{e^2}{12} \quad (2.32)$$

où, ζ est la rugosité de la fissure.

Par analogie, Witherspoon et al. (1980) ont proposé la loi cubique modifiée qui permet de tenir en compte la rugosité de la paroi de fissure, et l'écoulement n'est plus laminaire par l'introduction du paramètre f . La loi cubique modifiée pour la roche peut s'exprimer :

$$Q = \frac{1}{f} \frac{e^3 b}{12 \mu L} \nabla P \quad (2.33)$$

Le coefficient f est obtenu empiriquement, et il est toujours plus grand que 1. Pour la roche, f varie entre 1.04 et 1.65, dépend de type de roche.

En réalité, le milieu fissuré peut se composer de plusieurs fissures de formes quelconques. Pour simplifier la détermination de la perméabilité à travers un milieu fissuré, on peut supposer que les fissures sont parallèles et une distance moyenne entre elles. Picandet. (2001) a proposé une expression pour la perméabilité totale du milieu par l'introduction d'une distance moyenne entre les fissures D et prend en compte l'effet de rugosité ζ :

$$k = \zeta \frac{e^3}{12 \Delta} \quad (2.34)$$

L'équivalence entre la formulation de contribution de l'ouverture de fissure à la perméabilité du modèle continu et discret peut être réalisée en remplaçant l'ouverture de fissure par une bande de zone endommagée équivalente.

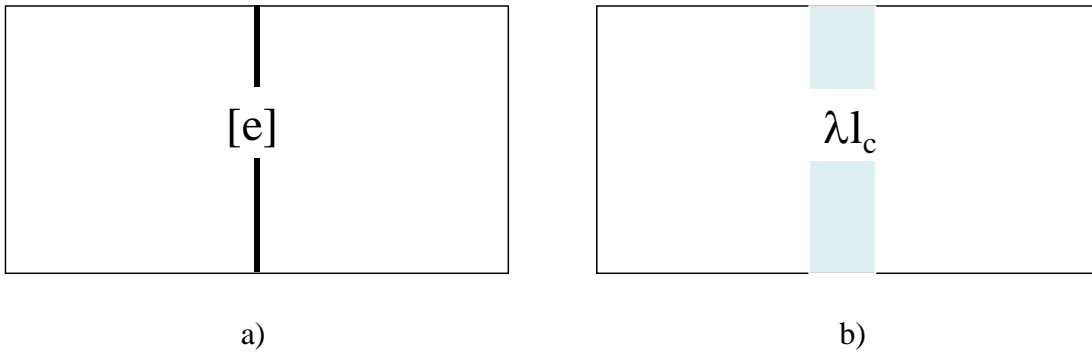


Figure 2.20. a) Domaine de fissure; b) Domaine d'endommagement.

On considère λl_c comme l'épaisseur de la zone endommagée équivalant à une macrofissure. La perméabilité apparente du matériau obtenue par le modèle discret :

$$k_{ap} \cdot S = \zeta \frac{e^2}{12} e \cdot L + k_0 \cdot S \quad (2.35)$$

où k_{ap} est la perméabilité apparente, k_0 est la perméabilité du matériau sain, k_l est la perméabilité de la zone endommagée, et S est la section transversale. La perméabilité apparente du matériau de la zone endommagée équivalente est définie :

$$k_{ap} \cdot S = k_l \lambda l_c \cdot L + k_0 \cdot S \quad (2.36)$$

La perméabilité de la zone endommagée équivalente est donc calculée de l'équation (2.35) et (2.36) :

$$k_l = \zeta \frac{e^3}{12 \lambda l_c} \quad (2.37)$$

En analysant les inconvénients des diverses lois proposées dans la littérature, nous avons eu l'idée de chercher une loi continue qui peut représenter précisément l'évolution de la perméabilité du béton en fonction de l'endommagement non seulement quand celui-ci est diffus, mais aussi quand il devient localisé. De plus, la formule de représentation de cette loi doit être simple et facile à caler à partir du travail expérimental dans la phase pré-pic du comportement du béton, phase durant laquelle l'hypothèse laminaire de l'écoulement du gaz est satisfaite. La valeur approximative de la perméabilité calculée selon la loi discontinue de Poiseuille par l'approche continue utilisant la loi d'endommagement non-local de Mazars est implantée avec succès dans le code OOFEM. Cette approche permet de vérifier la valeur critique de la perméabilité du béton quand la variable d'endommagement D est égale à l'unité (le béton est fissuré).

Pour la simulation numérique, on considère que la perméabilité du matériau se compose de 2 composants, un matériau sain (non endommagé) et un composant venant de la fissuration. Grassl (2009) a introduit l'effet du chargement sur la perméabilité de l'élément de conduit et peut s'écrire:

$$k = k_0 + k_c(h_e, D) \quad (2.38)$$

où k_0 est la perméabilité pour un matériau non endommagé, et $k_c(h_e, D)$ est la perméabilité due à la fissuration (ouverture de fissure). Si on prend en compte de la tortuosité :

$$k = k_0 + \tau \frac{\tilde{\omega}_c^3}{12 h_e} \quad (2.39)$$

où τ est la tortuosité, $\tilde{\omega}_c$ est l'ouverture de fissure équivalente qui est définie par:

$$\tilde{\omega}_c = h_e (\varepsilon_p + D(\varepsilon - \varepsilon_p)) \quad (2.40)$$

où, h_e est la longueur de l'élément mécanique, D est la variable d'endommagement, ε_p est la déformation plastique.

2.5 Fluage du béton

2.5.1 Généralités

Par définition, le fluage est la variation dimensionnelle différée du béton sous une charge maintenue, contrairement à la déformation instantanée élastique. La compréhension des origines physiques du fluage est essentielle, mais celles-ci ne sont pas encore claires. Différents mécanismes possibles ont été proposés, mais aucun d'entre eux ne s'est imposé. Cependant, la majorité des chercheurs accepte que le fluage du béton semble être étroitement lié au mouvement de l'eau dans la pâte de ciment, c'est-à-dire que si le béton est complètement sec, il ne flue pas. Il est généralement admis de distinguer trois mécanismes de fluage du béton :

- Fluage propre, qui représente les déformations dues au chargement et en absence d'échange d'eau avec le milieu extérieur;
- Fluage de dessiccation est la partie complémentaire par rapport au fluage propre de la partie de déformation due au chargement, lorsque le matériau est en échange hydrique avec le milieu extérieur;
- Fluage de fissuration qui se produit suite à la fissuration du béton créant un état de déséquilibre hydrique entre la pâte de ciment et les fissures amenant le mouvement de l'eau vers les fissures.

La cinétique de fluage dépend de l'intensité de chargement ; on distingue trois phases du fluage : Fluage primaire, secondaire (linéaire) et tertiaire, qui correspondent à des vitesses de fluage diminuée, constante et augmentée (Figure 2.21).

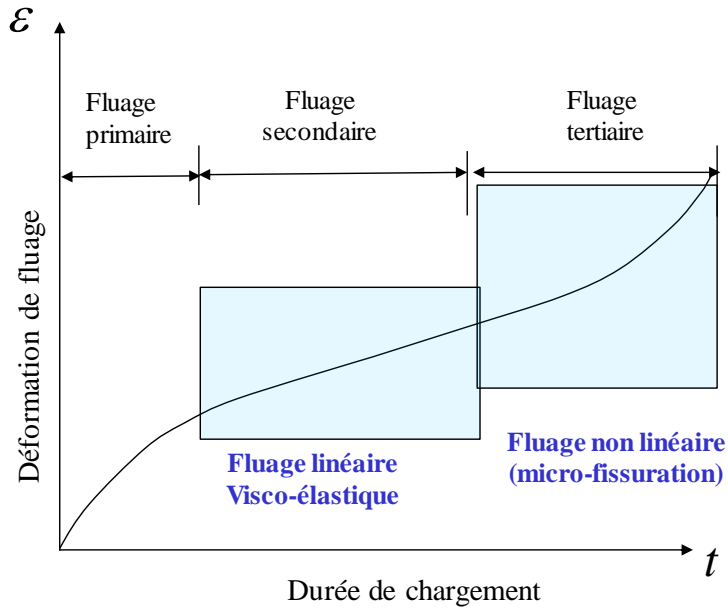


Figure 2.21. Cinétique de fluage.

2.5.2 Mécanisme de fluage propre

2.5.2.1 Mécanisme de fluage à court terme

Le mécanisme de fluage à court terme est lié à la migration de l'eau dans la pâte de ciment. La cinétique de déformation du fluage propre est rapide pendant quelques jours sous le chargement extérieur qui cause la migration d'eau absorbée dans la porosité capillaire (Wittmann, 1982). Ce phénomène conduit à une redistribution par diffusion de l'eau libre et absorbée dans l'espace capillaire (Wittmann, 1982; Ulm et al., 1999). Ce mécanisme initié au niveau de zones dites d'adsorption empêchée : les hydrates de la pâte de ciment sont imbriqués de telle façon que certains espaces interstitiels ne sont pas assez larges pour accueillir autant de couches d'eau adsorbée qu'il est nécessaire pour correspondre à l'humidité relative imposée (Figure 2.22a)

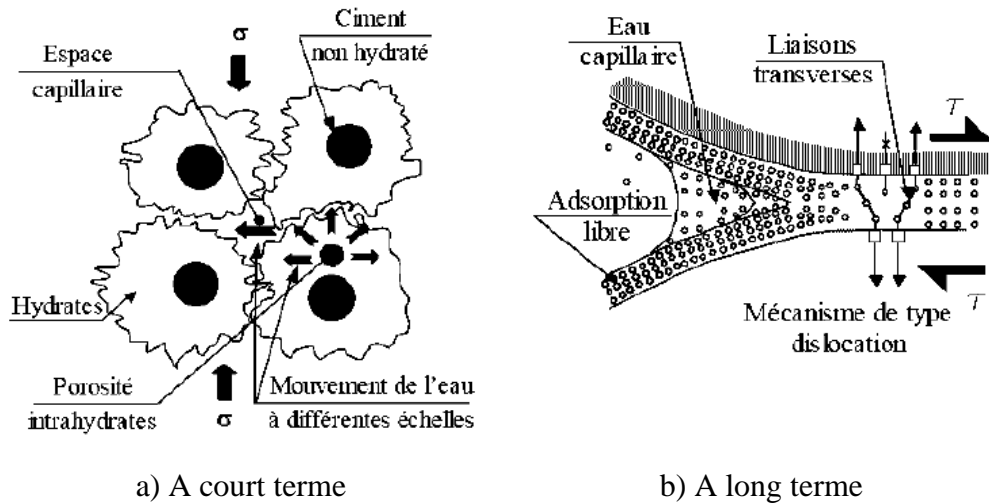


Figure 2.22. Mécanisme du fluage propre (Ulm et al., 1999).

2.5.2.2 Mécanisme de fluage à long terme

Il est actuellement admis que la déformation viscoélastique de fluage à long terme semble provenir des glissements des feuillets de C-S-H entre eux sous l'application d'une charge maintenue, qui conduit aux réarrangements localisés, irréversibles et allant vers des configurations de plus basse énergie, de particules solides au sein de la microstructure de la pâte (Figure 2.22b)

Bažant et al (1997) et Acker et Ulm (2001) s'accordent à confirmer que l'effet du vieillissement observé est d'origine mécanique, lié à la relaxation des micro-précontraintes (« micro-prestress ») dans les zones d'adsorption empêchée. La relaxation des micro-précontraintes se situe à l'échelle des nanopores de la pâte de ciment et a pour conséquence le glissement des feuillets de C-S-H qui serait responsable du fluage propre à long terme.

2.5.3 Mécanisme de fluage de dessiccation

2.5.3.1 Généralités

On considère qu'un échantillon de béton soit soumis simultanément une charge constante et humidité relative constante, sa déformation est ε_{dc} . Dans le cas où, il y a seule charge constante et que l'échantillon est scellé, on parle de fluage propre, sa déformation est ε_{bc} . On appelle ε_{sh} la déformation de retrait en absence de charge. Pickett (1942) a constaté que la déformation ε_{dc} est plus grande que la somme de ε_{bc} et ε_{sh} . Ce phénomène est nommé

« effet Pickett » (Figure 2.23) et cette déformation additionnelle est appelée fluage de dessiccation.

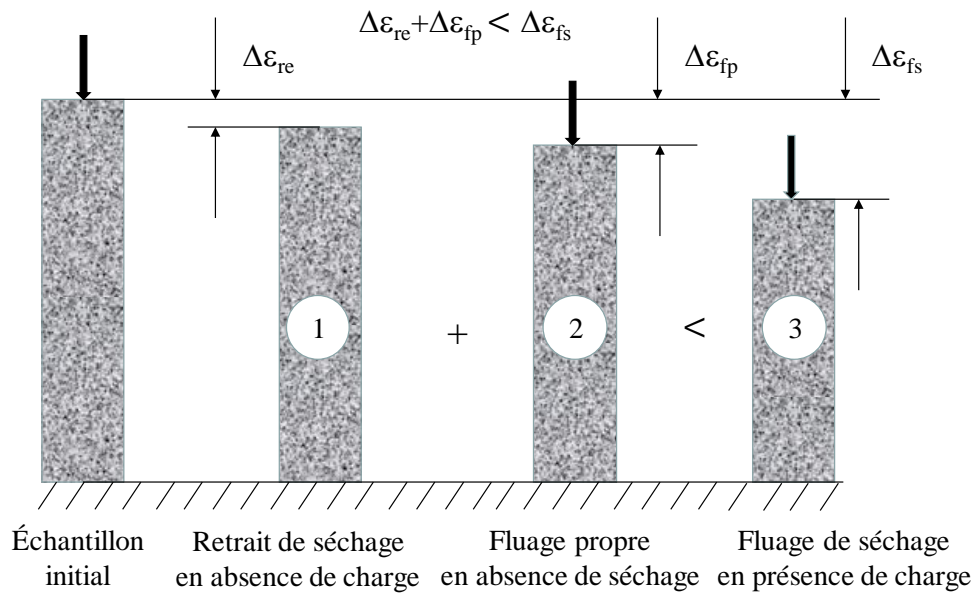


Figure 2.23. Effet Pickett de fluage de dessiccation (Pickett, 1942).

Les explications de ce phénomène ne sont pas encore bien claires et restent un sujet à controverse. Cependant, des auteurs proposent que cette déformation supplémentaire résulte de deux phénomènes complémentaires : le fluage de dessiccation intrinsèque, et le fluage de dessiccation structurale.

2.5.3.2 Mécanisme de fluage intrinsèque

Les effets de fluage intrinsèque sont liés à la microstructure. Bazant et Chern (1985) ont proposé le séchage induit par la contrainte « stress-induced-shrinkage » qui correspond à la microdiffusion dans les zones d'adsorption empêchée. Dans cette proposition, le fluage de dessiccation intrinsèque dans le béton est lié à deux processus différents de diffusion de l'humidité : une diffusion macroscopique au sein des macropores du matériau (traduisant le séchage) et une diffusion microscopique entre les micropores et les pores capillaires qui provoquent le processus de rupture des liaisons atomiques entre les C-S-H, conduisant à l'apparition de la déformation supplémentaire.

2.5.3.3 Mécanisme de fluage structural

Le séchage différentiel des éprouvettes conduit à une fissuration en surface lorsque l'éprouvette n'est pas chargée. Si on considère un échantillon soumis à une charge de

compression, les contraintes de traction en peau de l'éprouvette sont réduites, la fissuration est moins importante, voire inexistante et le retrait induit est donc plus important (Figure 2.24) (Wittmann, 1982).

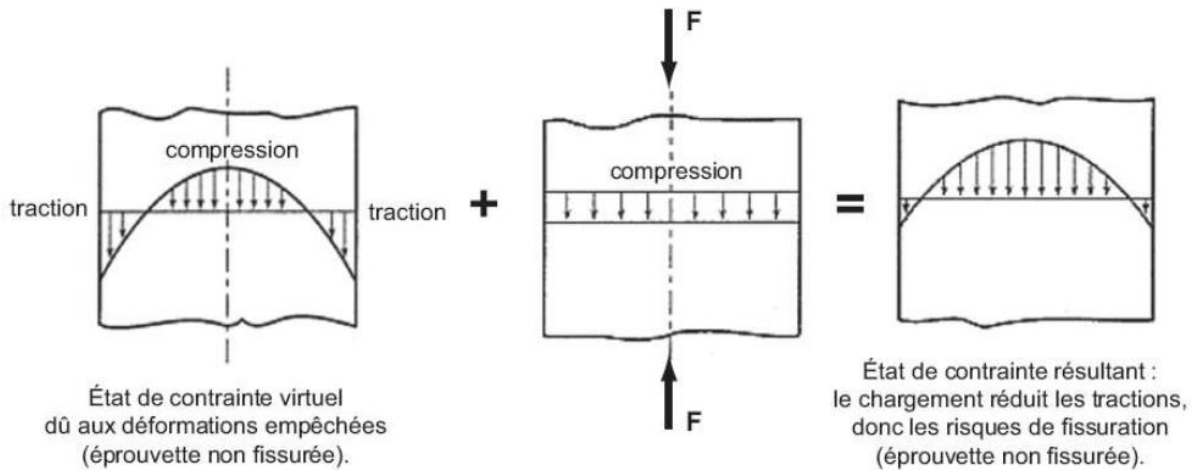


Figure 2.24. Effet d'un chargement sur un béton en dessiccation (Wittmann, 1982).

2.5.4 Fluage non linéaire

Un matériau hétérogène comme le béton, même en absence de chargement (retrait de dessiccation), peut subir de l'endommagement. Lors d'un essai de fluage, à partir d'un certain seuil de contrainte, la microfissure initiale du matériau est susceptible de se propager et d'augmenter significativement la déformation différée (Rossi et al., 1994). Lors de l'essai de fluage en compression uniaxiale, si on maintient la contrainte, au bout de quelque temps, on observe que la proportionnalité de la déformation par rapport à la contrainte appliquée est respectée tant que la contrainte appliquée ne dépasse pas 40% à 50% de la charge de rupture (Acker et Barral, 1983) (Figure 2.25). Le fluage s'accélère pour des charges situées entre 70% et 90%, et il est plus élevé pour les mortiers 80% et 85%, (Neville, 1971). Sous charge constante, le fluage se développe au cours du temps en interaction avec l'endommagement (Rossi et al., 1994; Bissonette, 1996) a mis en évidence l'importance de la microfissuration sur le fluage lors essais de traction par rapport à essais de compression.

Au-delà de tel ou tel ratio de charge, le fluage tertiaire pourrait apparaître si le principe de proportionnalité contrainte-déformation n'est pas vérifié. Au point de vue de la simulation, la plupart des chercheurs ont proposé que le comportement en fluage non linéaire du béton

est de type visco-élastique ou visco-élasto-plastique. La non-linéarité serait due à un endommagement (microfissuration). Quelques théories ont été proposées dans la littérature pour modéliser le rôle de microfissuration sur l'intensité de fluage.

Bažant et Jirásek (1993) ont proposé un modèle viscoélastique permettant de simuler l'ouverture de fissure au fond de l'entaille d'une poutre en flexion trois points sous une charge maintenue. Cette évolution est proportionnelle à la complaisance sur une poutre entaillée au centre, la charge appliquée et le rapport entre la profondeur de l'entaille et la hauteur de l'échantillon.

Plus tard, Bažant et Xi (1994), dans leur théorie de solidification, ont développé le modèle viscoélastique de type Kelvin, et la non-linéarité est introduite par une fonction d'amplification de la déformation.

Bažant et Xiang (1997) ont mené des essais de fluage propre en compression excentrique sur des échantillons entaillés avec les ratios de charge de rupture 50%, 70% et 90%. Les ouvertures de fissure sont mesurées au cours du temps. Par exemple, pour le cas du ratio de charge de rupture inférieur à 70%, les échantillons ont cassé entre 14-21 jours. Ils supposent que cette rupture est due à la croissance des microfissures, mais sans expliquer l'origine de cette croissance. Ils proposent une approche de type visco-plastique non linéaire pour modéliser l'ouverture de fissure.

Benboudjema et al. (2005) ont supposé que le mécanisme de fluage propre est dû au rôle de l'eau dans la pâte de ciment et proposent le modèle de couplage du fluage propre avec la fissuration en introduisant la contrainte induite par retrait dans un modèle élastoplastique endommageable.

Sellier et Buffo-Lacarrière (2009) ont proposé que l'évolution de fluage propre est dépendante de la microfissuration dans la pâte de ciment. Ils ont expliqué ce phénomène par la relaxation des contraintes de la phase visqueuse. En considérant le béton comme un milieu poreux, sous charge de compression, dus à l'hétérogénéité du béton (incompatibilité entre la pâte de ciment et agrégats) engendre la fissuration dans la matrice cimentaire. Cette fissuration se produit au voisinage des pores en dépression, qui cause la perte d'efficacité de la matrice cimentaire à transmettre les pressions hydriques vers le squelette solide. Le fluage est dû au couplage entre l'endommagement et le processus de consolidation qui

modifie la viscosité intrinsèque. Les auteurs ont donc proposé le modèle de fluage combiné l'approche poro-mécanique en tenant l'endommagement avec celui rhéologique.

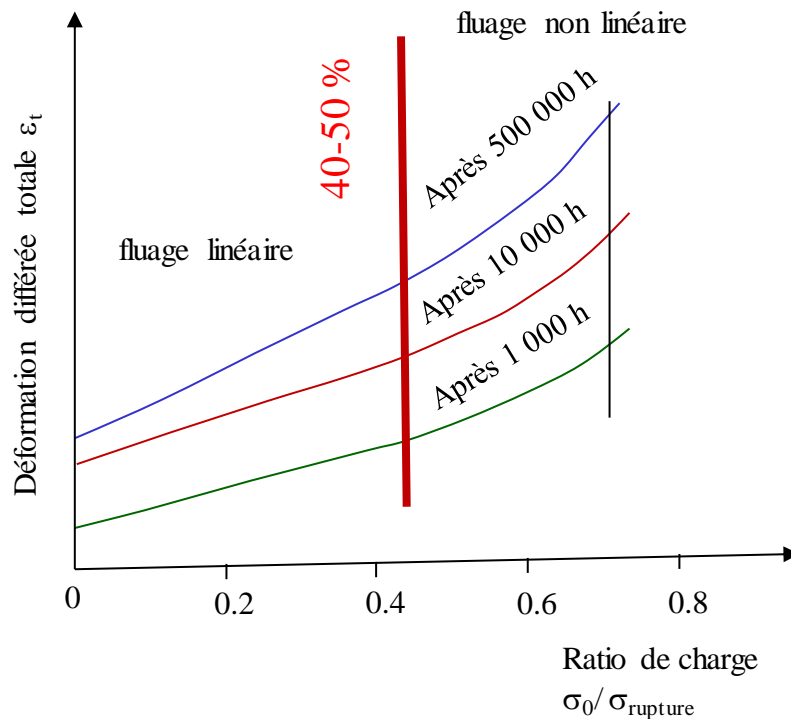


Figure 2.25. Déformation différée totale en fonction de la contrainte (Acker et Barral, 1983).

Après avoir analysé les modèles proposés dans la littérature, de très rares auteurs ont pris en compte le rôle de l'eau et son interaction avec des microfissures dans leurs modèles, qui est l'origine du fluage non linéaire. Ce travail se base sur ces nouvelles hypothèses de fluage qui ont été proposées par (Rossi et Acker, 1988; Rossi et al., 1994). Selon ces auteurs, la charge maintenue conduit à faire apparaître et propager des microfissures autour de macrofissures liant au couplage microfissuration/retrait. Ils ont supposé que, sous une charge élevée, les macrofissures apparaissent à l'intérieur du matériau, ce qui permettrait une dessiccation du matériau à la périphérie de chaque macrofissure, donc une auto-dessiccation du béton lui-même. La cinétique de fluage dépend donc du gradient humidité relative. La formation de nouvelles fissures crée des chocs hydriques locaux résultant en des gradients d'eau et de pression de vapeur. Ces gradients causent le mouvement d'eau capillaire entourant les microfissures aux vides créés par ces microfissures ce qui entraîne des contraintes de traction supplémentaire due à ce retrait interne, donc une redistribution

progressive des contraintes à la pointe de la macrofissure. Ce phénomène conduit à créer de nouvelles microfissures ou de propager des macrofissures. L'apparition d'une microfissuration, qui est à la base de cette hypothèse, est certes confirmée sur un béton par des mesures d'émission acoustique, qui montrent une forte proportionnalité entre le nombre de microfissures apparues et la déformation de fluage propre (Rossi et al., 1994). Cette hypothèse de couplage microfissuration/retrait est considérée comme l'origine du fluage à long terme. La physique explication est illustrée dans la Figure 2.26.

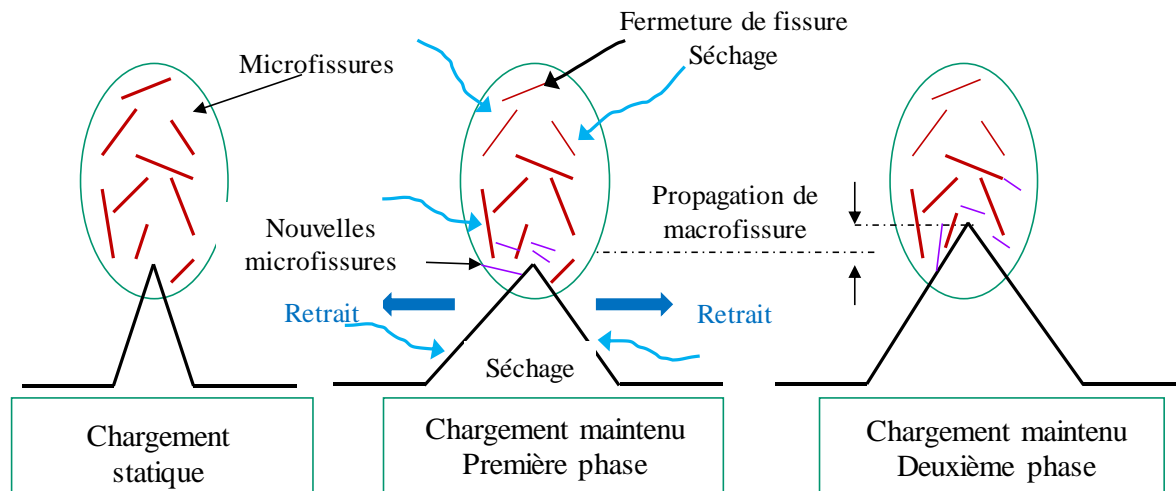


Figure 2.26. Mécanisme de fluage due à la fissuration (Rossi et al., 2012).

2.5.5 Fluage de la poutre en flexion

Les analyses du comportement de fluage flexionnel sur des poutres pré-fissurée en BRF (béton renforcé de fibres) attirent l'attention des chercheurs depuis seulement 15 ans. Les connaissances du comportement du fluage flexionnel sont nécessaires pour la prédiction de la fissuration et l'évaluation des contraintes dans les structures précontraintes. La Figure 2.27 illustre la courbe typique force-ouverture de fissure lors d'un essai de fluage flexionnel en condition pré-fissurée. La poutre est pré-fissurée par le contrôle du déplacement jusqu'à l'ouverture w_0 , puis déchargée totalement. La poutre est rechargée en contrôlant la force pour atteindre le ratio de charge maintenue P/P_0 . Le résumé des travaux de recherche sur le fluage en flexion est présenté dans le Tableau 2.1.

Auteur	Dimension (mm)	Entaille (mm)	Pré-fissuration (mm)	Charge maintenue	Temps
Carpinteri et al. (1997)	100 x 100 x 840	20x5	P_{res}	70%; 75%; 80%; 85%; 90%	A la rupture
Granju et al. (2000)	150 x 200 x 700	Non détaillés	0.3	60%	6 mois
Zerbino et Barragan, (2012)	150 x 150 x 600	25	0.2; 0.5; 0.8; 1; 1.5; 3.5	46% à 156%	21 mois
Rossi et al. (2014)	200 x 150 x 700	non	Flèche 0.08; 0.15	46% à 85%	3 jours à 30 jours
García-Taengua et al. (2014)	150 x 150 x 600	25	0.5	54.2% à 97.2%	14, 30, 90 jours
Abrishambaf et al., (2015)	60 x 60 x 240	10 x 2	0.3; 0.5	50-100%	7; 15; 30; 60 jours
Daviau-Desnoyers et al. (2015)	225 x 75 x 700	37.5x3.175	0.5; 0.7	45%;53%; 60%; 75%; 85%; 90%	7; 14; 21; 28; 32; 49 jours

Tableau 2.1. Essais expérimentaux de fluage en flexion sur des poutres pré-fissurés.

Il y a de rares chercheurs qui travaillent sur le béton ordinaire, car son énergie de post-fissuration est très faible et il est difficile de maîtriser la fissuration. Carpinteri et al. (1997) furent les premiers à s'intéresser à l'évolution de l'ouverture de fissure des bétons ordinaires sous charge soutenue. Les auteurs ont effectué deux séries d'essais expérimentaux de fluage flexionnel trois points sur des poutres entaillées. Il s'agit d'une poutre entaillée à mi-portée dont les dimensions sont 100 x 100 x 840 mm³ et l'entaille de 5 x 20 mm². Le protocole d'essai est composé de deux étapes. Dans une première étape, ces poutres ont été chargées à mi-portée par le contrôle du déplacement (0.2 µm/s) jusqu'à ce que phase adoucissante soit atteinte et une valeur de force résiduelle P_{res} . Puis la poutre est déchargée jusqu'à P_{min} , permettant la conservation de la poutre dans une configuration déformée en évitant une amplitude d'effort trop importante. La seconde étape consiste à décharger les poutres à une charge maintenue de fluage P_{fluage} ($P_{fluage}/P_{res} = 70\%; 75\%; 80\%; 90\%$). Les essais ont été maintenus jusqu'à la rupture. Les auteurs ont conclu que la réduction de la capacité de charge due à l'endommagement semble entraîner une plus courte durée de vie jusqu'à la rupture et un niveau inférieur de charge critique pour la rupture de fluage.

La première recherche sur BRF a été menée par Granju et al. (2000) qui ont étudié le fluage de poutres entaillées. Les poutres sont chargées par le contrôle du déplacement jusqu'à ce que l'ouverture de fissure au milieu de celle-ci soit de 0.3 mm. Par la suite, les poutres ont été soumises à une charge soutenue correspondant à 60% de la charge requise pour pré-fissurer pendant 12 mois. Les auteurs ont conclu que le fluage se stabilise vers une asymptote après six mois et que le fluage ne modifie pas le comportement post-fissuration. Ainsi, à ce niveau de charge, les structures sont en sécurité.

Zerbino et Barragan (2012) ont réalisé des essais de fluage en flexion sur des poutres prismatiques de 150 x 150 x 600 mm³ à différents niveaux de pré-fissuration, variant de 0.2 mm à 3.5 mm, et de chargement, variant de 46% à 156% de la charge de pré-fissuration. Ils ont montré que le fluage se stabilise pendant le premier mois sous une charge maintenue lorsque la vitesse de l'ouverture de fissure est inférieure de 0.2 µm/h.MPa. Pour les essais ayant une pré-fissure de dimension inférieure à 0.5 mm, les échantillons risquent une rupture rapide avec le ratio de charge $P_s/P_0 = 0.96$. Le fluage reste linéaire lorsque ce ratio de charge est inférieur à 0.8. Ils ont observé trois étapes de fluage, primaire, secondaire et tertiaire lorsque la rupture de fluage a lieu. Finalement, les auteurs recommandent que la contrainte maintenue ne dépasse pas $0.5 f_{R4}$ (résistance à la flexion) pour une large ouverture de fissure (EN 14651, 2005).

García-Taengua et al. (2014) ont mis en évidence le rôle des fibres sur le fluage en flexion en étudiant cinq types de fibres ainsi que leurs densités. Les paramètres en jeu sont : la longueur l_f , la finesse λ_f et la densité. Ils ont montré que la longueur des fibres n'influence pas le fluage. Une densité élevée de fibre améliore significativement la capacité du béton soumis à charge élevée sans augmenter la déformation du fluage. Le meilleur choix proposé par les auteurs est d'utiliser des fibres avec une haute finesse.

Rossi et al. (2014) ont étudié les mécanismes physiques de comportement différé du béton lors des essais de fluage en flexion propre pré-fissuré. Ils ont montré que le comportement est due à la création des microfissures et la propagation des macro-fissures.

Finalement, dans les études expérimentales du fluage en flexion quatre points de poutrelles BRF entaillées à mi-portée, Daviau-Desnoyers et al. (2015) ont montré qu'il existe une relation exponentielle entre les vitesses secondaires de flèche et d'ouverture de fissure par unité de force et le niveau de chargement à partir de 75% de la résistance statique. La

relation entre la complaisance élastique et la vitesse secondaire de flèche est linéaire. Cette conclusion est similaire à celles de (Rossi et al., 2014). Ils ont conclu que le mécanisme physique générant la propagation dans les BRF est donc le même que pour le béton ordinaire.

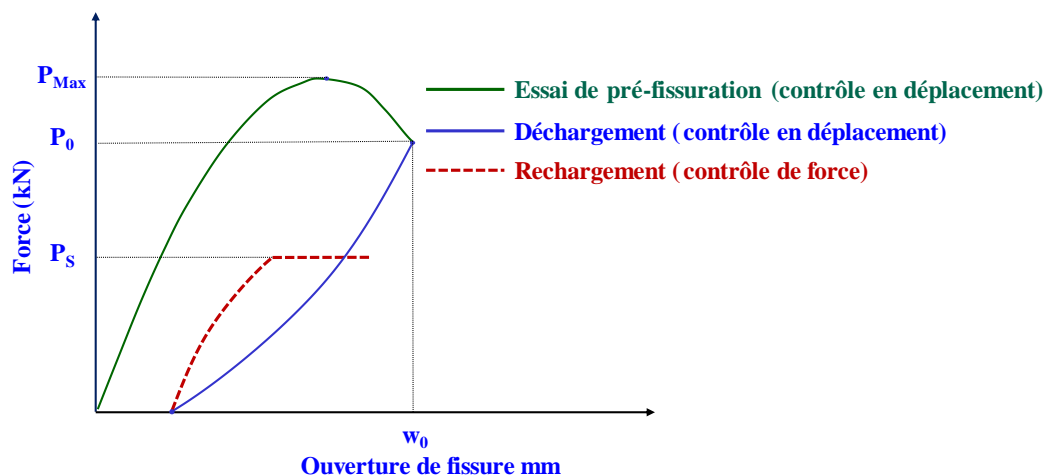


Figure 2.27. Force – Ouverture d'un essai de fluage flexionnel en condition fissurée.

2.6. Modèle de réseau (*lattice model*) pour le béton

2.6.1 Justification du choix de modèle de réseau

Pour simuler la fissuration du béton sous un chargement, on peut distinguer deux grandes catégories de modèle :

- Les modèles de fissuration répartie : Les fissures sont simulées par la relation entre les contraintes et déformations. Il existe actuellement trois types de ces modèles, qui sont les modèles élastoplastiques (Drucker et Prager, 1952), les modèles d'endommagement (Mazars, 1984) et les modèles élastoplastiques endommageables (Ju, 1989; La Borderie, 1991; Chaboche, 1993). Dans ces modèles, la variable d'endommagement ou les déformations plastiques sont représentatives de la fissuration du matériau. Malheureusement, le calcul d'une ouverture de fissure (information capitale pour la prédiction des propriétés de transfert, par exemple) peut s'avérer difficile à effectuer si plusieurs fissures d'orientations variables sont présentes.
- Les modèles de fissuration discrète : Les fissures sont simulées par une séparation entre les éléments voisins. Dans ce modèle la fissure est considérée comme une

discontinuité géométrique. L'avantage de ces modèles est qu'ils permettent de décrire des caractéristiques de la fissuration comme l'ouverture de fissure, la tortuosité, le trajet de fissure, etc.

Il y a plusieurs modèles décrivant la fissuration comme : FEM, XFEM et modèle de réseau (*lattice model*). Le modèle FEM suppose que le béton est un matériau homogène et continu. Cependant, à l'échelle mésoscopique, le béton présente une forte hétérogénéité. De plus, une fois la fissure apparue, ceci conduit au problème de la localisation de la déformation. Ce phénomène est expliqué par la concentration de la contrainte dans une zone de dimension finie tandis que la déformation dans les autres zones reste faible. Pour répondre à ces problèmes, le modèle FEM nécessite un maillage extrêmement fin pour tenir compte de toutes les hétérogénéités microstructurelles des matériaux granulaires cimentés, et donc un temps de calcul important. Jirasek (2002) a montré que les résultats numériques sont dépendant de la dimension des éléments lors de l'essai de flexion ; plus le nombre d'éléments fins est important, plus la réponse d'adoucissement post-pic devient fragile. Le phénomène de localisation peut conduire à la non convergence lors du calcul dû à la bande de localisation quand la dimension des éléments devient plus en plus fins.

Le modèle XFEM est considéré comme un modèle qui permet de régulariser le problème de localisation de la déformation (Moës et al., 1999). Les avantages de ce modèle sont de permettre de modéliser la présence d'une fissure sans tenir compte du maillage de la structure. La fissuration est réalisée sur une discrétisation indépendante de celle du calcul de la structure. Cependant, lorsque les fissures apparaissent, les degrés de liberté augmentent et le calcul devient lourd.

Dans le modèle de réseau, le milieu est représenté par un assemblage de barres ou poutres, de différentes tailles réparties de manière désordonnée sur le domaine. Le caractère désordonné est fondamental pour représenter le caractère hétérogène qui est à l'origine de la fissuration. Chaque élément est relié à ses plus proches voisins par des lois d'interaction. La zone d'endommagement dans le matériau est déterminée par un réseau des éléments de structure basé sur la triangulation de Delaunay. Le modèle de réseaux est un outil pertinent pour modéliser la propagation des fissures dans le béton sans remaillage (Bolander et Saito, 1998; Liu et al., 2007; Grassl et Rempling, 2008); van Mier, 2004). Le modèle de réseau présente un point fort pour le problème de couplage H-M qui présente les résultats

indépendants de la dimension des éléments (Grassl, 2009). Dans ce problème, l'écoulement dans le matériau endommagé et non endommagé est modélisé par un élément de conduit basé sur le diagramme de Voronoi. Cette approche est donc capable de prédire l'augmentation de diffusion le long de la zone endommagée.

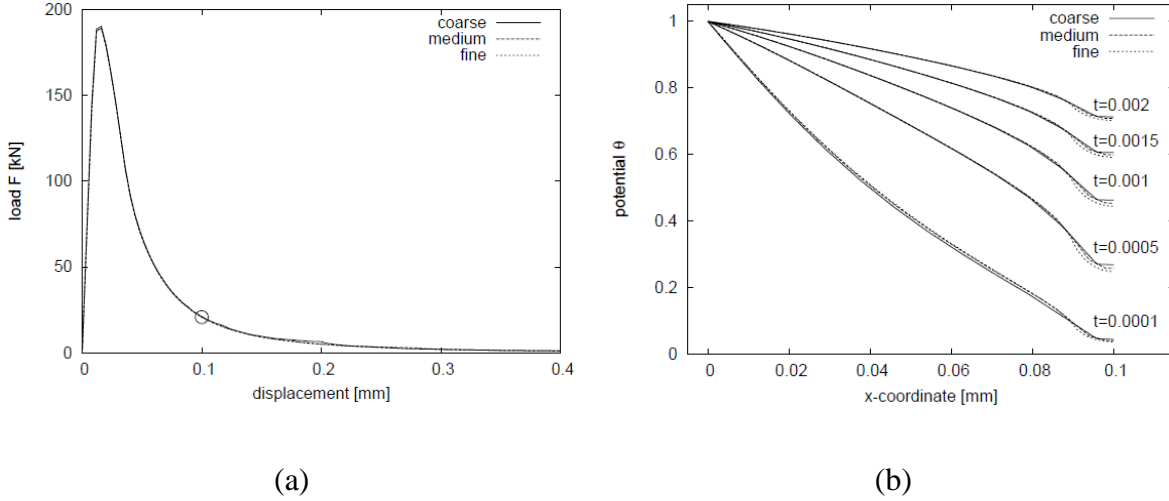


Figure 2.28. Dépendance de maillage : a) Force déplacement; b) Potentiel dans la direction-
x au long de la fissure (Grassl, 2009).

2.6.2 Diagramme de Voronoï et triangulation de Delaunay (Voronoi, 1908)

Le concept de diagramme de Voronoï est introduit par la première fois par Voronoi (1908) et plus tard appliqué largement dans de nombreux domaines scientifiques. Le diagramme de Voronoï est unique pour un ensemble de points donné. Il réalise une partition de l'espace et peut être étendu à n'importe quelle dimension et son dual est la triangulation de Delaunay (Figure 2.29).

Si on considère un ensemble de n points $S = \{M_1, M_2, \dots, M_n\}$ du plan euclidien R^2 , le diagramme de Voronoï associé au point M_i , $D(M_i)$ est défini comme suit :

$$D(M_i) = \{M \in R^2 / d(M, M_i) < d(M, M_j), \forall j \neq i\} \quad (2.41)$$

Où $d(M, M_i)$ est la distance entre le point M et point M_i .

Selon une autre définition de diagramme, on considère $H(M, M_i)$ comme le demi-plan contenant le point M_i , et défini par la médiatrice du segment $M_i M_j$. Le Diagramme de

Voronoi $D(M_i)$ associé au point M_i est l'intersection des demi-plans $H(M, M_i)$ pour tout $j \neq i$.

$$D(M_i) = \bigcap H(M_i, M_j), \quad \forall j \neq i \quad (2.42)$$

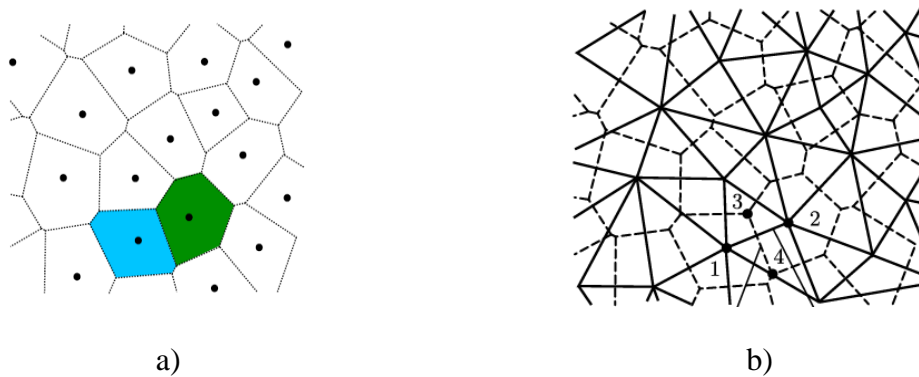


Figure 2.29. a) Diagramme de Voronoï; b) Triangulation de Delaunay.

Les propriétés du diagramme de Voronoï sont :

- Une arête de Voronoï est une partie de la médiatrice séparant deux germes de l'ensemble S ;
- Le sommet de Voronoï est l'intersection de trois arêtes de Voronoï ;
- Les sommets des diagrammes de Voronoï sont les orthocentres des triangles de Delaunay, centres des cercles circonscrits à ces triangles ;
- Les diagrammes de Voronoï $D(M_i)$ sont des polygones convexes contenant en son intérieur le point M_i .

La triangulation de Delaunay est l'ensemble des arêtes reliant les germes voisins partageant une arête commune de diagramme de Voronoï Figure 2.29b

Les propriétés de la triangulation de Delaunay sont :

- Deux arêtes ne se coupent pas, sauf éventuellement aux extrémités ;
- L'intersection d'une arête au graphe contredit la propriété ci-dessus.

2.6.3 Modèle de réseau pour la simulation de la fissuration du béton

2.6.3.1 Élément de réseau de barres

Le domaine est discrétisé en des mailles élémentaires triangulaires présentant des articulations aux nœuds A, B et C (Figure 2.30). Les barres (AB, BC et CA) travaillent en

traction ou compression. En outre, pour des raisons de symétrie, elles ont la même longueur notée (l) module d'Young noté E_b et la même section S . Par conséquent, les barres ont la même raideur ($K_b = E_b.l.S$).

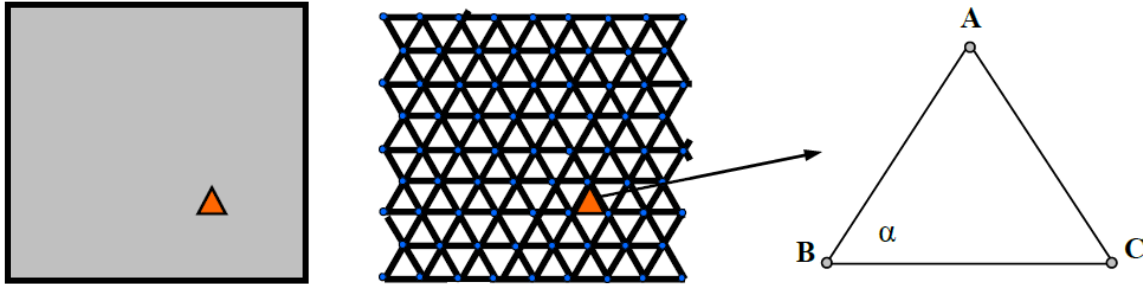


Figure 2.30. Maillage triangulaire.

Comme les barres ne travaillent qu'en traction ou en compression, le critère de rupture est calculé sur les efforts normaux:

$$\frac{N}{S} \leq f \quad (2.43)$$

où N est l'effort normal, S est la section transversale et f est la résistance à la traction ou à la compression. Dans les simulations numériques, pour que le problème devienne plus réaliste, le critère de rupture de chaque élément est distribué aléatoirement. Un élément (barre) est enlevé (rompu) si l'effort normal dans cet élément dépasse le critère de l'équation (2.43) (pour les matériaux fragiles). Cette vérification doit être réalisée sur l'ensemble des éléments à chaque incrément de temps avant de passer à l'incrément suivant.

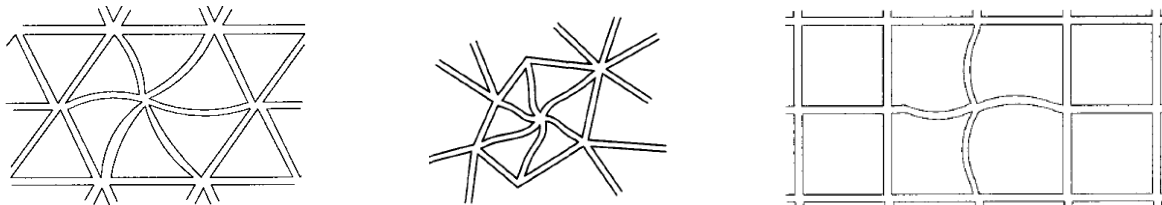
2.6.3.2 Élément de réseau de type poutre

Dans ce cas, le domaine est discrétisé en réseau constitué par des éléments de poutre (Schlangen et Mier, 1992). L'avantage de ce modèle est sa capacité de modéliser les caractéristiques aléatoires d'un matériau hétérogène (comme le béton). De plus, en enlevant progressivement les éléments rompus, nous pouvons suivre la cinématique de propagation des fissures dans les structures.

Le milieu discret est un réseau de poutres dont la rigidité globale est équivalente à celle du milieu continu. Ici l'équivalence, entre le milieu continu et le milieu discret a le même sens énergétique que celui qui fonde la méthode des éléments finis. En particulier, le champ de déplacement obtenu par extrapolation des déplacements aux nœuds du réseau constitue une

estimation du champ de déplacement du milieu continu aussi précise que celle obtenue avec un calcul éléments finis (Schlangen et Mier, 1992).

Différents types de maillage peuvent être utilisés: maillage triangulaire régulier, aléatoire et rectangulaire (Figure 2.31). L'avantage du maillage aléatoire est qu'il permet de modéliser plus précisément la direction de propagation des fissures.



a) Maillage triangulaire régulier

b) Maillage triangulaire aléatoire

c) Maillage rectangulaire aléatoire

Figure 2.31. Différents types de maillage (Schlangen et Mier, 1992).

Les éléments de poutre ont pour but de transférer les forces comme la force normale (F), force de cisaillement (Q) et moment le fléchissant (M) (Figure 2.32). Chaque élément mécanique a trois degrés de liberté, qui sont: les translations horizontale et verticale et la rotation.

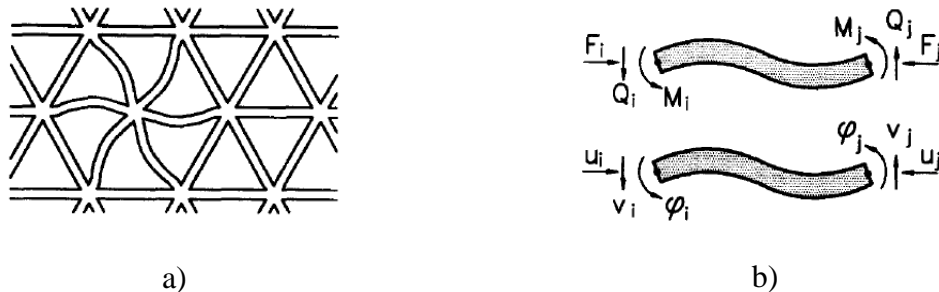


Figure 2.32. Modèle de réseau en poutre (Schlangen et Mier, 1992).

Les éléments de poutre peuvent travailler en traction-compression, flexion, torsion et cisaillement. La matrice de rigidité d'une poutre dans son repère local est calculée par la relation suivante (Schlangen et Mier, 1992) :

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ Q_1 \\ M_1 \\ F_2 \\ Q_2 \\ M_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & & & & & \\ 0 & \frac{12EI}{l^3} & & & & \\ 0 & -\frac{6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} & & & \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & & \\ 0 & -\frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} & 0 & \frac{12EI}{l^3} & \\ 0 & -\frac{6EI}{l^2} & \frac{2EI}{l} & 0 & \frac{6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \phi_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \phi_2 \end{bmatrix} \quad (2.44)$$

où E est module d'Young

En identifiant les énergies de déformation, nous trouvons les caractéristiques élastiques (Schlangen et Mier, 1992) de chaque poutre dans un réseau régulier:

$$\nu = \frac{1 - \left(\frac{h}{l}\right)^2}{3 + \left(\frac{h}{l}\right)^3}; \quad E = \frac{E_{mat}}{3} \frac{3 + \left(\frac{h}{l}\right)^2}{1 + \left(\frac{h}{l}\right)^2} = \frac{2E_{mat}}{3} \cdot \frac{1}{1 - \nu} \quad (2.45)$$

Le critère de rupture s'écrit:

$$\sigma_t = \frac{N}{S} + \alpha \frac{\max(|M_i|, |M_j|)}{bh^2/6} \quad (2.46)$$

où α est le paramètre dépendant du type de la rupture.

2.6.4 Prise en compte de l'hétérogénéité

Le béton est considéré comme un matériau hétérogène, supposant qu'il se compose de trois phases de matériau : agrégats, pâte de ciment et ITZ (auréole de transition). Pour que le problème soit plus réaliste, l'hétérogénéité est introduite, et peut être mise en place avec différentes méthodes.

Les inclusions sont introduites de façon aléatoire (coordonnée du centre et rayon) pour modéliser les granulats dans le béton. La distribution de Fuller est la plus utilisée :

$$p = 100 \sqrt{\frac{d}{d_{\max}}} \quad (2.47)$$

où p est le pourcentage passé du tamis de rayon d et d_{\max} est le rayon maximal.

Après la distribution des inclusions, il faut identifier les caractéristiques de chaque élément en fonction de la phase (matrice, granulat ou zone d'interface ITZ). La Figure 2.33 représente la génération des agrégats pour le béton ayant une section transversale 40 x 40 mm². La valeur de d_{\max} est de 10 mm, d_{\min} est de 2 mm et sa densité 40%.

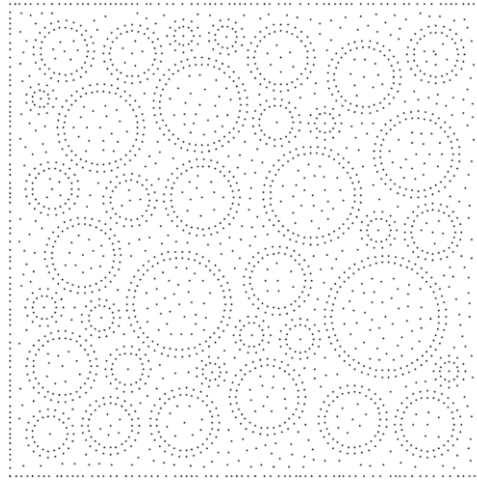


Figure 2.33. Distribution aléatoire des agrégats dans OOFEM.

L'hétérogénéité du matériau est aussi modélisée par la distribution aléatoire des caractéristiques mécaniques (limite de rupture, module d'élasticité, etc.). Les distributions gaussiennes ou de Weibull correspondant à différents matériaux comme la pâte de ciment, agrégats, zone ITZ, etc., peuvent être utilisées :

Distribution gaussienne :

$$f_x = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (2.48)$$

où μ est la valeur moyenne, σ est la déviation standard.

Distribution de Weibull :

$$f_x = \frac{\beta}{\delta} \left(\frac{x}{\delta}\right)^{\beta-1} \exp\left(-\left(\frac{x}{\delta}\right)^\beta\right) \quad (2.49)$$

où δ est le paramètre d'échelle, β est le paramètre de forme.

L'utilisation d'une image numérisée obtenue à partir d'un béton spécifiquement formulé pour que le contraste entre la pâte de ciment et les granulats soit maximal peut former la base de la discrétisation. Les différentes phases sont différenciées à l'aide du logiciel OOF de NIST (NIST, 1998) qui génère le maillage (Borderie et al., 2007) (Figure 2.34). La géométrie idéalisée et la géométrie obtenue par dégénérescence des inclusions en disques dont le rayon est obtenu de façon à ce que l'aire soit respectée.

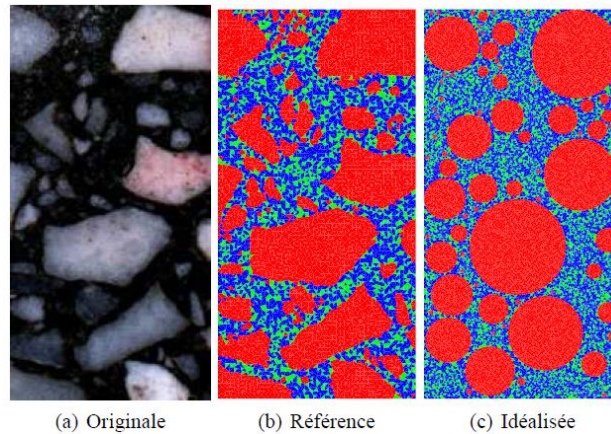


Figure 2.34. Géométrie des agrégats (Borderie et al., 2007).

Chapitre 3 Méthodologie

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, on présente la démarche de modélisation adoptée durant la thèse pour aborder l'étude du comportement de couplage hygro-mécanique en tenant en compte de l'interaction entre l'humidité relative et la microfissuration. Dans un premier temps, les modèles de transfert de l'humidité relative dans la littérature sont présentés et le modèle adopté et implémenté dans le code des éléments finis OOFEM. Puis le modèle mécanique endommageable de Mazars est introduit pour étudier la propagation des fissures afin de valider le modèle implémenté dans OOFEM. Finalement, des travaux expérimentaux sont réalisés pour valider le modèle de couplage hygro-mécanique.

3.2 Modèle de réseau pour le problème de transport (Grassl, 2009)

Dans un milieu poreux, on décrit le transport à l'aide du flux, qui représente la quantité de constituants (liquide, vapeur, ion, etc.) qui traverse le matériau par unité de temps et par unité de surface du matériau dans la direction x . Ce flux reste proportionnel au gradient de concentration de l'espèce dans la phase où elle diffuse et le coefficient de proportionnalité qui est donné par la première loi de Fick. Dans le modèle de réseaux, l'élément de conduit est placé le long de la face de polygonale de Voronoï qui est schématisé dans la Figure 3.1.

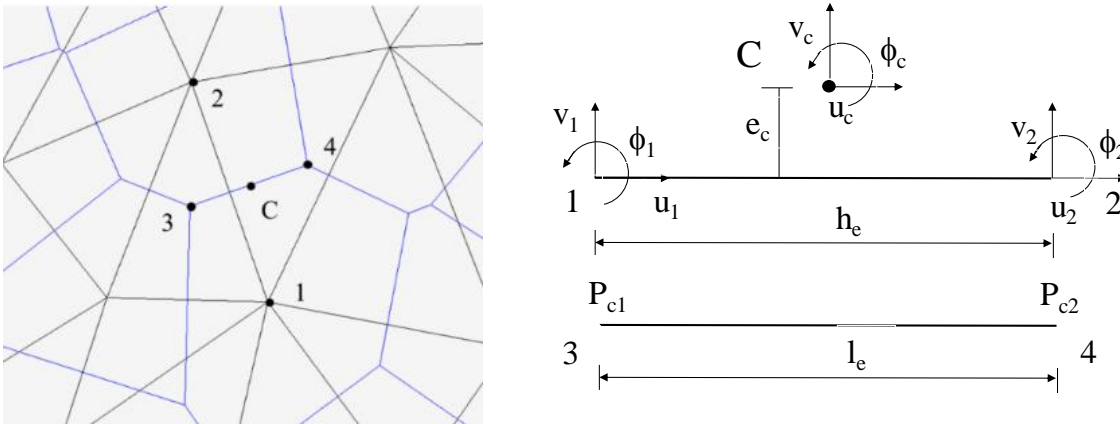


Figure 3.1. L'élément de réseau pour le problème de transport et mécanique.

L'équation de l'écoulement non stationnaire pour un élément de conduit est définie par:

$$c \frac{\partial P_c}{\partial t} - k \operatorname{div} \left(\nabla \left(\frac{P_c}{g} - \rho z \right) \right) = 0 \quad (3.1)$$

où c est la capacité massique, k est la conductivité hydraulique, g est la gravité, z est la hauteur de la capillarité, t est le temps et P_c est la pression capillaire,

Les conditions sont imposées sur les limites, soit par la valeur de pression capillaire (sur les limites Γ_1 , condition de Dirichlet), soit par le flux (sur Γ_2 , condition aux limites de Neumann). La dernière condition aux limites est liée au gradient de pression capillaire, via la loi de Darcy : $P_c = g(x)$ sur Γ_1 et $\frac{\partial P_c}{\partial n} = f(x)$ sur Γ_2

où n dénote la direction normale à la limite, $g(x)$ et $f(x)$ sont fonctions des coordonnées du vecteur x .

L'équation différentielle de l'écoulement non stationnaire pour un élément de conduit est définie par:

$$k_e P_c + C_e \frac{\partial P_c}{\partial t} = f \quad (3.2)$$

Où k_e est la matrice de conductivité, $k_e = \frac{h_e}{l_e} k \begin{pmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{pmatrix}$ avec k est la conductivité

hydraulique du matériau; C_e est la matrice de capacité, $C_e = \frac{l_e h_e}{12} c \begin{pmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{pmatrix}$, h_e est longueur

d'un élément mécanique, l_e est la longueur d'un élément de transport, f est le flux externe et c est la capacité massique. La capacité est définie :

$$c = \rho \frac{\partial \theta}{\partial P_c} \quad (3.3)$$

où θ est la teneur en eau volumique, qui est calculée par modèle modifié de Van Genuchten. La teneur en eau volumique est définie :

$$\theta = S_e (\theta_s - \theta_r) + \theta_r \quad (3.4)$$

où θ_r et θ_s sont les teneurs en eau résiduelle et saturée, correspondent à la valeur de saturation effective $S_e = 0$ et $S_e = 1$. La saturation effective S_e , est liée à la pression capillaire et définie comme suit:

$$S_e = \begin{cases} \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \left(1 + \left(\frac{P_c}{a} \right)^{1-m} \right)^{-m} & \text{si } P_c \geq P_c(\text{aev}) \\ 1 & \text{si } P_c < P_c(\text{aev}) \end{cases} \quad (3.5)$$

où θ_m est un paramètre additionnel, a et m sont les paramètres du modèle. $P_{c(\text{aev})}$ est la pression capillaire de l'air-entrée, qui est calculée en imposant la saturation $S_e = 1$.

$$P_c(\text{aev}) = a \left(\left(\frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{1/m} - 1 \right)^{1-m} \quad (3.6)$$

La conductivité hydraulique k_0 du matériau sain dans la loi de Darcy est exprimée en termes de conductivité intrinsèque κ , conductivité relative K_R , densité de l'eau ρ et viscosité de l'eau μ .

$$k_0 = \begin{cases} \frac{\rho g \kappa}{\mu} K_R & \text{si } P_c \geq P_c(\text{aev}) \\ \frac{\rho g \kappa}{\mu} & \text{si } P_c < P_c(\text{aev}) \end{cases} \quad (3.7)$$

La conductivité relative K_R est une fonction de la saturation effective, pour la version modifiée de van Genuchten :

$$K_R = \sqrt{S_l} \left(\frac{1 - \left[1 - \left(\frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} S_l \right)^{1/m} \right]^m}{1 - \left[1 - \left(\frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{1/m} \right]^m} \right)^2 \quad (3.8)$$

La conductivité se compose d'un composant du matériau sain k_0 et l'autre due à la fissuration k_c .

$$k_c = k_0 \frac{\tilde{\omega}_c}{\omega_{fk}} \quad (3.9)$$

où $\tilde{\omega}_c$ est l'ouverture équivalente et ω_{fk} est l'ouverture critique qui contrôle l'augmentation de la conductivité, $\omega_{fk} = h_e \varepsilon_{fk}$, $\varepsilon_{fk} = 0.0025$ (Grassl, 2009).

L'ouverture de fissure équivalente \tilde{w}_c (Grassl, 2009) s'écrit :

$$\tilde{w}_c = h_e(\varepsilon_p + D(\varepsilon - \varepsilon_p)) \quad (3.10)$$

où D est la variable d'endommagement et ε_p est la déformation plastique.

3.3 Modèle de transfert non linéaire de l'humidité dans le béton

3.3.1 Équations de transfert

Le transport d'humidité sous la phase vapeur est supposé contrôlé par un mécanisme moteur qui est le gradient de concentration (gouverné par la diffusivité de la vapeur d'eau). Le modèle de transfert de humidité est combiné par deux équations. La première est l'équation de conservation de la masse en absence d'une source interne:

$$\frac{\partial w}{\partial t} = -div(J) \quad (3.11)$$

où J est le flux d'eau [kg/m²s], w [kg/m³] est la teneur en eau. La deuxième équation est la loi de Fick pour la diffusion de la vapeur d'eau :

$$J = -D_h \nabla h \quad (3.12)$$

où D_h [kg/m.s] est la diffusivité, qui dépend de l'humidité relative, la température et l'endommagement du matériau.

En combinant les équations (3.11) et (3.12), on obtient l'équation de transfert de l'humidité relative dans un milieu poreux :

$$\frac{\partial w}{\partial t} = div(D_h \nabla h) \quad (3.13)$$

L'équation (3.13) peut s'écrire sous une autre façon :

$$\frac{\partial w}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} = div(D_h \nabla h) \quad (3.14)$$

Bazant et Najjar (1972) considèrent $\frac{\partial w}{\partial h} = c$, la capacité de l'humidité, constante. Le transfert de l'humidité dans béton peut-être exprimé par l'équation non linéaire :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \nabla \cdot (D_h \nabla h) \quad (3.15)$$

Plusieurs expressions de la diffusivité de l'humidité du matériau sont disponibles dans la littérature.

Dans Bažant et Najjar (1972), la diffusivité est une fonction fortement non linéaire de l'humidité relative :

$$D_h = D_1 \left[\alpha_0 + (1 - \alpha_0) / \left(1 + \left(\frac{1-h}{1-h_c} \right)^n \right) \right] \quad (3.16)$$

où D_1 est la diffusivité de l'humidité saturée [kg/m.s], α_0 est le rapport entre le minimum et le maximum diffusivité de l'humidité, h_c est l'humidité relative de transition entre faible et élevé diffusivité et n est l'exposant contrôlant la pente de la transition de la diffusivité de l'humidité

En se basant sur trois mécanismes d'adsorption (correspondent aux mécanismes d'adsorption à basse humidité, haute humidité et condensation capillaire), Xi et al. (1994) ont proposé la relation empirique de la diffusivité :

$$D_h = \alpha_h + \beta_h \left[1 - 2^{-10\gamma_h(h-1)} \right] \quad (3.17)$$

où α_h , β_h , γ_h sont des paramètres du modèle, pouvant être calés sur des résultats expérimentaux.

Bolander et Berton (2004) ont, quant à eux, établi une relation empirique avec deux paramètres de calage β et η entre la diffusivité hydrique et l'humidité relative :

$$D_h = \beta e^{\eta h} \quad (3.18)$$

où β et η sont des paramètres à caler à partir des résultats expérimentaux.

Mensi et al. (1988) ont proposé de relier la diffusivité avec la teneur en eau W du matériau par une fonction exponentielle :

$$D_h = A_m e^{B_m W} \quad (3.19)$$

où A_m et B_m sont des paramètres à caler.

3.3.2 Modèle de transfert proposé

Le modèle de transfert de l'humidité est implanté dans code des éléments finis OOFEM, qui est basé sur l'équation de transfert de l'humidité relative non linéaire de Bažant et Najjar (1972), mais avec la prise en compte de l'isotherme de sorption. La teneur en eau, dépendant de l'humidité relative, a été proposée par Kunzel (1995):

$$w = w_f \frac{(b-1)h}{b-h} \quad (3.20)$$

où, w_f est la teneur en eau à la saturation [kg/m³] et b est un paramètre à caler, plus grand que 1, normalement $b = 1.3$.

La diffusivité se compose de deux composantes, l'une liée au matériau sain D_h , et l'autre contribution provenant de l'endommagement (Grassl, 2009):

$$D_m = D_h + D_c(h_e, \tilde{\omega}_c) \quad (3.21)$$

où $D_c(h_e, \tilde{\omega}_c)$ est la diffusivité additionnelle, qui est proportionnelle à l'ouverture de fissure:

$$D_c(h_e, \tilde{\omega}_c) = D_h \frac{\tilde{\omega}_c}{h_e \omega_{fk}} \quad (3.22)$$

où $\tilde{\omega}_c$ l'ouverture de fissure équivalente ($\tilde{\omega}_c = h_e D \varepsilon$), ω_{fk} est l'ouverture de fissure équivalente critique, qui contrôle l'accroissement de la diffusivité. Dans (Grassl, 2009), $\omega_{fk} = 0.0025$ et h_e est la longueur de l'élément mécanique. L'introduction de la longueur d'élément mécanique dans l'équation (3.22) permet d'avoir les résultats indépendants du maillage.

3.3.3 Effet de l'endommagement sur la courbe l'isotherme de sorption

Dans ce concept, on suppose que l'apparition de fissure qui conduit à diminuer rapidement l'eau dans la fissure, c'est-à-dire la fissure s'assèche. Cette diminution est une fonction exponentielle par rapport à l'ouverture de fissure équivalente :

$$w = w_f \frac{(b-1)h}{b-h} \exp\left(-c \frac{\tilde{\omega}_c}{h_e \omega_{fk}}\right) \quad (3.23)$$

où c est un paramètre du modèle.

La capacité $\frac{dw}{dh}$ est supposée dépendante de l'humidité relative, la teneur en humidité en saturation et l'ouverture de fissure équivalente :

$$w = w_f \frac{(b-1)h}{b-h} \rightarrow \frac{dw}{dh} = \frac{w_f (b-1)b}{(b-h)^2} \quad (3.24)$$

La Figure 3.2 montre l'influence de l'ouverture de fissure sur la teneur en humidité normalisée. La teneur en eau diminue rapidement lorsque l'ouverture de fissure augmente.

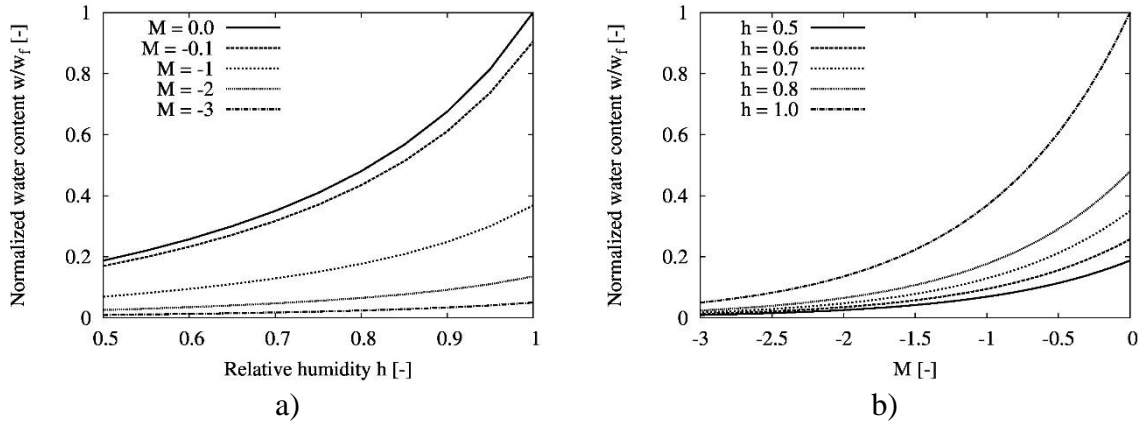


Figure 3.2. a) Relation w/w_f - humidité relative, avec diff rent $M = -c \frac{\tilde{\omega}_c}{h_e \omega_{fk}}$; b) Relation

$$w/w_f - M = -c \frac{\tilde{\omega}_c}{h_e \omega_{fk}} \text{ avec différente humidité relative.}$$

La Figure 3.3 montre l'influence de l'ouverture de fissure sur la capacité de l'humidité normalis e.

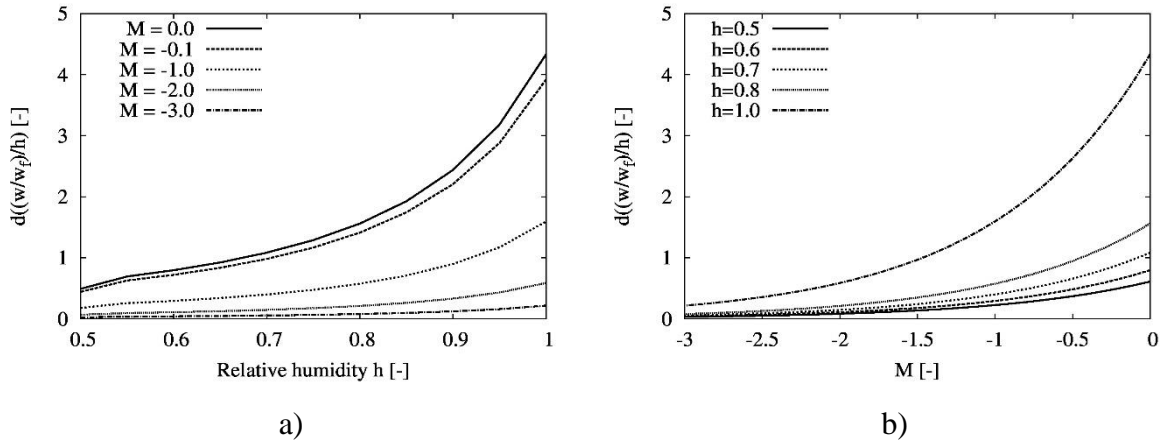


Figure 3.3. a) Relation $\frac{d(w/w_f)}{dh}$ - humidité relative, avec diff rent $M = -c \frac{\tilde{\omega}_c}{h_e \omega_{fk}}$; b)

$$\text{Relation } \frac{d(w/w_f)}{dh} - M = -c \frac{\tilde{\omega}_c}{h_e \omega_{fk}} \text{ avec différente humidité relative.}$$

3.3.4 Conditions aux limites et condition initiales

Les conditions aux limites pour le transfert de l'humidité peuvent être de deux types : flux hydrique (Neumann) et l'humidité impos e (Dirichlet).

Les échanges par convection sont provoqués par une différence d'humidité relative entre l'air ambiant et la porosité du béton. Le flux d'échange de l'humidité est supposé proportionnel à la différence de l'humidité de la surface d'échange et celle de l'ambiance :

$$J = f(h_{amb} - h) \quad (3.25)$$

où h_{amb} est l'humidité relative de l'ambiance, f est le coefficient d'échange [kg/(m² jour)]
 Pour la condition imposée de l'humidité relative de l'ambiance, la valeur de h_{amb} est imposée directement la surface d'échange (Dirichlet). Cette approche n'est pas physique, car elle amène une discontinuité à $t = 0$ en surface du béton . Bažant et Najjar (1972) recommandent d'ajouter à toutes les surfaces exposées une épaisseur équivalente de la surface $d = 0.75$ mm (Figure 3.4). Ce fait permet de bien capturer l'effet de résistance de diffusion additionnel de la surface. Une autre façon est d'imposer un flux convectif avec une valeur de j (Équation (3.25)) très élevée afin d'assurer que la paroi externe du béton est située à la valeur souhaitée.

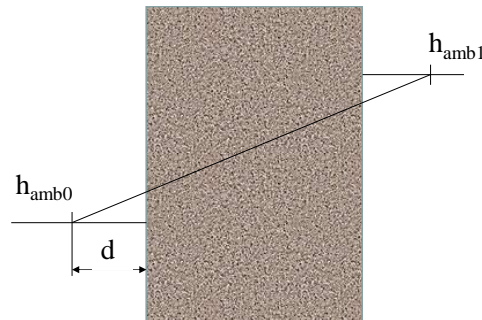


Figure 3.4. Géométrie d'épaisseur équivalente de la surface (Bažant et Najjar, 1972).

3.4 Modèle d'endommagement isotrope implémenté dans OOFEM

Le modèle de réseau est basé sur le diagramme de Voronoï. Les points aux centres des diagrammes sont distribués aléatoirement dans le domaine considéré, qui est contrôlé par la distance minimum d_m entre l'un et l'autre et sa densité.

Pour le problème mécanique, les éléments mécaniques sont placés sur les arêtes de triangulation de Delaunay qui travaillent comme les poutres de Bernoulli, tandis que les éléments de transport sont placés sur les arêtes du diagramme de Voronoï (Figure 3.5). Chaque nœud de l'élément de réseau a trois degrés de liberté, deux déplacements et une

rotation qui déterminent le saut de déplacement discontinu au point milieu C de l'élément transversal (Figure 3.5) dans le système de coordonnées locales :

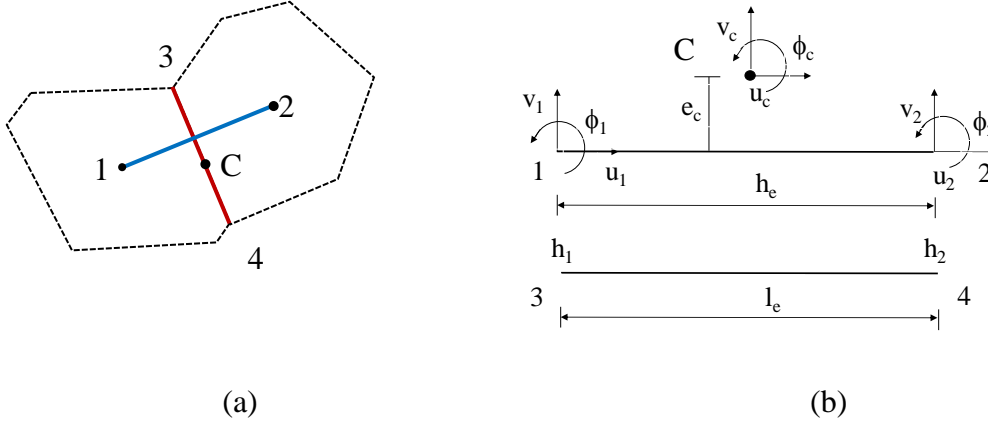


Figure 3.5. (a) Éléments du problème mécanique (1-2) et du problème de transfert (3-4) ;
(b) Degrés de liberté d'un élément mécanique.

$$u_c = Bu_e \quad (3.26)$$

où :

$$u_e = \{u_1, v_1, \phi_1, u_2, v_2, \phi_2\}^T ; u_c = \{u_c, v_c, \phi_c\}^T \quad (3.27)$$

$$B = \begin{bmatrix} -\cos \alpha & -\sin \alpha & -e & \cos \alpha & \sin \alpha & e \\ \sin \alpha & -\cos \alpha & -h_e/2 & \cos \alpha & \sin \alpha & -h_e/2 \\ 0 & 0 & \sqrt{I/A} & 0 & 0 & -\sqrt{I/A} \end{bmatrix} \quad (3.28)$$

La section transversale est définie $A = l_e \times t$, où l_e est la longueur de la mi-section, t est l'épaisseur du plan et le moment d'inertie $I = \frac{l_e^3 t}{12}$.

Le déplacement u_c est remplacé par la déformation $\varepsilon = u_c / h_e = (\varepsilon_n, \varepsilon_s, \varepsilon_\phi)$, où h_e est la longueur d'un élément. La construction de la matrice de rigidité est basée sur la théorie des corps rigides « Rigid-body-spring networks ». La matrice de rigidité de l'élément de réseau est définie par :

$$K = \frac{A}{h_e} B^T D_e B \quad (3.29)$$

où $D_e = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & \gamma E & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix}$ est la matrice d'élasticité du matériau.

Dans le modèle de mécanique endommageable (Grassl, 2009) a utilisé un modèle d'endommagement isotrope. La description de la fissuration est donc prise en compte par l'intermédiaire des lois définissant les relations contraintes-déformations, qui s'écrit :

$$\sigma = (1-D)D_e \varepsilon = (1-D)\bar{\sigma} \quad (3.30)$$

où D est la variable d'endommagement, $\bar{\sigma} = (\bar{\sigma}_n, \bar{\sigma}_s, \bar{\sigma}_\phi)^T$

Ce modèle considère le critère de déformation comme celui de la fissuration en introduisant la notion de déformation équivalente. La fonction de charge est donc définie comme suit :

$$f(\varepsilon, \kappa) = \varepsilon_{eq}(\varepsilon) - \kappa \quad (3.31)$$

où $\varepsilon_{eq}(\varepsilon)$ est la déformation équivalente qui se définit :

$$\varepsilon_{eq}(\varepsilon_s, \varepsilon_n) = \frac{1}{2} \varepsilon_0 (1-c) + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \varepsilon_0 (1-c) + \varepsilon_n\right)^2 + \frac{c \lambda^2 \varepsilon_s^2}{q^2}} \quad (3.32)$$

où ε_0 , c , q sont des paramètres du modèle, qui sont liés à la résistance et la rigidité des éléments de réseau. Cette déformation équivalente a une forme elliptique dans l'espace de contrainte nominale (Figure 3.6).

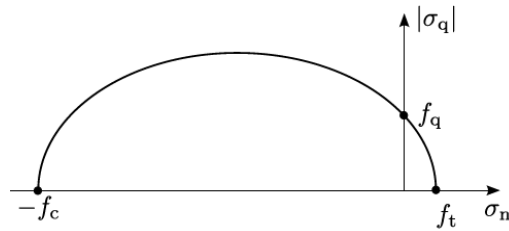


Figure 3.6. Résistances dans l'espace de contrainte nominale (Grassl et al., 2015).

Dans le cas de traction pure, on peut écrire:

$$f_t = E \varepsilon_0 \quad (3.33)$$

Le comportement en adoucissement dans ce cas s'écrit:

$$\sigma_n = f_t \exp\left(-\frac{\tilde{\omega}_n}{\omega_f}\right) \quad (3.34)$$

où $\tilde{\omega}_n = h_e D \varepsilon_n$ est considéré comme l'ouverture de fissure en traction pure et h_e est la longueur de l'élément mécanique. La relation contrainte-déformation peut s'exprimer en termes de la variable d'endommagement :

$$\sigma_n = (1-D)E\varepsilon_n \quad (3.35)$$

En comparant l'équation (3.34) et l'équation (3.35) en remplaçant ε_n par κ , on obtient:

$$(1-D)\kappa = \varepsilon_0 \exp\left(-\frac{\tilde{\omega}_n}{\omega_f}\right) \quad (3.36)$$

La variable d'endommagement peut être déterminée en utilisant la méthode Newton-Raphson. Dans l'équation (3.31), la variable historique est la déformation équivalente maximale atteinte. Le paramètre ω_f détermine la pente initiale de la courbe adoucissante et est relié à l'énergie de fissure mésoscopique G_f , qui correspond à la superficie de la courbe contrainte-ouverture de fissure (Figure 3.7).

Dans le cas où le comportement du béton post-fissuration est linéaire adoucissant. La relation contrainte – ouverture de fissure deviens :

$$\sigma_n = f_t \left(1 - \frac{\tilde{\omega}_n}{\omega_f}\right) \quad (3.37)$$

Et la variable d'endommagement dépendant de la longueur d'élément est déterminée par :

$$D = \frac{E\kappa - f_t}{E\kappa - \frac{f_t h_e \kappa}{\omega_f}} \quad (3.38)$$

L'évolution de la variable d'endommagement D est contrôlée par la contrainte normale – ouverture de fissure.

Dans OOFEM, il existe trois lois de comportement adoucissantes, qui sont linéaire, bilinéaire et exponentiel (Figure 3.7).

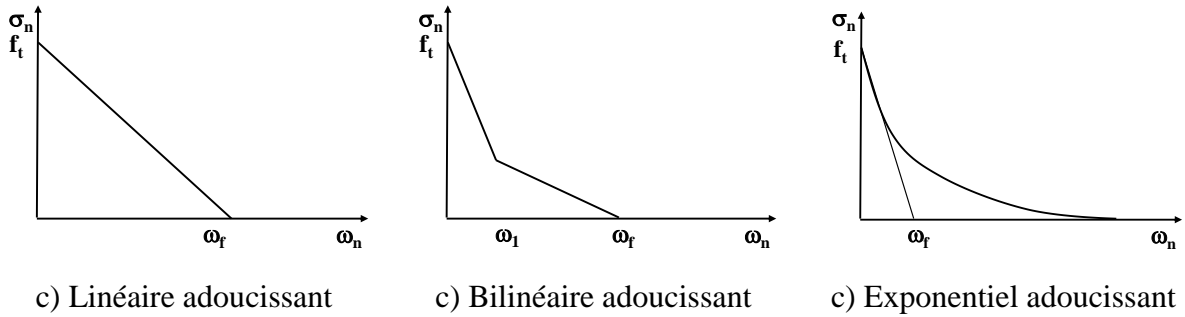


Figure 3.7. Contrainte - Ouverture de fissure.

En cisaillement pur :

$$f_q = \alpha f_t \quad (3.39)$$

En compression pure :

$$f_c = \alpha f_t \quad (3.40)$$

Un des désavantages de ce modèle de comportement mécanique, est qu'il ne prend pas en compte les autres phénomènes liés au comportement du béton, comme la fermeture des microfissures lorsque le matériau est déchargé (il n'y a pas de déformation résiduelle). Mais cependant, le champ d'endommagement est enregistré, qui est montré dans la Figure 3.8.

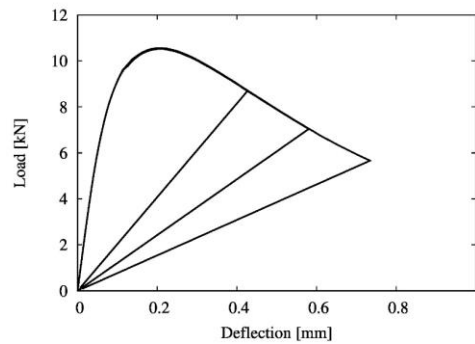


Figure 3.8. Force – flèche de poutre de flexion 4 points lors de chargement-déchargement.

3.5 Couplage humidité relative-mécanique dans le béton

3.5.1 Généralités

Dans le modèle de réseau, chaque problème est résolu indépendamment dans le domaine séparé. Après chaque pas de temps, le domaine sera mis à jour pour le pas de temps suivant. Le schéma numérique de la simulation de couplage humidité relative-mécanique est donc présenté dans la Figure 3.9.

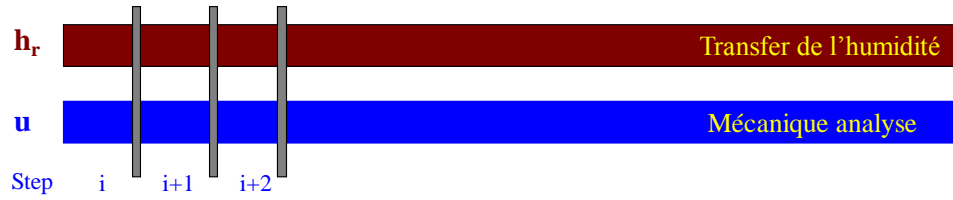


Figure 3.9. Algorithmique schéma de l'approche étalée étendu pour le problème de couplage humidité relative-mécanique (Grassl, 2009).

3.5.2 Problème de couplage humidité relative-mécanique

Il existe plusieurs modélisations possibles du retrait de dessiccation. Nous allons citer ici les principales.

3.5.2.1 Modélisations phénoménologiques

La relation contrainte – déformation choisie s'écrit :

$$\sigma = (1 - D)D_e(\varepsilon - \alpha_{sh}(h)\Delta h) \quad (3.41)$$

où, $\alpha_{sh}(h)\Delta h$ est la déformation due au retrait. Δh est le gradient de l'humidité et $\alpha_{sh}(h)$ est le coefficient hydrique de retrait (Sadouki et Mier, 1997 ; Bolander et Berton, 2004).

3.5.2.2 Modélisations par la mécanique des milieux poreux

Cette modélisation est basée sur le concept de la contrainte effective qui a été introduit pour la première fois par Terzaghi (1936). Dans la première approche, Terzaghi a introduit cette notion sur des bases expérimentales. Elle permet de décrire la loi de comportement poro-mécanique dans le milieu saturé qui est définie par:

$$\sigma = (1 - D)D_e\varepsilon + bS_lP_c(1 - D) \quad (3.42)$$

où, P_c est la pression capillaire dépendant de l'humidité relative et est définie par la loi Kelvin (équation (2.9)). La saturation du liquide S_l est définie :

$$S_l = \frac{w}{w_f} \quad (3.43)$$

3.6 Validation des modèles proposés

3.6.1 Validation du transfert de l'humidité dans le béton

Pour valider le modèle de réseaux pour le transfert non linéaire de l'humidité relative implémenté dans le code OOFEM et identifier les paramètres hydriques, ce travail a pour but de présenter la comparaison de quelques résultats numériques avec des résultats expérimentaux réalisés par Kim et Lee (1999). Dans cette expérimentation, tous les échantillons sont immergés dans l'eau jusqu'au moment de l'essai. Après la cure humide, une surface est exposée à la température constante 20 ± 1 °C et l'humidité relative constante $50 \pm 2\%$ où un échange de flux hydrique est possible, tandis que les surfaces restantes sont isolées. L'humidité relative a été mesurée en fonction du temps à distance 3 cm, 7 cm, 12 cm de la surface exposée. La Figure 3.10 présente les spécimens menés par Kim et Lee (1999).

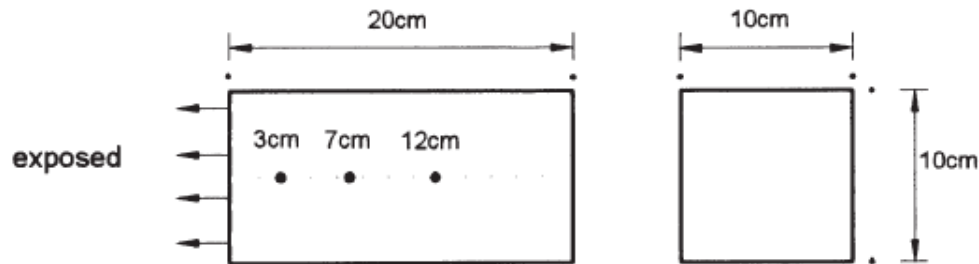


Figure 3.10. Géométrie et conditions aux limites de l'expérimentation (Kim et Lee, 1999). Pour la discrétisation de ce problème, des points sont distribués aléatoirement dans le domaine. Les deux paramètres contrôlant la génération des points sont :

- Densité des points placée dans le domaine ρ_p ;
- Distance minimale entre les points $d_{\min.}$.

Pour assurer de bonnes conditions aux limites, les points aux limites et aux coins ont été placés avant ceux qui se trouvent à l'intérieur du domaine. De plus, les distances entre les points se trouvant aux bords sont plus petites que celles dans l'intérieur pour assurer la bonne construction de tessellation de Voronoi.

Le nombre de points générés dans l'intérieur du domaine :

$$P_l = \frac{ab\rho_p}{d_{min}^2}$$

où, a et b sont la longueur et largeur de l'échantillon considéré, ρ_p est la densité des points et d_{min} est la distance minimale entre les points.

La Figure 3.11 présente le maillage et les conditions aux limites dans le cas sans et avec présence des granulats qui permettent de prendre en compte des propriétés hétérogènes du béton.

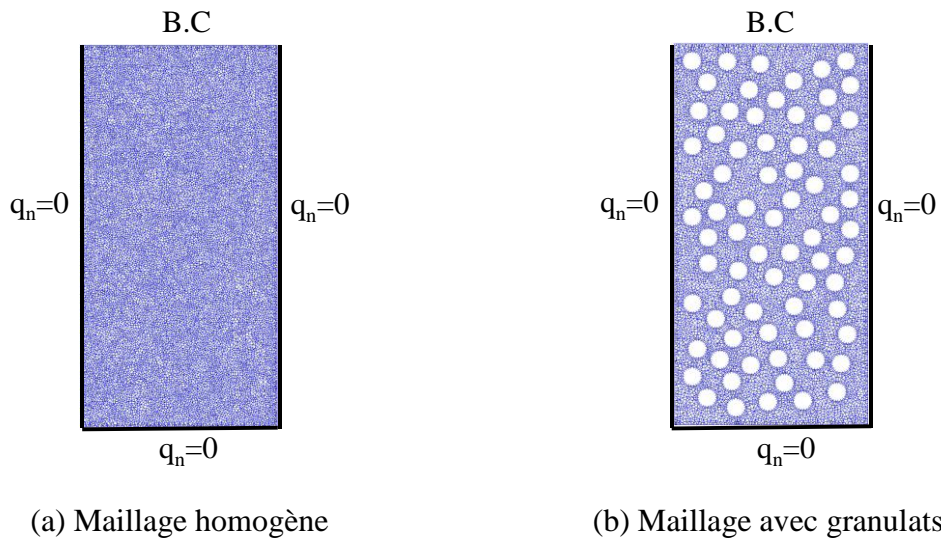


Figure 3.11. Maillage et condition aux limites

À l'état initial, les échantillons sont considérés comme saturés avec l'humidité relative $h = 100\%$. Deux types conditions aux limites hydriques sont imposés afin de voir ses effets sur les résultats de simulation. Pour la condition aux limites de Dirichlet, l'humidité relative $h = 50\%$ est imposée sur la surface en haut. Pour la condition aux limites de Neumann, le flux $q = f(h_{amb} - h)$ est imposé sur la surface en haut.

Les flux de masse sont nuls aux surfaces restantes. Les paramètres matériaux simulés sont donnés dans le Tableau 3.1.

Paramètres	Dirichlet B.C	Neumann B.C
α_0	0.05	0.05
h_c	0.74	0.74
n	16	16

D_1 [kg/m.s]	6.0×10^{-8}	6.0×10^{-8}
w_f [kg/m ³]	100	100
b	1.3	1.3
f [g/mm ⁻² s ⁻¹]	--	$5.4 \cdot 10^{-3}$

Tableau 3.1. Paramètres du modèle de transfert pour les simulations numériques.

La Figure 3.12a compare l'humidité relative simulée dans OOFEM en fonction du temps aux distances de 3 cm, 7 cm et 12 cm de la surface exposée et celle mesurée par expérimentation de Kim et Lee (1999), avec ou en absence de granulats. La diffusivité des granulats est supposée très petite par rapport à celle de la pâte de ciment. Les résultats montrent que l'humidité relative dans le cas de la présence de granulat est toujours plus élevée que celle en absence. Il semble, grâce à la basse diffusivité des granulats que leurs présences empêchent le mouvement d'eau vers l'extérieur. Les résultats de simulation avec le modèle de transfert de Bazant et Najjar (1972) combiné avec celui de Kunzel (1995) montrent une bonne cohérence avec ceux expérimentaux de Kim et Lee (1999).

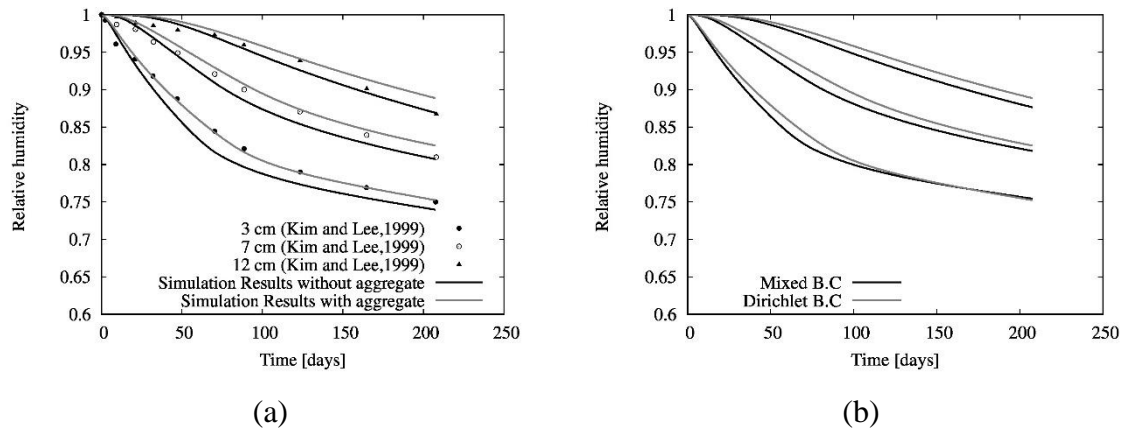


Figure 3.12. (a) Comparaison entre les résultats expérimentaux et simulés avec et non présence de granulats, (b) Comparaison entre Dirichlet et Neumann.

Selon la Figure 3.12b, il n'y a pas de différence nette entre les deux types de conditions aux limites sur l'évolution de l'humidité relative.

3.6.2 Étude de la propagation des fissures sous chargement statique

3.6.2.1 Simulation de la poutre entaillée en flexion quatre points

Le but de cette étude est de vérifier la capacité du modèle de modéliser le trajet de la fissure ainsi que la microfissuration autour de la fissure. Les résultats de simulation sont comparés avec les essais expérimentaux obtenus par Daviau-Desnoyers et al. (2015).

Les dimensions et le maillage de la poutre, en flexion quatre points, entaillée sont présentés dans la Figure 3.13. Les dimensions sont de 225 x 75 x 700 mm³. L'entaille se trouve au milieu de la poutre pour assurer une localisation de la fissure, puisque la section entaillée présente une résistance moindre de l'échantillon lors de l'essai. L'entaille a les dimensions de 37.5 mm de la hauteur et 3.175 mm de largeur. Le maillage est raffiné dans la partie centrale de la poutre, autour de l'entaille. Le contrôle en déplacement est appliqué au cours de la simulation.

Les paramètres d'entrée du modèle sont:

- Module d'élasticité E [MPa]
- Le coefficient de Poisson ν [-]
- Résistance à la compression f_c [MPa]
- Résistance à la traction f_t [MPa]
- Résistance au cisaillement f_q [MPa]
- Énergie de post-fissuration G_f [MPa.mm]

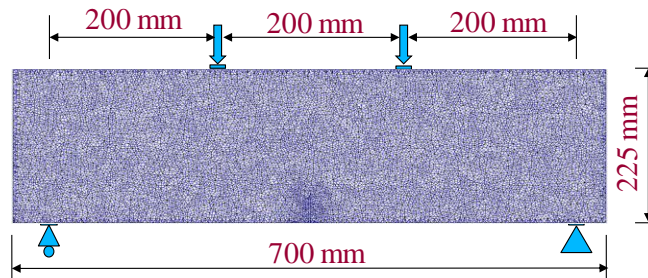


Figure 3.13. Maillage et condition aux limites.

Les paramètres moyens calés du modèle sont présentés dans le Tableau 3.2.

	E	ν	f_t	f_c	f_a	G_f
	[GPa]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa mm]
(Daviau-Desnoyers et al., 2015)	35.8	-	4.31	75.7		-
Simulation	37.2	0.2	4.6	76	10	2.1

Tableau 3.2. Paramètres du modèle de simulation et expérimentation.

Les courbes force – flèche de simulation et les essais expérimentaux statiques sont présentées dans la Figure 3.14. Quatre simulations sont comparées avec trois résultats expérimentaux en variant la résistance à la traction et l'énergie de fissuration. Tous les résultats simulés présentent les mêmes valeurs au pic avec celles obtenues par les essais expérimentaux. Cette comparaison montre une capacité du modèle de prédire le comportement jusqu'à la rupture.

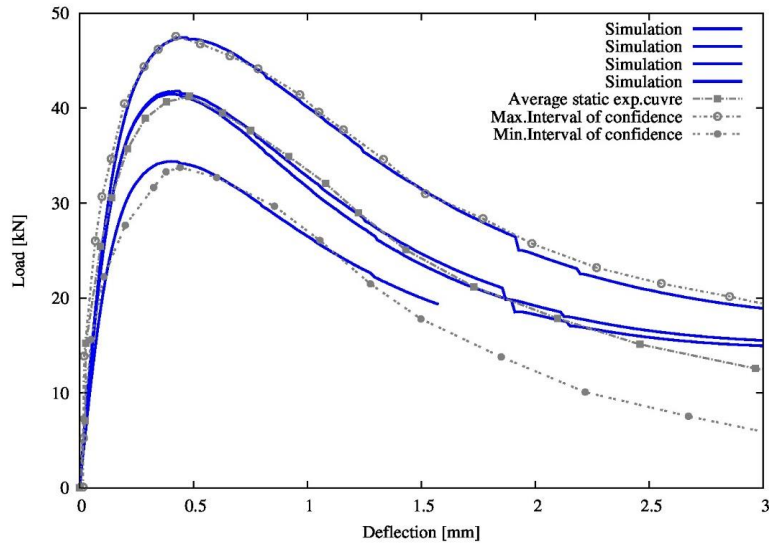


Figure 3.14. Charge-flèche en comparaison avec les expérimentaux résultats (Daviau-Desnoyers et al., 2015).

Le maillage déformé pour ce cas est présenté dans la Figure 3.15.

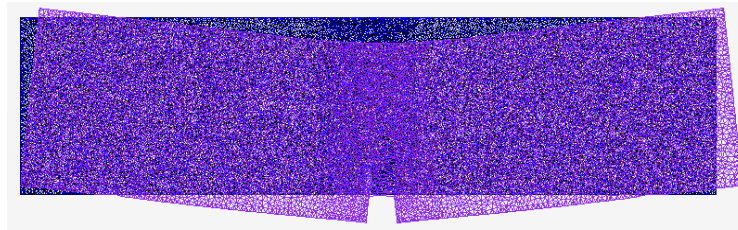


Figure 3.15. Maillage déformé d'une poutre entaillée en flexion quatre points.

La Figure 3.16 présente la propagation de la fissure obtenue par les simulations numériques. On observe une seule fissure qui s'initie au fond de l'entaille de la poutre et se propage jusqu'à la surface supérieure. La microfissuration est aussi observée autour de la fissure. Ces résultats numériques sont en conformité avec les résultats expérimentaux obtenus pour ce type d'essai.

Dans le cas où on prend en compte l'hétérogénéité des propriétés, les agrégats sont distribués aléatoirement.

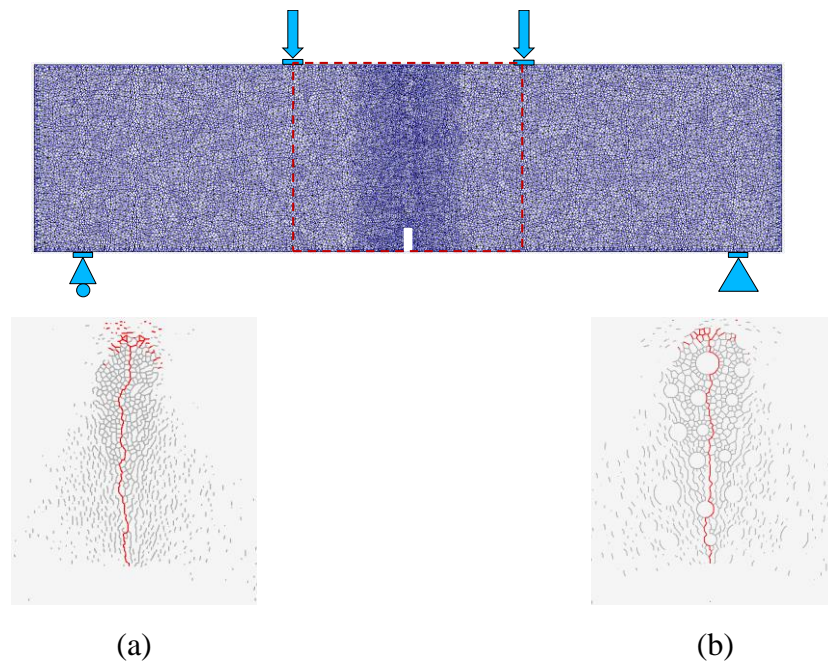


Figure 3.16. Propagation de fissure d'une poutre entaillée en flexion quatre points : a) En absence des agrégats, b) Avec la prise en compte des agrégats.

3.6.2.2 Simulation d'une poutre entaillée en flexion trois points dissymétrique

On simule ensuite un essai de flexion trois points dissymétrique. Cette configuration permet d'induire des efforts dominants en cisaillement. Le but de cette étude est de vérifier si le modèle est capable de prédire une fissuration complexe (mode I + mode II) et la microfissuration. Les résultats de simulation sont comparés avec les travaux expérimentaux de Schlangen (1993).

Les dimensions et le maillage de la poutre entaillée sont présentés dans la Figure 3.17. L'entaille se trouve au milieu poutre pour assurer une localisation de fissure, puisque la

section entaillée présente une résistance moindre de l'échantillon lors de l'essai. Deux appuis sont disposés de façon dissymétrique, mais la charge est au centre de la poutre. Les paramètres utilisés pour le modèle sont présentés dans le Tableau 3.3.

	E	ν	f_t	f_c	f_a	G_f
	[GPa]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa mm]
Simulation	37.2	0.2	4.6	76	10	2.1

Tableau 3.3. Paramètres du modèle de simulation de flexion trois points dissymétrique

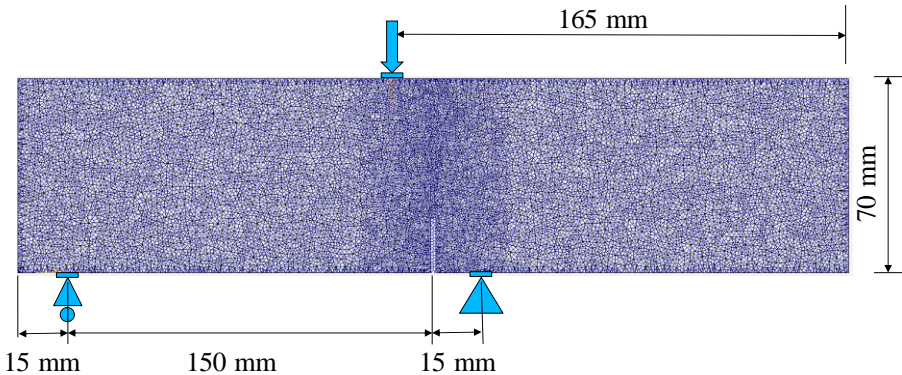
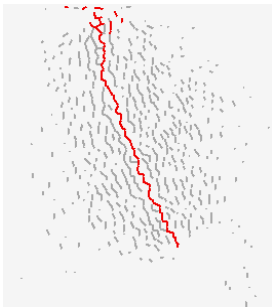


Figure 3.17. Maillage et conditions aux limites.

La Figure 3.18 présente la propagation de la fissure obtenue par les simulations numériques avec et sans la présence des agrégats. Ces résultats numériques sont très cohérents avec les résultats d'essai de Schlangen (1993) qui nous permettent de conclure que le modèle est capable de simuler la dissymétrie du comportement du béton.



a) Simulation sans agrégats



b) Simulation avec agrégats



c) Expérimentation (Schlangen, 1993)

Figure 3.18. Propagation de fissure.

3.6.3 Simulation de l'évolution de la perméabilité d'un échantillon en traction directe

La recherche de l'influence d'une fissuration localisée sur l'évolution des propriétés de transfert du béton a fait l'objet de nombreuses études expérimentales. Des essais de traction directe sur une barre entaillée et indirecte (essais brésiliens) ont été utilisés afin d'estimer l'influence d'une ouverture de fissure localisée sur l'évolution de perméabilité à l'eau. Cette étude a pour but de simuler l'évolution de la perméabilité lors de l'essai de traction directe d'une barre entaillée en béton en comparaison avec les travaux de Liu et al. (2016). Deux entailles sont sciées sur deux faces au milieu afin de localiser la position d'une fissure unique. Les dimensions de l'échantillon sont illustrées dans la Figure 3.19.

Les entailles ont les dimensions de 5 mm de profondeur et 0.5 mm de largeur. Dans un premier temps, la fissure est générée mécaniquement jusqu'à une ouverture souhaitée (pour N-ECC (Normal Engineered Cementitious Composites) est de 30 μm , 60 μm , 80 μm et 100 μm tandis que pour CR-ECC (Crumb Rubber Engineered Cementitious Composites) elle est de 30 μm , 50 μm et 70 μm). Les ouvertures de fissure sont mesurées par un couple de capteurs LVDTs (Figure 3.20).

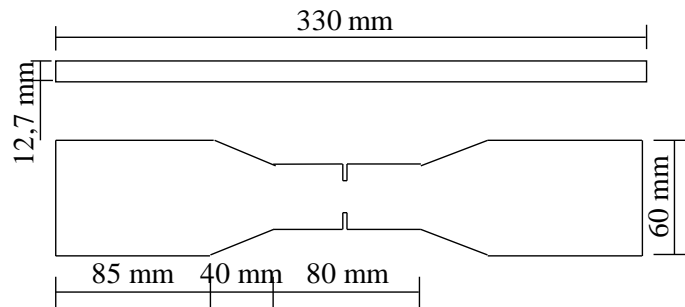


Figure 3.19. Dimensions de l'essai de traction directe (Liu et al., 2016).

Pour mesurer le coefficient de perméabilité, les échantillons sont placés horizontalement en gardant la charge appliquée, et deux réservoirs d'eau sont installés au supérieur et l'inférieur de l'échantillon, tandis que les autres surfaces sont scellées.

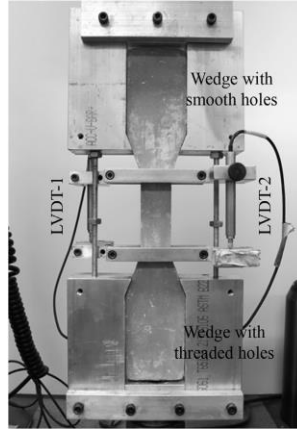


Figure 3.20. Installation de l'essai de traction directe (Liu et al., 2016).

Le coefficient de la perméabilité est déterminé comme suit:

$$K_{eau} = \frac{a \cdot L}{A \cdot t_f} \ln \left(\frac{h_0}{h_f} \right) \quad (3.44)$$

où K_{eau} est le coefficient de perméabilité [m/s], L est la largeur de l'échantillon [m], A est la surface de la section transversale à l'écoulement [m²], h_0 est la hauteur d'eau initiale [m], h_f la hauteur d'eau finale [m] et t_f est la durée de l'essai [s].

Les dimensions et les conditions aux limites de la barre et le maillage utilisé sont présentées sur la Figure 3.21. La simulation est réalisée en contrôlant le déplacement axial et deux pressions d'eau sont imposées sur la surface supérieure et inférieure. Sous l'hypothèse de flux unidirectionnel en régime laminaire et en négligeant les effets de gravité, on peut utiliser la loi de Darcy pour l'écoulement en milieu poreux saturé. Le coefficient de perméabilité est déterminé :

$$K_{eau} = \frac{Q \cdot L}{A \cdot \Delta h_{eau}} \quad (3.45)$$

où Q est le flux d'eau [m³/s] et Δh_{eau} est la chute d'eau [m].

Les paramètres du modèle et des essais expérimentaux sont présentés dans le Tableau 3.4.

E	f_t	F_c	G_f	Perméabilité
[GPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa.mm]	initiale
				[m/s]

(Liu et al., 2016)	-	5.3	-	-	1.25×10^{-10}
Simulation	38	5.3	76	1.2	1.25×10^{-10}

Tableau 3.4. Paramètres du modèle et des essais expérimentaux.

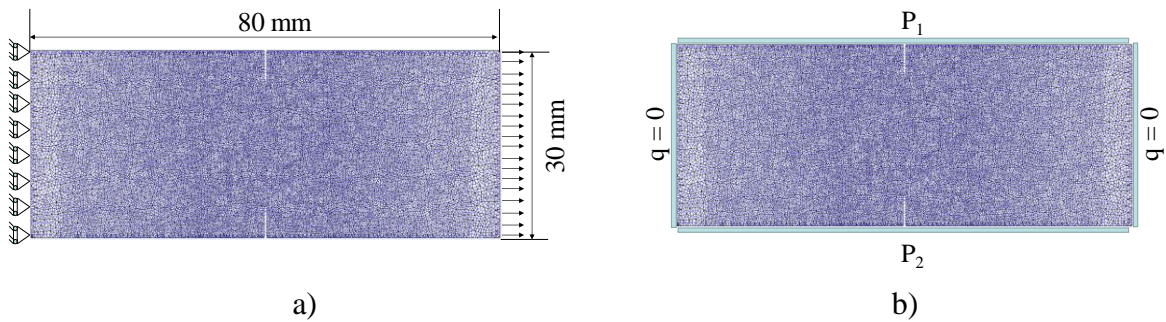


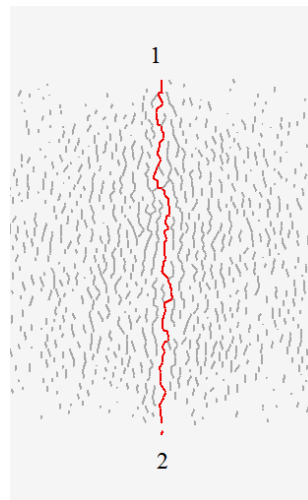
Figure 3.21. Simulation de l'essai de traction directe :

a) Conditions aux limites mécaniques ; b) Conditions aux limites hydrauliques.

Les trajets des fissures de la simulation numériques et de l'essai expérimental sont présentés dans la Figure 3.22. Ce résultat numérique est très cohérent avec les résultats d'essais expérimentaux.



a)



b)

Figure 3.22. Comparaison des trajets de fissures de l'expérimentation et des simulations :

a) Résultat expérimental ; b) Résultat simulé.

L'ouverture de la fissure est aussi mesurée sur deux entailles (Figure 3.23), les évolutions de ces deux fissures ont la même tendance. Ceci confirme l'apparition d'une fissure toujours au fond des entailles qui se propage symétriquement.

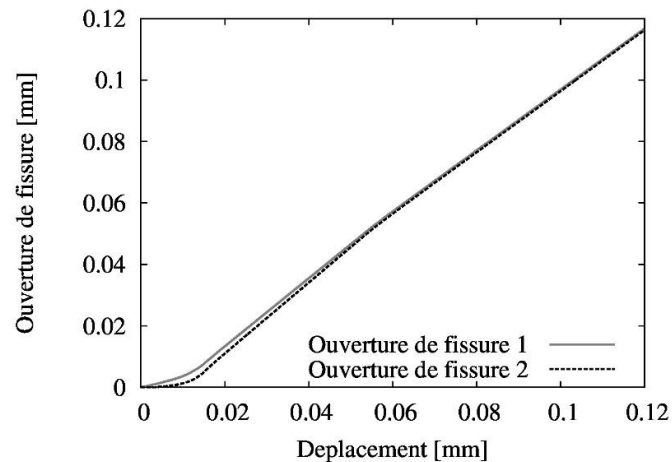


Figure 3.23. Ouverture de fissure vis-à-vis le déplacement contrôlé.

La Figure 3.24 présente la comparaison entre les résultats expérimentaux avec ceux de Liu et al. (2016). Dans cette approche, la perméabilité est calculée en fonction de l'ouverture de fissure via une loi cubique. La perméabilité augmente légèrement pour l'ouverture moins de 50 de μm , puis augmente rapidement quand l'ouverture est plus grande. La modélisation proposée permet de bien prévoir l'évolution de la perméabilité dans le béton fissuré.

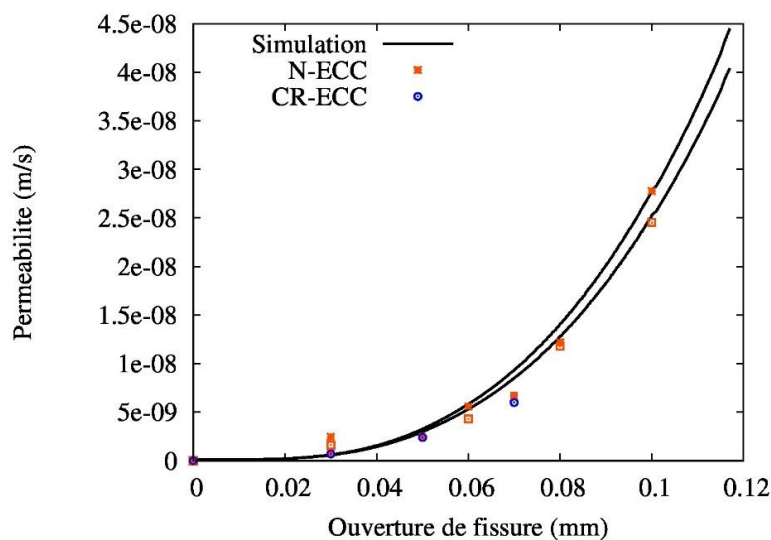


Figure 3.24. Perméabilité vis-à-vis l'ouverture de fissure.

3.6.4 Simulation du couplage humidité relative-mécanique en rapport avec le retrait de dessiccation

Lorsque béton est soumis à une humidité relative, le retrait de dessiccation du béton est lié au départ de l'eau vers l'extérieur par évaporation qui conduit à la fissuration du béton. De plus, l'hétérogénéité des champs d'humidité peut causer des déformations importantes qui favorisent l'apparition des fissures indésirables dans le béton. En général, les cinétiques de retrait de dessiccation sont gouvernées par la diffusion de l'humidité relative et la structure du béton (distribution des tailles de pores, hétérogénéité, dimensions, etc.)

Cette simulation a pour but d'étudier l'influence de l'incompatibilité entre les granulats et la pâte cimentaire sur la microfissuration, ainsi que le gradient d'humidité entre les surfaces exposées et le cœur des échantillons lors du retrait de dessiccation, en comparant avec les travaux de Bisschop et van Mier (2002).

Les travaux expérimentaux sont réalisés sur les matériaux cimentaires dont le rapport E/C = 0.65 contenant des billes de verre comme granulats. Les différentes dimensions et les pourcentages de billes en verre sont présentés dans le Tableau 3.5.

Nom	Diamètre (mm)	Pourcentage volumique des billes (%)
G4_10	4	10.21
G4_21	3.97	20.89
G4_35	4	34.56
G6_35	5.95	34.76

Tableau 3.5. Caractéristique des mésostructures générées.

Les maillages correspondant aux mortiers contenant différents diamètres et pourcentages de billes sont illustrés sur la Figure 3.25.

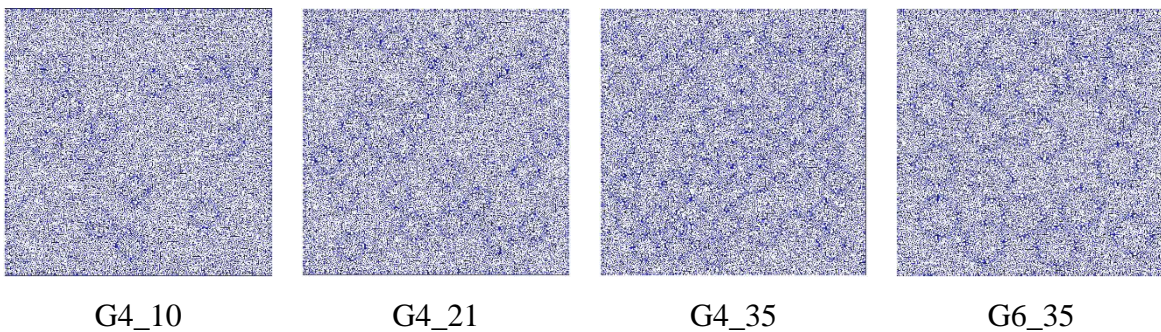


Figure 3.25. Différents maillages des mortiers

L'humidité relative initiale du matériau était de 97% comme les essais expérimentaux. L'humidité relative extérieure est fixée sur une surface de 30% et les autres surfaces sont isolées (flux nul) comme dans la Figure 3.26.

Les paramètres du modèle sont présentés dans les Tableau 3.6 et Tableau 3.7. Nous supposons que le béton se compose de trois matériaux : les granulats, le mortier et la zone de transition entre le granulat et le mortier (ITZ).

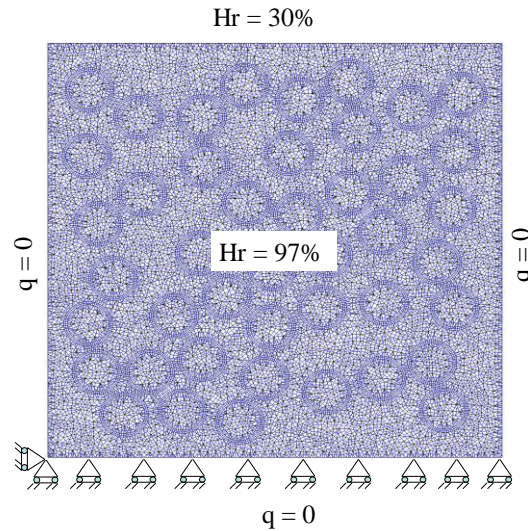


Figure 3.26. Conditions initiales et aux limites.

Matériau	E [GPa]	ν [-]	f_t [MPa]	G_f [N/m]
Granulat	50	0.2	-	
Pâte de ciment	14	0.2	3.3	47.5
ITZ	14	0.2	3.0	30

Tableau 3.6. Paramètres mécaniques du matériau de la simulation.

Matériau	α_0 [-]	h_c [-]	D_I [mm ² /jour]	b [-]	n [-]
Granulat	-	-	-	-	-
Pâte de ciment	0.012	0.74	44.928	1.3	15
ITZ	0.013	0.74	60.48	1.3	15

Tableau 3.7. Paramètres de transfert de la simulation.

La Figure 3.27 présente la perte de masse obtenue par la simulation et l'essai expérimental (Bisschop et van Mier, 2002). La modélisation adoptée permet de retrouver la courbe de perte en masse expérimentale. On constate que le diamètre des billes de verre n'influe pas sur la courbe de perte en masse, ce qui est logique, car le séchage a lieu dans la pâte de ciment (avec le même volume de pâte, on a même perte de masse) et correspond aux observations de Bisschop et van Mier (2002).

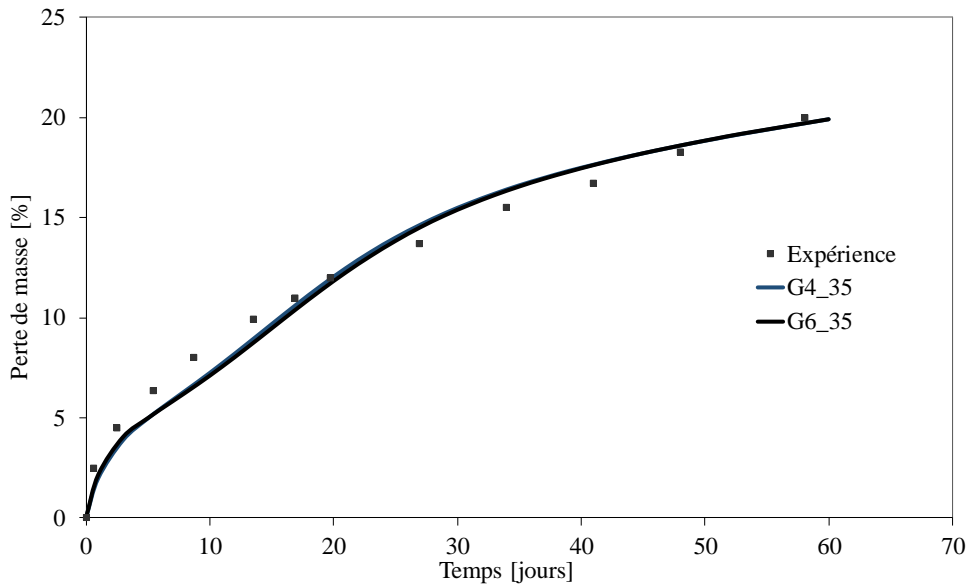


Figure 3.27. Évolution de la perte en masse vis-à-vis les résultats expérimentaux (Bisschop et van Mier, 2002).

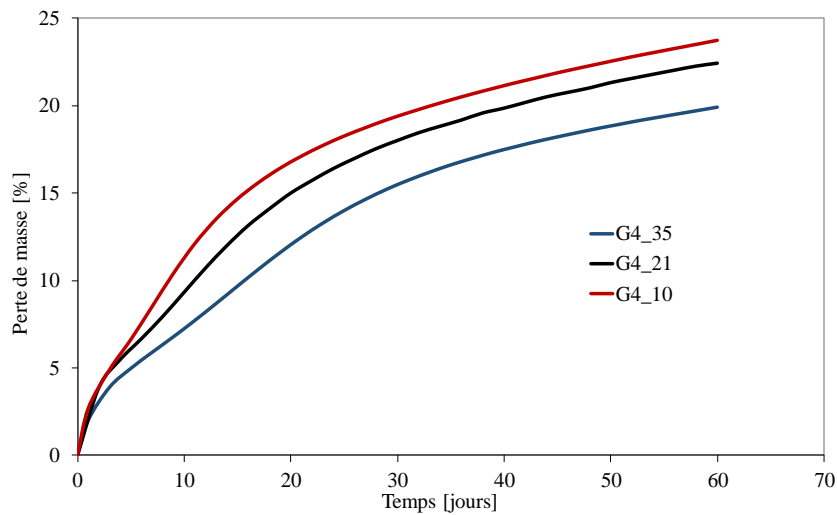


Figure 3.28. Évolution de la perte en masse de différents pourcentages volumiques des granulats.

L'influence du pourcentage des granulats sur la perte de masse est montrée dans la Figure 3.28. La simulation confirme que la pâte de ciment est le siège du retrait du béton et que moins il y a de granulats, plus la perte de masse augmente.

La fissuration obtenue par la simulation est présentée dans la Figure 3.29. On observe une fissuration à la surface de l'échantillon qui est dû au gradient de l'humidité relative entre l'environnement et béton et aussi une fissuration à l'interface pâte de ciment/inclusion ce qui correspond à une décohésion et une fissuration radiale entre les inclusions. Cette décohésion est expliquée par l'incompatibilité entre pâtes de ciment et les inclusions qui est simulée en imposant les différents coefficients de retrait.

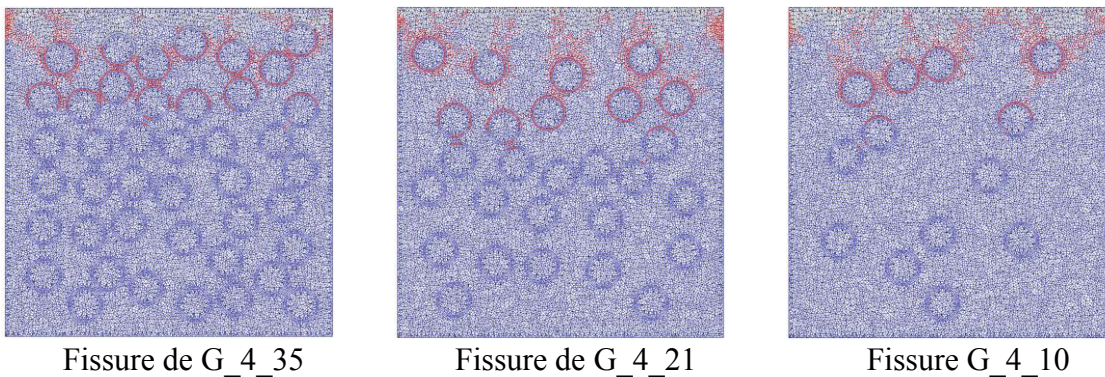


Figure 3.29. Fissuration dans le mortier après 11 jours.

3.7 Description des travaux expérimentaux de fluage en flexion quatre points

3.7.1 Généralités

Cette section a pour but de présenter la conception du dispositif de fluage en flexion quatre points pour des poutres entaillées, ainsi que le programme d'essais réalisé pour atteindre les objectifs spécifiques visés dans la thèse. Les conditions de cure humide des échantillons sont modifiées par rapport à celles de (Daviau-Desnoyers et al., 2015) pour convenir avec la simplification de simulation (deux surfaces sont isolées comme dans la Figure 3.30).

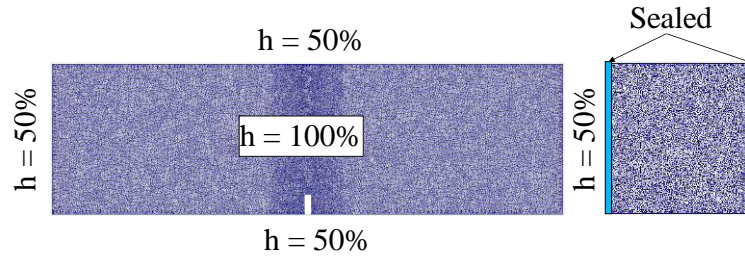


Figure 3.30. Cure humide pour les essais de fluage en flexion quatre points.

3.7.2 Géométrie des éprouvettes

Les éprouvettes des essais de fluage en flexion sont des poutres de $400 \times 100 \times 40 \text{ mm}^3$ avec une entaille à mi-portée. Une entaille de dimensions de $15 \times 3.5 \text{ mm}^2$ a été réalisée à 28 jours à l'aide d'une scie. La scie s'ajuste verticalement à l'aide d'une roulette et d'une pédale. Les gabarits en bois sont faits pour retenir la pédale et donc le mouvement vertical de la scie est de pouvoir scier à une profondeur relativement uniforme. L'épaisseur de la lame de scie était de 3.5 mm.

3.7.3 Programme expérimental de la thèse

Pour caractériser le fluage non linéaire, les essais sont réalisés sur deux BRF ayant différents ratio E/C, BRF avec E/C = 0.3 (BRF-03), BRF avec E/C = 0.5 (BRF-05) et un mortier renforcé des fibres avec E/C = 0.5 (MRF-05). La composition de ces matériaux est présentée dans le Tableau 3.8. Le ciment utilisé est le type GU-SF contenant 10% de fumée de silice.

Composants [kg/m^3]	BRF-03	BRF-05	MRF-05
Ciment GU-SF	650	550	550
Sable (0-2.5 mm)	843	801	1550
Gravier (2.5-10 mm)	622	668	-
Fibres d'acier (Dramix 3D80 [30/0.38])	78	78	78
Superplastifiant (Plastol 6200 EXT)	38.4	-	-
Eau	195	275	275

Tableau 3.8. Composition des différents matériaux

Le montage de fluage des poutres entaillées en flexion quatre points dans ce cadre de cette thèse s'inspire principalement des travaux de (Daviau-Desnoyers et al., 2015). Les essais de fluage en flexion ont été divisés en trois phases. La première phase consiste à pré-fissurer

les poutres (Figure 3.31). Cette procédure est faite grâce à un vérin de 240 kN, la préfissuration étant contrôlée par le déplacement dont sa vitesse est de 0.2 mm/min jusqu'à une ouverture de fissure moyenne de 0.2 mm. La charge mesurée pour une ouverture de fissure moyenne de 0.2 mm (P_s) est utilisée pour déterminer le niveau de charge maintenue ($P_s/P_0 = 80\%, 90\%$) à l'essai de fluage en flexion.

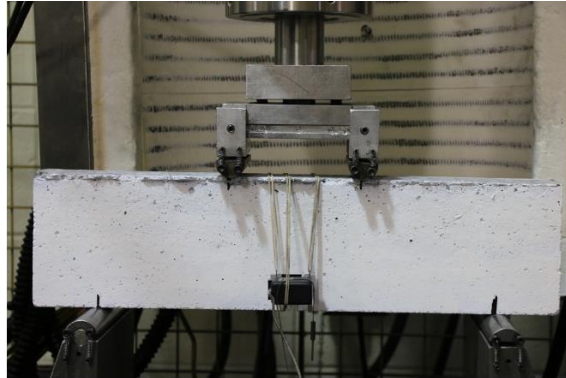


Figure 3.31. Montage expérimental pour les essais de préfissuration en flexion quatre points.



Figure 3.32. Texture de la surface d'une poutre.

La poutre est ensuite déchargée totalement. La deuxième phase est de préparer la texture de l'échantillon (Figure 3.32). Cette texture est à la base du fonctionnement de la méthode de corrélation des images. Plus cette texture est aléatoire, plus la méthode est performante. Finalement, les poutres sont installées dans le montage de fluage en flexion, qui est illustré dans la Figure 3.33. Deux caméras Nikon D7100 avec objectifs Nikkor 70-300 mm sont installés pour prendre des photos à chaque 20 minutes. Le détail de la technique de corrélation des images est présenté dans annexe B.



Figure 3.33. Montage expérimental pour les essais de flexion 4 points sur poutre entaillée.

Pour les essais avec niveau de charge maintenue $P_s/P_0 = 80\%$, la durée de chaque essai est de deux semaines tandis que celui avec $P_s/P_0 = 90\%$, les essais sont menés jusqu'à la rupture.

Le Tableau 3.9 résume les programmes expérimentaux et les chapitres dans lesquels se trouvant les résultats.

Travaux expérimentaux	Section de la thèse
Essais de caractérisation	Annexe A
Essai de fluage	Chapitre 6 (Article 3)

Tableau 3.9. Programmes expérimentaux.

Chapitre 4 Article 1 : Hydro-damage lattice simulation of the tension stiffening behaviour and damaged permeability of steel fiber reinforced concretes

Tho Duc Pham¹, Luca Sorelli^{1*}, Peter Grassl², Mario Fafard³

(1) Department of Civil Engineering, University Laval, Québec, QC, Canada, email: duc-tho.pham.1@ulaval.ca, phamductho@humg.edu.vn

(2) School of Engineering, University of Glasgow, UK, email: peter.grassl@glasgow.ac.uk

(1*) Department of Civil Engineering, University Laval, Québec, QC, Canada, email address: luca.sorelli@gci.ulaval.ca

(3) Department of Civil Engineering, University Laval, Québec, QC, Canada, email address: mario.fafard@gci.ulaval.ca

(*) Corresponding author

Paper in review for possible publication in Springer Materials and Structures

Résumé

La prédiction de la perméabilité du béton renforcé est primordiale pour garantir la durée de vie souhaitée des structures en béton, en particulier lorsque des bétons renforcés de fibres d'acier (FRC) sont utilisés pour améliorer la durabilité des structures. L'objectif de ce travail est de modéliser l'effet de la micro-fissuration sur la perméabilité des éléments FRC renforcés en traction par un modèle de réseaux qui considère le couplage hydro-mécanique endommagé. Le modèle hydro-mécanique endommagé est basé sur un réseau à deux éléments modélisant respectivement le transport de l'eau et le comportement mécanique. L'effet de pontage des fibres est considéré au moyen de la loi cohésive de Mazars, tandis que le débit d'eau dans les éléments de conduite est choisi proportionnel au cube de l'ouverture de fissure. Les résultats expérimentaux sur le comportement de rigidification de la tension du béton normal et du FRC sont ensuite modélisés dans des conditions saturées. Le modèle de réseau hydro-mécanique endommagé est un outil simple et puissant pour évaluer l'ouverture des fissures et leur effet sur la perméabilité, ce qui est essentiel pour garantir la durée de vie structurelle souhaitée.

Abstract

Predicting the permeability of reinforced concrete is paramount for guaranteeing the desired lifetime of concrete structures, especially when Steel Fiber Reinforced Concretes (FRC) are employed to enhance the structural durability. The aim of this work is to model the effect of micro-cracking on the permeability of reinforced FRC members under tension by a lattice model which considers hydro-damage couplings. The hydro-damage lattice model is based on a dual element network modeling the water transport and the mechanical response, respectively. The bridging effect of fibers is considered by means of the cohesive law of Mazars, while the water flow in the conduit elements is chosen to be proportional to the cube of the crack width. The experimental results on the tension stiffening behavior of normal concrete and FRC are then modeled in saturated conditions. The hydro-damage lattice model has shown to be a simple and powerful tool for assessing the crack widths and their effect on the permeability, which is key for guaranteeing the desired structural lifetime.

Key words: Lattice models, discrete method, microcracking, hydro-mechanical coupling, crack opening, permeability, steel fiber-reinforced concretes.

4.1 Introduction

The transport of aggressive agents governs the durability of cement based composites (Hoseini et al., 2009; Rilem, 2002), especially considering that concrete cracking due to external loadings or environmental conditions can accelerate their deleterious effect (Aldea et al., 1999; Hoseini et al., 2009). In this regard, FRC with high cracking resistance has emerged in the last decades to enhance the durability of concrete infrastructure (Mirza, 2006). In particular, FRC has been developed to reduce the crack widths and delay their coalescence or other degradation mechanisms (Banthia et Trottier, 1994; Bentur et al., 1996; Naaman et al., 1993). Recent design recommendations consider the importance of damage on the transport properties in serviceability states (Hilsdorf et Kropp, 1995; Hoseini et al., 2009; Wang et al., 2016; Yao et al., 2017). In this context, the development of predictive tools to assess the crack widths and their effect on the permeability becomes paramount for effectively designing durable structures, especially when special FRC has been developed to extend their durability.

From an experimental point of view, the effect of cracking on the chloride diffusion and water permeability has been experimentally investigated in several studies on different classes of plain concrete (Aldea et al., 1999; Hoseini et al., 2009; Liu et al., 2016; Picandet, 2001). Aldea et al. (1999) showed that both the water permeability and the chloride diffusion of normal and high strength concrete increase rapidly for crack widths beyond a critical value of about 200 μm . Similarly, Liu et al. (2016) carried out the water permeability tests on notched dog-bone specimens under tensile loading finding that the permeability increases rapidly after a critical value of crack opening of about 50 μm . Furthermore, concrete permeability was observed to increase rapidly with cracking level due to the compressive load of about 90% of the compressive strength (Picandet et al., 2001; Sugiyama et al., 1996). More recently, Desmettre et al. (2011) measured the permeability of

a reinforced concrete tie under tensile loading, which reproduces the tension stiffening behavior at serviceability states. Also, Desmetre et al. (2012) investigated the effect of the addition of steel fibers on the permeability of a concrete tie under tensile loading.

From a modeling point of view, three main categories of models have been developed to predict the effect of concrete damage on concrete permeability: (i) continuum mechanics models in which the water permeability depends on the damage variable (Bary et al., 2000; Gawin et al., 2003; Gérard et al., 1996; Picandet, 2001); (ii) discrete models where the flow permeability in a conduit element depends on the deformation of the associated mechanical element (Carmeliet et al., 2004; Grassl et al., 2010); multi-scale models in which the effect of microcrack growth is upscaled to model the change in overall permeability (Jourdain et al., 2014; Pouya et Vu, 2012; Vu et al., 2013).

Lattice models are particularly interesting for heterogeneous cement composites as they allow considering the effects on the overall damage law of micro-cracking (Chatzigeorgiou et al., 2005), aggregate and pores (Grassl et al., 2010), as well as their statistical interaction (Grassl et Bažant, 2009).

As for modeling the tension stiffening behavior of reinforced concrete, Romdhane et Ulm (Romdhane et Ulm, 2002) developed a Finite Element Model (FEM) to capture the bond activation of microcracks around the reinforcement ribs and, once microcracks have coalesced into radial throughout cracks, their bridging effect. More recently, Michou et al. (2015) have developed a meso-scale reinforcement-concrete bond model based on a detailed mesh of the interface area with classical finite element based on continuum mechanics. Their results showed the importance of accounting for the local stress behavior induced by the rebar ribs as well as the effect of initial shrinkage which were likely present before the mechanical testing. By means of a simplified 2D FEM analysis showed the importance of the confining forces in the development of the microcracks around a ribbed rebar, where both friction and the bearing of the ribs against the concrete surface constitute the mechanical transfer of forces. Moreover, lattice models have been successfully employed to model the pull-out of ribbed steel rebar (Daoud et al., 2013). Finally, double-scale FEM model was used to model the effect of damage into the permeability of plain concrete showing the importance of the microcracks' percolation on the overall permeability (Jourdain et al., 2014).

The aim of this work is to model the effect of microcracking on the permeability of a reinforced concrete tie with and without steel fibers by means of a lattice model, which accounts for hydro-mechanical coupling. In particular, the capability to predict the crack opening widths and the evolution of the permeability of FRC reinforced members will be investigated by comparing the model results with data recently published in the literature.

4.2 Materials and Methods

4.2.1 Materials and Test Set-up (Desmettre et Charron, 2012, 2011)

Desmettre et al. (2012, 2011) recently developed a new device to measure the permeability of reinforced concrete tie-specimen submitted to tensile loading. They characterized Normal Strength Concrete (NSC) and FRC with a water/cement ratio (w/c) equal to 0.60 and 0.43, respectively, for which the mechanical properties are summarized in Table 4.1. The FRC employed 1% of fiber volume content with a fiber aspect length-to-diameter of 65/35 (Dramix).

Properties	NSC	FRC
Compressive strength [MPa]	37.0	55.0
Tensile strength [MPa]	2.1	2.5
Young's modulus [GPa]	31.7	33.0
Poisson's coefficient [-]	0.245	0.26

Table 4.1. Mechanical properties of the NSC and FRC measured at 28 days (Desmettre et al., 2012, 2011).

To produce the tension stiffening behavior, the concrete sample of dimension 610 x 90 x 90 mm was reinforced with a steel rebar with a nominal diameter of 11.3 mm as illustrated in Figure 4.1. Specimens were demolded after 24 h and then stored in lime saturated water for 3 months.

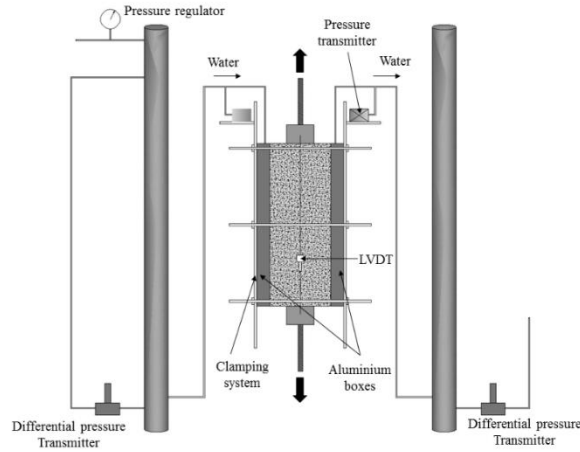


Figure 4.1. Permeability test specimen instrumented after (Desmettre et Charron, 2012). The test was carried out by imposing a displacement rate of 0.05 mm/min of the average displacement measured by two linear variable differential transducers (LVDTs) fixed on opposite faces of the concrete sample. The permeability device was composed of two aluminum water containers with water flow and pressure transmitters as illustrated in Figure 4.1. The water permeability coefficient of the specimen was estimated with Darcy's law by assuming a saturated porous medium, unidirectional, and laminar water flow.

4.2.2 Lattice model

4.2.2.1 Mechanical model

The lattice model is based on the Voronoi tessellation of the domain with randomly placed nodes (Okabe et al., 2000). As for the mechanical lattice, the elements are placed on the edges of the random Delaunay triangles as shown in Figure 4.2. The geometry of the mid cross-section of the lattice elements is determined by the corresponding edge of the Voronoi polygon of length l_e .

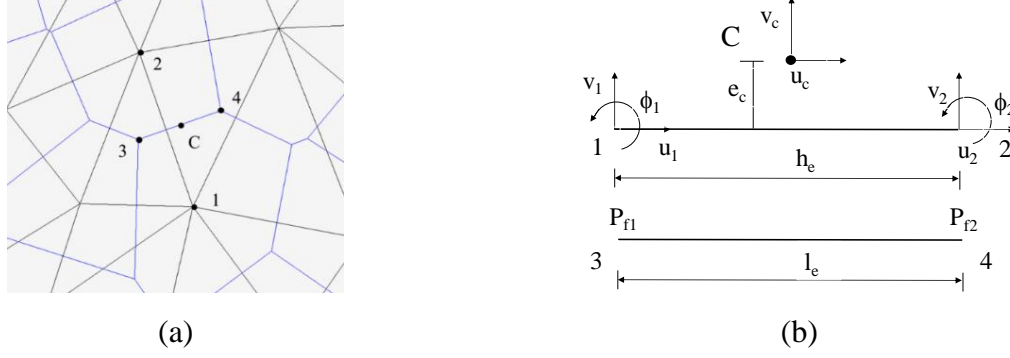


Figure 4.2. Example of (a) Voronoi tessellation and Delaunay triangulation; (b) Degrees of freedom of the lattice elements for the mechanical and transport model in the local coordinate system.

As shown in Figure 4.2b each node has three degrees of freedom, those are two translations u and v and a rotation ϕ , which describes the displacement jump at the centroid C of the element's mid cross-section as follows

$$u_c = B u_e \quad (4.1)$$

where: $u_e = \{u_1, v_1, \phi_1, u_2, v_2, \phi_2\}^T$; $u_c = \{u_c, v_c\}^T$

$$B = \begin{bmatrix} -1 & 0 & e_c & 1 & 0 & -e_c \\ 0 & -1 & -h_e/2 & 0 & 1 & -h_e/2 \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

h_e is the length of the element, e_c is eccentricity of the midpoint C . The displacement u_c is replaced by the strain $\varepsilon = u_c / h_e = (\varepsilon_n, \varepsilon_s)$, where h_e is the length of the lattice element. The rigid matrix of the lattice element is determined by:

$$K = \frac{A}{h_e} B^T D B \quad (4.3)$$

where D is the stiffness matrix. An isotropic damage model is used to express the constitutive relationship between stress and strain:

$$\sigma = (1 - \omega) D_e \varepsilon = (1 - \omega) \bar{\sigma} \quad (4.4)$$

here, ω is the damaged variable, $\bar{\sigma} = (\bar{\sigma}_n, \bar{\sigma}_s)^T$ and $D_e = \begin{bmatrix} E & 0 \\ 0 & \gamma E \end{bmatrix}$

where E and γ are the model parameters controlling both the Young's modulus and Poisson's ration of the material. For the plane stress and a lattice equilateral triangles, the

Poisson's ratio is given by: $\nu = \frac{1-\gamma}{3+\gamma}$. The evolution of damage is controlled by the stress-crack opening curve, so that the mechanical response is independent of the length of lattice element used.

The damage parameter ω is a function of the history variable κ , which is determined by the loading function:

$$f(\varepsilon, \kappa) = \varepsilon_{eq}(\varepsilon) - \kappa \quad (4.5)$$

The equivalent strain $\varepsilon_{eq}(\varepsilon)$ is defined as:

$$\varepsilon_{eq}(\varepsilon_s, \varepsilon_n) = \frac{1}{2} \varepsilon_0 (1-c) + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \varepsilon_0 (1-c) + \varepsilon_n\right)^2 + \frac{c \lambda^2 \varepsilon_s^2}{q^2}} \quad (4.6)$$

where $c = f_c / f$ and $q = f_s / f_t$ are model parameters related to the strength in compression (f_c), in tension (f_t) and in pure shear (f_s), while the two strain components are the normal strain ε_n and the shear strain ε_s . ε_0 is a model parameter. For pure tension, the stress is limited by the tensile strength:

$$f_t = E \varepsilon_0 \quad (4.7)$$

The softening curve of the stress-strain response in pure tension is chosen based on a classical Mazars' approach as follows (Mazars et Pijaudier-Cabot, 1989):

$$\sigma_n = f_t e^{\left(\frac{\omega_{en}}{\omega_f}\right)} \quad (4.8)$$

4.2.2.2. Lattice model for transport

A two-dimensional lattice model is used to describe the movement of liquid under a gradient of the pore fluid pressure in a saturated porous material in steady-state. The transport elements are idealized as one dimensional conductive pipe (Grassl, 2009) placed along the facets of the Voronoi polygons and their cross-sectional areas are calculated from the length of the corresponding edges of the dual Delaunay triangles.

The discrete form of the differential equation for the flow problem for one conduit element is defined by:

$$\alpha_e P_f = f \quad (4.9)$$

where α_e is the conductivity matrix, $\alpha_e = \frac{h_e}{l_e} \alpha \begin{pmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{pmatrix}$; P_f is a vector containing the nodal values of the fluid pressure and f is the nodal flow rate vector. The conductivity is composed of two components. One is for the undamaged material. The other one takes into account the damaged material (Grassl, 2009; Grassl et al., 2010) as:

$$\alpha = \alpha_0 + \alpha_c(h_e) \quad (4.10)$$

where α_0 is conductivity of material undamaged and $\alpha_c(h_e)$ is the conductivity strongly depending on the modeled problem and proportional to the cube of the crack opening (Witherspoon et al., 1980), and determined by:

$$\alpha_c(h) = \xi \frac{\rho}{\mu} \frac{\omega_c^3}{12h_e} \quad (4.11)$$

here, the parameter ξ takes into account the tortuosity of the material, ω_c is the crack opening, ρ is the density, and μ is the dynamic viscosity. According to many models available in the open literature, water flow can be assumed to be proportional to the cube of the crack width (Witherspoon et al., 1980). The coupling model hygro-mechanical described above was implemented in the object oriented finite element code OOFEM. In the expression of the conductivity in Eq. (4.11), the cross-section length h_e was introduced to assure mesh-independence.

4.2.2.3 Finite element model and boundary conditions

The three-dimensional problem was modeled by means of an equivalent plain stress analysis in a similar fashion of previous studies (Romdhane et Ulm, 2002; Chatzigeorgiou et al., 2005; Daoud et al., 2013), which is a simplification of the more realistic 3D behavior (Jourdain et al., 2014; Michou et al., 2015). In the tests of Desmettre et al. (2012), the reinforced concrete tie has a height of about 610 mm and a width of about 90 mm. The width of the steel bar was set to be same as the diameter, $\phi = 11.3$ mm (M10) and the thickness was set to have the same steel area. The equivalent cross-section thickness of the steel bar and concrete was 8.8 mm (i.e. $\frac{\phi\pi}{4}$) and 102 mm respectively, as schematically

shown in Figure 4.3b. The steel bar section has been increased at the ends to reproduce the anchoring cylinders which were employed to ensure that rebar yielding takes place inside the concrete (Desmettre et Charron, 2012).

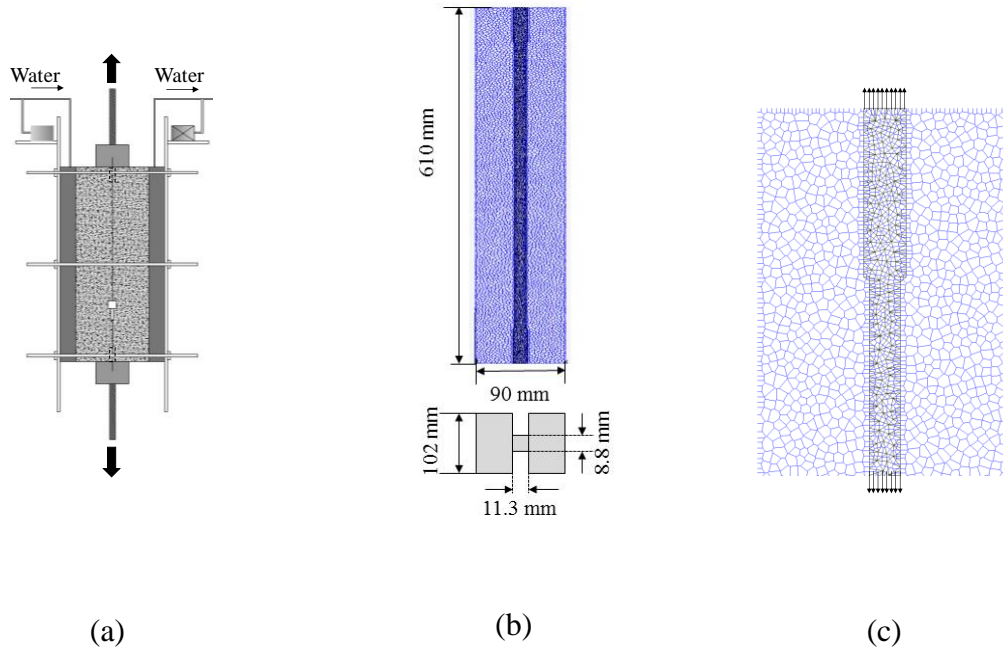


Figure 4.3. a) Sketch of the experimental test set-up, b) Equivalent 2D plain stress representation of steel rebar in the concrete; c) detail of the anchorage zone.

In the model, the tie ends' displacement was imposed at a rate of 0.05 mm/min. The boundary flux was assumed to be zero on the top and bottom surface which were sealed. A pressure gradient of 50 kPa, which is equivalent to a water pressure head of 5 m, was imposed across the specimen from the left to the right surface (Figure 4.3). When the tensile load was applied to the concrete tie, the apparent permeability of the concrete increased (Desmettre et Charron, 2012, 2011). Although it is likely possible that initial cracking was present due to drying shrinkage (Michou et al., 2015), in this first approach, the shrinkage effects were considered as secondary and disregarded.

4.3 Results and discussion

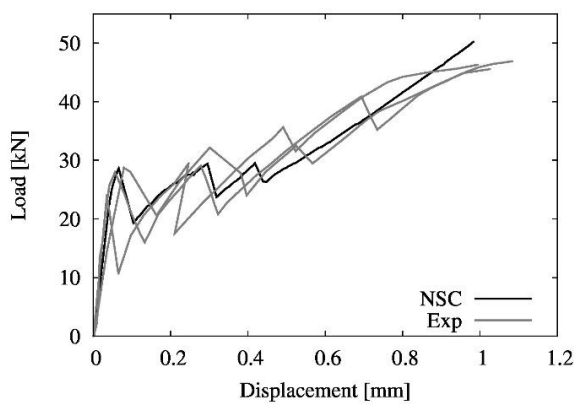
4.3.1 Modeling Normal Concrete

Table 4.2 compares the measured concrete properties (Desmettre et Charron, 2011) with the best fitting model parameters of the present analysis.

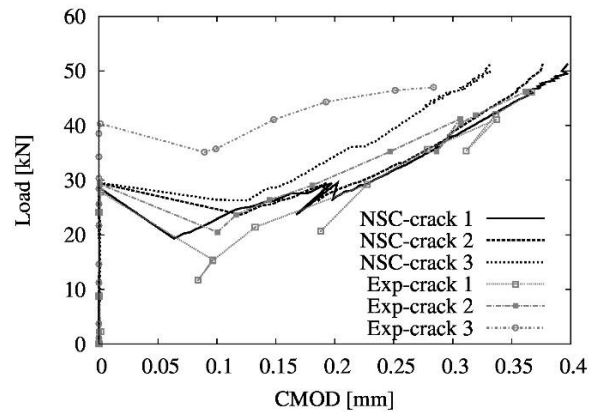
Model parameters	Experiment	Simulation
(Desmettre et Charron, 2011)		
E [MPa]	32	34
f_t [MPa]	2.8	3.0
c [-]	--	10
q [-]	--	2
γ [-]	--	0.33
G_f [N/m]	--	50
k_{ini} [m/s]	2.10^{-10} m/s	2.10^{-10}
b [-]	--	0.6

Table 4.2. Model parameters used for analysis of NSC.

The comparison between the experimental and simulated load-displacement curves of the reinforced concrete tie is shown in Figure 4.4a. The model reproduces well the elastic behavior, the load drop at the first cracking, as well as the load hardening branch which is typical of a tension stiffening behavior. As for the simulation, the three load drops corresponded to formation of cracks throughout the entire section of the specimen. Furthermore, Figure 4.4b compares the experimental and simulated Crack Mouth Opening Displacement (CMOD) – load curves of all cracks. The simulation provided a satisfactory prediction of the CMOD measured by different gauges in the experimental tests.



(a)



(b)

Figure 4.4. Comparison between experimental and simulated curves in terms of: (a) Load vs. displacement; (b) Load vs. CMOD.

The water permeability coefficient was measured based on the Darcy's law (Desmettre and Charron, 2011). Figure 4.5a shows the comparison between the measured and simulated evolution of the water permeability vs. the applied load. Three zones can be easily distinguished with a rapid increase of the permeability shaped in the form of an S. Such an increase of the permeability from the initial 2×10^{-10} m/s to 1×10^{-5} m/s can be associated to the cracking phases described in (Desmettre et Charron, 2011).

The same trend is obtained in the curve of water permeability vs. steel bar stress in Figure 4.5b. The simulated and experimental results are in good agreement. Figure 4.6a shows typical cracks formed at each load drop of the numerical analysis. Note that the first through cracks appeared and caused the first important load drop as shown (in red) in Figure 4.6a. In total, three main through cracks were formed along the specimen at the end of the tests in the simulation and experiments. One can note that close to the bar tie ends, the microcracks are slightly inclined. Figure 4.6b shows the real cracks observed by image analysis at the end of the experimental test (Desmettre, 2011).

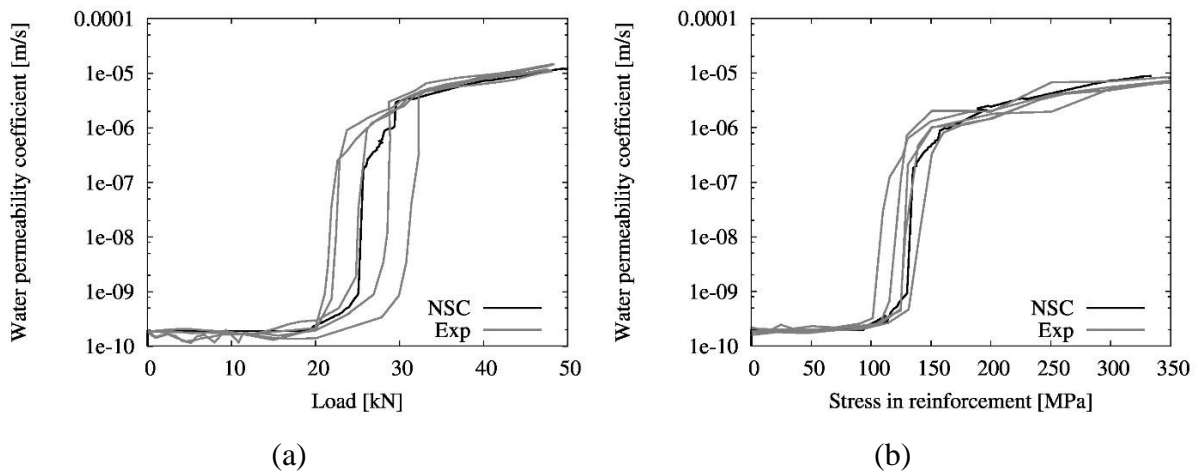


Figure 4.5. Comparison between experimental and simulated curves in terms of: (a) Water permeability vs. load, (b) Water permeability vs. steel rebar stress.

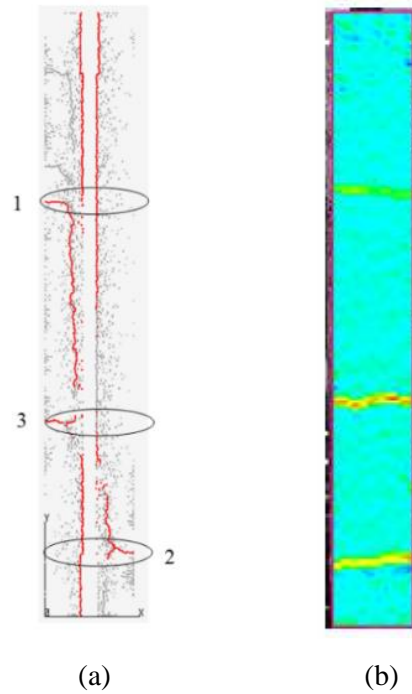


Figure 4.6. Incremental crack (red) formed in the simulation at the (a) and (b) Image analyses of the cracks observed at the end of the experimental test (Desmettre, 2011).

4.3.2 Modeling Fiber Reinforced Concrete (FRC)

The fibers bridge the main cracks and provide an additional resistant mechanism to the tension stiffening behavior of the reinforced concrete tie. Table 4.3 summarizes the model parameters for the mechanical and hydraulic analysis used.

Model parameters	Experiment	Simulation
	(Desmettre et Charron, 2012)	
E (MPa)	33	35
f_t (MPa)	2.5	3.2
c	--	13.2
q	--	3
γ	0.26	0.33
G_{ft} [J/m ²]	--	75
G_{fc} [J/m ²]	--	7500

k_{ini} [m/s]	2×10^{-10}	2×10^{-10}
Biot coefficient	--	0.6

Table 4.3. Model parameters used for analysis of FRC.

Figure 4.7 compares the experimental and simulated load-displacement curve. The model well reproduces the tension stiffening behavior observed for the reinforced FRC tie. The model predicted four load drops corresponding to the formation of 4 through cracks, as experimentally observed. By comparing Figure 4.4a and Figure 4.7a, the model well predicted the fibers contribution on the tension stiffening behavior. More important, the comparison between Figure 4.4b and Figure 4.7b show the good model prediction of the effect of steel fibers to reduce the crack opening of about 40%. However, simulated cracks opening are slightly greater than the experimental ones in the first part (Figure 4.7b). The confining effect of the steel fibers may increase the steel-concrete bond behavior and emphasize the effect of local stress at the rebar ribs, which is not considered in the present model (Michou et al., 2015). Finally, in Figure 4.8a and Figure 4.8b, the experimental and simulated results in terms of permeability vs load and in terms of permeability vs. reinforcement stress respectively, are compared. Despite a slight overestimation of the permeability at the beginning (between 150 and 250 MPa of the reinforcement stress), which is likely due to the model simplification of not having accounted for the effect of the rebar ribs on the crack initiation, the simulation overall predicts well the increase of the experimental permeability. The model reproduces well the gradual increase of permeability due to the steel fibers.

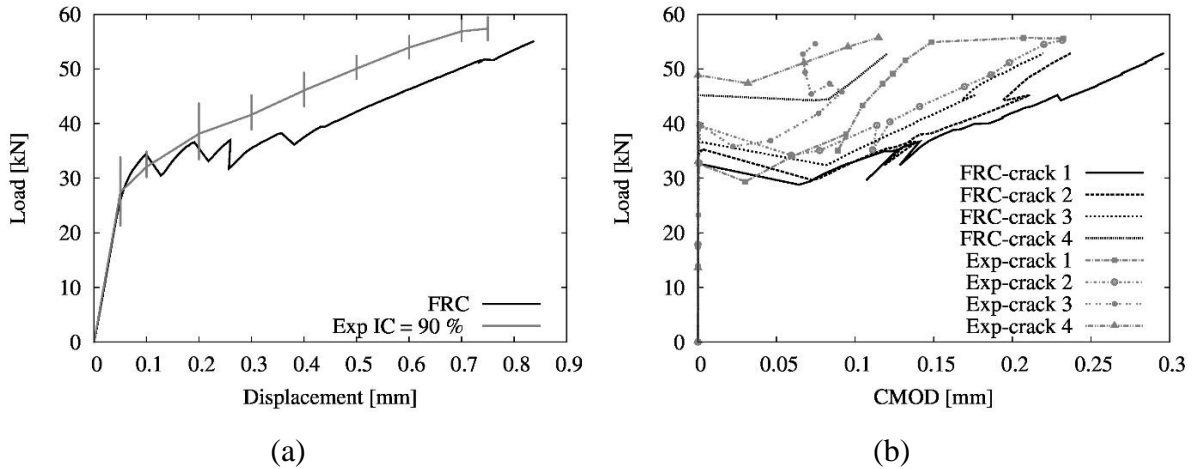


Figure 4.7. Comparison between mean experimental and simulated curves in terms of: (a) Load – displacement curves with Confidence Interval of 90% for the experimental results, (b) Load - Crack mouth opening displacement CMOD (mm).

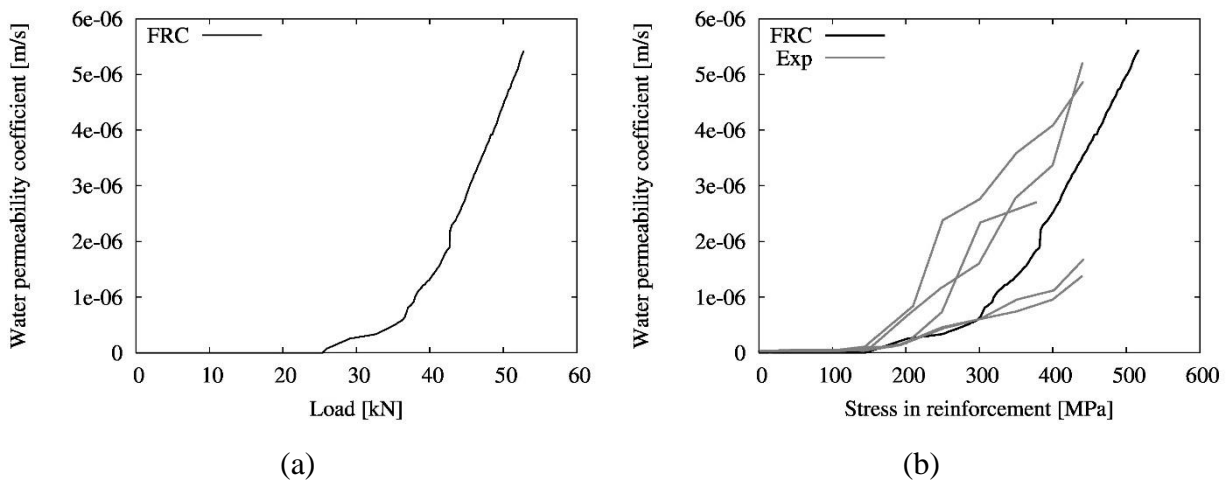


Figure 4.8. (a) Simulated curves in terms of : Water permeability vs. load; (b) Comparison between experimental and simulated curves in terms of Water permeability coefficient vs. reinforcement stress.

Figure 4.9 shows typical crack patterns formed at each load drop of the numerical analysis.

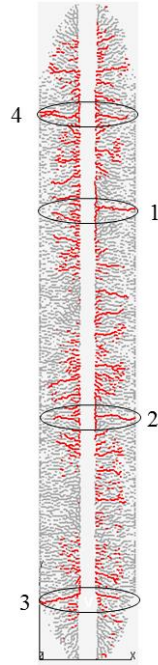


Figure 4.9. Incremental crack patterns from the simulation.

4.4 Parametric analysis.

We performed a parametric analysis to show the model sensibility with respect to the model parameters, especially the ones related to the steel fibers. Table 4.4 shows the material parameters of the ideal materials FRC1 and FRC2, which were defined by increasing the values used previously by 10% and 20% respectively, for the strength parameters and the fracture energy. This definition of model parameters is used to investigate the effect of an increase of steel fiber contents.

Model parameters	FRC	FRC1 (+10%)	FRC2 (+20%)
E [MPa]	35	35	35
f_t [MPa]	3.2	3.52	3.84
c	13.2	14.52	15.84
q	3	3.3	3.6
γ	0.33	0.33	0.33
G_f [N/m]	75	82.5	90

Table 4.4. FRC model parameters employed in the parametric analysis.

Figure 4.10a and Figure 4.10b compare the simulated and experimental curves in terms of load-displacement and load-CMOD respectively. The increase of FRC properties affects the tension stiffening behavior as expected. Figure 4.11a presents the simulated curves in terms of permeability vs. steel reinforcement load for three FRC. The beneficial effect of increasing the FRC strength properties is remarkable. The main effect is a shift of the permeability curves but maintaining the slope. Figure 4.11b compares permeability vs. steel reinforcement load on a semi-log scale with indication of the zone in which the maximum crack opening (CMOD) overcomes the values of 0.06 and 0.2 mm for the tree kinds of FRC, as critical values indicated by previous researches (Aldea et al., 1999; Liu et al., 2016). The simulation indicates two zones in which the permeability increases: (i) a rapid increase of three orders of magnitude of permeability at very small crack opening inferior than 0.06 mm; (ii) a secondary gradual increases of two order of magnitude for crack opening between 0.06 and 0.2mm. Note that the cracking resistance offered by FRC has a double contribution, i.e. (i) to delay the stress level at which the first rapid permeability increase occurs at very small crack opening, (ii) to delay the subsequent increase of permeability when crack increases (from 0.06 to 0.2 mm).

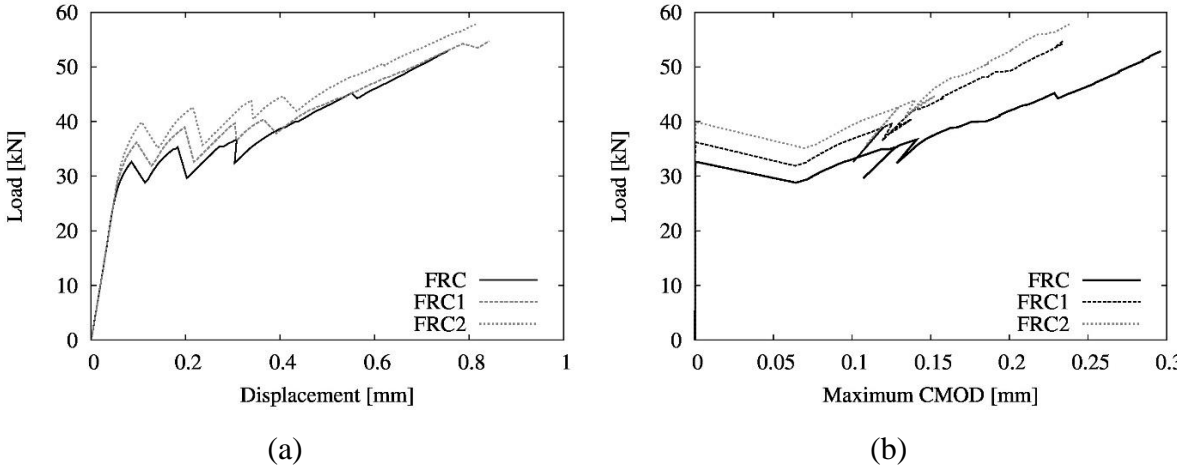


Figure 4.10. For the simulated FRC: (a) load-displacement curve; (b) load-maximum crack opening.

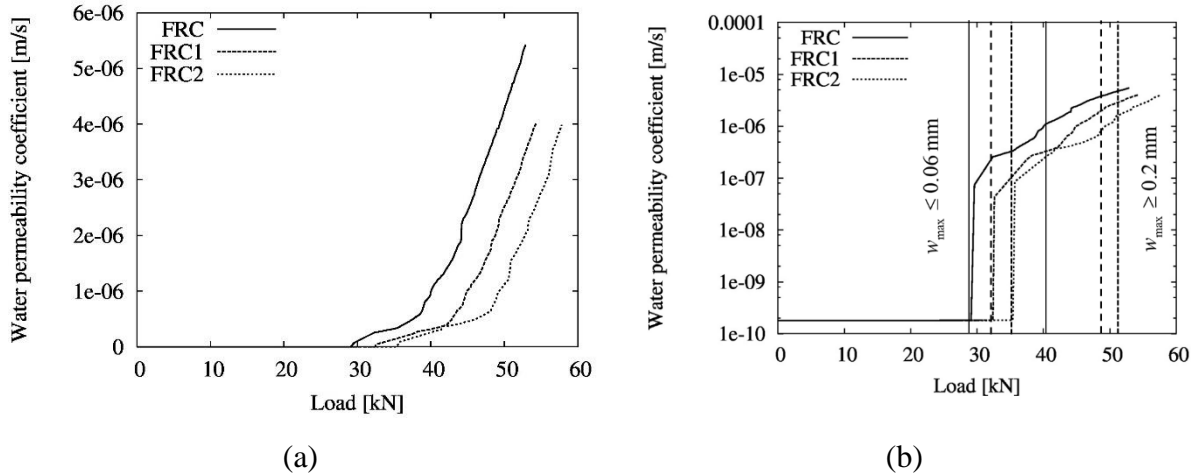


Figure 4.11. For the simulated FRC (a) permeability-load curve; (b) on semi log scale.

4.5 Concluding Remarks

In the present work, the capability of a new lattice hydro-damage model to predict the tension stiffening behavior of plain concrete and FRC is presented. Based on the present results, the following conclusions can be drawn:

1. Despite of the simplified assumptions, the present hydro-damage model predicted well the tension stiffening behavior in terms of load-displacement and the formation of three to four major cracks at each load drop;
2. Overall, the model predicted well the evolution of the crack opening for NSC and FRC. However, a slight overestimation in the case of FRC for small crack opening was noticed, which is likely due to the simplifying assumptions on the steel-concrete bond behaviour, which neglected the local stress due to the chosen tress-crack opening curve;
3. The model captured well the beneficial effect of steel fibers on permeability, which delays the increases of the permeability due to damage.
4. As shown by means of parametric analyses, the model allows for assessing the beneficial effect of fiber reinforcement on the permeability of FRC member. Two distinct phases can be observed: one rapid increase of permeability at very low crack opening ($<0.06 \text{ mm}$) and a subsequent gradual increase of permeability for crack openings in between of 0.06 and 0.2 mm.

5. The present hydro-damage lattice model provides a powerful tool to predict the permeability under serviceability loads of concrete structures, which can enhance the design of durable FRC, while also optimizing the FRC properties with respect to the desired lifetime of specific applications.

As future works, the hydro-lattice model will be extended to include the effect of heterogeneity (e.g., aggregates) as well as the effect of partially saturated condition, occurring for structures subjected to wet–dry cycles, by considering the adsorption isotherms.

Acknowledgement

The authors would like to thank Mr. Patzak for the oriented finite element package OOFEM (Patzák, 2012) in which lattice model is implemented. As well, the authors would like to thank Canadian Francophonie Scholarship Program as well as NSERC grants 386488 for financial support of present research.

Chapitre 5 Article 2 : A simplified hygro-damage lattice model for the nonlinear creep of fiber reinforced concretes at high stress-to-strength ratio.

Tho Duc Pham¹, Luca Sorelli^{1*}, Peter Grassl², Mario Fafard³

(1) Department of Civil Engineering, University Laval, Québec, QC, Canada, email: duc-tho.pham.1@ulaval.ca, phamductho@humg.edu.vn

(2) School of Engineering, University of Glasgow, UK, email: peter.grassl@glasgow.ac.uk

(1*) Department of Civil Engineering, University Laval, Québec, QC, Canada, email address: luca.sorelli@gci.ulaval.ca

(3) Department of Civil Engineering, University Laval, Québec, QC, Canada, email address: mario.fafard@gci.ulaval.ca

(*) Corresponding author

Paper in review for possible publication in Springer Materials and Structures

Résumé

Les travaux récents ont montré l'importance de la microfissuration sur le fluage non linéaire du béton sous un rapport de charge élevé. Basé sur un article publié antérieurement, mais pas entièrement vérifié que le fluage non linéaire est dû à un fort couplage entre les microfissures et la redistribution de l'humidité à la pointe de la fissure, un couplage poro-mécanique endommageable simplifié a été proposé et mis en œuvre dans un modèle de réseau discret.

Le modèle utilise un réseau d'éléments de conduite basé sur le diagramme de Voronoi et des éléments mécaniques basés sur la triangulation de Delaunay. La redistribution du taux d'humidité dû à la microfissuration est simplement due à la réduction de l'isotherme d'adsorption. Enfin, le modèle est validé en comparaison avec les résultats expérimentaux sur le fluage secondaire des poutres en béton renforcé de fibres d'acier (FRC). Les résultats montrent que le modèle proposé permet de simuler la propagation de macro-fissures dans des FRC sous un niveau de chargement soutenu élevé.

Abstract

Recent work has shown the importance of microcracking in non-linear creep of concrete under high level of load-to-strength ratio. Based on a previously published paper, but not fully verified idea that non-linear creep is due to a strong coupling between microcracks and moisture redistribution at the crack tip, a simplified damage poromechanical coupling has been proposed and implemented in a discrete lattice model.

The model employs a lattice of conduit elements based on Voronoi discretization and mechanical elements based on Delaunay triangulation. The redistribution of the moisture content due to microcracking is simply accounted by reducing the adsorption isotherm with damage. Finally, the model is validated against experimental results on secondary creep of steel fibre reinforced concrete (FRC) beams. The results show that the proposed model allows simulating macrocrack propagation of FRC beams under high sustained loading level.

Keyword : shrinkage, creep, coupling, cracking, fiber reinforced, lattice

5.1 Introduction

A recent survey has shown that several concrete bridges, which have been monitored over a period of more than 20 years, exhibit excessive creep deformations. In certain cases, these excessive deformations can imply a risk of collapse (Bazant et al., 2008, 2011). At high stress levels, creep strains are associated with microcracking growth which can eventually result in concrete failure due to tertiary creep (Mazzotti et Savoia, 2003). In more detail, at a stress-to-strength ratio greater than about 0.4 for concrete or about 0.8 for mortars (Neville, 1959; Neville et al., 1983; Roll, 1964), creep increases exponentially with stress. Moreover, deteriorated concrete structures for which the concrete strength is reduced due to durability issues can undergo excessive creep deformation due to nonlinear creep with a remarkable reduction of the safety coefficient against failure.

The addition of steel fibers was found to be an efficient way to control the secondary flexural creep at high stress (García-Taengua et al., 2014). In particular, the fiber diameter was found to affect the creep more than the fiber length, which likely depends on the probability of intercepting a fiber when a microcrack grows. Zerbino et al. (2012). carried out flexural creep tests on pre-cracked FRC beams under high sustained loads observing that, for initial crack larger than about 0.5 mm and for level of loading greater than about 80% of the load required to pre-crack the beam, secondary creep rate causing crack opening, was higher than 0.20 $\mu\text{m}/\text{h}/\text{MPa}$ with an unstable collapse (Zerbino et al., 2012). Notably, when FRC with a hardening-type post-cracking response was employed, a stable long-term behavior was observed.

Based on recent work on the flexural creep of sealed FRC concrete beams at high loading level (between 60 and 107% of of the load required to pre-crack the beam), Rossi et al (Tailhan et al., 2015). showed that the time to failure t_R (i.e., the duration of the creep test up to the final collapse) showed a logarithmic dependence on the loading level (i.e., P/P_0 , where P is the load at reloading and P_0 is the load before unloading), while the secondary creep rate follows a power law with respect to time, i.e., scale invariant (Rossi et al., 2014). Moreover, the elastic compliance, which was measured by cyclic loading, shows two phases: (i) an initial slight decrease up to a certain time, (ii) a rapid increase with a logarithmic law in time, up to a value after which there is an unstable propagation. This confirms that secondary creep is related to the growth of cracks. Furthermore, Daviau-

Desnoyers et al. (2015) observed that the failure of the pre-cracked beam reloaded at a certain loading level P/P_0 occurs when the crack opening defined by the static behavior envelope is attained.

Finally, Daviau-Desnoyers et al. (2016) studied the nonlinear flexural creep of FRC beams with and without bonded/unbonded prestressing strands or traditional reinforcing bars, while for all kind of reinforcements, the creep mechanism of macrocracks' propagation was similar, the reinforcement contribution on the secondary creep deflection rate was appreciable only for cracks wider than 0.5 mm when the fiber efficiency decreases.

While the mechanisms associated to concrete creep are still not well known (Xi et Jennings, 1992), there is a general agreement on the role of microcracking on the non-linear creep in both secondary and tertiary phases (Mazzotti et Savoia, 2003). Bažant et Xiang (1997) proposed a relationship between creep non linearity and micro-cracks by defining crack growth as a function of the stress intensity factor, which in turns depends on the stress level. Other mathematical models have extended linear viscoelastic models by multiplying the creep compliance by a non-linear function of the stress-state (Bazant et Prasannan, 1989; Fernández Ruiz et al., 2007). Recently, models introducing the coupling between creep and damage have been developed by incorporating a stress reduction based on the damage variable associated with the creep strain (Mazzotti et Savoia, 2003; Reviron et al., 2007).

Based on a good experimental correlation between the creep deformation and the acoustic events recorded during a tensile creep test on plain concrete at high stress (with loading level in between 54% and 80%), Rossi et al. (2012) assumed that the creep (at high stress level) was mainly due to an interactive process between microcracking and drying shrinkage. In other words, when the capillaries of the concrete are drained by microcracks, restraining of the shrinkage of the cement paste by sand grains will cause internal stress and possible further micro-cracking.

Lately, a probabilistic model has been implemented into a discrete lattice model for predicting the flexural creep of concrete beams at high stress (Daviau-Desnoyers, 2015; Rossi et Richer, 1987; Tailhan et al., 2015). Based on the experimental results (Rossi et al., 2014), they assumed a collapse time (or time to failure) which depends exponentially on the stress level (here defined as stress-to-tensile strength ratio σ/f_t) as follows:

$$t_R = \exp\left(-c_1\left(\frac{\sigma}{f_t} - c_2\right)\right) \quad (5.1)$$

where σ/f_t is the stress-to-strength ratio, while c_1 and c_2 are model constants. Finally, the effect of non-linear creep is modeled by assuming an explicit damage evolution law, which reduces the tensile strength (f_t) and the fracture energy (i.e., the area underneath the cohesive law stress vs. crack opening of a SFRC) with respect to a non-dimensional time t/t_R . In spite of the explicit definition of the damage law with respect to a critical time to failure, the model fairly well reproduces the experimental creep deflection vs. time for the FRC beams (Daviau-Desnoyers, 2015).

The scope of this work is threefold: (i) to develop a simplified poromechanical model which can account for the coupling between microcrack (damage), water diffusion and shrinkage in the nonlinear creep; (ii) to implement it in an existing hydro-damage lattice model (Grassl et al., 2013); (iii) to validate the model with respect to flexural creep tests available in open literature for FRC (Dominic Daviau-Desnoyers et al., 2015,2016).

5.2 Hygro-damage model for nonlinear creep of concrete

In order to predict the nonlinear creep, a well validated hydro-damage lattice model was further developed (Grassl, 2009). With respect to the original hygral model, we have replaced the variable of P_c in terms of relative humidity by means of the Kelvin-Thompson equilibrium relationship. The fundamentals of the extended model are briefly reported hereafter.

5.2.1 Background on existing hygro-damage lattice model (Grassl, 2009)

The 2D lattice is obtained by overlying the material domain with random Delaunay triangulation on which a dual Voronoi polygonization is constructed. The transport conduit elements are idealized as one dimensional conductive pipes (Figure 5.1) placed along the facets of the Voronoi polygons and their cross-sectional areas are calculated from the length of the corresponding edges of the dual Delaunay triangles. For the mechanical lattice, the elements are placed on the edges of the random Delaunay triangles. The geometry of the mid cross-section of the lattice elements is determined by the corresponding edge of the

Voronoi polygon of length l . Each node has three Degrees Of Freedom (DOF): two translations, u and v , and one rotation ϕ .

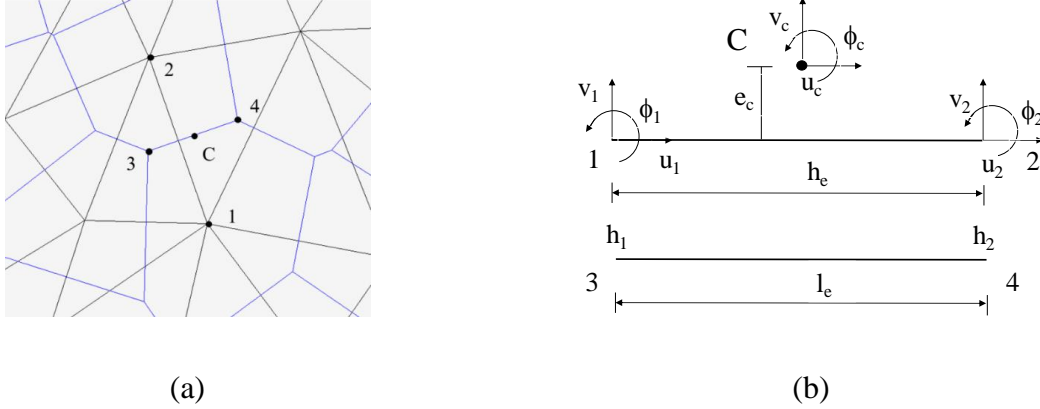


Figure 5.1. Example of (a) Voronoi tessellation and Delaunay triangulation; (b) Delaunay triangulation Degrees of freedoms of the lattice elements for the mechanical and transport model in the local co-ordinate system.

The displacement of the mid-point C is defined in terms of the node DOF as follows:

$$u_c = Bu_e \quad (5.2)$$

where:

$$u_e = \{u_1, v_1, \phi_1, u_2, v_2, \phi_2\}^T; u_c = \{u_c, v_c, \phi_c\}^T \quad (5.3)$$

$$B = \begin{bmatrix} -\cos \alpha & -\sin \alpha & -e_c & \cos \alpha & \sin \alpha & e_c \\ \sin \alpha & -\cos \alpha & -h_e/2 & \cos \alpha & \sin \alpha & -h_e/2 \\ 0 & 0 & \sqrt{I/A} & 0 & 0 & -\sqrt{I/A} \end{bmatrix} \quad (5.4)$$

where h_e is the length of the element, e_c is eccentricity of the midpoint C , $A = l_e \times t$ is the cross-section is determined l_e is length of mid-section, t is the out-plan thickness, and I is the moment of inertia $I = l_e^3 t / 12$. Then, the displacement u_c is replaced by deformation $\varepsilon = u_c / h_e = (\varepsilon_n, \varepsilon_s, \varepsilon_\phi)$. The stiffness matrix K of the lattice element is determined by:

$$K = \frac{A}{h_e} B^T D_e B \quad (5.5)$$

where D_e is elastic stiffness matrix.

The stress-strain law is :

$$\sigma = (1 - \omega) D_e \varepsilon = (1 - \omega) \bar{\sigma} \quad (5.6)$$

where ω is the damaged variable,

$$\bar{\sigma} = (\bar{\sigma}_n, \bar{\sigma}_s, \bar{\sigma}_\phi)^T \text{ and } D_e = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & \gamma E & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix} \quad (5.7)$$

where E and γ are the Young's modulus and Poisson's ratio respectively. For plane stress and a lattice of equilateral triangles, the Poisson's ratio results $\nu = (1 - \gamma) / (3 + \gamma)$. The evolution of damage is controlled by stress-crack opening σ - w curve so that the mechanical response is independent of the length of the lattice element used.

The moisture transfer in concrete is simulated by the nonlinear equation derived based on Fick's law (Xi et al., 1994), which accounts for the transfer of both liquid and vapor phases, as follows:

$$\frac{dw}{dh} \frac{dh}{dt} - \nabla \cdot ((D_h) \nabla h) = 0 \quad (5.8)$$

where W is the moisture content [kg/m^3], D_h is the moisture diffusivity of the undamaged material which is commonly defined as a function of the relative humidity h as follows (Bažant et Najjar, 1972):

$$D_h = D_1 \left[\alpha_0 + (1 - \alpha_0) / \left(1 + \left(\frac{1 - h}{1 - h_c} \right)^n \right) \right] \quad (5.9)$$

where D_1 is the moisture diffusivity at full saturation [$\text{kg}/\text{m}/\text{s}$], α_0 is the ratio between the minimum and maximum moisture diffusivity, h_c is relative humidity in middle of

transition between low and high diffusivity and n controls the slope of moisture diffusivity transition. To consider the damage effect on the diffusivity, the latter is decomposed into two parts, one for the undamaged material, and another one for the damaged material (Grassl, 2009) as:

$$D_e(h, \tilde{\omega}_c) = D_h(h) + D_c(h, \tilde{\omega}_c) \quad (5.10)$$

In this present work, $D_c(h, \tilde{\omega}_c)$ is defined as linearly proportional to the crack opening, and determined by (Grassl, 2009) as:

$$D_c(h, \tilde{\omega}_c) = D_h(h) \frac{\tilde{\omega}_c}{\omega_{fk}} \quad (5.11)$$

where, $\tilde{\omega}_c$ is an equivalent crack opening defined from the permanent and reversible deformation as explained in (Grassl, 2009), and $\omega_{fk} = h_e \varepsilon_{fk}$ is a parameter which controls the slope of the change of the diffusivity, h_e is the cross-section width of the element which is here introduced to regularize the numerical results with respect to the element size. For instance, in a previous work on normal concrete ε_{fk} was set to 0.25% (Grassl, 2009). As proposed in the work of Bažant et Najjar (1972), $k = dw/dh$ is called the slope of the isotherm (or moisture) capacity, which can be simplified as a constant. In the present work, we assumed a simplified isotherm proposed by Kunzel which is a simplified adaptation of the BET (Xi et al., 1994) and the formulation (Brunauer et al., 1938; Kunzel, 1995; Klopfer, 1974) as follows:

$$w = w_f \frac{(b-1)h}{b-h} \rightarrow \frac{dw}{dh} = \frac{w_f(b-1)b}{(b-h)^2} \quad (5.12)$$

where, w_f is a moisture content at the saturation [kg/m^3] and b is a dimensionless parameter greater than 1, typically $b=1.3$. This isotherm is a simplification of the moisture storage function which reproduces well more complex models which are commonly employed for cement based materials, such as the Van Genuchten model (Van Genuchten, 1980), in the capillary regime with relative humidity greater than 50%.

5.2.2 Effect of damage on the adsorption isotherm

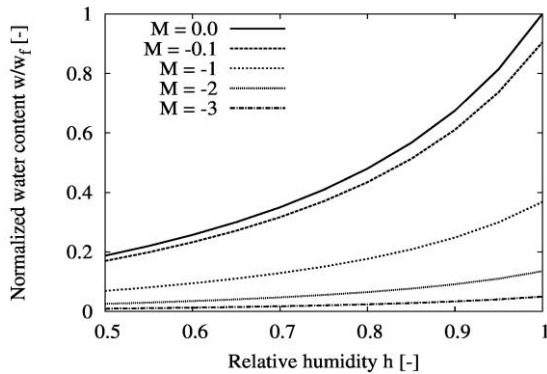
The underlying idea of this work is to develop a simplified concept to reproduce the reduction of the capillary water due to the formation of microcracks, which are supposed to reduce the free water available in the capillary pores (Rossi et al., 2012). As a first simplified approach, the water content capillary pores decreases exponentially with the damage ω_c as follows:

$$w = w_f \frac{(b-1)h}{b-h} e^{-c \frac{\omega_c}{\omega_{fk}}} \quad (5.13)$$

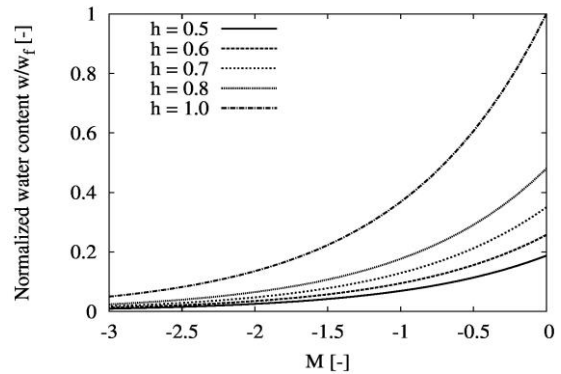
where c is a model parameter. Then, the moisture capacity reads:

$$\frac{dw}{dh} = w_f \frac{(b-1)b}{(b-h)^2} e^{-c \frac{\omega_c}{\omega_{fk}}} \quad (5.14)$$

Figure 5.2a and Figure 5.2b show the normalized water content as a function of the relative humidity and the damage parameter M , which is herein defined as $M \equiv -c \omega_c / \omega_{fk}$, on the relative humidity h . The effect of damage is to reduce the water content in the adsorption isotherm. Note that $M = 0$ represents the results of Kunzel (1995). Furthermore, Figure 5.3a and Figure 5.3b show the normalized moisture capacity $d(w/w_f)/dh$ vs. the relative humidity h and the damage parameter M , respectively.



(a)



(b)

Figure 5.2. (a) Relation between normalized water content and relative humidity w/w_f vs. h for different damage parameter M , (b) Relation between normalized water content and damage parameter $w/w_f - M$ for different relative humidity.

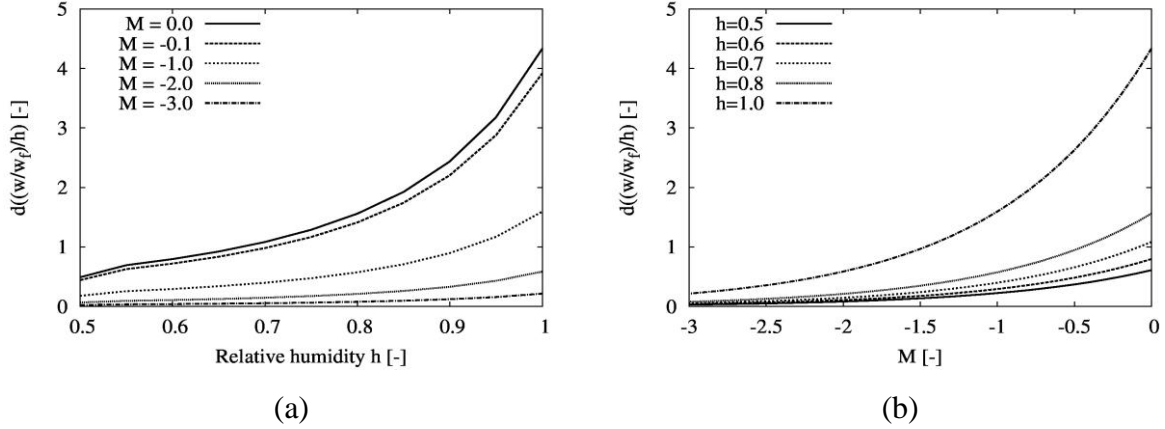


Figure 5.3. (a) Relation between the normalized isotherm capacity vs. humidity for different damage levels M (b) Relation between the normalized moisture capacity vs. damage parameter M for different h values.

5.2.3 Mechanical equilibrium

The overall stress (σ) is defined as a function of the overall strain (ε), by adding the deformation due to the moisture gradient, so the modified stress can be written as:

$$\sigma = (1 - \omega) D_e (\varepsilon - \alpha_{sh}(h) \Delta h) \quad (5.15)$$

where Δh is the moisture change when the test starts and α_{sh} is the shrinkage coefficient (Bolander et Berton, 2004; Sadouki et Mier, 1997). The initial distribution of relative humidity after six months of curing has been estimated $h(x, t = 0)$. Thus, $\varepsilon_{sh} = \alpha_{sh}(h) \Delta h$ is the free shrinkage strain, which when constrained by sand grains, can lead to micro-cracking.

The shrinkage coefficient $\alpha_{sh}(h)$ is assumed to be constant as experimental results confirmed that drying shrinkage strains are proportional to relative humidity variation in the range 50-100% (Baroghel-Bouny et al., 1999; Bažant et Yunping, 1994b; Benboudjema et al., 2005; Bolander et Berton, 2004; Day et al., 1984; Torrenti et al., 1999).

The damage model follows a simple isotropic Mazars approach with seven model parameters E , γ , f_t , s , c , G_{ft} and G_{fc} which can be determined from tensile, shear and compressive test of the material.

5.3 Model calibration

The present material model implies five parameters for the diffusivity (D_l , a_0 , h_c , n , ω_{fk}), two parameters for the adsorption isotherm (w_f , b), one parameter of the poromechanical coupling (ω_f), and seven parameters for the mechanical property (E , γ , f_t , s , c , G_{ft} , G_{fc}) and one parameter for the shrinkage coefficient $\alpha_{sh}(h)$

5.3.1 Calibration of the hygral model

First, we validate the diffusion model with experimental results on normal concrete available in the literature (Kim et Lee, 1999). The concrete sample has a low water/cement ratio ($W/C = 0.28$) and a compressive strength of 76 MPa at 28 days. These samples were kept under water until the test started. After curing, the test specimens were exposed to a constant temperature $20 \pm 1^\circ\text{C}$ and constant relative humidity $50 \pm 2\%$ or to a hygral flux. By means of sensors, the relative humidity was measured at distance of 3, 7, and 12 cm from exposed surface. Figure 5.4a shows the specimen dimension with indication of the front non-sealed (Kim et Lee, 1999).

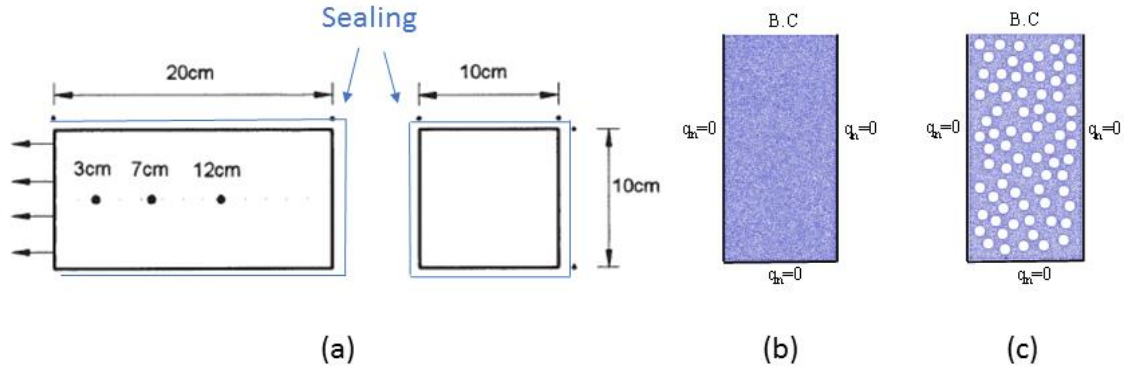


Figure 5.4. (a) Geometry and size of the specimen tested (Kim et Lee, 1999); (b) Mesh and boundary condition of the uniform mesh; (c) mesh with heterogenous mesh with matrix and aggregates.

As for the initial condition, concrete sample is considered fully saturated at $h = 100\%$. In the analysis, we applied two types of boundary conditions: (i) a prescribed value of relative humidity applied on the boundary Γ_1 (i.e., Dirichlet Boundary Condition (B.C)), or as prescribed flux values on the boundary Γ_2 (mixed B.C.) The latter boundary condition can then relate to the gradient of relative humidity. This results in the following two mathematical constraints on relative humidity: $h = g(x)$ on Γ_1 or $\partial h / \partial n = f(x)$ on Γ_2 , where n denotes the direction normal to the boundary, $g(x)$ and $f(x)$ are function of the spatial coordinate vector x . For Dirichlet B.C. relative humidity $h = 50\%$ is imposed on the left surface. For mixed boundary condition, a linear flux $q = \lambda(h_{env} - h_s)$ is imposed on the left surface, where h_s is the relative humidity on the surface and $h_{env} = 50\%$ is the relative humidity in the chamber. Table 5.1 presents the diffusivity parameters and the exchange coefficient employed in this calibration, where the latter was employed only for the Dirichlet boundary condition (Kim et Lee, 1999).

The isotherm parameters employed in this study are also shown in the Table 5.1 as typical values in open literature for concrete (Petr, 2014). Their equivalent BET parameters are $V_m = 74.1 [l/m^3]$, $k = 0.61$, $A = 1.3$ in which are consistent with the value of Benboudjema et al. (Benboudjema et al., 2005). Figure 5.5 compares the adsorption isotherm assumed in this work with that expressed in BET formulation of a typical concrete (Xi et al., 1994) as

well as VG (Van Genuchten, 1980) with $a = 10$ MPa and $m = 0.43$ in terms of $S(h)$. The saturation has been calculated simply as $S=w/w_f$.

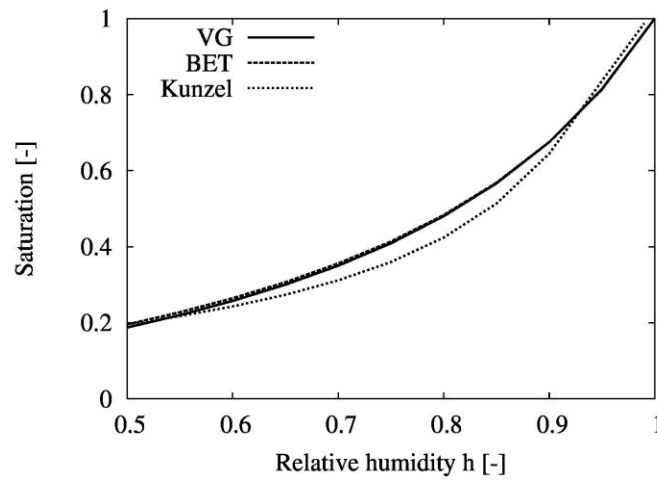


Figure 5.5. Comparison of the adsorption isotherm adopted in this work and the BET curve of a typical concrete (Xi et al., 1994) as well as VG (Van Genuchten, 1980) in terms of $S(h)$.

Diffusivity parameters				Exchange coefficient	Isotherm parameters	
α_0	h_c	n	D_1	γ	w_f	b
			[kg/m/s]	[g/mm ² /s]	[kg/m ³]	[-]
0.05	0.74	16	6.0×10^{-8}	$5.4 \times 10^{-3(*)}$	100	1.3

Table 5.1. Moisture transfer model parameters. (*)= for mixed B.C only.

Figure 5.6a compares the measured and simulated relative humidity at the distance of 3, 7 and 12 cm, in the case with and without the presence of aggregate. The moisture transport model proposed by (Bažant et Najjar, 1972) implemented for the case presents good agreement with the experimental results. Furthermore, we have checked the effect of the aggregate by considering a volume fraction of 30% with aggregate size of 20 mm and zero diffusivity. Note that with small diffusivity of aggregate, the relative humidity is always more important than in the case without aggregate. Figure 5.6b shows the simulation result of relative humidity at three different distances within the sample, i.e, at 3, 7, and 12 cm. There is a limited effect of the kind of B.C. on the distribution of the relative humidity. In

the case of Dirichlet B.C., the relative humidity decreases slightly faster than in the case of mixed B.C.

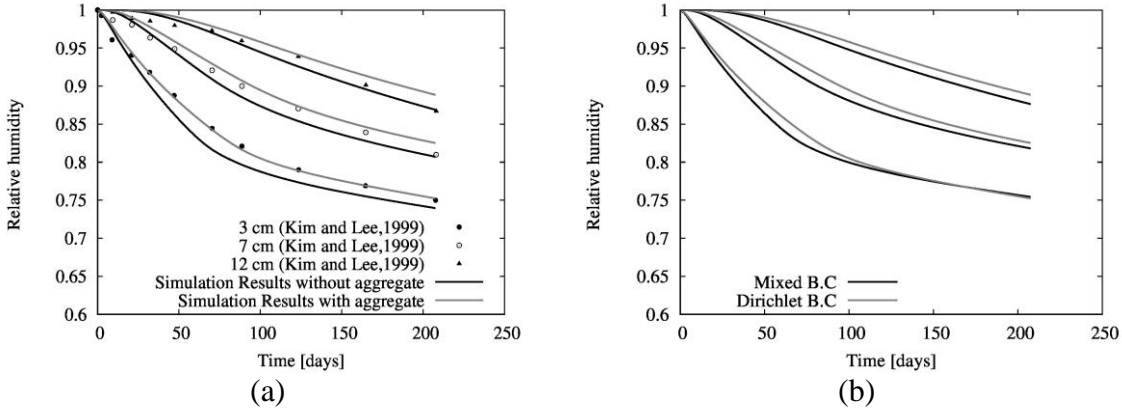


Figure 5.6. (a) Comparison between experimental results and simulation without and with the presence of aggregate, (b) Comparison between Dirichlet B.C and Mixed B.C.

5.3.2 Simulation of the static four points bending tests (4PBT) on notched beams

Figure 5.7a presents the mesh and boundary conditions for the Four Point Bending Test (4PBT) on notched beams with dimensions of 225 x 75 x 700 mm³. The mid-span notch with depth of 37.5 mm and width of 3.2 mm ensured a single macrocrack in the mid-span position.

b compares the simulated and experimental load–deflection curves for the static 4PBT, where the experimental results are from Daviau-Desnoyers et al. (2015). The model parameters are shown in Table 5.2. The maximum load and the entire curve are well predicted by the model.

b reports the best fitting model parameters with the experimental properties, which are in good agreement.

	Young's modulus E [GPa]	Tensile strength f_t [MPa]	Compressive strength f_c [MPa]	Fracture energy G_f [MPa mm]
Experimental (Daviau-Desnoyers et al., 2015)	35.8	4.3	75.7	-
Simulation	37.2	4.6	76	2.1

Table 5.2. Mechanical model parameters calibrated on static 4PBT.

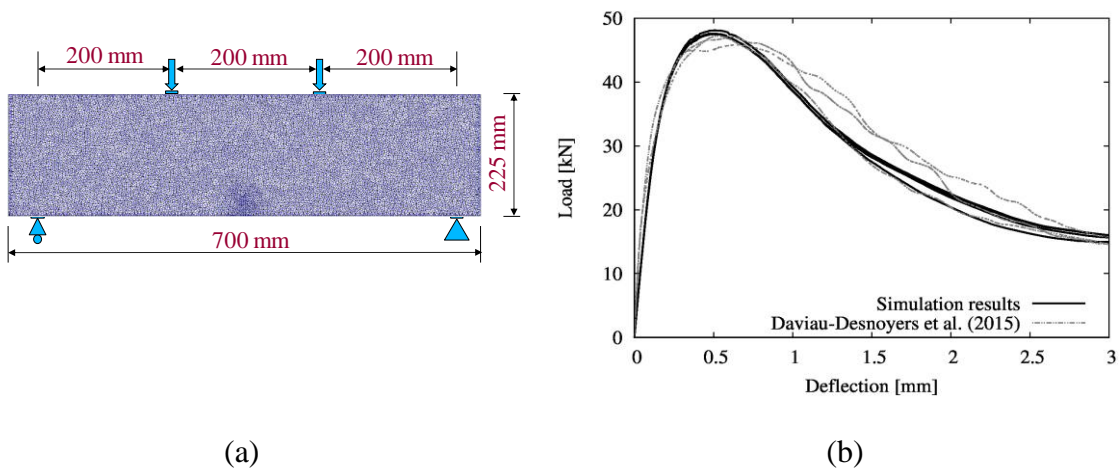


Figure 5.7. (a) Mesh and boundary condition; (b) Comparison between the simulated and experimental load-deflection response.

5.3.3 Simulation of the hygral curing condition

It is important to estimate the distribution of relative humidity at the beginning of the test. In Figure 5.8 shows the evolution of the degree of hydration, saturation and relative humidity for $w/c = 0.3$ with the addition of 10% silica fume as estimated by the extended Powers' model for pozzolanic reactions (Lura et al., 2003). The initial relative humidity was estimated to be about 91%.

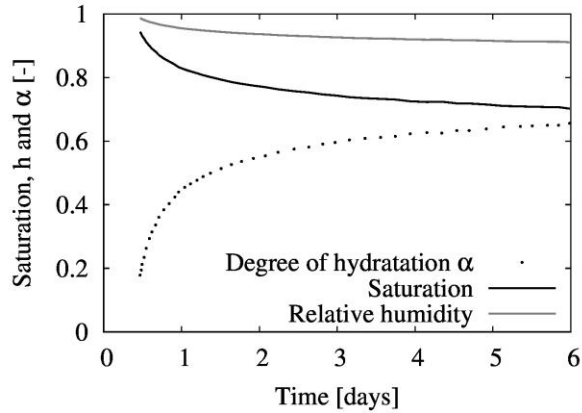


Figure 5.8. Degree of hydration, saturation and calculated relative humidity at early age. Then, the distribution of the relative humidity at the beginning of the creep test was estimated by modeling the curing period with the diffusivity of Table 5.1. **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** shows the distribution of h after the curing (6 months at relative humidity of about $50\pm 5\%$). For this phase, the mechanical analysis did not show any significant shrinkage cracking. One can note that the relative humidity in the sample core is still around 90-91%, while the relative humidity of the laboratory is 50%. Thus, the water exchange during the curing was rather negligible due to the low material diffusivity.

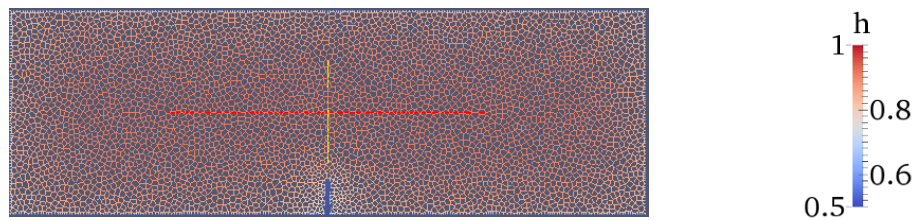


Figure 5.9. Predicted distribution of the relative humidity at the beginning of the test.

5.4 Model validation on bending tests

5.4.1 Materials and methods

For validating the model, simulation results were compared the flexural creep test obtained by Daviau-Desnoyers et al. (2015) in two cases: pre-cracking of 0.5 mm and 0.7 mm. For the first case, the sustained load level is 60% and in the second one it is 85% of the maximum load capacity. The boundary conditions are identical to the experiments, except that the hygral boundary conditions are applied in addition. This means that the specimen is

submitted to both drying condition with relative humidity 50% (Figure 5.10b). The beam is initially loaded by displacement control until the crack opening reached the initial crack opening, w_0 (0.5 mm or 0.7 mm), then completely unloaded elastically, reloaded and subjected to sustained load conditions according to the test setup. The crack opening and deflection have been measured as a function of time. The numerical loading history to reproduce the initial experimental pre-crack and the sustained loading of the flexural creep tests are presented in Figure 5.10a.

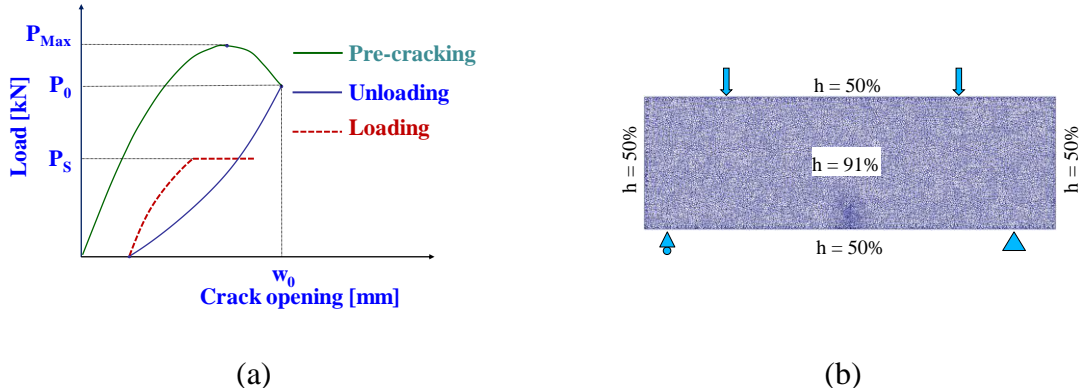


Figure 5.10. (a) Loading history; (b) Mesh, boundary and initial condition.

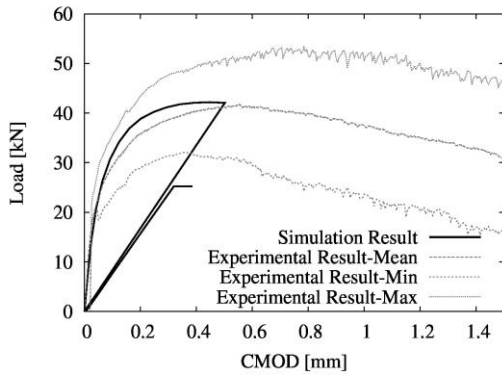
Table 5.3 summarizes the parameters for the drying model used for two simulations.

Model parameters	Coefficient of isotherm sorption c	Hygral coefficient α_{sh}
Simulation	1	0.0018

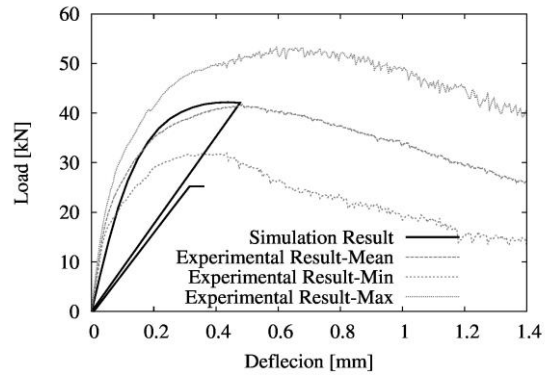
Table 5.3. Drying model parameters used in the numerical simulation.

5.4.2 Results and Discussions

A typical load-CMOD curve is presented in Figure 5.11a for the beam pre-cracked 0.5 mm and Figure 5.11b for the beam pre-cracked 0.7 mm.



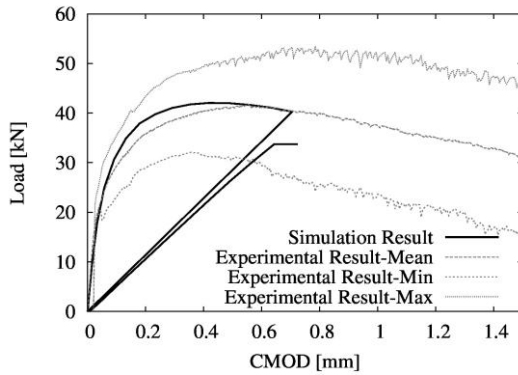
(a)



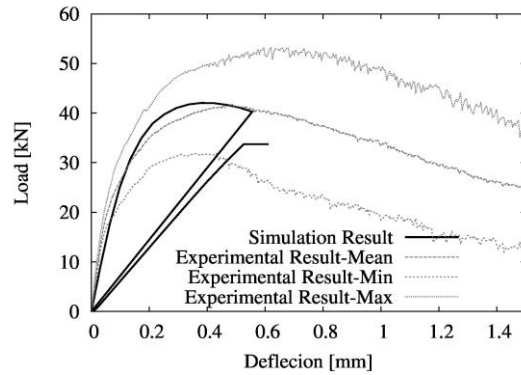
(b)

Figure 5.11. Comparison of simulated and experimental curves for pre-crack of 0.5 mm at $P_s/P_0 = 60\%$: (a) load-CMOD; (b) load-deflection.

Figure 5.12 illustrates the load-deflection relation for the simulated and experimental results. It should be noted that the numerical model does not currently account for residual deformations. Therefore, the damage due to the loading is considered and the comparison between the numerical simulations and the experimental results will be made solely on the stable crack propagation phase. It is worth noting that the damage continues to increase during the reloading phase.



(a)



(b)

Figure 5.12. Comparison of simulated and experimental curves for pre-crack of 0.7 mm at $P_s/P_0 = 85\%$: (a) Load-CMOD; (b) Load-deflection.

The crack opening evolution as a function of time at the high sustained load is presented in the Figure 5.13a and Figure 5.13b, respectively. Numerical results show a good agreement with experimental in the propagation phase. It is worth noting that, initially, due to the

presence of the crack, creep increases significantly. This is due to the initiation and propagation of the macrocrack. The static pre-cracking of the beam causes the localization of the macrocrack and a microcracking zone surrounding it, known as the fracture process zone. Thus, an initial damage state exists from this time. Once the sustained loading is applied, microcracks are created and propagate over time around the crack tip zone. The discrete model proposed by Daviau-Desnoyers et al. (2015) has always underestimated the amplitude of the crack opening while the lattice model captures it well.

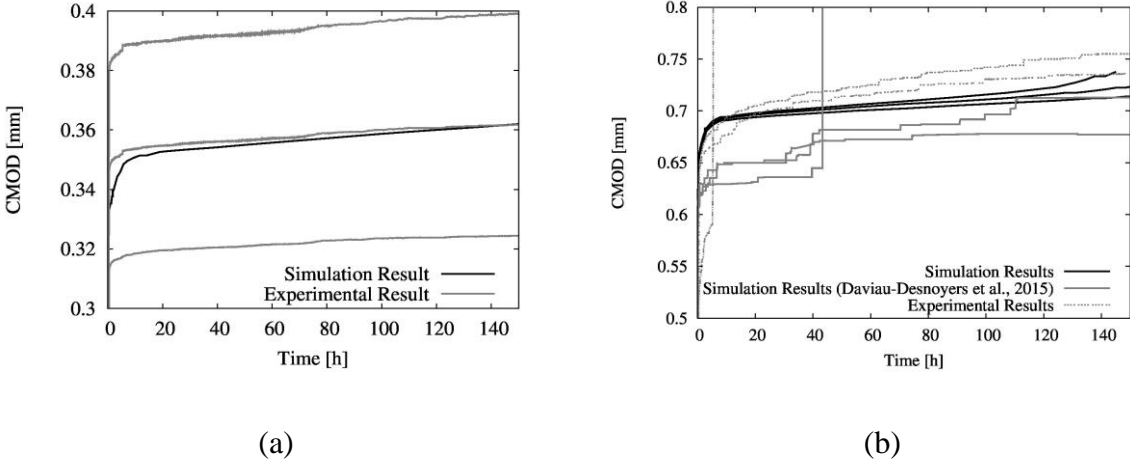


Figure 5.13. Comparison of the Crack opening-time : (a) Pre-cracked beam 0.5 mm, $P_s/P_0 = 60\%$, b) Pre-cracked beam 0.7 mm, $P_s/P_0 = 85\%$.

The crack patterns of the simulation are shown in Figure 5.14. We can observe a single crack with a microcracking zone surrounding the crack pattern.

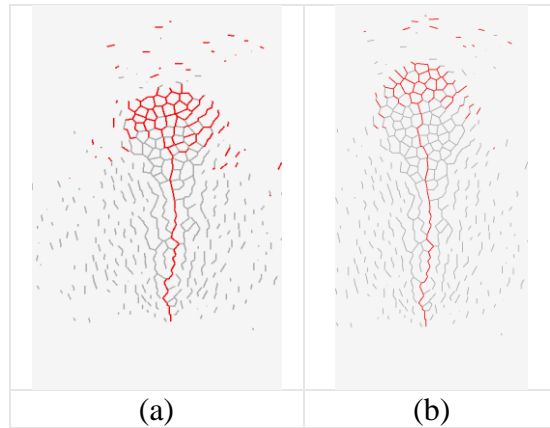


Figure 5.14. (a) Crack pattern for a pre-cracked beam 0.5 mm at $P_s/P_0 = 60\%$ and (b) Crack pattern for a pre-cracked beam 0.7 mm at $P_s/P_0 = 85\%$ at the beginning of creep tests.

The deflection-time responses of the flexural creep tests are presented in Figure 5.15 for the case of pre-crack 0.5 mm and 0.7 mm, respectively. At high-sustained load, the creep deflection evolution as a function of time is the consequence of crack propagation. Crack becomes dry after cracking and drying shrinkage occurs in the material surrounding the macrocrack and in the damage zone formed by microcracks at the front tip of the macrocrack. Hence, water and vapour transfer from the material porosity to the microcracks and the macrocrack occurs, which induces a drying shrinkage process and an increasing in deflection. The lattice model is able to simulate the first propagation initiation phase. The model predicted fairly well the CMOD rate in the secondary creep phase, which was about $1.23 \mu\text{m}/\text{day}$ and about $5.35 \mu\text{m}/\text{day}$, for the case of 60% and 85% load level, respectively. Note that for the 85%, the CMOD rate reached $8.53 \mu\text{m}/\text{day}$ from 80 h to 140 h.

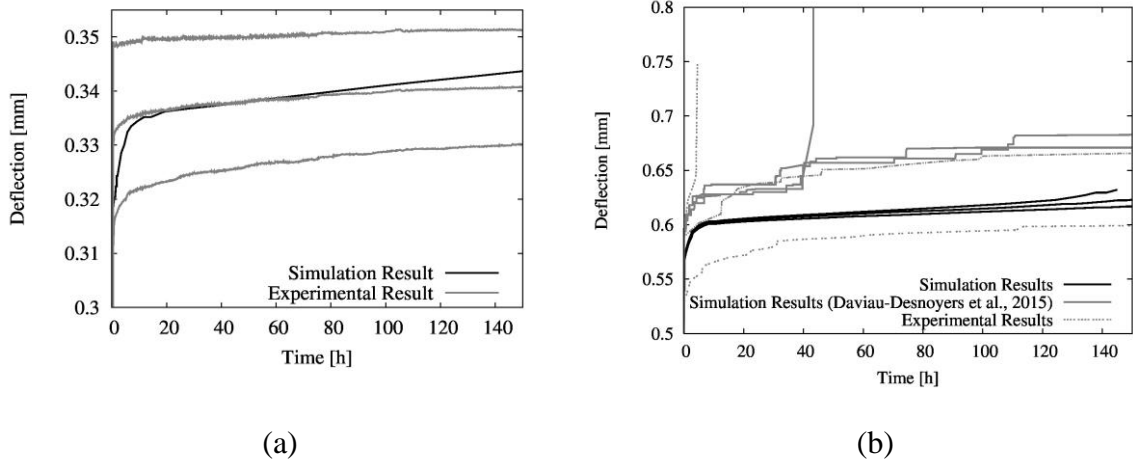


Figure 5.15. Comparison between the simulated and experimental deflection vs time curves for: (a) Pre-cracked beam of 0.5 mm, $P_s/P_0 = 60\%$; (b) Pre-cracked beam of 0.7 mm, $P_s/P_0 = 85\%$.

5.5 Conclusion

This work proposed a simplified approach to implement, for the first time, the mechanisms proposed by (Rossi et al., 2012) to describe secondary creep associated to microcracking. The model was implemented in an existing hydro-damage lattice model by assuming a simplified coupling between damage and moisture capacity. The model was validated by means of the prediction of the experimental secondary creep of FRC beams under high-sustained loads (Daviau-Desnoyers et al., 2015, 2016). The following conclusions can be drawn:

1. The simplified model was able to simulate the effect of the secondary creep on the deflection and crack opening of FRC beams pre-cracked at 0.5 mm crack opening with sustained loading of 60% load capacity and 0.7 mm crack opening with sustained loading of 85% load capacity. The secondary creep rate seems initially independent of the load level (with a crack opening rate of about $5.35 \mu\text{m}/\text{day}$), but in the end part it seems to enter in a tertiary phase which strongly dependent of the high sustained load and environmental conditions.
2. Based on the present results, the rate of the secondary creep in FRC materials is controlled by the local water diffusion and the shrinkage induced micro-cracking process zone, which drives the growth of the major crack. The coupling between

moisture diffusion and damage was simply modeled by assuming that the moisture capacity is affected by damage. The shrinkage coefficient was assumed independent from damage as previous studies. The effect of damage is to create a humidity gradient in the zone in the proximity of the crack tip under high sustained stress, which, in turn, induces shrinkages strains and eventually additional micro-cracking as sketched in Figure 5.16.

In future work, the model will be extended to 3D, since the present work assumes a 2D simplification of a more complex three-dimensional problem. Moreover, the model will be employed to consider the microstructure features, which could control the secondary creep rate, e.g., the microstructure heterogeneity, such as the aggregate size.

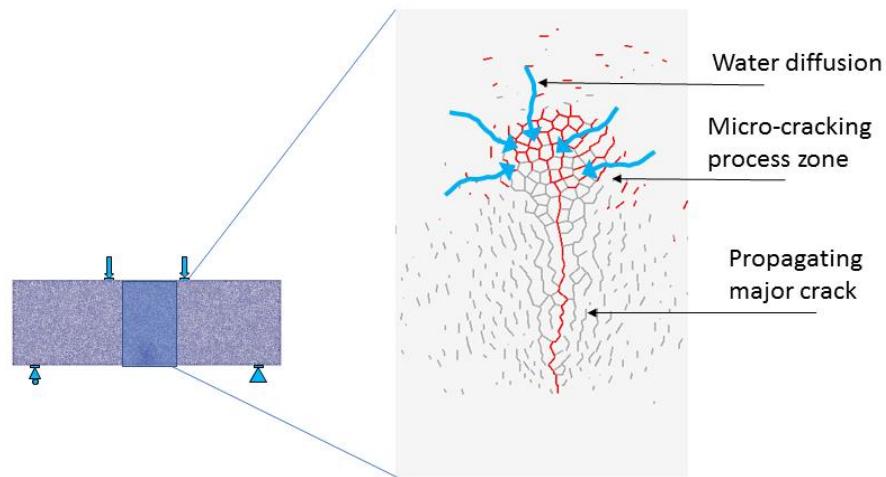


Figure 5.16. Schematic illustration of the hydro-damage mechanism driving micro-cracking process and the secondary creep.

Acknowledgements

Financial support for this project was provided by the Canadian Francophonie Scholarship Program (CFSP) which is gratefully acknowledged, as well as NSERC grants 386488 for financial support of present research.

Chapitre 6 Article 3 : Experimental study on the secondary creep of fiber-reinforced cement-based composites at high stress: Effect of water-to-cement ratio and aggregate size

Tho Duc Pham¹, Luca Sorelli^{1*}, Julien Réthoré², Mario Fafard³

(1) Department of Civil Engineering, University Laval, Québec, QC, Canada, email: duc-tho.pham.1@ulaval.ca

(2) Laboratory of Civil Engineering and Mechanics, École centrale de Nantes, France, email: julien.rethore@ec-nantes.fr

(1*)Department of Civil Engineering, University Laval, Québec, QC, Canada, email address: luca.sorelli@gci.ulaval.ca

(3) Department of Civil Engineering, University Laval, Québec, QC, Canada, email address: mario.fafard@gci.ulaval.ca

(*) Corresponding author

Paper in review for possible publication in Springer, Materials and Structures

Résumé

Le fluage secondaire de composites à base de ciment renforcé des fibres (FRCC) soumis à un ratio de contrainte/contrainte à la rupture élevé a récemment été étudié par différentes œuvres, notamment en ce qui concerne leur capacité à garantir de petites ouvertures de fissures dans des états de service qui sont essentiels à la durabilité des structures. Ce travail étudie la déformation en fonction du temps des FRCC soumis aux ratios de charge P_s/P_0 supérieurs à 80% (P_s est la charge au rechargement et P_0 est la charge avant déchargement) en faisant varier la taille des agrégats et le rapport eau / ciment (E/C).

Plus particulièrement, les travaux expérimentaux ont considéré des poutres en béton renforcé de fibres avec un rapport E/C d'environ 0.3 et 0.5 ainsi que du mortier renforcé de fibres avec un E/C = 0.5 et deux différents ratios de charge : 80 et 90% . Le réglage de l'essai a été conçu pour reproduire une distribution bidimensionnelle de l'eau et en conditions de contrainte plane. L'évolution de la déflexion, l'ouverture de fissures et la propagation des fissures ont été mesurées par la technique de la corrélation des images DIC. Les résultats actuels favorisent une nouvelle compréhension de l'influence de l'hétérogénéité de la microstructure, du rapport E/C et des ratios de charge maintenue sur les mécanismes de fluage secondaire du FRCC.

Abstract

The secondary creep of Fiber Reinforced Cement-based Composites (FRCC) under high sustained stress level have been recently studied by different reseachers, especially with regards to their capacity to guarantee small crack widths under serviceability states which is key for structural durability. By means of digital image correlation analysis (DIC), this work investigates the time-dependent deformation of FRCC beams under loading level P_s/P_0 greater than 80% (P_s is the load at reloading and P_0 is the load before unloading) by varying the aggregate size and water-to-cement ratio.

In particular, the experimental work considered beams made of fiber reinforced concrete with a water-to-cement ratio (w/c) of about 0.3 and 0.5 as well as of fiber reinforced mortar with w/c = 0.5. Furthermore, two different level of loading were considered: 80 and 90% of stress-to-strength ratio. The test setting was designed to reproduce a two-dimensional water distribution and plains stress conditions. The evolution of the deflection, the crack width and the crack propagation were measured by DIC. The present results foster new understanding on the influence of microstructure heterogeneity, water-to-cement ratio and sustained load levels on the mechanisms of secondary creep of FRCC.

Keywords: fiber reinforced concrete, secondary concrete creep, damage, digital image correlation.

6.1 Introduction

In civil engineering, the durability of concrete structures depends strongly on time-dependent damage mechanisms induced by external loadings, aggressive environment or other durability issues (e.g., internal expansion of reactive aggregates), which can often accelerate the creep deformation up to collapse. Excessive creep deformations of cement-based composites can not only cause a important loss of pre-stress action of a structure, but also compromise the structure stability (Bazant et al., 2008). Moreover, creep and damage can be strongly coupled, e.g., crack growth due to secondary creep can allow aggressive agents to further penetrate within concrete and to extend damage and secondary creep. Thus, deteriorated concrete structures with reduced concrete strength can undergo excessive creep deformation with reduction of the safety coefficient against failure.

As schematically shown in Figure 6.1, for stress level inferior to a certain critical stress-to-strength ratio $(\sigma/f_c)_{crit}$, the creep is linearly dependent on the load and it has a rather logarithmic dependence on time (at least after the initial time needed to exhaust the drying creep) (Torrenti et al., 2014; Zhang et al., 2013). Beyond the $(\sigma/f_c)_{crit}$ value, concrete creep exhibits secondary phase and tertiary phase which can bring to structural failure (Bazant et Asghari, 1977; Bažant et Kim, 1979). Interestingly, Neville et al. (Neville, 1959; Neville et al., 1983; Roll, 1964)., found that such threshold depends on the concrete heterogeneity, i.e., $(\sigma/f_c)_{crit} \sim 0.4$ for concrete and $(\sigma/f_c)_{crit} \sim 0.8$ for mortars. At high stress level, secondary creep strains are associated with microcracking growth which can eventually result in concrete failure by tertiary creep (Mazzotti et Savoia, 2003).

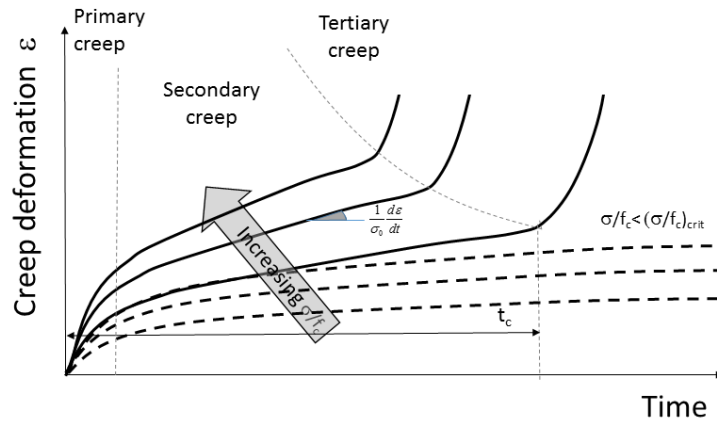


Figure 6.1. Schematic representation of the specific creep of concrete in primary, secondary and tertiary phase based on the stress-to-strength ratio (σ/f_c).

While linear concrete creep is due to the physical mechanisms, such as the inter-sheets sliding of calcium silicate hydrates (Frech-Baronet et al., 2016; Vandamme, 2008; Vandamme et al., 2015) or compaction of cement paste gel (Xi et Jennings, 1992), which are not well understood, there is a general agreement on the role of microcracking on the secondary creep of concrete (Mazzotti et Savoia, 2003). Indeed, Rossi et al. (2012) measured a good correlation between the creep deformation and the acoustic events during a tensile creep test on a plain concrete at high stress (with loading level in between 54% and 80%). According to their explanation, local drying shrinkage deformations may play a role in this cracking process.

The effect of multi-axial loading and the loading direction has been studied only for concrete creep at low load levels (Benboudjema et al., 2001; Hilaire et al., 2014; Ranaivomanana et al., 2013), showing the importance of the stress distribution in tensile, compressive and flexural tests on the concrete creep.

In the last decades, Fiber Reinforced Concretes (FRC) have been widely employed as an efficient mean to control the crack width and to enhance the durability of concrete structures (Banthia, 1994; Hilsdorf et Kropp, 2004; Mehta, 1986, 1991). Recently, the secondary creep of FRC beams under high sustained loading has also been investigated with special attention on the crack opening growth over time (Abrishambaf et al., 2015; Daviau-Desnoyers et al., 2015; García-Taengua et al., 2014; Rossi et al., 2014; Zerbino et

Barragan, 2012). In particular, Zerbino et al. (2012) performed four points bending of FRC beam with a notch at mi-span, in the different pre-cracking from 0.1 mm to 3.54 mm then these beams were reloaded to a force corresponding to a certain percentage of with sustained loading pre-cracking load P_s/P_0 (45% to 156%). Their results showed that secondary creep of FRC beams can cause stable crack opening rate of about 0.20 $\mu\text{m}/\text{h}/\text{MPa}$ during the first month of sustained loading.

This work aims at further investigating the secondary creep of FRCC under high sustained flexural loads with relation to two important material parameters, such as: the water-to-cement (w/c) ratio and aggregate size. The displacement and deformation field were measured by Digital Images Correlation techniques (DIC) (Réthoré et al., 2007).

6.2 Methodology and experimental

6.2.1 Materials and characterization

Experimentation was carried out for FRC with two different water-to-cement ratios (w/c=0.3 and 0.5) and a Fiber Reinforced Mortar (FRM) with w/c of 0.5. The fiber reinforcement consisted of hooked-end steel fibers with 30 mm length and 0.38 mm diameter (Dramix 3D80[30/0.38]). The mix-design are summarized in Table 6.1. The particle size distribution of the aggregate and sand employed in the FRC and FRM materials are shown in Figure 6.2. The cement employed was a Cement GU-SF which consists of silica fume 10%. A super plasticizer Plastol 6200 EXT was added. As for curing, samples were unmolded after 24 hours and cured for 28 days in a fog chamber at 100% relative humidity (h_r). Table 6.2 reports the material characterization at 28 days for all mix-designs in terms of Young's modulus E and compressive strength f_c in terms of mean value and standard deviation of 3 repetitions. As expected FRC-03 with lower w/c ratio was characterized by the highest stiffness and strength, while FRM-05 with high w/c and without aggregate showed the lowest stiffness and strength.

Material ID	FRC-03	FRC-05	FRM-05
W/C	0.3	0.5	0.5
Cement GU-SF [kg/m ³]	650	550	550
Sand (0-2.5 mm) [kg/m ³]	843	801	1550
Gravel (2.5-10 mm) [kg/m ³]	622	668	-
Steel fibres (Dramix 3D80 [30/0.38]) [kg/m ³]	78	78	78
Superplasticiser (Plastol 6200 EXT) [kg/m ³]	38.4	-	-
Water [kg/m ³]	195	275	275

Table 6.1. Mix-designs for the FRCC materials studied in this work.

The mechanical properties of the FRC and FRM at 28 days, four cylinders of dimension 100 x 200 mm² were used for compression tests and for static modulus (CSA, 2009) of elasticity tests (ASTM, 2014).

Characterization specimens were produced for each concrete and mortar mixture to determine the mechanical properties given in Table 6.2.

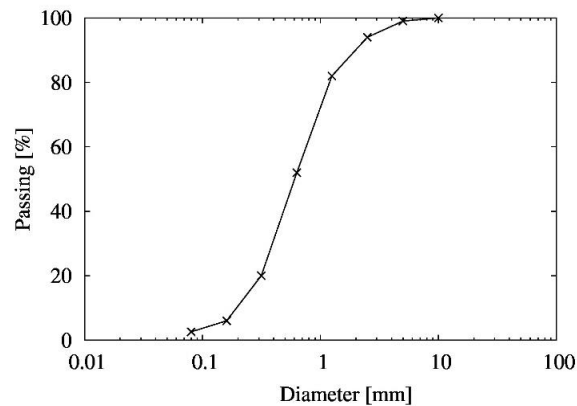


Figure 6.2. Granulometric curve of FRC and FRM

Material ID	Young's modulus E	Compressive strength f_c
	[GPa]	[MPa]
FRC-03	34.2±3.1	71.3±3.1
FRC-05	30.6±1.1	51.9±1.4
FRM-05	28.2±2.0	46.5±1.0

Table 6.2. Material characterization at 28 days

6.2.2 Flexural creep specimens

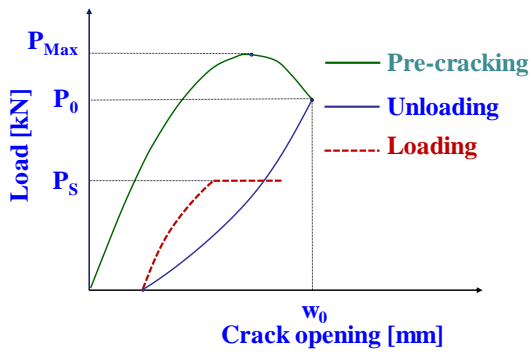
The beam dimensions for flexural creep tests were 100 x 40 x 400 mm³, each beam was notched in order to ensure the localization of a single macrocrack. After 28 days, the notches were carefully sawn at mid-span from a single blade stroke using a circular saw and measured approximately 16.0 mm deep and 4.1 mm wide. After being cured for 28 days in a fog chamber at relative humidity (Rh) 100%, all specimens were further cured in air for at least 3 months in a controlled environment room at Rh = 50 ± 5% and 23 ± 2 °C before the experimental tests.

6.2.3 Test setting for flexural creep

Following a previous work (Daviau-Desnoyers et al., 2015), the creep flexural tests were carried in three phases: (i) the beam was initially loaded by displacement control with a rate of 0.2 mm/min until the crack opening reached the initial crack opening, w_0 (0.2 mm), the pre-cracking test is presented in Figure 6.3a, the crack openings were measured by an LVDT positioned on the side of notch, the load measured at an average crack mouth opening displacement (CMOD), w_0 , were henceforth called P_0 and will be used as a reference value to determine the sustained load level to be applied in the flexural creep test; (ii) the specimen was completely unloaded elastically; (iii) they were reloaded and subjected to sustained load level (P_s) corresponding to a given percentage of the load P_0 (Figure 6.3b).



Figure 6.3. Test set-up for (a) static test for pre-cracking; (b) Sustained loading test setup. As for the 3rd stage, a steel frame apparatus was built to load the samples with dead weight by means of lever arms Figure 6.4b. The loading history is illustrated in Figure 6.4a.



(a)

(b)

Figure 6.4. (a) Typical crack opening curve for the bending test; (b) Test set-up for the creep tests with dead weight and steel lever arms.

Table 6.3 reports the mix-design studied in this work with the test setting chosen: the creep behavior of FRC-03, FRC-05 and FRM-05 was tested at 80% of maximum flexural loading capacity, while that of FRC-05-90 was tested at 90% of the load level. All the samples were in tested in a room with RH humidity of about $50\% \pm 5\%$ and 3 test repetitions were carried out.

Material ID	Load level	Relative humidity at testing	Repeatability of tests
FRC-03	80%	$50\% \pm 5\%$	3
FRC-05	80%	$50\% \pm 5\%$	3
FRM-05	80%	$50\% \pm 5\%$	3
FRC-05-90	90%	$50\% \pm 5\%$	3

Table 6.3. Samples series and test conditions.

6.2.4 Basics of Digital Image Correlation (DIC)

The displacements are expressed in terms of pixels, the only quantity at hand when pictures are analyzed. Let us consider $u(x)$ is displacement between the reference $f(x)$ and the deformed state $g(x)$ pictures of a surface (represented here as gray level valued function of the pixel coordinates). The passive advection of the texture $f(x)$ by the displacement field creates a “deformed image,” $g(x)$ (Réthoré et al., 2007):

$$g(x) = f(x + u(x)) \quad (6.1)$$

Eq. (6.1) is the conservation of the “optical flow” The problem to address is the determination of the displacement field $u(x)$ from the exclusive knowledge of $f(x)$ and $g(x)$. Eq. (6.1) is linearized by assuming that the reference image is differentiable.

$$\phi^2(x) = [u(x) \cdot \nabla f(x) + f(x) - g(x)]^2 \quad (6.2)$$

To estimate $u(x)$, it needs to minimize the quadratic difference over the studied domain Ω :

$$\eta^2(x) = \int_{\Omega} [u(x) \cdot \nabla f(x) + f(x) - g(x)]^2 dx \quad (6.3)$$

For measuring the deflection and crack opening, the initial picture is taken as reference position. The beam zone investigated by DIC in this work is shown in Figure 6.5a with element size of 24 pixels. As an example of case FRC-05, Figure 6.5b and Figure 6.5c show the displacement field in the x and y directions. The colour discontinuity shows the crack pattern obtained after loading. The crack opening was measured by the different of axial displacement (x-direction) of two points at the notched while the deflection was obtained from the displacement field (y-direction). Furthermore, the error map allows to observe the micro-crack. The micro-crack surrounding the macro-crack is observed, which is due to the new crack appeared. In this example, one can appreciate the effect of aggregate to slightly deviate the crack trajectory.

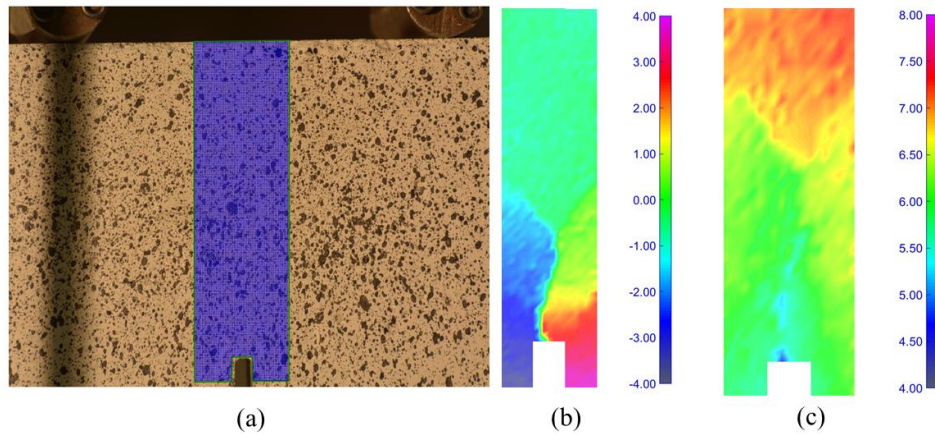


Figure 6.5. (a) Window analyzed by DIC astride the beam notch; (b) Horizontal displacement map in pixels (c) Vertical displacement map in pixels (b) (1pixel=28.5 μm). Finally, the effect of the mesh size on the displacement measurement was carried out which

Finally, the effect of the mesh sizes shown in Figure 6.6 for the element size 16 and 24 pixels. The element size has a negligible influence on the measured results.

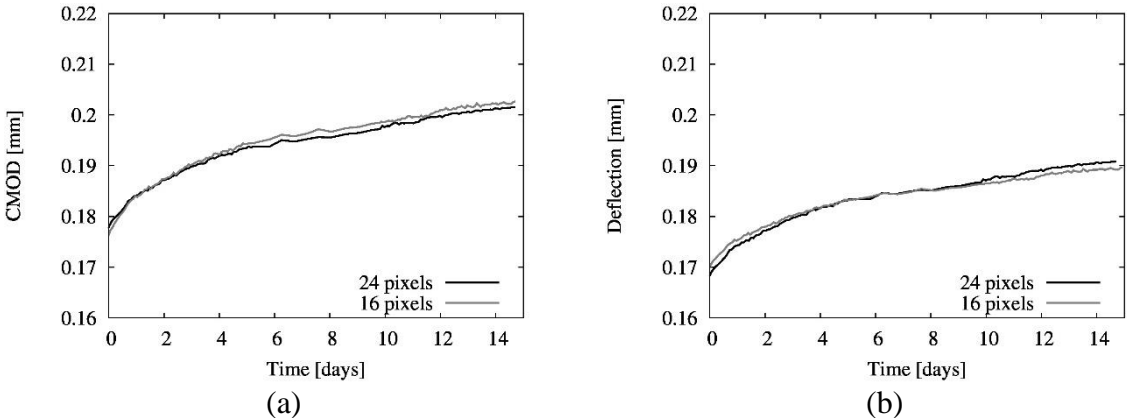


Figure 6.6. Comparison of displacement jump profiles for different element sizes.

6.3. Results and discussion

6.3.1 Static tests

Figure 6.7a, Figure 6.7b and Figure 6.7c show the results of the static tests for pre-cracking the beam for the FRC-05, FRC-03 and FRM-05, respectively. As expected the FRC-03 showed the highest flexural load bearing capacity of about 11 kN, and the mix design FRM-05 with highest w/c ratio and without aggregate showed the lowest flexural load bearing capacity of about 7 kN. As explained in Figure 6.4a, the pre-cracking phase successfully damaged the sample with an initial crack width of about 100 μm for all FRC samples.

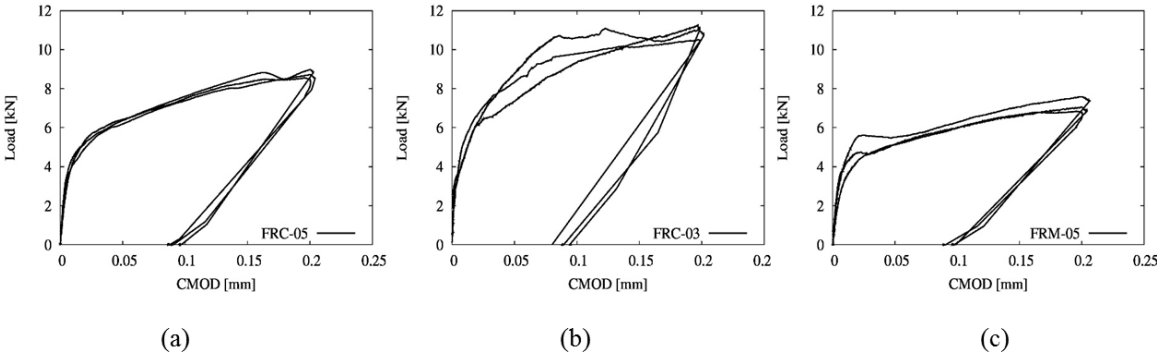


Figure 6.7. Crack opening-load responses for : (a) FRC-05; (b) FRC-03 and (c) FRM-05 for the 3 samples.

6.3.2 Creep tests

As for the loading level of 80%, the main results of the creep tests are summarized in Figure 6.8, Figure 6.9 and Figure 6.10 in terms of both crack opening vs. time and deflection vs. time for FRC-05, FRC-03 and FRM-05, respectively. The figures are zoomed on the curves to emphasize the differences. The test repeatability was rather satisfactory. After a primary creep phase, which takes place in 3-4 days, all the FRC exhibited a clear secondary creep phase which was rather linear with respect to time, but the test duration was not enough to observe the tertiary creep. Instead, Figure 6.11 shows the creep response for the sample FRC-05-90 at loading level of 90% which exhibits secondary and tertiary creep.

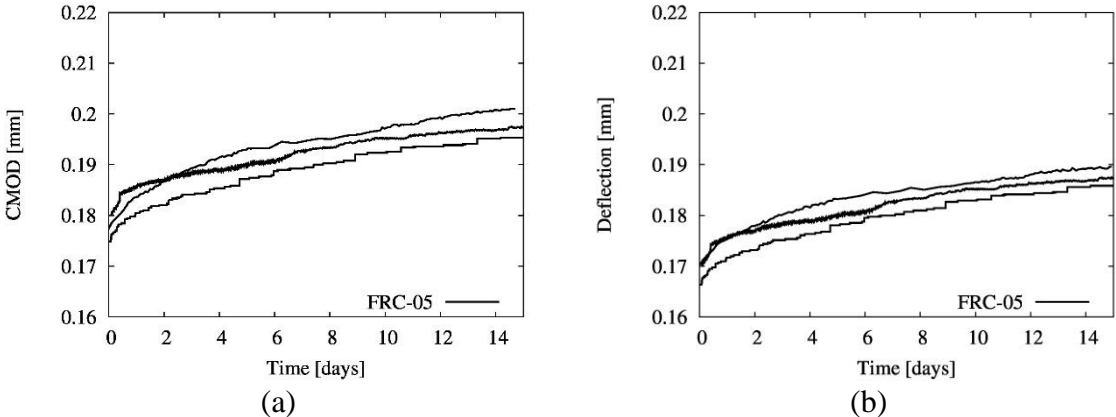


Figure 6.8. Creep response of FRC-05 in terms of: (a) CMOD vs. time (b) Deflection vs. time.

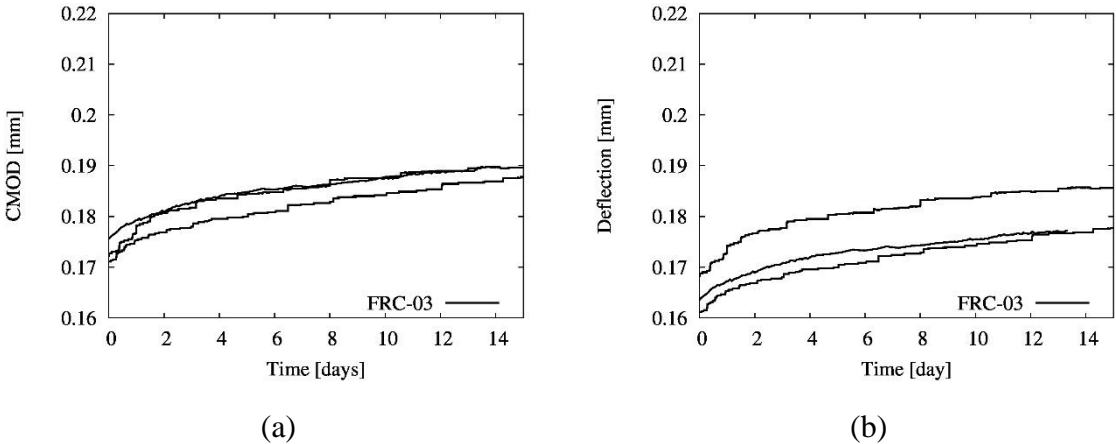


Figure 6.9. Creep response for FRC-03 in terms of : (a) CMOD vs. time; (b) Deflection vs. Time.

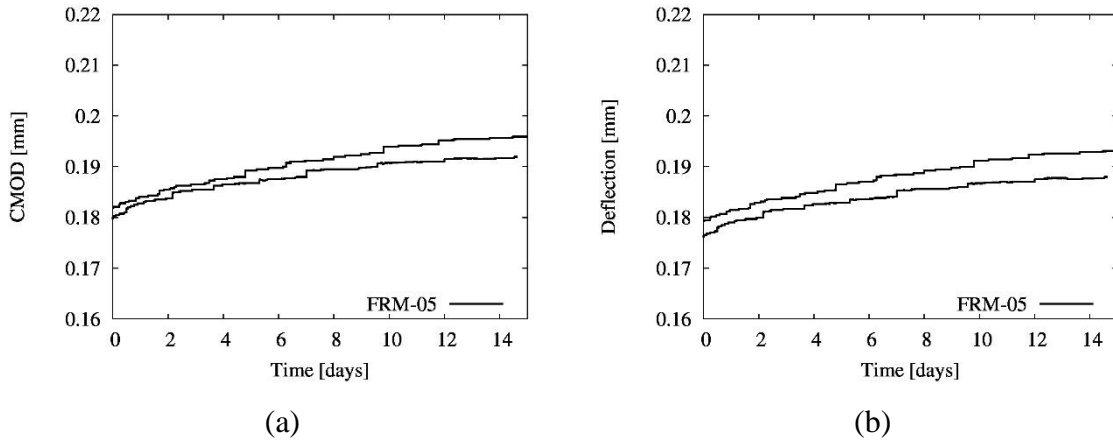


Figure 6.10. Creep response for the FRM-05 in terms of: (a) CMOD vs. time ; (b) Deflection vs. time.

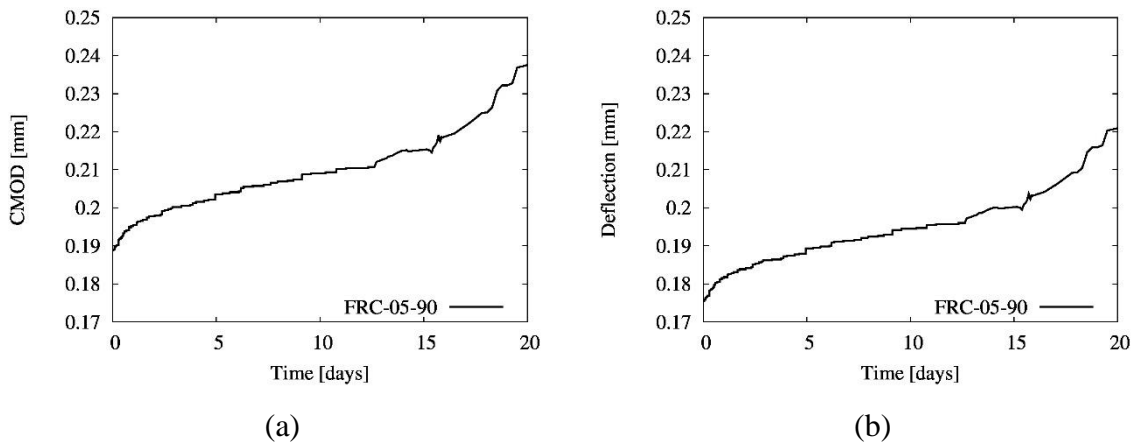


Figure 6.11. Creep response for the FRM-05-90 in terms of: (a) CMOD vs. Time ; (b) Deflection vs. time.

6.3.2.1 Effect of aggregate heterogeneity

Figure 6.12a and Figure 6.12b compare the mean curves of FRC-05 and FRM-05 in terms of CMOD vs. time and Deflection vs. time, respectively. This comparison allows assessing the effect of aggregate on the creep response. Visibly, the aggregate heterogeneity increased the secondary creep in terms of CMOD rate. The deflection comparison is less evident due to the initial elastic deformation of FRM which was slightly higher. However, if the rate of the deflection achieved at 14 days is considered, the aggregate heterogeneity of FRC-05 showed a larger slope.

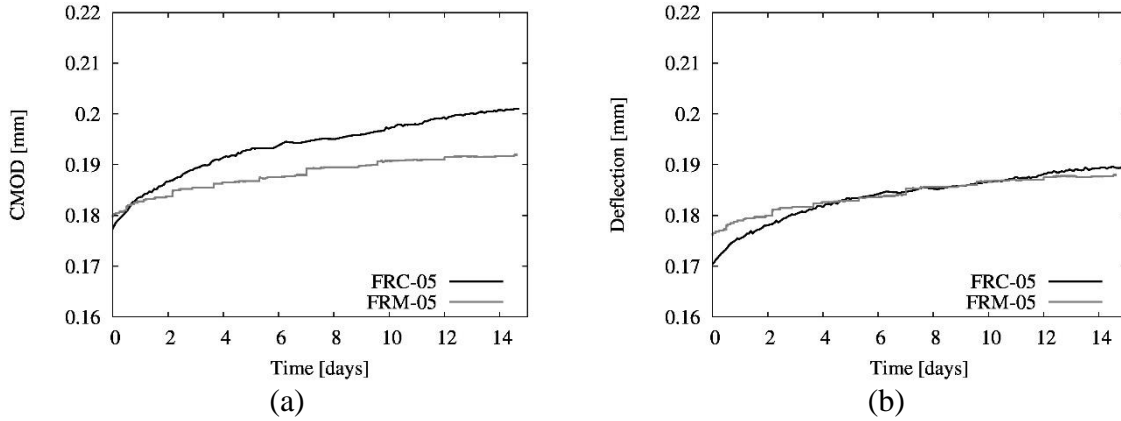


Figure 6.12. Effect of aggregate heterogeneity: (a) CMOD-time ; (b) Deflection-time.

6.3.2.2 Effect of water-to-cement ratio

Figure 6.13a and Figure 6.13b compare the mean curves of FRC-05 and FRC-03 in terms of CMOD vs time and Deflection vs. time, respectively. Evidently, the greater the w/c ratio is, the greater the CMOD rate of the secondary creep is. The effect of w/c ratio on the deflection rate is less important, but still appreciable.

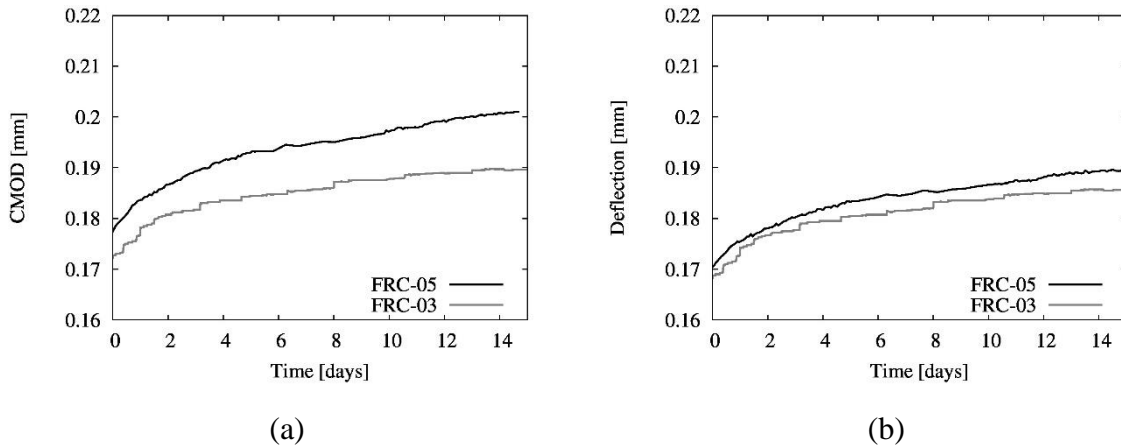


Figure 6.13. Effect of water-to-cement ratio: (a) CMOD-time ; (b) Deflection-time.

6.3.2.3 Effect of loading ratio

Finally, Figure 6.14a and Figure 6.14b compare the CMOD and deflection evolution, respectively, for FRC-05 and FRC-05-90 which were loaded at two sustained load levels (P_s/P_0), i.e, 80% and 90%. The effect of the load level is remarkable as not only it increases the CMOD rate in the secondary phase, but allows entering in the tertiary phase with beam collapse. The deflection rate also showed a similar effect of the loading level.

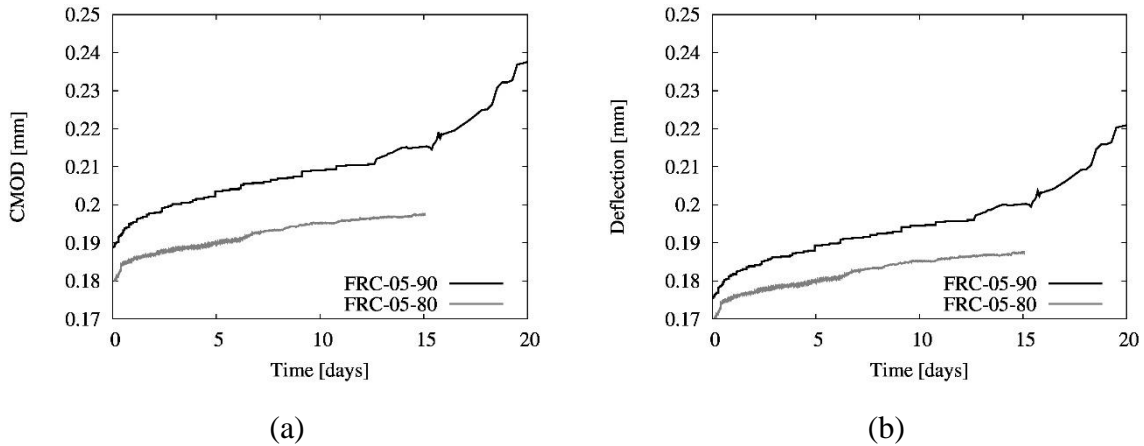


Figure 6.14. Effect of loading ratios: (a) CMOD-time ; (b) Deflection-time.

For the load level 90%, the creep curves display distinctly three creep stages (Figure 6.15a). The time of collapse was about at 24 days for the FRC-05 under study at 90% stress level. Moreover, the primary, secondary and tertiary phases took up about 10%, 70% and 20%, respectively of the test duration. The secondary creep rate is rather constant in time, while the tertiary creep phase is of exponential shape as shown in Figure 6.15a. The failure observed at a sustained load level of 90% is shown in Figure 6.15b.

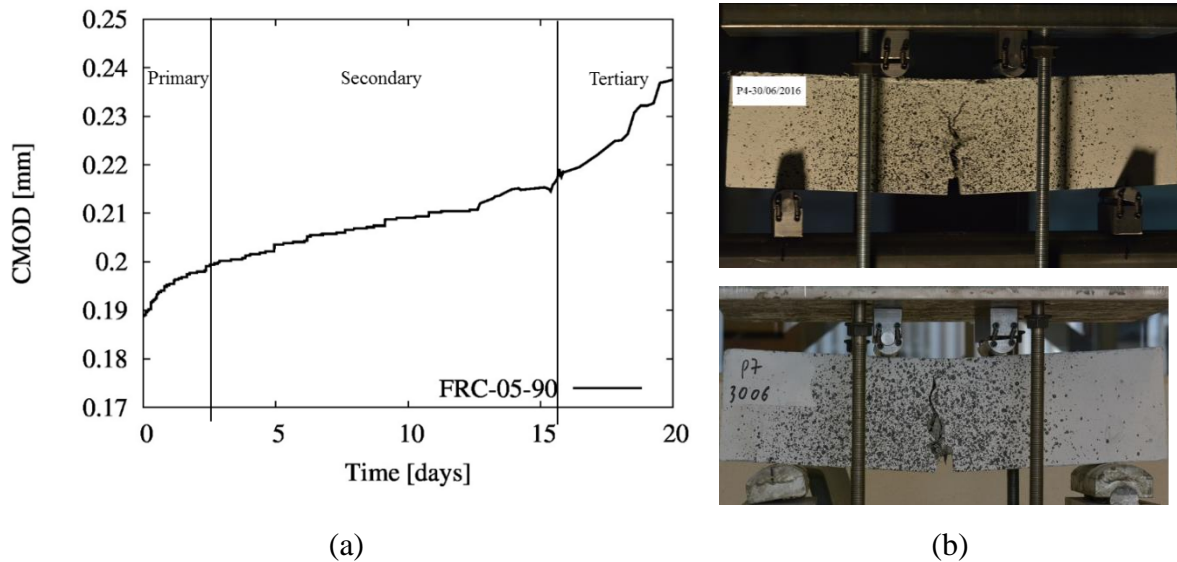


Figure 6.15. (a) Three stages of the creep for loading level 90%; (b) Photos of failure of beam FRC-05-90 due to creep to loading 90%.

6.3.2.4 Secondary creep rates

Figure 6.16a and Figure 6.16b show the secondary creep rate for all FRC studied in this work in terms of CMOD rate and deflection rate, respectively. The rate was estimated by linear regression with least square fitting by considering the creep data between 8 and 12 days. The regression goodness was satisfactory with R-squared greater than 97% confirming that the secondary creep rate is rather linear for both CMOD and deflection. The comparison quantitatively confirms the effect of aggregate size which increases the CMOD rate of the secondary creep about 30% (FRC-05 vs. FRM-05 in Figure 6.16a). Additionally, the effect of the w/c ratio is evident as it increases the CMOD rate of the secondary creep about 50% (FRC-05 vs. FRC-03 in Figure 6.16a). Finally, the effect of the loading level is to increase the CMOD rate of the secondary creep about 35% (FRC-05 vs. FRC-05-90 in Figure 6.16a). Similar conclusions for the effect of the aggregate size and water-to cement ratio can be drawn for the deflection rate of the secondary creep (Figure 6.16b).

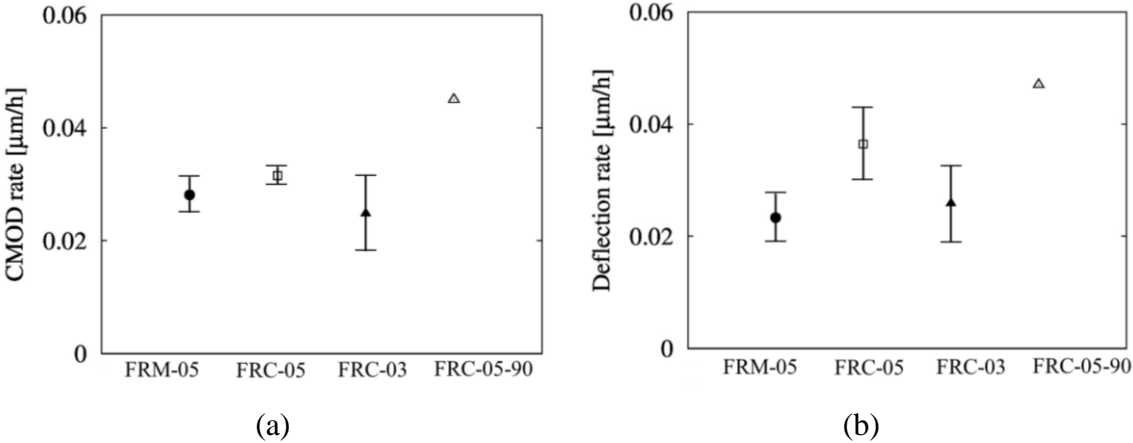


Figure 6.16. Comparison of between the three mixes designs for mean value and the interval confidence 80%: (a) CMOD rate ; (b) Deflection rate

6.3.2.5 DIC crack detection

Finally, we employed DIC analysis to observe the crack growth and the presence of microcracks. Figure 6.17a and Figure 6.17b illustrate the macro-crack of the creep tests for the FRC-05-90 and FRC-05, respectively. Notably, it is also possible to observe a microcracking process zone around the major crack at the end of creep tests. These results confirmed that, at high sustained loadings, the secondary creep is mainly due to the crack

propagation with a developed microcracking process zone. These conclusions allow to confirm the hypothesis proposed by Rossi et al. (2012), assuming that the creep of concrete (at high stress) was mainly due to microcracking and its kinetics depends on the presence of the water movement.

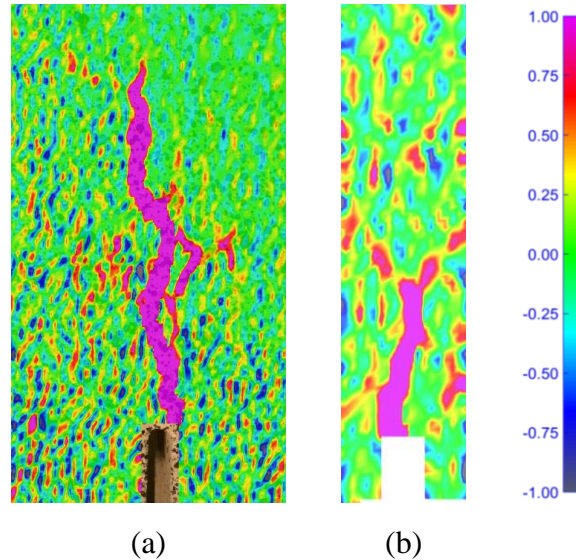


Figure 6.17. Example of the deformation ϵ_{xx} : (a) FRC-05-90; (b) FRC-05.

6.4. Conclusion

In this study, an experimental investigation was carried out to characterize the secondary creep of pre-cracked FRCC beams under flexural high sustained loading with emphasis on the effect of water-to-cement ratio, aggregate heterogeneity and loading level. Based on a good repeatability of the present results, the following main conclusion can be drawn:

1. The effect of the water-to-cement ratio w/c was found to be a major parameter on the secondary creep rate of FRC. As average, varying w/c from 0.3 to 0.5 increased the crack width rate about 50%;
2. The effect of aggregate size was also found to be an important parameter on the secondary creep rate of FRCC. By comparing a fiber reinforced concrete and mortar with similar amount of cement paste, increasing the aggregate size from 2.5 mm to 10 mm enhanced the crack width rate about 30%;
3. The effect of loading level implied a primary effect on the secondary creep rate of about. Varying the sustained load level from 80% to 90% implied an increase of the crack opening rate about 35%.

4. At load level of 90%, experimental creep curves display a three-stage creep process: a primary stage with a decreasing creep rate, a secondary stage with a constant creep rate and a tertiary stage with an increasing important creep rate tertiary creep with final rupture at about 24 days was observed.
5. The DIC analysis conformed the importance of the crack growth and microcrack process zone on the secondary creep

The present results are a precious database for modeling non-linear creep with respect to material parameters and testing conditions allows for a bidirectional analysis in terms of plain stress and hygral distribution. Future works are needed to disclose the effect of the material parameters on the time of collapse, (e.g. extending the duration time to several dozen days) and the effect of external relative humidity of the external environment on the secondary creep. The behaviour of secondary creep of normal concrete without fibers also deserves to be investigated.

Acknowledgements

Financial support for this project was provided by the Canadian Francophonie Scholarship Program (CFSP) which is gratefully acknowledged.

Chapitre 7 Article 4 : A new damage poromechanical model for the secondary creep of fiber reinforced cement-based composites at high stress-to-strength ratio.

Tho Duc Pham¹, Luca Sorelli^{1*}, Peter Grassl², Mario Fafard³

(1) Department of Civil Engineering, University Laval, Québec, QC, Canada, email: duc-tho.pham.1@ulaval.ca, phamductho@humg.edu.vn

(2) School of Engineering, University of Glasgow, UK, email: peter.grassl@glasgow.ac.uk

(1*) Department of Civil Engineering, University Laval, Québec, QC, Canada, email address: luca.sorelli@gci.ulaval.ca

(3) Department of Civil Engineering, University Laval, Québec, QC, Canada, email address: mario.fafard@gci.ulaval.ca

(*) Corresponding author

Paper in review for possible publication in Elsevier Construction Building Materials

Résumé

Des travaux récents ont démontré que le fluage secondaire du béton sous un ratio contrainte-résistance élevé soutenu est probablement dû à un fort couplage entre l'endommagement et le retrait de séchage, qui se produit localement dans la zone de processus de rupture. Le but de ce travail est de développer un modèle simplifié poro-mécanique endommageable pour le fluage secondaire du béton, ce qui explique directement ce couplage.

Il est simplement supposé que la microfissuration affecte la répartition de la teneur en eau par la prise en compte l'endommagement sur l'isotherme d'adsorption. Le modèle utilise un réseau d'éléments de conduite basé sur le diagramme de Voronoi et des éléments mécaniques basés sur la triangulation de Delaunay. Notamment, le retrait de séchage est pris en compte dans le cadre poro-mécanique des milieux partiellement saturés. Enfin, le modèle est validé par rapport aux résultats expérimentaux sur le fluage secondaire des poutres en béton renforcé de fibres (FRC) et du mortier renforcé de fibres (FRM) en tenant compte de l'effet de l'hétérogénéité du béton.

Abstract

Recent works have showed that the secondary creep of concrete under sustained high load level of load-to-strength ratio is likely due to a strong coupling between damage and drying shrinkage, which locally occurs in the fracture process zone. The scope of this work is to develop a simplified damage-poromechanical model for the secondary creep of concrete, which directly accounts for such coupling.

It was simply assumed that microcracking affects the distribution of the moisture content by scaling the adsorption isotherm with damage. The proposed model has been implemented into a discrete lattice method based on dually coupled conduit elements and mechanical element. Notably, the drying shrinkage is accounted within the poromechanical framework of the partially saturated media. Finally, the model is validated against experimental results on secondary creep of fiber reinforced concrete (FRC) beams and fiber reinforced mortar (FRM) considering the effect of concrete heterogeneity.

Keyword: drying shrinkage, secondary creep at high stress, damage, adsorption isotherms, poromechanical coupling, microcracking, fiber reinforced concretes.

7.1 Introduction

Beyond a certain critical stress-to-strength σ/f_c ratio, creep linearity with respect to the load is lost and its increase is rather exponential. Notably, such threshold value of σ/f_c was found to depend on the concrete heterogeneity, i.e., $\sigma/f_c \sim 0.4$ for concrete and $\sigma/f_c \sim 0.8$ for mortars (Neville, 1959; Neville et al., 1983; Roll, 1964). While the mechanisms associated to concrete creep are still under study (Xi et Jennings, 1992), there is a general agreement on the role of microcracking on the non-linear creep in both secondary and tertiary phases (Mazzotti et Savoia, 2003). For instance, a good experimental correlation between the creep deformation and the acoustic events recorded during a tensile creep test on plain concrete at high stress (with loading level P/P_0 (where P is the load at reloading and P_0 is the load before unloading) in between 54% and 80%)) (Rossi et al., 2012). At high stress level, creep strains are associated with microcracking growth, which can eventually result in concrete failure by tertiary creep (Mazzotti et Savoia, 2003). Thus, deteriorated concrete structures which undergo to excessive creep deformation due to secondary creep may imply an important reduction of the safety coefficient against failure (Bazant et al., 2008).

Rossi et al. claimed that the observed secondary creep concrete under high sustained load level (54-80% of the average compressive strength) is mainly due to an interactive process between microcracking and drying shrinkage (Rossi et Acker, 1988; Rossi et al., 2012). Simply speaking, when the water of the capillary pores of the concrete is drained by dry microcracks, shrinkage strain can occur. If the deformation is locally restrained (ex. by sand/aggregate particles), the internal stress can achieve the tensile strength and causes further micro-cracking.

Based on a recent work on the flexural creep of sealed FRC concrete beams at high loading level (between 60 and 107% of the load required to pre-crack the beam), Rossi et al. showed that the time to failure t_R showed a logarithmic dependence on the loading level, while the secondary creep rate follows a power law with respect to time, i.e., scale invariant (Rossi et al., 2014). Moreover, the elastic compliance, which was measured by cyclic loading, showed an initial slight decrease up to a certain time, followed by a rapid increase with a logarithmic trend, up to a value after which there is an unstable propagation. This confirms that secondary creep is related to the growth of cracks. Furthermore, Daviau-

Desnoyers et al. (2015) observed that the failure of the pre-cracked beam reloaded at a certain loading level P/P_0 occurs when the crack opening defined by the static behavior envelope is attained.

In a recent experimental work, digital image correlation was employed to show that the particle heterogeneity can increase the secondary creep of FRC concretes under sustained high load levels (Pham et al., n.d).

Most of the models proposed for capturing secondary concrete creep are phenomenological. Several models have extended linear visco-elastic model by multiplying the creep compliance by a nonlinear function of the stress-state (Bazant et Prasannan, 1989; Ruiz et al., 2007; Bažant et Xiang, 1997) proposed a nonlinear relationship between creep and stress by defining a crack growth as a function of the stress intensity factor (Bazant and Xiang, 1997). Recent models have accounted for the coupling between creep and damage by introducing a damage law associated to the creep strain (Mazzotti et Savoia, 2003; Reviron et al., 2007).

Very recently, Daviau-Desnoyers (2015), Rossi et Richer (1987); Tailhan et al. (2015) implemented a probabilistic lattice model for predicting the flexural creep of concrete beams at high stress. Based on the experimental results they assumed that the time to failure (i.e., the duration of the creep test up to the final collapse) depends exponentially on the stress level (here defined as stress-to-tensile strength ratio σ/f_t) as follows:

$$t_R = \exp\left(-c_1\left(\frac{\sigma}{f_t} - c_2\right)\right) \quad (7.1)$$

where σ/f_t is the stress-to-strength ratio while c_1 and c_2 are model constants. Finally, the effect of nonlinear creep is modeled by assuming an explicit damage evolution law which reduces the tensile strength (f_t) and the fracture energy (i.e., the area underneath the cohesive law stress vs. crack opening of a FRC) with respect to a dimensional time t/t_R . The model fairly well reproduces the experimental secondary creep deflection which were experimentally measured for FRC beams (Daviau-Desnoyers, 2015).

Recently, Pham et al (n.d) showed the ability of a simplified hydro-damage lattice model (Pham et al., n.d.) to predict the secondary creep of FRC beams under high sustained load

level (Daviau-Desnoyers et al., 2015). However, the proposed model employed a phenomenological shrinkage coefficient to capture the hydro-mechanical coupling.

The scope of this work is threefold: (i) to develop a new model within the framework of damage-poro-mechanics that can account for the coupling between microcrack (damage), water diffusion and shrinkage at stake for concrete secondary creep; (ii) to implement it in an existing hydro-damage lattice model (Grassl et al., 2013); (iii) to validate the model with respect to the flexural creep of Fiber Reinforced Concrete (FRC) and Mortars under high sustained load level (Daviau-Desnoyers et al., 2015,2016).

7.2 Materials and Methods

Experimentation was carried out for concretes with two different water-to-cement ratios ($w/c=0.3$ and 0.5) and a mortar with w/c of 0.5 , details on constituents and their proportions are summarized in Table 7.1. The cement employed was Cement GU-SF which consists of silica fume 10%. Steel fibers reinforced, and the hooked-end steel fibers were 30 mm long and 0.38 mm in diameter (Dramix 3D80). A superplasticizer Plastol 6200 EXT was added.

	FRC-03	FRC-05	FRM-05
W/C	0.3	0.5	0.5
Cement GU-SF [kg/m^3]	650	550	550
Sand (0-2.5 mm) [kg/m^3]	843	801	1550
Gravel (2.5-10 mm) [kg/m^3]	622	668	-
Steel fibres (Dramix 3D80 [30/0.38]) [kg/m^3]	78	78	78
Superplasticiser (Plastol 6200 EXT) [kg/m^3]	38.4	-	-
Water [kg/m^3]	195	275	275

Table 7.1. Mix design considered in this study (Pham et al., n.d.).

As for sample curing, all specimens were unmolded after 24 hours, then cured for 28 days in a fog chamber at 100% relative humidity (h), and finally cured in air for at least 1 month in a controlled environment room at $h = 50 \pm 5\%$ and $23 \pm 2^\circ\text{C}$ before the experimental test. Table 7.2 presents the results of characterisation tests. The deflection-time and crack-time results were measured by Digital Image Correlation (Réthoré et al., 2007).

Material code	Young's modulus E [GPa]	Compressive strength f_c [MPa]
FRC-03	34.2±3.1	71.3±3.1
FRC-05	30.6±1.1	51.9±1.4
FRM-05	28.2±2.0	46.5±1.0

Table 7.2. Material characterization at 28 days (Pham et al., n.d.).

7.3 Hygro-damage poromechanical model for secondary creep of concrete

7.3.1 Background of hydro-damage lattice modeling

Recently, a hydro-damage lattice model has been developed by a random network of Delaunay triangulation and dual Voronoi polygonization (Grassl, 2009). The transport conduit elements are idealized as 1D conductive pipes (Figure 7.1) placed along the facets of the Voronoi polygons and their cross-sectional areas are calculated from the length of the corresponding edges of the dual Delaunay triangles. For the mechanical lattice, the elements are placed on the edges of the random Delaunay triangles. The geometry of the cross-section of the lattice elements is determined by the corresponding edge of the Voronoi polygon of length l . Each node has three Degrees of Freedom (DOF): two translations, u and v , and one rotation ϕ .

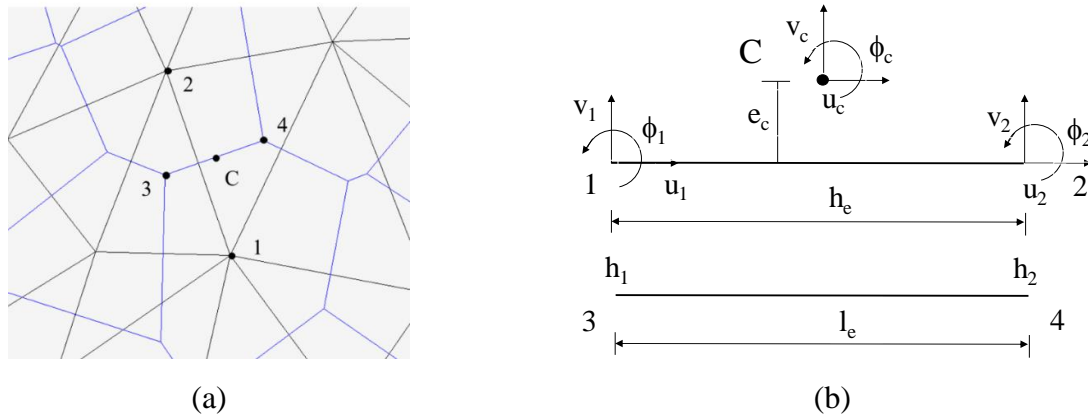


Figure 7.1. Example of (a) Voronoi tessellation and Delaunay triangulation; (b) Delaunay triangulation, degrees of freedom of the lattice elements for the mechanical and transport model in the local co-ordinate system

The displacement of the mid-point C is defined in terms of the node DOF as follows:

$$u_c = Bu_e \quad (7.2)$$

where:

$$u_e = \{u_1, v_1, \phi_1, u_2, v_2, \phi_2\}^T; u_c = \{u_c, v_c, \phi_c\}^T \quad (7.3)$$

$$B = \begin{bmatrix} -\cos \alpha & -\sin \alpha & -e & \cos \alpha & \sin \alpha & e \\ \sin \alpha & -\cos \alpha & -h_e/2 & \cos \alpha & \sin \alpha & -h_e/2 \\ 0 & 0 & \sqrt{I/A} & 0 & 0 & -\sqrt{I/A} \end{bmatrix} \quad (7.4)$$

where h_e is the length of the element, e is eccentricity of the mid-point, $A = l_e \times t$ is the cross-section is determined, l_e is the length of mi-section, t is the out-plan thickness, and I is the moment of inertia $I = l_e^3 t / 12$. Then, the displacement u_c is replaced by deformation $\varepsilon = u_c / h_e = (\varepsilon_n, \varepsilon_s, \varepsilon_\phi)$. The rigid matrix K of lattice element is determined by:

$$K = \frac{A}{h_e} B^T D_e B \quad (7.5)$$

where D_e is the elastic stiffness matrix

The evolution of damage is controlled by stress-crack opening curve so that the mechanical response is independent of the length of lattice element used:

$$\sigma = (1 - \omega) D_e \varepsilon = (1 - \omega) \bar{\sigma} \quad (7.6)$$

where ω is the damage variable,

$$\bar{\sigma} = (\bar{\sigma}_n, \bar{\sigma}_s, \bar{\sigma}_\phi)^T \text{ et } D_e = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & \gamma E & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix} \quad (7.7)$$

where E and γ are the Young's modulus and Poisson's ration. For the plane stress and a lattice equilateral triangles, the Poisson's ratio results $\nu = (1 - \gamma) / (3 + \gamma)$.

The moisture transfer in concrete is simulated by the nonlinear equation derived based on Fick's law (Xi et al., 1994), which accounts for the transfer of both liquid and vapor phases, as follows:

$$\frac{dw}{dh} \frac{dh}{dt} - \nabla \cdot ((D_h) \nabla h) = 0 \quad (7.8)$$

where W is the moisture content [kg/m³], D_h is moisture diffusivity of the undamaged material which is commonly defined in function of the relative humidity h as follows (Bažant and Najjar, 1972):

$$D_h = D_1 \left[\alpha_0 + (1 - \alpha_0) / \left(1 + \left(\frac{1-h}{1-h_c} \right)^n \right) \right] \quad (7.9)$$

where: D_1 is moisture diffusivity at full saturation [kg/m/s], α_0 is the ratio between the minimum and maximum moisture diffusivity, h_c is the relative humidity in middle of transition between low and high diffusivity, n controls the slope of the moisture diffusivity transition. To consider the damage effect on the diffusivity, the latter is decomposed in 2 parts, one from material undamaged, and another one is taken in account the damaged material (Grassl, 2009) as follows:

$$D_e(h, \tilde{\omega}_c) = D_h(h) + D_c(h_e, \tilde{\omega}_c) \quad (7.10)$$

where $D_c(h_e, \tilde{\omega}_c)$ strongly depends on the modeled problem. In this present work, $D_c(h_e, \tilde{\omega}_c)$ is defined as linearly proportional to the crack opening, and determined by (Grassl, 2009) as:

$$D_c(h_e, \tilde{\omega}_c) = D_h(h) \frac{\tilde{\omega}_c}{\omega_{fk}} \quad (7.11)$$

where $\tilde{\omega}_c$ is an equivalent crack opening defined from the permanent and reversible deformation as explained in (Grassl, 2009), and $\omega_{fk} = h_e \cdot \varepsilon_{fk}$ is a parameter which controls the slope of the change of the diffusivity, h_e is the mechanical element length which is here introduced to regularize the numerical results with respect the element size. For instance, in a previous work on normal concrete ε_{fk} was set to 0.25%. (Grassl, 2009). As proposed in the work of Bažant et Najjar (1972), $k = dw/dh$ is called the slope of the isotherm (or moisture) capacity, which can be simplified as a constant. In the present work, we assumed a simplified isotherm proposed by Kunzel which is a simplified adaptation of the BET formulation (Brunauer et al., 1938; Kunzel, 1995; Klopfer, 1974) as follows:

$$w = w_f \frac{(b-1)h}{b-h} \rightarrow \frac{dw}{dh} = \frac{w_f(b-1)b}{(b-h)^2} \quad (7.12)$$

where, w_f is a moisture content at the saturation (kg/m^3) and b is a dimensionless parameter greater than 1, typically $b=1.3$ (Grassl, 2009). This isotherm is a simplification of the moisture storage function which reproduces well more complex which are commonly employed in for cement based materials, such as law Van Genuchten model (Van Genuchten, 1980), in the capillary regime with relative humidity greater than 50%. The saturation S_l is as a function of water content as follows:

$$S_l = \frac{w}{w_f} \quad (7.13)$$

7.3.2 Effect of damage on the adsorption isotherm

As a first simplified approach, the underlying idea of this work is to reproduce the reduction of the free water available in the capillary pores due to the formation of dry microcracks (Rossi et al., 2012). Thus, the water content decreases exponentially with the damage ω_c as follows:

$$w = w_f \frac{(b-1)h}{b-h} \exp\left(-c \frac{\tilde{\omega}_c}{\omega_{fk}}\right) \quad (7.14)$$

where c is a model parameter. Then, the moisture capacity reads:

$$\frac{dw}{dh} = w_f \frac{(b-1)b}{(b-h)^2} \exp\left(-c \frac{\tilde{\omega}_c}{\omega_{fk}}\right) \quad (7.15)$$

Figure 7.2a and Figure 7.2b show the normalized water content as a function of the relative humidity and the damage parameter M , which is here defined as $M \equiv -c \frac{\tilde{\omega}_c}{\omega_{fk}}$, on the relative humidity h . The effect of damage is to reduce the water content in the adsorption isotherm. Note that $M=0$ represents the results of Kunzel (1995). Furthermore, Figure 7.2b shows the normalized moisture capacity $d(w/w_f)/dh$ vs. the relative humidity h and the damage parameter M .

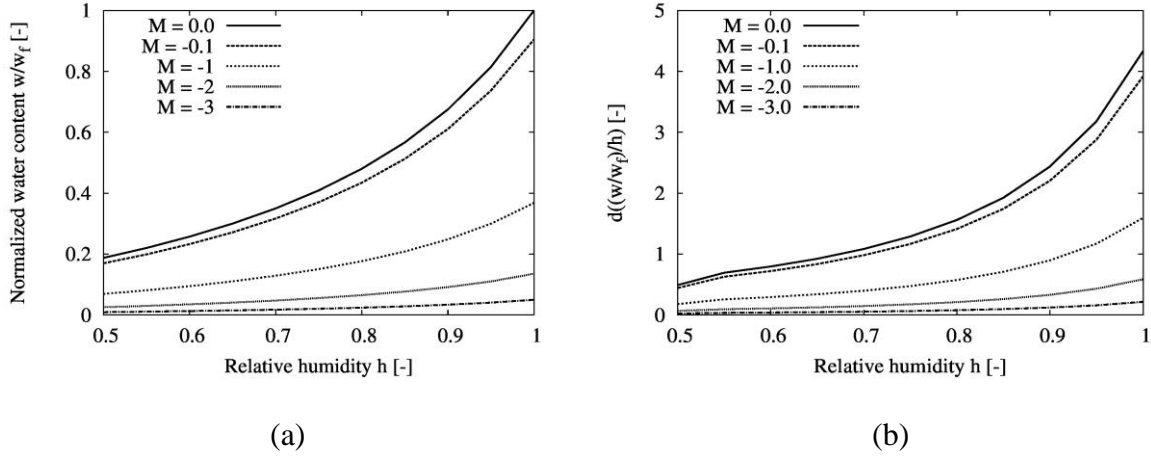


Figure 7.2. (a) Relation between normalized water content and relative humidity and M , (b) Relation between the normalized moisture capacity vs. damage parameter M for different h values.

7.3.3 Mechanical equilibrium

Within a poromechanical framework (Grassl et al., 2013), the overall stress (σ_c) is defined in function of the overall strain (ε) and the capillary pressure (P_c) as:

$$\sigma_c = (1 - \kappa) D_e \varepsilon + b_l (1 - \kappa) S_l P_c \quad (7.16)$$

where κ is the damage parameter, b_l is the Biot coefficient, S_l is liquid saturation, and P_c is defined by Kelvin's law as:

$$P_c = - \frac{RT \rho_l}{M} \ln(h) \quad (7.17)$$

where:

R : Perfect gas constant, $R=8,314 \text{ J.K}^{-1}.\text{mol}^{-1}$;

T : Absolute temperature in Kelvin;

ρ_l : Density of the water, $\rho_l=1000 \text{ kg.m}^{-3}$;

M : Water molar mass, $M=18.10^{-3} \text{ kg.mol}^{-1}$;

h : Relative humidity.

7.4 Model calibration

7.4.1 Simulation of the curing humid for 3 months

Table 7.3 presents the comparison parameter between two boundary condition and model of cement paste of FRC-05 et FRC-03. For FRC-03, the water content w_f was estimated as 80 kg/m^3 (in comparison with (Petr, 2014) for the cas $W/C = 0.3$) while $b=1.3$ is a typical value for cement paste (Petr, 2014). For FRC-05 and FRM-05 was estimated 100 kg/m^3 (Petr, 2014). Their equivalent BET parameters are $V_m = 74.1 \text{ l/m}^3$, $k = 0.61$, $A = 1.3$ (Benboudjema et al., 2005). Figure 7.3 compares the adsorption isotherm assumed in this work with that expressed in BET formulation of a typical concrete (Xi et al., 1994) in terms of $S(h)$. The saturation has been calculated simply as $S_l = \frac{w}{w_f}$.

Material	Diffusivity parameters				Isotherm parameters		Equivalent isotherms based on BET		
	α_0	h_c	n	D_1	w_f	b	V_m	k	A
	[-]	[-]	[-]	[kg/m/s]	[kg/m ³]	[-]	[l/m ³]	[-]	[-]
FRC-03	0.05	0.74	16	6.0×10^{-8}	80	1.3	74.1	0.61	1.3
FRC-05	0.05	0.74	16	8.5×10^{-8}	100	1.3	74.1	0.61	1.3
FRM-05	0.05	0.74	16	8.5×10^{-8}	100	1.3	74.1	0.61	1.3

Table 7.3. Moisture transfer model parameters for cement paste.

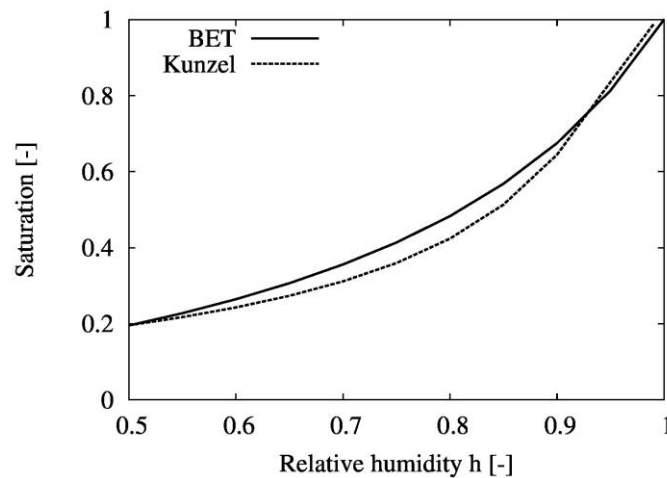


Figure 7.3. Isotherms adopted in this work for FRC-03, FRC-05 and FRM-05 in terms of water content vs. relative humidity in comparison with BET model (Xi et al., 1994).

Figure 7.4 shows the evolution of the degree of hydration, saturation and relative humidity for $w/c = 0.3$ and $w/c = 0.5$ with the addition of 10% silica fume calculated by the Powers' model extended for the pozzolanic reaction (Lura et al., 2003). Figure 7.5a shows the finite element mesh and the boundary conditions used for the curing simulations. The relative humidity ($h_{6\text{days}}$) of FRC-03, FRC-05 and FRM-05 after 6 days are respectively 0.91, 0.96 and 0.96.

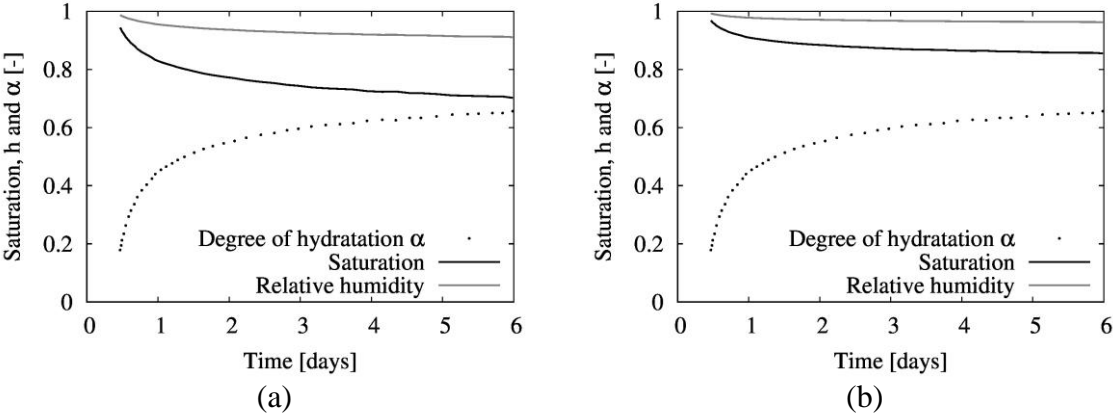


Figure 7.4. Measured degree of hydration, saturation and calculated relative humidity of the : (a) $w/c = 0.3$; (b) $w/c = 0.5$.

Then, the water exchange during the curing period (3 months at relative humidity of $h = 50\% \pm 5\%$) were simulated with the diffusivity of Table 7.3. Figure 7.5b, 7.4c and 7.4d show the distribution of relative humidity at the beginning of the creep test for FRC-05, FRC-03 and FRM-05, respectively. As expected, the internal relative humidity is still rather high greater than 90%, although the sample was in a room at $50\% \pm 5\%$ during testing. As for the sample with low water-to-cement ratio FRC-03, the distribution of the relative humidity is likely overestimated as the effect of cement hydration during the curing time was not modeled.

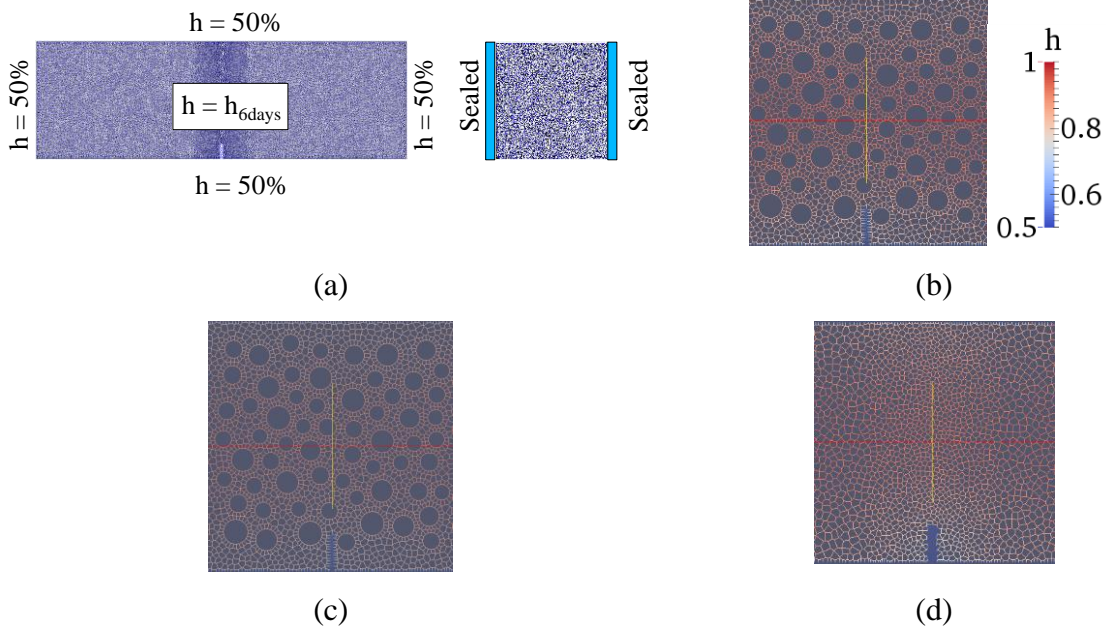


Figure 7.5. (a) Lateral and cross section view of the sample mesh with indication of the hygral boundary condition; (b) Zoomed view of the estimated relative humidity distribution in the mid-span zone before the creep test starts for (b) FRC-05,(c) FRC-03,(d) FRM-05.

7.4.2 Simulation of the compression test under static loading

Figure 7.6a presents the mesh and boundary conditions for the compression test with dimensions of $100 \times 200 \times 100 \text{ mm}^3$ with inclusion. The diameter of inclusion was the same $d = 20 \text{ mm}$ and an aggregate volume fraction is 0.3. The uniaxial compression analysis was controlled by the top displacement Δu and the average strain is determined as $\Delta u/L$. The average stress is determined as $\sigma = F/S$, where F is reaction force caused by the top displacement Δu and S is surface of the specimen. Five parameters for the mechanical property (E , γ , f_t , f_c , G_f). Table 7.4 presents the simulation parameters for FRC-05 and FRM-03. As for FRC mix designs, the aggregates were modeled with spherical inclusions with distribution of Fuller. Instead, the mortar FRM-05 was modeled as an homogeneous material as the sand was smaller than the lattice size.

	Material	E [GPa]	γ [-]	f_t [MPa]	f_t [MPa]	G_{fc} [J/m ²]
FRC-05	Aggregates	70	0.33	-	-	
	Mortar matrix	29	0.33	3.3	52	500,000
FRC-03	Aggregates	70	0.33	-	-	
	Mortar matrix	33	0.33	4	63	600,000
FRM-05	Mortar matrix	29	0.33	3.3	52	500,000

Table 7.4. Mechanical properties for uniaxial compressive simulation of FRC-05, FRC-03 and FRM-05.

Figure 7.6b illustrates the stress-strain relationship obtained with the model parameters presented in Table 7.4 : the maximum stresses are compression strength of each. The simulation is based on a plain stress analysis of a parallelepiped samples as equivalent analysis of the cylindrical tests as done in an equivalent fashion in previous study. Note that the maximal value of each material corresponds to the compressive strength. The estimated Young's modulus for the FRC-05, FRC-03, FRM-05 are 29.7, 34.4, 26.9 MPa, respectively. The estimated strength for the FRC-05, FRC-03, FRM-05 are 50.1, 70.82, 46.28 MPa, respectively.

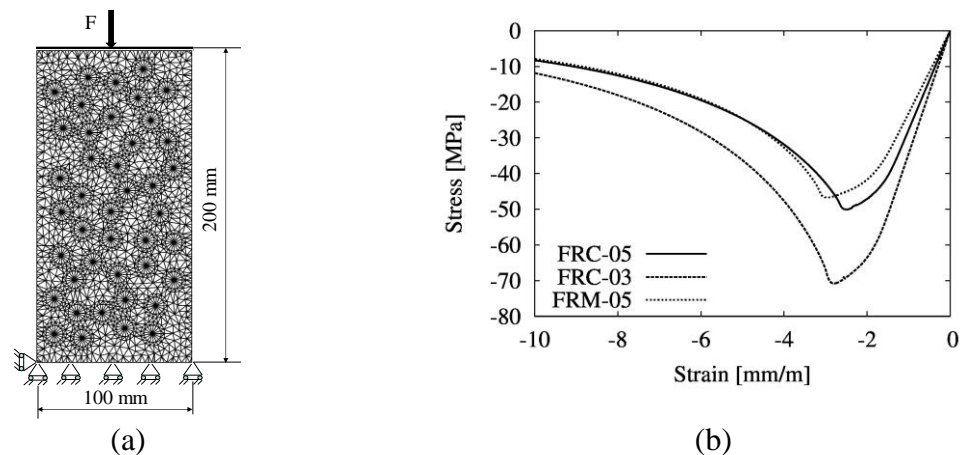


Figure 7.6. (a) Mesh and boundary condition; (b) Stress-strain response.

Figure 7.7 compares the simulated and experimental values of E-modulus and strength for the 3 mix design showing a good agreement as they are close to the parity line.

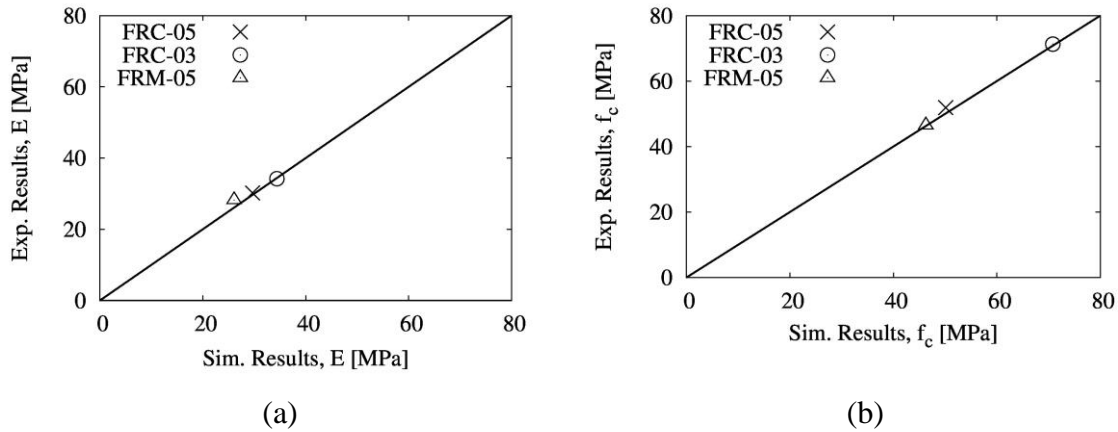


Figure 7.7. Comparison between simulated and experimental results for the mix designs:
 (a) E-modulus; (b) Compressive strength

7.4.3 Simulation of the static bending test

For validating the model, simulation results compared the flexural creep test obtained by DIC for three material FRC-05, FRC-03 and FRM-05. The boundary condition is identical to the experimentation but adding hygral condition, it means that specimen is submitted to both drying condition with relative humidity of 50% (Figure 7.5a). The beam is initially loaded by displacement control until the crack opening reached the initial crack opening, w_0 (0.2 mm), then completely unloaded elastically, reloaded and subjected to sustained load conditions according to the test setup (80%). The crack opening and deflection will be measured in times. The Figure 7.8a present the mesh and boundary conditions for mechanical problem and the deformed mesh during the test (Figure 7.8b).

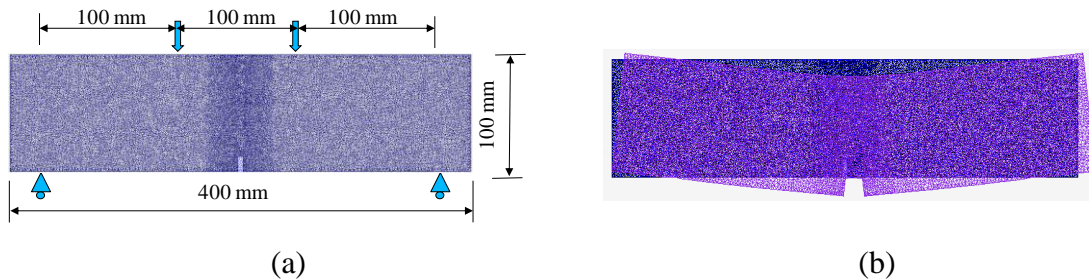


Figure 7.8. (a) Mesh, boundary and initial condition (b) Deformed mesh during testing.

7.4.3.1 Result of the static bending test

The experimental procedure for pre-cracking and applying the sustained load level of the flexural creep tests is presented in Figure 7.9a. The crack opening-load curves are presented

in Figure 7.9b, Figure 7.9c and Figure 7.9d for the numerical and experimental static responses of the 3 material. As a previously published model on the same experimental results (Rossi et Richer, 1987). It should be noted that the numerical model does not currently account for the unloading behaviour as a purely damage model. However, the damage due to the loading is considered and the comparison between the numerical simulations and the experimental results will be made on the creep phase. All experimental flexural creep tests obtained by simulation show good agreement to the quasi-static experimental results (Pham et al., n.d).

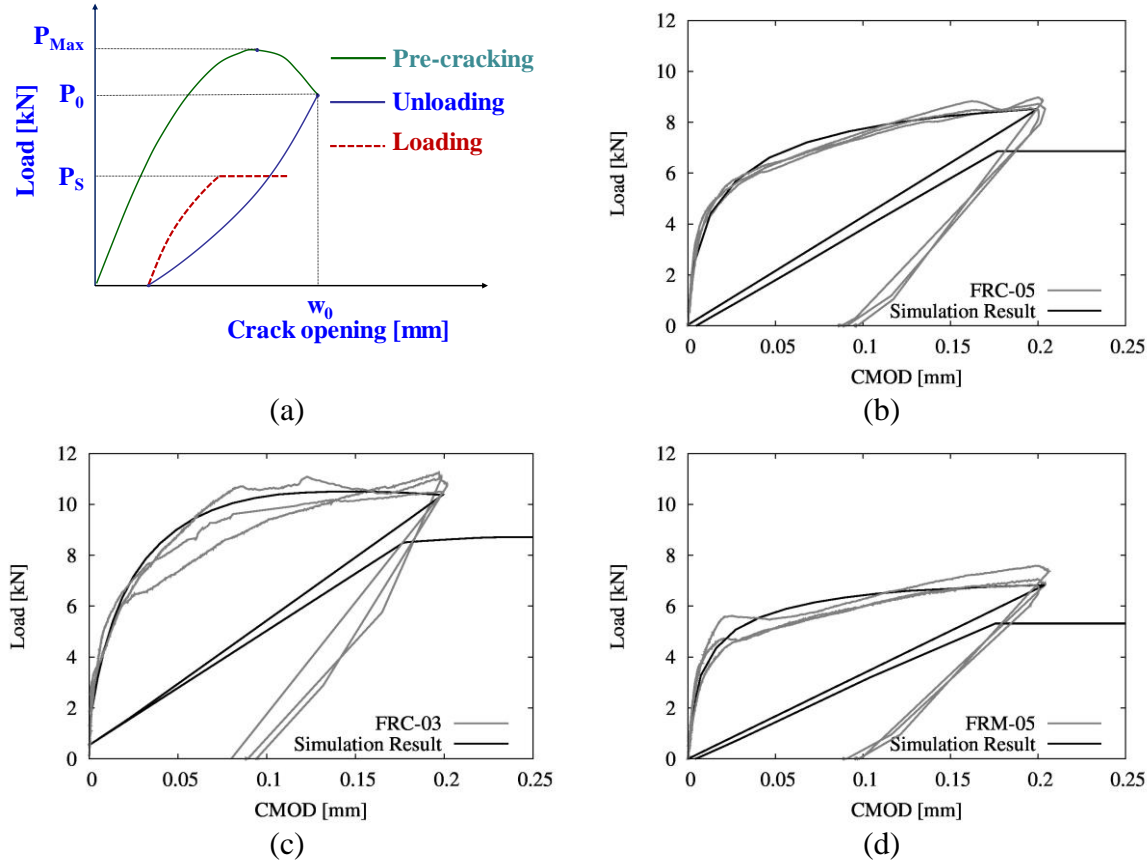


Figure 7.9. (a) Typical crack opening curve for the bending test; Crack opening-load responses of the experimental and numerical tests for : (b) RFC-05 ; (c) FRC-03 and (d) FRM-05.

7.4.3.2 Creep flexural behavior

The crack opening evolution in time at the high sustained load are presented in the Figure 7.10a, Figure 7.11a and Figure 7.12a. The simulated and experimental results show a good agreement in the crack propagation phase. One can note that, in the beginning of the

dending test, due to the presence of a crack, creep increases significantly. This can be associated to macrocrack growth and a time-dependent propagation of the macrocrack. The pre-cracking caused the localisation of a macrocrack surrounded by microcracks, which is usually called fracture process zone. Once the sustained loading is applied, microcracks propagate over time around the crack tip zone. The discrete model proposed by Daviau-Desnoyers et al. (2015) is always underestimated the amplitude of the crack opening while the lattice model seems to well capture.

The deflection-time responses of the flexural creep tests are presented in Figure 7.10b, Figure 7.11b and Figure 7.12b, for the FRC-05, FRC-03 and FRM-05 respectively. At high sustained loadings, the creep deflection evolution in time is the consequence of crack propagation. The formation of microcrack causes a redistribution of water in the capillary porosity. The consequent drying shrinkage strain occurs in the macrocrack tip, causing further microcrack growth. Furthermore, water can be transferred from the capillary pores to the macrocrack lips. Notably, the simple hypothesis of a damage effect on the adsorption isotherms of the proposed lattice model is able to simulate the first propagation initiation phase for three different cementitious systems FRC-03, FRC-05 and FRM-05.

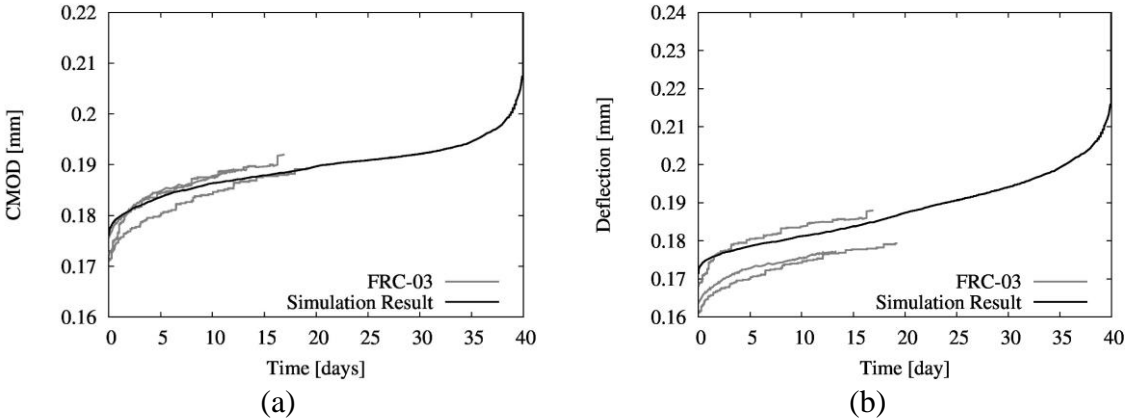
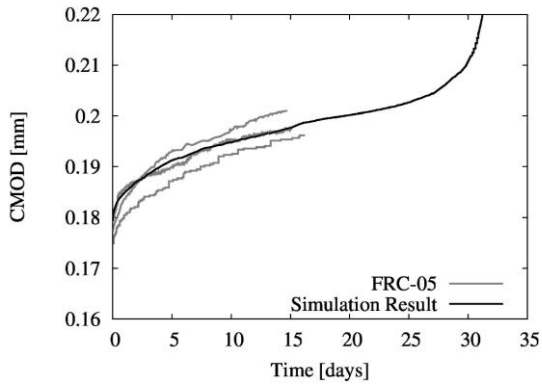
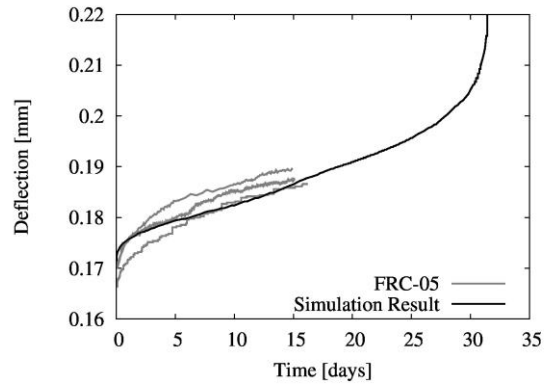


Figure 7.10. For FRC-03, comparison between simulated and experimental responses in terms of : (a) crack opening vs. time; (b) deflection vs. time.

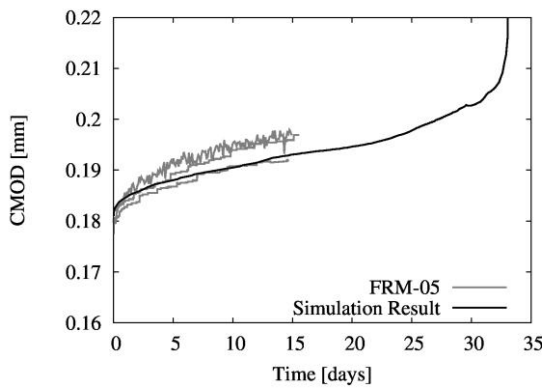


(a)

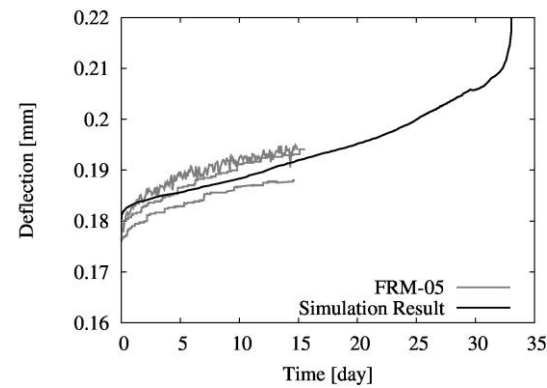


(b)

Figure 7.11. For FRC-05, comparison between simulated and experimental responses in terms of (a) crack opening vs time; (b) deflection vs. time.



(c)



(d)

Figure 7.12. For FRM-05, comparison between simulated and experimental responses in terms of (a) crack opening vs time; (b) deflection vs. time.

The crack patterns obtained by the simulation are shown in Figure 7.13. We can observe a single crack with microcracking zone surrounding. For the simulation with inclusion the cracks are mainly restricted to the aggregate-matrix interface and are parallel to the loading direction.

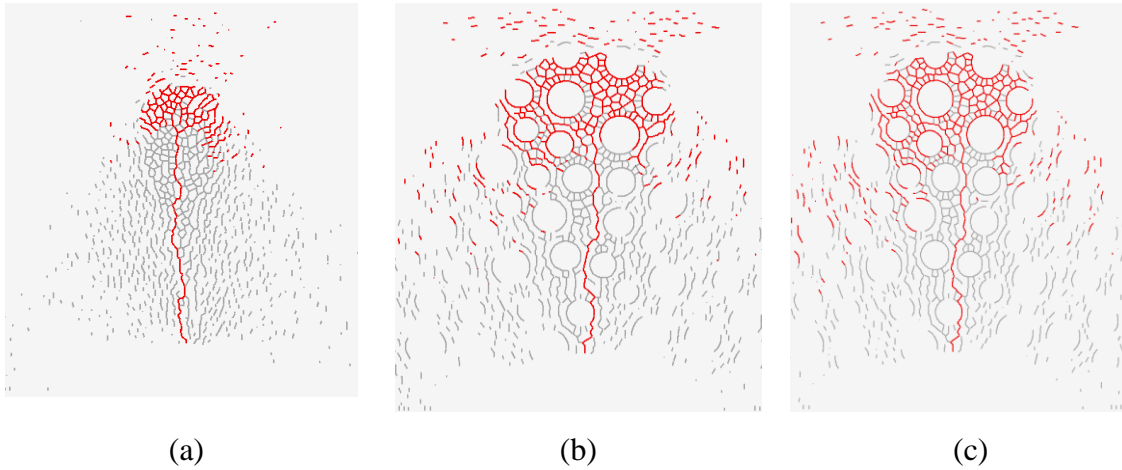


Figure 7.13. (a) Crack pattern (red color) for the homogeneous simulation FRM-05; Crack pattern simulation with inclusion: (a) FRC-03 and (c) FRC-05

The comparison of the CMOD rate and deflection rate for the experimental and simulation is presented in Figure 7.14 with a fairly acceptable with indication of the parity line (1:1). The simulation results for FRM shows better agreement vs. FRC. As for FRC-03 and 05, the model well predicts the effect of water-to-cement ratio on the creep CMOD rates. Moreover, the model captures well the reduction of creep CMOD rate for the sample without large aggregate (FRM-05 vs. FRC-05).

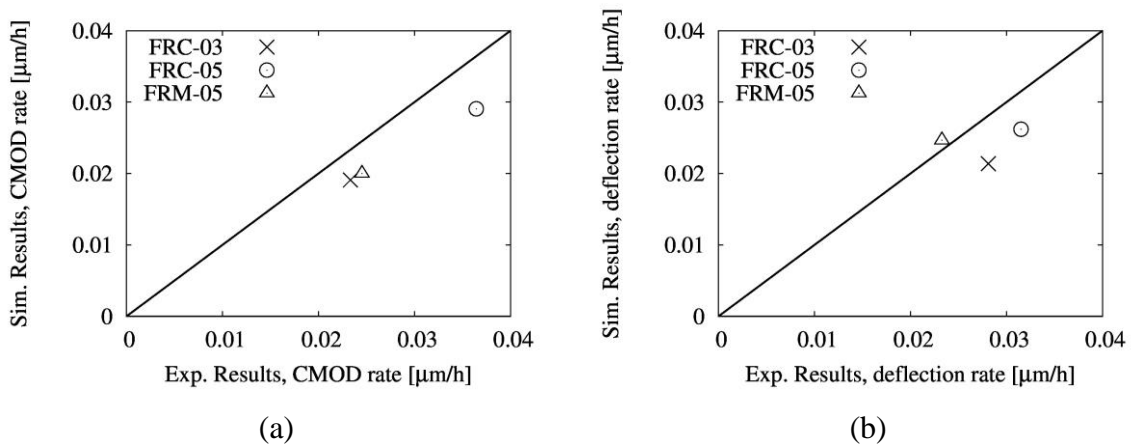


Figure 7.14. Comparison between simulated and experimental for the mix designs:

(a) CMOD rate; (b) Deflection rate.

7.4.3.3 Parametric analysis.

This section aims at studying the effect of the coefficient c in the Eq. (7.14) which affects the isotherm sorption. Figure 7.15a and Figure 7.15b show the effect of such coupling

parameter on the time-evolution of the deflection and CMOD, respectively. The effect of c parameter is mostly on the creep rate is evident at the end of the secondary phase, before entering in the tertiary creep. Finally, the effect of the coefficient ε_{fk} which governs the effect of damage on the water diffusion is also studied by a parametric analysis (Figure 7.16). Within the range of model parameters considered, the model indicated that the secondary creep rate seems governed by the diffusion rate, while the transition to tertiary creep is governed by the coupling term c .

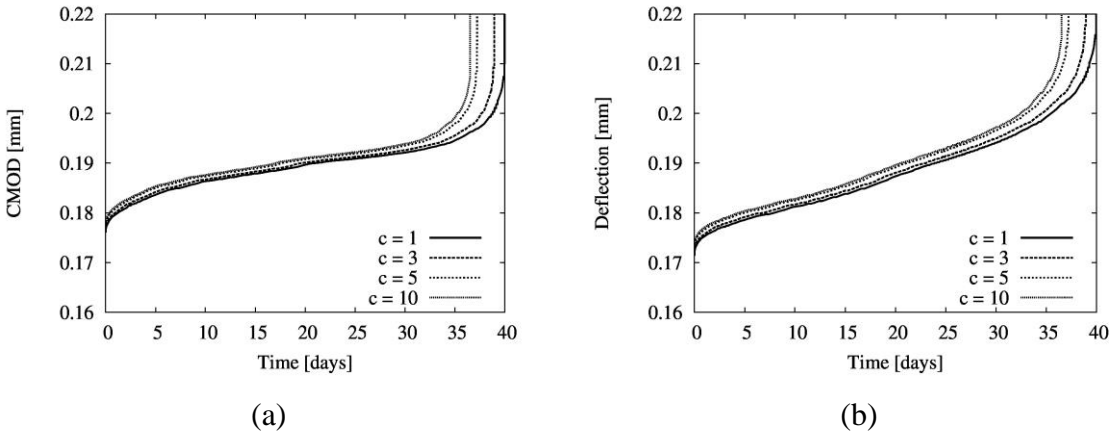


Figure 7.15. Effect of the coefficient c Eq. (7.14) on: (a) Crack opening ; (b) Deflection.

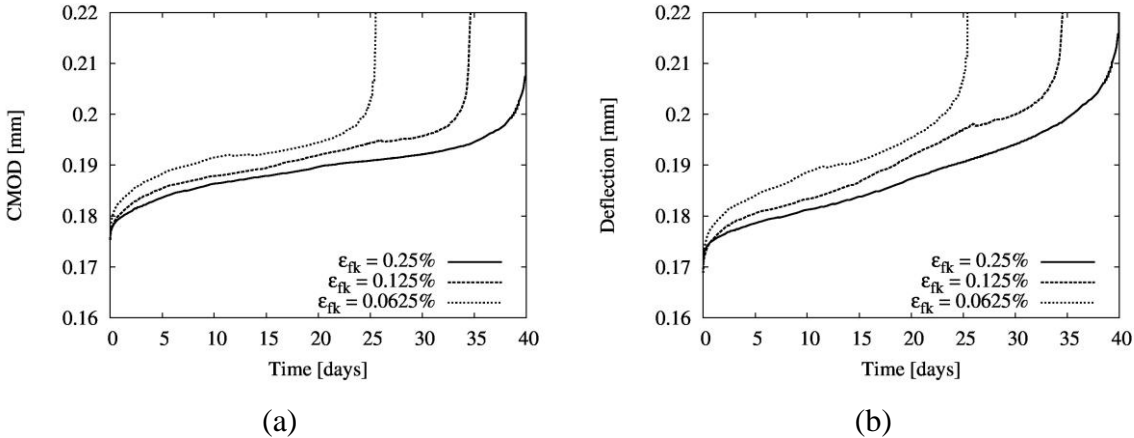


Figure 7.16. Effect of the coefficient ε_{fk} on: (a) Crack opening; (b) Deflection.

7.5 Conclusion

This work presented an original model to simply account for the effect of damage on the FRC secondary creep within a poromechanical framework. The hydro-damage couplings can engender microcrack process zone which governs the secondary creep of concrete at

high stress. The model has been validated on 2D experiments of secondary creep on FRC which considers the effect of water-to-cement ratio and aggregate inclusion (Pham et al., n.d.). Based on the present results, the following conclusions can be drawn:

1. With a reasonable and limited number of parameters, the proposed model assumed a simplified coupling between adsorption isotherm and damage, which allowed to fairly well predict the experimental secondary creep of FRC beams under sustained high loads. The model is based on a simplified assumption that cracking affect water moisture capacity, which can be related to water redistribution in the porosity systems due to microscopic cracks. The consequent hygral imbalance engenders the drying shrinkage, which, in zone under high stress, cause microcracking growth. This interactive process governs the crack growth rate associated to secondary creep of cement based composites.
2. The proposed model well predicted the effect of water-to-cement ratio and particle size on the secondary creep rate, especially in terms of CMOD rate. Furthermore, the model well predicted the effect of aggregate size on the creep rate, which increased the microcracking growth due to the confining effect to the shrinkage strains;
3. The model validates the explanation of the secondary creep mechanisms proposed by Rossi et Acker (1988) for high sustained load which assumes a damage evolution driven by local drying shrinkage and water diffusion.

Future works are needed to enhance the poromechanical model towards more general applications. Eventually, the proposed model appears a powerful tool to assess the effect of microstructure heterogeneity on the secondary creep rate. Moreover, the model provides a first engineer tool for assessing the effect of secondary creep on the structural safety of aged and deteriorating concrete structures.

Acknowledgements

Financial support for this project was provided by the Canadian Francophonie Scholarship Program (CFSP) which is gratefully acknowledged, as well as NSERC grants 386488 for financial support of present research.

Chapitre 8 Conclusion et perspective

8.1 Simulation de l'évolution de la perméabilité lors de chargement statique

L'objectif de ce travail était d'observer par la simulation de l'effet de microfissuration sur l'évolution de la perméabilité à l'eau du BO et BRF sous chargement statique en traction pour des tirants afin de valider le modèle de réseaux implémenté dans OOFEM. Les résultats de cette modélisation ont amené les conclusions suivantes :

- L'approche proposée est capable de reproduire le comportement de « tension stiffening » en traction du béton armé en termes de force-déplacement, trois et quatre fissures sont apparues correspondantes aux chutes de forces mesurées;
- Le modèle a bien prédit l'évolution de l'ouverture de fissure pour BO et BRF. Cependant, une légère sous-estimation dans le cas de BRF pour la petite ouverture de fissure, ceci est dû à l'hypothèse sur l'adhésion entre le tirant et le béton (la rugosité du tirant n'est pas prise en compte);
- L'effet bénéfique de la présence des fibres sur l'évolution de la perméabilité est mis en évidence, qui retarde l'augmentation de la perméabilité due à l'endommagement. Deux phases distinctes sont observées : une augmentation légère de la perméabilité pour une ouverture de fissure (<0.06 mm) et une augmentation rapide pour une ouverture de fissure entre 0.06 mm et 0.2 mm.

En général, les résultats de la simulation montrent que le modèle de réseau de couplage hygro-mécanique est un outil pertinent pour prédire l'évolution de la perméabilité des structures de béton sous charge complexe.

Ainsi, cette simulation est simplifiée en 2D en cas homogène, il est intéressant d'étendre en prise en compte les effets des granulats, l'adhérence entre la barre et le béton (rugosité de l'armature) et dans la condition partielle saturée et également de connaître l'écoulement de l'eau autour de la barre d'armature avec des simulations 3D.

8.2 Simulation de la propagation de la fissure des BRF sous charge soutenue

L'objectif était de développer et d'implémenter le modèle de fluage non linéaire qui permet de prendre en compte l'interaction entre la microfissuration et l'humidité relative afin de modéliser l'ouverture de fissure des poutres entaillées en flexion quatre points sous charge

soutenue. Le modèle implémente directement l'interaction entre le retrait de séchage et le fluage non linéaire présenté par Rossi et Acker (1988).

Les principales conclusions de ce travail sont les suivantes :

- Un modèle de réseau pour le problème de transfert non linéaire de l'humidité relative avec la prise en compte de l'endommagement a été implémenté avec succès dans OOFEM. L'influence de l'endommagement sur la courbe d'isotherme de sorption a été aussi considérée. Ce modèle est capable de prédire l'évolution de l'humidité relative dans béton au cours de la cure humide;
- Le modèle de fluage non linéaire est capable de reproduire le fluage primaire et secondaire de l'évolution de la déflexion et l'ouverture de fissure de la poutre BRF pré-fissurée 0.5 mm sous la charge maintenue à 60% et 0.7 mm avec la charge maintenue à 85%. ;
- Après être apparue, la principale fissure (pré-fissuration) et une zone de microfissure autour de la fissure, le couplage entre le transfert de l'humidité relative et l'endommagement a été considéré. Le coefficient de retrait est supposé indépendant de l'endommagement. L'effet de l'endommagement est de réduire le gradient de l'humidité relative à proximité de la fissure sous une charge maintenue élevée, ce qui engendre la déformation de retrait et augmente l'ouverture de la fissure et la flèche.

Les résultats montrent que l'approche proposée constitue une approche pertinente pour simuler la propagation de la fissuration des BRF sous des niveaux élevés de chargement maintenu.

8.3 Caractérisation de la propagation de la fissure des BRF sous une charge soutenue par technique de corrélation des images

L'objectif de cette étude est de caractériser expérimentalement l'évolution de l'ouverture de fissure et la flèche dans deux BRF avec différents ratio $E/C = 0.3$ (BRF-03), $E/C = 0.5$ (BRF-05), et un mortier renforcé des fibres avec $E/C = 0.5$ (MRF-05), sous une charge maintenue constante dans le temps en utilisant la technique de corrélation des images. L'influence de E/C , l'hétérogénéité, et le ratio de charge sur le fluage ont été mis en évidence. Les résultats de ce programme expérimental ont amené les conclusions suivantes :

- Une augmentation des vitesses secondaires d'ouverture de fissure et de flèche survient après une phase marquée de fluage primaire non linéaire. Ceci suggère que la phase de fluage primaire non linéaire est la conséquence directe de la création de microfissures autour d'une macrofissure causée par la préfissuration, qui génère un gradient d'humidité relative entre l'intérieur et la macro-fissure;
- La vitesse du fluage du BRF-05 est plus grande que BRF-03. Ceci s'explique par l'énergie de fissuration de BRF-03 qui est plus importante que BRF-05, et aussi lié aux paramètres hydriques comme la diffusivité et la teneur en eau du béton. L'influence de l'hétérogénéité sur le fluage a été mis en évidence, le fluage secondaire est supposé à l'origine de la microfissuration causée par la préfissuration et l'incompatibilité entre les granulats et la pâte de ciment;
- Pour les essais de fluage jusqu'à rupture avec le ratio de charge 90%, deux échantillons ont été cassés après 22 jours et 25 jours;
- La technique de corrélation des images a été utilisée pour la première fois pour mesurer l'ouverture de fissure et la flèche des poutres sous une charge maintenue élevée. Cette technique est simple et pertinente pour mesurer et visualiser l'ouverture de fissure au cour de l'essai de fluage.

Pour les prochains travaux, il serait intéressant de réaliser les essais de fluage à la rupture pour différents ratios de charge ainsi que pour l'influence de condition hydrique de l'environnement afin de mettre en évidence ses influences sur la longévité de la structure en béton. Ainsi, des essais devraient être exécutés également sur des bétons ordinaires pour voir le rôle des fibres sur le fluage secondaire.

8.4 Modèle poro-mécanique pour modéliser le fluage secondaire du matériau cimentaire soumis à une charge maintenue élevée

L'objectif était de développer et d'implémenter le modèle poro-mécanique afin de simuler le fluage non linéaire des poutres entaillées en flexion quatre points sous une charge soutenue. L'effet de l'endommagement est pris en compte avec la courbe d'isotherme de sorption et le coefficient d'interaction mécanique-hydraulique (Biot). Les principales conclusions de ce travail sont les suivantes :

- Le modèle proposé, basé sur le couplage entre l'isotherme de sorption et l'endommagement, est capable de bien prédire les résultats expérimentaux de fluage secondaire des poutres BRF soumis à une charge maintenue élevée. Le retrait local, dû à la pression capillaire cause la microfissuration a été observé par la simulation. La comparaison entre le modèle et les résultats expérimentaux disponibles dans la littérature et produits en laboratoire a permis de démontrer que le fluage secondaire est gouverné par une forte interaction entre le retrait de séchage et la microfissuration, qui conduit à l'avancement de la macrofissure responsable du fluage non linéaire. Le modèle permet de prendre en compte les paramètres poro-mécaniques qui gouvernent ces mécanismes et les vitesses de fluage observées pour différents composites cimentaires;
- L'effet du ratio E/C sur le fluage a été caractérisé et simulé mettant en évidence le rôle important de la teneur en eau sur le fluage non linéaire;
- Le modèle proposé confirme que l'hétérogénéité introduit par les agrégats augment le fluage non linéaire de façon plus importante que dans le cas homogène d'un mortier. Cette partie additionnelle est l'origine de la microfissuration entre les granulats et la pâte de ciment.

Pour les prochains travaux, le modèle serait amélioré avec la prise en compte de l'ouverture de fissure résiduelle induite par la préfissuration. De plus, il faudrait étendre les temps d'essais pour étudier le temps de collapse. Étendre cette étude au fluage non linéaire des bétons sans fibre, et considérer les effets de l'humidité externe de l'environnement.

Références

- Abrishambaf, A., Barros, J.A.O., Cunha, V.M.C.F. (2015). Time-dependent flexural behaviour of cracked steel fibre reinforced self-compacting concrete panels. *Cem. Concr. Res.* 72: 21–36.
- Acker, P., Barral, A. (1983). Étude critique des essais classiques de fluage et de relaxation des bétons durcis. *Cah. Groupe Fr. Rhéologie* tome VI, 243–251.
- Acker, P., Ulm, F.-J. (2001). Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements. *Nucl. Eng. Des.* 203:143–158.
- Aldea, C.-M., Shah, S.P., Karr, A. (1999). Effect of cracking on water and chloride permeability of concrete. *J. Mater. Civ. Eng.* 11:181–187.
- Aligizaki K. (2005). *Pore Structure of Cement-Based Materials: Testing, Interpretation and Requirements.* CRC Press. 432
- ASTM, 2014. ASTM C469/C469M - 14 - Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression. USA, ASTM International.
- Banthia, N. (1994) Fiber reinforced concrete. ACI SP-142ACI Detroit MI 91–119.
- Banthia, N., Trottier, J.-F. (1994). Concrete reinforced with deformed steel fibers, part I: bond-slip mechanisms. *Mater. J.* 91:435–446.
- Baroghel-Bouny, V., Mainguy, M., Lassabatere, T., Coussy, O. (1999). Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials. *Cem. Concr. Res.* 29:1225–1238.
- Bazant, Z.P., Asghari, A.A. (1977). Constitutive law for nonlinear creep of concrete. *J. Eng. Mech.* 103:113-124.
- Bazant, Z.P., Chern, J.C. (1985). Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism. *Mater. Struct.* 18:1–20.
- Bažant, Z.P., Hubler, M.H., Yu, Q. (2011). Excessive creep deflections: An awakening. *Concr. Int.* 33:44–46.
- Bažant, Z.P., Jirásek, M. (1993). R-curve modeling of rate and size effects in quasibrittle fracture. *Int. J. Fract.* 62:355–373.
- Bažant, Z.P., Kim, S.-S. (1979). Nonlinear creep of concrete—adaptation and flow. *J. Eng. Mech. Div.* 105:429–446.

- Bazant, Z.P., Li, G.-H., Yu, Q., Klein, G., Kristek, V. (2008). Explanation of excessive long-time deflections of collapsed record-span box girder bridge in Palau, in: Proc., 8th Int. Conf. on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures. The Maeda Engineering Foundation, Ise-Shima, Japan.1–31.
- Bažant, Z.P., Najjar, L.J. (1972). Nonlinear water diffusion in nonsaturated concrete. *Matér. Constr.* 5:3–20.
- Bazant, Z.P., Prasannan, S. (1989). Solidification theory for concrete creep. I: Formulation. *J. Eng. Mech.* 115:1691–1703.
- Bažant, Z.P., Xiang, Y. (1997). Crack Growth and Lifetime of Concrete under Long Time Loading. *J. Eng. Mech.* 123:350–358.
- Bažant, Z.P., Yunping, X.I. (1994). Drying creep of concrete: constitutive model and new experiments separating its mechanisms. *Mater. Struct.* 27:3–14.
- Bažant Z.P., Hauggaard A.B, Baweja S, Ulm F.J. (1997). Microprestress-solidification theory for concrete creep. I. Aging and drying effect. *J. Eng. Mech.* 123:1188–1194.
- Bažant, Z.P., Hon.M.ASCE, Qiang Yu, Guang-Hua Li. (2012). Excessive Long-Time Deflections of Prestressed Box Girders. I: Record-Span Bridge in Palau and Other Paradigms. *Journal of Structural Engineering.* 138(6):376-686
- Bažant, Z.P., Mija H. Hubler, Qiang Yu (2011). Pervasiveness of Excessive Segmental Bridge Deflections: Wake-Up Call for Creep. *ACI Struct. J.*
- Ben Romdhane, M.R., Ulm, F.-J. (2002). Computational mechanics of the steel–concrete interface. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 26:99–120.
- Benboudjema, F., Meftah, F., Sellier, A., Heinfling, G., Torrenti, J.M. (2001). A basic creep model for concrete subjected to multiaxial loads., in: Fourth International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures.161–168.
- Benboudjema, F., Meftah, F., Torrenti, J.-M. (2005). Interaction between drying, shrinkage, creep and cracking phenomena in concrete. *Eng. Struct.* 27:239–250.
- Benoît, B, Bournazel, J-P, Bourdarot, E. (2000). Poro-Damage Approach Applied to Hydro-Fracture Analysis of Concrete. *J. Eng. Mech.* 126:937–943.
- Bentur, A., Wu, S.T., Banthia, N., Baggott, R., Hansen, W., Katz, A., Leung, C.K.Y., Li, V.C., Mobasher, B., Naaman, A.E. (1996). Fiber-matrix interfaces, in: Rilem proceedings. Chapman & Hall. 31:149–192.

- Bernard, O. (2000). Comportement à long terme des éléments de structure formés de bétons d'âges différents. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. Thèse de doctorat
- Bisschop, J., van Mier, J.G.M. (2000). Effect of aggregates on drying shrinkage microcracking in cement-based composites. *Mater. Struct.* 35:453–461.
- Bisschop, J., van Mier, J.G.M. (2002). How to study drying shrinkage microcracking in cement-based materials using optical and scanning electron microscopy? *Cem. Concr. Res.* 32:279–287.
- Bissonette, B. (1996). Le fluage en traction : un aspect important de la problématique des réparations minces en béton. Université Laval. Thèse de doctorat.
- Bolander Jr., J.E., Berton, S. (2004). Simulation of shrinkage induced cracking in cement composite overlays. *Cem. Concr. Compos.* 26:861–871.
- Bolander Jr., J.E., Saito, S. (1998). Fracture analyses using spring networks with random geometry. *Eng. Fract. Mech.* 61:569–591.
- Borderie, C.L., Lawrence, C., Menou, A. (2007). Approche mésoscopique du comportement du béton. *Rev. Eur. Génie Civ.* 11:407–421.
- Brunauer, S., Emmett, P.H., Teller, E. (1938). Adsorption of gases in multimolecular layers. *J. Am. Chem. Soc.* 60:309–319.
- Brunauer, S., Skalny, J., Bodor, E.E. (1969). Adsorption on nonporous solids. *J. Colloid Interface Sci.* 30:546–552.
- Carmann, P.C, 1956. Flow of gases through porous media. Acad. Press N. Y:182
- Carmeliet, J., Delerue, J.-F., Vandersteen, K., Roels, S. (2004). Three-dimensional liquid transport in concrete cracks. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 28:671–687.
- Carpinteri, A., Valente, S., Zhou, F.P., Ferrara, G., Melchiorri, G. (1997). Tensile and flexural creep rupture tests on partially-damaged concrete specimens. *Mater. Struct.* 30:269–276.
- Chaboche, J.L. (1993). Development of continuum damage mechanics for elastic solids sustaining anisotropic and unilateral damage. *International Journal of Damage Mechanics.* 2(4):311–329.
- Chatzigeorgiou, G., Picandet, V., Khelidj, A., Pijaudier-Cabot, G. (2005). Coupling between progressive damage and permeability of concrete: analysis with a discrete model. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 29:1005–1018.

- Choinska, M., Khelidj, A., Chatzigeorgiou, G., Pijaudier-Cabot, G. (2007). Effects and interactions of temperature and stress-level related damage on permeability of concrete. *Cem. Concr. Res.* 37:79–88.
- CSA, 2009. CSA-A23.2-9C-09 - Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. Mississauga, Ontario, Canada, Association canadienne de normalisation. Mississauga, Ontario, Canada.
- Daoud, A., Maurel, O., Laborderie, C. (2013). 2D mesoscopic modelling of bar–concrete bond. *Eng. Struct.* 49:696–706.
- Daviau-Desnoyers, D., 2015. Caractérisation et modélisation de l'évolution de la fissuration des bétons renforcés de fibres sous charge soutenue. Université Paris-Est. Thèse de doctorat:296
- Daviau-Desnoyers, D., Charron, J.-P., Massicotte, B., Rossi, P., Tailhan, J.-L. (2016). Influence of Reinforcement Type on Macrocrack Propagation under Sustained Loading in Steel Fibre Reinforced Concrete. *Struct. Concr.* 17(5):736-746
- Daviau-Desnoyers, D., Charron, J.-P., Massicotte, B., Rossi, P., Tailhan, J.-L. (2015). Characterization of macrocrack propagation under sustained loading in steel fibre reinforced concrete. *Mater. Struct.* 49:969–982.
- Day, R.L., Cuffaro, P., Illston, J.M. (1984). The effect of rate of drying on the drying creep of hardened cement paste. *Cem. Concr. Res.* 14:329–338.
- Desmettre, C. (2011). Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques. École Polytechnique de Montréal. Thèse de doctorat: 217.
- Desmettre, C., Charron, J.-P. (2012). Water permeability of reinforced concrete with and without fiber subjected to static and constant tensile loading. *Cem. Concr. Res.* 42:945–952.
- Desmettre, C., Charron, J.-P. (2011). Novel water permeability device for reinforced concrete under load. *Mater. Struct.* 44:1713–1723.
- Drucker, D.C, Prager. W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis for limit design. *Q. Appl. Mathema- Tics.* 10:157–165.
- Duc-Pham, T., Sorelli, L., Fafard, M., Grassl, P., n.d. A Simplified Hydro-Damage Lattice Model for The Nonlinear Creep of Fiber Reinforced Concretes at High Stress-To-Strength Ratio. Elsevier Construction Building Materials (under review).
- Duc-Pham, T., Sorelli, L., Fafard, M., Réthoré, J., n.d. Digital Image Correlation Characterisation of The Secondary Creep of Fiber-Reinforced Cement-Based Composites at High Stress: Effect of Water-To-Cement Ratio and Aggregate. Springer, Materials and Structures (Under review).

- EN 14651 (2005). Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual).
- Fernández R., M., Muttoni, A., Gambarova, P.G. (2007). Relationship between nonlinear creep and cracking of concrete under uniaxial compression. *J. Adv. Concr. Technol.* 5:383–393.
- Frech-Baronet, J., Sorelli, L., Charron, J.-P. (2016). New evidences on the effect of the internal relative humidity on the creep and relaxation behaviour of a cement paste by micro-indentation techniques. *Cem. Concr. Res.* 91:39-51.
- García-Taengua, E., Arango, S., Martí-Vargas, J.R., Serna, P. (2014). Flexural creep of steel fiber reinforced concrete in the cracked state. *Constr. Build. Mater.* 65:321–329.
- Gawin, D., Pesavento, F., Schrefler, B.A. (2003). Modelling of hygro-thermal behaviour of concrete at high temperature with thermo-chemical and mechanical material degradation. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* 192:1731–1771.
- Gérard, B., Breysse, D., Ammouche, A., Houdusse, O., Didry, O. (1996). Cracking and permeability of concrete under tension. *Mater. Struct.* 29:141–151.
- Gilles, P-C, Dufour, F, Choinska, M. (2009). Permeability due to the Increase of Damage in Concrete: From Diffuse to Localized Damage Distributions. *J. Eng. Mech.* 135: 1022–1028.
- Granju, J.-L., Rossi, P., Chanvillard, G., Mesureur, B. (2000). Delayed behaviour of cracked SFRC beams. *Fifth International RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concrete (FRC)*: 511-520.
- Grassl, P. (2009). A lattice approach to model flow in cracked concrete. *Cem. Concr. Compos.* 31:454–460.
- Grassl, P. (2009). A new lattice approach to model diffusion in fractured media. *Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Concrete Structures*: 505-509.
- Grassl, P, Bažant, Z.P. (2009). Random lattice-particle simulation of statistical size effect in quasi-brittle structures failing at crack initiation. *J. Eng. Mech.* 135:85–92.
- Grassl, P, Fahy, C., Gallipoli, D., Bolander, J. (2013). A lattice model for liquid transport in cracked unsaturated heterogeneous porous materials. Presented at the VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, Toledo, Spain: 1360-1369.
- Grassl, P, Fahy, C., Gallipoli, D., Wheeler, S.J. (2015). On a 2D hydro-mechanical lattice approach for modelling hydraulic fracture. *J. Mech. Phys. Solids.* 75:104–118.

- Grassl, P, Hong S. Wong, Buenfeld, N.R. (2010). Influence of aggregate size and volume fraction on shrinkage induced micro-cracking of concrete and mortar. *Cem. Concr. Res.* 40:85–93.
- Grassl, P, Rempling, R. (2008). A damage-plasticity interface approach to the meso-scale modelling of concrete subjected to cyclic compressive loading. *Eng. Fract. Mech.* 75:4804–4818.
- Hansen, P.F. (1985). Coupled moisture/heat transport in cross sections of structures. *Beton Og Konstruktionsinstituttet (BKI), Denmark.*
- Hansen, K.K. (1996). Sorption isotherms (Technical report No. 62/86).
- Hilaire, A., Benboudjema, F., Darquennes, A., Berthaud, Y., Nahas, G. (2014). Modeling basic creep in concrete at early-age under compressive and tensile loading. *Nucl. Eng. Des.* 269:222–230.
- Hilsdorf, H., Kropp, J. (2004). Performance criteria for concrete durability. *CRC Press:327.*
- Hoseini, M., Bindiganavile, V., Banthia, N. (2009). The effect of mechanical stress on permeability of concrete: a review. *Cem. Concr. Compos.* 31:213–220.
- Jirasek. M. (2002). Plasticity, damage and fracture, Fragments of Lecture Note. UPC, Barcelona.
- Jourdain, X., Colliat, J.-B., De Sa, C., Benboudjema, F., Gatuingt, F. (2014). Upscaling permeability for fractured concrete: meso–macro numerical approach coupled to strong discontinuities. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 38:536–550.
- Ju J.W. (1989). On energy-based coupled elasto–plastic damage theories : Constitutive modelling and computational aspects 803–833.
- Kachanov, L.M. (1986). Introduction to continuum damage mechanics, *Mechanics of Elastic Stability.* Springer Netherlands, Dordrecht. ISBN: 978-90-481-8296-1.
- Kermani, A. (1991). Permeability of stressed concrete. *Build. Res. Inf.* 19:360–366.
- Kim, J.-K., Lee, C.-S. (1999). Moisture diffusion of concrete considering self-desiccation at early ages. *Cem. Concr. Res.* 29:1921–1927.
- Klopfer, H. (1974). *Water Transport in Solids by Diffusion.* Bauverlag GmbH Wiesb. Berl.
- Kunzel, H.M. (1995). *Simultaneous Heat and Moisture Transport in Building Component.* Fraunhofer IRB Verl. Stuttgart:102.
- La Borderie C, (1991). Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable – Modélisation et application à l’analyse de structures en béton. Paris VI ENS de Cachan, Paris. Thèse de doctorat.

- Liu, H., Zhang, Q., Gu, C., Su, H., Li, V.C. (2016). Influence of micro-cracking on the permeability of engineered cementitious composites. *Cem. Concr. Compos.* 72:104–113.
- Liu, J.X., Deng, S.C., Zhang, J., Liang, N.G. (2007). Lattice type of fracture model for concrete. *Theor. Appl. Fract. Mech.* 48:269–284.
- Lura, P., Jensen, O.M., van Breugel, K. (2003). Autogenous shrinkage in high-performance cement paste: An evaluation of basic mechanisms. *Cem. Concr. Res.* 33:223–232.
- Mazars, J., 1984. Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Université Pierre Marie Curie - Paris 6. Thèse de doctorat.
- Mazars, J., Pijaudier-Cabot, G. (1989). Continuum damage theory-application to concrete. *J. Eng. Mech.* 115:345–365.
- Mazzotti, C., Savoia, M. (2003). Nonlinear creep damage model for concrete under uniaxial compression. *J. Eng. Mech.* 129:1065–1075.
- Mehta, P.K., 1991. Durability of concrete--fifty years of progress? *ACI Spec. Publ.* 126:1-32.
- Mehta, P.K. (1986). *Concrete. Structure, properties and materials.*
- Mehta, P.K., Monteiro, P.J.M. (2013). *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*, 4 edition. ed. McGraw-Hill Education, New York.
- Mensi, R., Acker, P., Attolou, A. (1988). Séchage du béton: analyse et modélisation. *Mater. Struct.* 21:3–12.
- Michou, A., Hilaire, A., Benboudjema, F., Nahas, G., Wyniecki, P., Berthaud, Y. (2015). Reinforcement–concrete bond behavior: Experimentation in drying conditions and meso-scale modeling. *Eng. Struct.* 101:570–582.
- Mirza, S. (2006). Durability and sustainability of infrastructure — a state-of-the-art report. *Can. J. Civ. Eng.* 33:639–649.
- Moës, N., Dolbow, J., Belytschko, T. (1999). A finite element method for crack growth without remeshing. *Int. J. Numer. Methods Eng.* 46:131–150.
- Naaman A.E, Alkhairi F.M, Hammoud H. (1993). High-Early-Strength Fiber Reinforced Concrete. Mechanical behavior of high performance concretes. 6.
- Neville, A.M. (1971). *Creep of concrete: Plain, Reinforced and Prestressed.* Elsevier Science.

- Neville, A.M. (1959). Role of cement in the creep of mortar. *ACI*. 55(3): 963–984.
- Neville, A.M., Dilger, W.H., Brooks, J.J. (1983). Creep of plain and structural concrete. Construction press:361.
- NIST (1998). Object Oriented Finite Element Analysis of Real Material Microstructure Working Group.
- Okabe A, Boots B, Sugihara K, Chiu S.N. (2000). Spatial tessellations, Wiley. ed. New York.
- Patzák, B. (2012). OOFEM — an Object-oriented Simulation Tool for Advanced Modeling of Materials and Structures. *Acta Polytech*. 52(6):59-66
- Petr, H. (2014). Creep and shrinkage of concrete subjected to variable environmental conditions. Czech technical university in Prague. Doctoral thesis.
- Pham, D-T., Sorelli, L., Fafard, M., n.d. Digital image correlation characterisation of the secondary creep of fiber-reinforced cement-based composites at high stress: Effect of water-to-cement ratio and aggregate.
- Picandet, V., Khelidj, A., Bastian, G. (2001). Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete. *Cem. Concr. Res*. 31:1525–1532.
- Picandet. V. (2001). Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons. Université de Nantes. Thèse de doctorat.
- Pickett, G. (1942). The effect of change in moisture content on the creep of concrete under a sustained load. *Portland Cem. Assoc R Lab Bull*. 38:333–356.
- Pouya, A., Vu, M.-N. (2012). Fluid flow and effective permeability of an infinite matrix containing disc-shaped cracks. *Adv. Water Resour*. 42:37–46.
- Ranaivomanana, N., Multon, S., Turatsinze, A. (2013). Basic creep of concrete under compression, tension and bending. *Constr. Build. Mater*. 38:173–180.
- Réthoré, J., Hild, F., Roux, S. (2007). Shear-band capturing using a multiscale extended digital image correlation technique. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng*. 196:5016–5030.
- Réthoré, J., Roux, S., Hild, F., 2007. From pictures to extended finite elements: extended digital image correlation (X-DIC). *Comptes Rendus Mécanique* 335(3):131–137.
- Reviron, N., Benboudjema, F., Torrenti, J.M., Nahas, G., Millard, A. (2007). Coupling between creep and cracking in tension, in: 6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, Italie.

- Ricken, D. (1989). A simple calculative method for the one-dimensional unsteady-state water vapour diffusion in multi-layered building components. University Dortmund. Doctoral thesis.
- Rilem, T.C. (2002). 162-TDF. Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. *Mater. Struct.* 35:579–582.
- Roll, F. (1964). Long-time creep-recovery of highly stressed concrete cylinders. *Spec. Publ.* 9:95–114.
- Rossi, P., Acker, P. (1988). A new approach to the basic creep and relaxation of concrete. *Cem. Concr. Res.* 18:799–803.
- Rossi, P., Boulay, C., Tailhan, J.-L., Martin, E., Desnoyers, D. (2014). Macrocrack propagation in concrete specimens under sustained loading: Study of the physical mechanisms. *Cem. Concr. Res.* 63:98–104.
- Rossi, P., Godart, N., Robert, J.L., Gervais, J.P., Bruhat, D. (1994). Investigation of the basic creep of concrete by acoustic emission. *Mater. Struct.* 27:510–514.
- Rossi, P., Richer, S. (1987). Numerical modelling of concrete cracking based on a stochastic approach. *Mater. Struct.* 20:334–337.
- Rossi, P., Tailhan, J.-L., Le Maou, F., Gaillet, L., Martin, E. (2012). Basic creep behavior of concretes investigation of the physical mechanisms by acoustic emission. *Cem. Concr. Res.* 42:61–73.
- Sadouki, H., Mier, J.G.M. van. (1997). Meso-level analysis of moisture flow in cement composites using a lattice-type approach. *Mater. Struct.* 30:579–587.
- Schlangen, E., Mier, J.G.M. van. (1992). Simple lattice model for numerical simulation of fracture of concrete materials and structures. *Mater. Struct.* 25:534–542.
- Schlangen E. (1993). Experimental and numerical analysis of fracture processes in concrete. TU Delft.
- Sellier, A., Buffo-Lacarrière, L. (2009). Vers une modélisation simple et unifiée du fluage propre, du retrait et du fluage en dessiccation du béton. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.* 13:1161–1182.
- Sugiyama, T., Bremner, T.W., Holm, T.A. (1996). Effect of Stress on Gas Permeability in Concrete. *Mater. J.* 93:443–450.
- Tailhan, J.-L., Rossi, P., Daviau-Desnoyers, D. (2015). Probabilistic numerical modelling of cracking in steel fibre reinforced concretes (SFRC) structures. *Cem. Concr. Compos.* 55:315–321.

- Torrenti, J.M., Benboudjema, F., Barré, F., Gallitre, E. (2014). On the very long term delayed behaviour of concrete, in: Proceedings of the 10th International Conference on Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete and Concrete Structures.
- Torrenti, J.M., Granger, L., Diruy, M., Genin, P. (1999). Modeling concrete shrinkage under variable ambient conditions. *Mater. J.* 96:35–39.
- Ulm, F., Le Maou, F., Boulay, C. (1999). Creep and shrinkage coupling: new review of some evidence. *Rev. Francaise Génie Civ.* 3:21–27.
- Van Genuchten (1980). A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science society of America Journal.* 44(5):892-898.
- van Mier, J.G.M. (2004). Lattice modelling of size effect in concrete strength by Ince R. *Engineering Fracture Mechanics.* 71:1625–1628.
- Vandamme, M. (2008). The nanogranular origin of concrete creep: a nanoindentation investigation of microstructure and fundamental properties of calcium-silicate-hydrates. Massachusetts Institute of Technology.
- Vandamme, M., Bažant, Z.P., Keten, S. (2015). Creep of lubricated layered nano-porous solids and application to cementitious materials. *J. Nanomechanics Micromechanics* 5, 4015002.
- Véronique B-B (1994). Caractérisation microstructurale et hydrique des pates de ciment et des bétons ordinaires et à très hautes. L'École nationale des ponts et chaussées. Thèse de doctorat.
- Voronoi, G. (1908). Nouvelles applications des paramètres continus à la théorie des formes quadratiques. Deuxième mémoire. Recherches sur les paralléloèdres primitifs. *J. Für Reine Angew. Math.* 134:198–287.
- Vu, M.-N., Pouya, A., Seyedi, D.M. (2013). Modelling of steady-state fluid flow in 3D fractured isotropic porous media: application to effective permeability calculation. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 37:2257–2277.
- Wang, K., Jansen, D.C., Shah, S.P., Karr, A.F. (1997). Permeability study of cracked concrete. *Cem. Concr. Res.* 27:381–393.
- Wang, P.G., Wittmann, F.H., Lu, W.P., Zhao, T.J. (2016). Influence of Sustained Load on Durability and Service Life of Reinforced Concrete Structures, in: *Key Engineering Materials.* Trans Tech Publ:638–644.
- Witherspoon, P.A., Wang, J.S.Y., Iwai, K., Gale, J.E. (1980). Validity of Cubic Law for fluid flow in a deformable rock fracture. *Water Resour. Res.* 16:1016–1024.

- Wittmann, F. (1982). Creep and shrinkage of concrete structures, chapter 6 Creep and shrinkage mechanisms. John Willey & Sons:129-161
- Xi, Y., Bažant, Z.P., Molina, L., Jennings, H.M. (1994). Moisture diffusion in cementitious materials Moisture capacity and diffusivity. *Adv. Cem. Based Mater.* 1:258–266.
- Xi, Y.-P., Jennings, H.M. (1992). Relationships between microstructure and creep and shrinkage of cement paste. *Material Science of Concrete, III*, Ed. J. Skalny, The Amer. Cer. Soc., Westerville, OH:37-69.
- Yao, Y., Wang, L., Wittmann, F.H., Belie, N.D., Schlangen, E., Alava, H.E., Wang, Z., Kessler, S., Gehlen, C., Yunus, B.M., Li, J., Li, W., Setzer, M.J., Xing, F., Cao, Y. (2017). Test methods to determine durability of concrete under combined environmental actions and mechanical load: final report of RILEM TC 246-TDC. *Mater. Struct.* 50:123.
- Zerbino, R.L., Barragan, B.E. (2012). Long-Term Behavior of Cracked Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams under Sustained Loading. *Mater. J.* 109:215–224.
- Zhang, Q., Le Roy, R., Vandamme, M., Zuber, B. (2013). Long-term creep properties of cementitious materials—comparing compression tests on concrete with microindentation tests on cement. Presented at the Fifth Biot Conference on Poromechanics: 1596–1604.

Annexe A Caractérisation des bétons renforcés de fibres

A.1 Résistance à la compression

Pour caractériser les propriétés mécaniques du béton, des essais sur la résistance à la compression et le module d'élasticité en compression ont été réalisés. Trois gâchées de 40 litres ont été nécessaires correspondant à 2 E/C ($E/C = 0.3$ et $E/C = 0.5$) et mortier ($E/C = 0.5$) pour produire l'ensemble des éprouvettes (6 échantillons cylindriques et 12 poutres de dimensions $400 \times 100 \times 40 \text{ mm}^3$). Les essais de caractérisation ont été réalisés à 28 jours. Les dimensions des échantillons des essais de caractérisation sont présentés dans la Figure A-1.

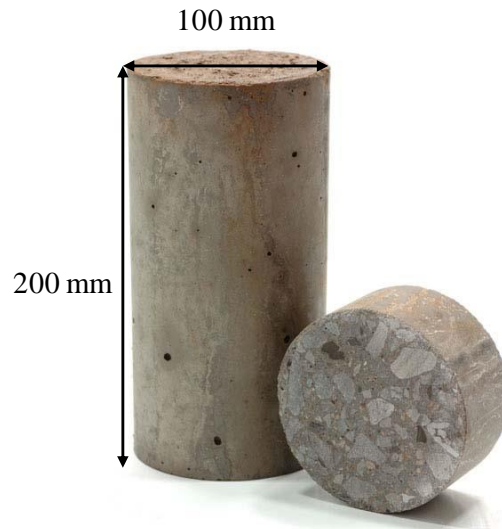


Figure A-1. Dimension de l'échantillon pour l'essai à la compression et le module d'Young
Les compositions sont présentées dans les Tableau A-1, Tableau A-2, Tableau A-3.

Composition, kg/m^3	
Ciment GU-SF	650
Sable	843
Gravier (2.5-10 mm)	622
Fibres d'aciers (Dramix 3D80 [30/0.38])	78
Superplastifiant (Plastol 6200 EXT)	38.4
Eau	195

Tableau A-1. Composition de 1 m^3 de béton de rapport $E/C = 0.3$.

Composition, kg/m ³	
Ciment GU-SF	550
Sable	801
Gravier (2.5-10 mm)	668
Fibres d'aciers (Dramix 3D80 [30/0.38])	78
Eau	275

Tableau A-2. Composition de 1 m³ de béton de rapport E/C = 0.5

Composition, kg/m ³	
Ciment GU-SF	550
Sable	1550
Fibres d'aciers (Dramix 3D80 [30/0.38])	78
Eau	275

Tableau A-3 : Composition de 1 m³ de mortier de rapport E/C = 0.5

Tamis (mm)	Tamisat (%)
10	100
5	99
2.5	94
1.25	82
0.63	52
0.315	20
0.16	6
0.08	2.6

Tableau A-4 : Granulométrie du sable et du gravier

Tous les échantillons ont été démoulés après 24 h, puis placés dans une chambre d'humidité de 100% et température de 23°C pendant 28 jours. Les essais de caractérisation ont été réalisés à 28 jours tandis que les échantillons de l'essai de fluage sont réservés dans une chambre contrôlée d'humidité de 50% avant de mener les tests ce qui permet de minimiser la variation des propriétés du béton dû à l'hydratation.

Les essais de compression respectent la norme : (CSA A29.2-C09-09-2009 et ASTM C39 2014).

Le Tableau A-5 présente les résultats de résistance à la compression BRF utilisés pour la fabrication des poutres.

Matériau	Âge du matériau [jours]	Nombre d'éprouvettes	Valeur moyenne [MPa]	Écart-type [MPa]
BRF-0.3	28	4	71.35	3.09
BRF-0.5	28	4	51.87	1.4
MRF-0.5	28	4	46.5	1.01

Tableau A-5. Résistance à la compression des matériaux



Figure A-2. Mode de rupture lors de l'essai de compression

A.2 Module d'Young

Les essais de compression respectent la norme : (ASTM C469 2014). Le capteur (LVDT) est installé sur les échantillons grâce à une cage. Les échantillons sont chargés jusqu'à 40% de la résistance à la compression.

Les résultats des essais de module d'Young en compression utilisés pour la fabrication des poutres sont donnés dans le Tableau A-6

Matériau	Âge du matériau [jours]	Nombre d'éprouvettes	Valeur moyenne [MPa]	Écart-type [MPa]
BRF-03	28	3	34.2	3.1
BRF-05	28	3	30.6	1.1
MRF-05	28	3	28.2	0.9

Tableau A-6 : Module de Young des matériaux

Annexe B Procédure de l'essai de préfissuration et fluage

B.1 Expérimentation de préfissuration

La procédure de l'essai de préfissuration est la suivante :

1. Mesurer à l'aide d'un pied à coulisse les dimensions principales (épaisseur, largeur et hauteur) de la poutre et aussi largeur et profondeur de l'entaille ;
2. Tracer sur les faces latérales de la poutre les repères de positionnement des appuis et les distances des points d'application de charge ;
3. Installer l'extensomètre sur l'entaille pour mesurer l'ouverture de fissure au cours du chargement ;
4. Placer la poutre au centre des appuis ;
5. Vérifier les alignements dans le plan et hors plan à l'aide d'un niveau pour éviter la torsion au cour de l'essai ;

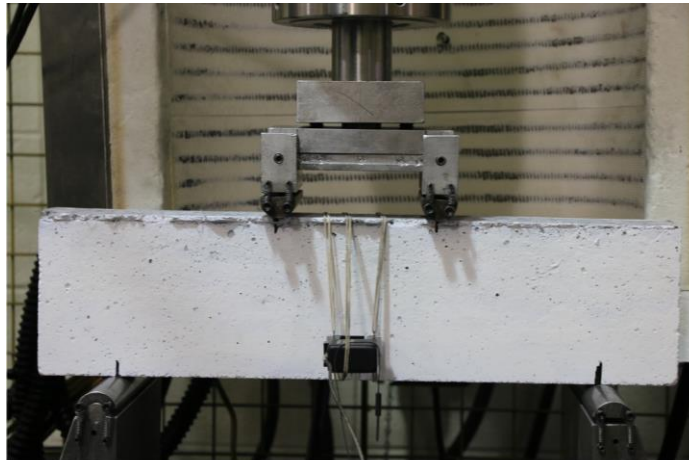


Figure B-1. Montage expérimental pour les essais de préfissuration en quatre points sur une poutre entaillée

6. Ouvrir l'ordinateur, le système d'acquisition et l'alimentation ;

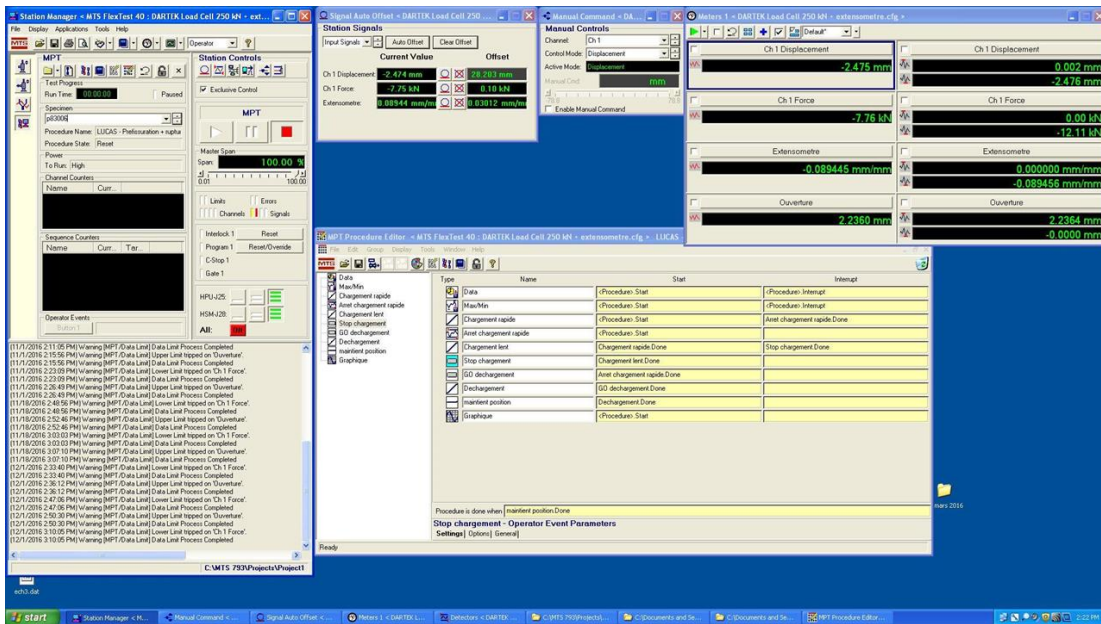


Figure B-2. Démarrage des essais de préfissuration en 4 points sur une poutre entaillée.

7. Cliquer sur "GO", ce qui va permettre à la procédure de démarrer, donc au vérin de générer un contrôle de déplacement de 0.2 mm/min ;

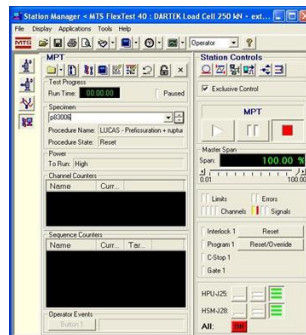


Figure B-3. Démarrage de la procédure de l'essai de préfissuration.

8. Vérifier le mode de contrôle de déplacement ;



Figure B-4. Réglage de contrôle de déplacement

9. Lancer l'essai : l'essai sera arrêté une fois que l'ouverture de fissure atteint 0.2 mm et puis déchargement total.

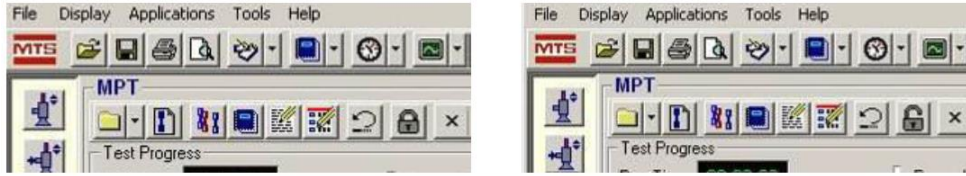


Figure B-5. Lancer le test de préfissuration 0.2 mm.

B.2 Expérimentation de fluage

Une fois l'éprouvette complètement déchargée du montage de préfissuration, la deuxième étape a consisté à transférer l'éprouvette dans le montage de fluage flexionnel. La procédure de test de fluage est comme suit :

1. La préparation de la texture :

La texture de la surface de l'éprouvette devrait être hétérogène. Cette texture est à la base du fonctionnement de la méthode de corrélation d'image. Plus cette texture est aléatoire, plus la méthode est performante.



Figure B-6. Texture de la surface d'une poutre

2. Placer les appuis, un rouleau et une rotule sur les barres profilées carrées ;



Appui de type rotule



Appui de type rouleau

Figure B-7 : Types d'appuis

3. Placer la poutre sur les appuis en assurant la distance entre les appuis de 300 mm ;
4. Placer 2 appuis de type rotule et rouleau sur la poutre en assurant la distance entre les appuis de 100 mm ;
5. Placer une plaque d'acier sur les appuis, viser et vérifier l'alignement grâce à une bulle à niveau ;
6. Installer les caméras avec intervalle de temps de 20 min, prendre des photos avant, pendant et après le chargement des poutres.

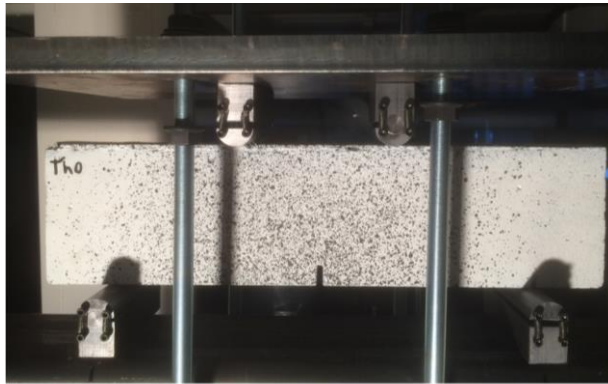


Figure B-8. Instrumentation d'une poutre.



Figure B-9. Montage expérimental pour les essais de flexion 4 points sur poutre entaillée

B.3 Méthode d'analyse des images

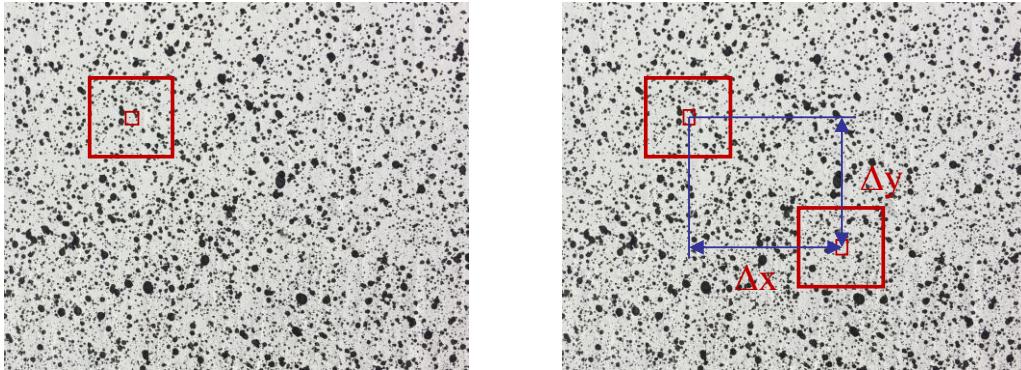
B.3.1 Généralités

La technique DIC est proposée par la première fois en 1980 qui est fréquemment utilisée lors d'essais mécaniques sur des matériaux, car la mesure du champ de déplacement est complète. Parmi les techniques de mesure de déplacements ou de déformations actuelles, celles basées sur l'analyse d'images numériques font partie des plus intéressantes permettent d'obtenir une grande quantité d'information, et notamment d'identifier des paramètres de modèles de comportements sans devoir forcément obtenir un état de contraintes homogène et aussi des plus faciles à mettre en œuvre. Contrairement à d'autres méthodes traditionnelles qui nécessitent une préparation spécifique et quelques fois minutieuse (LVDT, jauges de déformation, etc..).

B.3.2 Introduction aux techniques de l'analyse des images (DIC)

Il faut noter tout d'abord que chacune de ces images est une photographie numérique. Cette photographie est constituée de plusieurs points. Dans le cas d'une photo sur film on parle de grains, mais dans notre cas, il s'agit de pixels. L'image, en noir et blanc, est formée de différents tons de gris. À chaque ton de gris est associé une valeur comprise entre 0 et 255 (codage sur 8 bits). Par exemple, le code 255 correspond au blanc (illumination la plus forte) et le code 0 correspond au noir (absence d'illumination). Le principe de la corrélation

consiste à apparier le motif correspondant à la zone d'étude dans les deux images afin de pouvoir déterminer le déplacement du centre de la zone (Figure B-10. Il s'agit de chercher dans l'image déformée l'endroit où on atteint le maximum de vraisemblance avec l'imagette considérée dans l'image de référence.



a)

b)

Figure B-10. Corrélation des images :

a) Image de référence ; b) Image déformée

B.3.3 Dispositif de mesure

Le dispositif expérimental est constitué d'une caméra CCD (ou d'un appareil photo numérique) pointant sur la zone à observer, ou même d'un appareil photographique numérique, reliée à un ordinateur afin de pouvoir acquérir et traiter les prises de vues réalisées. Le fait d'utiliser une caméra munie d'un objectif permet de s'adapter aussi bien à des études à l'échelle microscopique qu'à l'échelle macroscopique. En outre, elle permet de visualiser non seulement des champs de déplacement, mais aussi, par extrapolation, des champs de vitesse. Elle est rapide, précise, sensible, dotée d'une grande résolution spatiale et d'une dynamique de niveaux de gris de plus en plus étendue, autorisant le traitement de chargement rapide ou l'analyse en temps réel.

B.2.3 Mesure de champ de déplacement par corrélation d'images

La corrélation d'images consiste à déterminer un champ de déplacement à partir de l'analyse d'images numériques (*c.-à-d.*, un ensemble de pixels dont on connaît le niveau de gris).

Ces images sont représentées par des fonctions (de la position \mathbf{x} et du vecteur déplacement inconnu $\mathbf{u}(\mathbf{x})$) $g(\mathbf{x})$ qui sont des perturbations d'une image dans la configuration déformée $g(\mathbf{x} + \mathbf{u}(\mathbf{x}))$ par rapport à une image dans la configuration de référence $f(\mathbf{x})$:

$$g(\mathbf{x}) = f(\mathbf{x} + \mathbf{u}(\mathbf{x})) \quad (\text{B-1})$$

L'équation (B-1) traduit la conservation locale du niveau de gris. Le problème conduit à déterminer le champ de déplacement $\mathbf{u}(\mathbf{x})$ de $f(\mathbf{x})$ et $g(\mathbf{x})$, qui peut se faire en minimisant la différence entre $f(\mathbf{x})$ et $g(\mathbf{x})$:

$$\phi(\mathbf{x}) = \min \|f(\mathbf{x} + \mathbf{u}(\mathbf{x})) - g(\mathbf{x})\|^2 \quad (\text{B-2})$$

On obtient grâce à la corrélation d'image un champ de déplacement discrétisé sur la grille de corrélation avec une précision de 1/100 pixel. Étant donnée la forme de l'approximation du champ de déplacement, on peut utiliser les outils numériques de la méthode des éléments finis pour post-traiter les données fournies par la corrélation.

B.4 Technique d'analyse des images avec le logiciel UFreckles

1. Commencer une nouvelle analyse des images : Choisir toutes les images
2. Choisir le mode d'analyse : FEM
3. Choisir la zone d'étude : Polyline

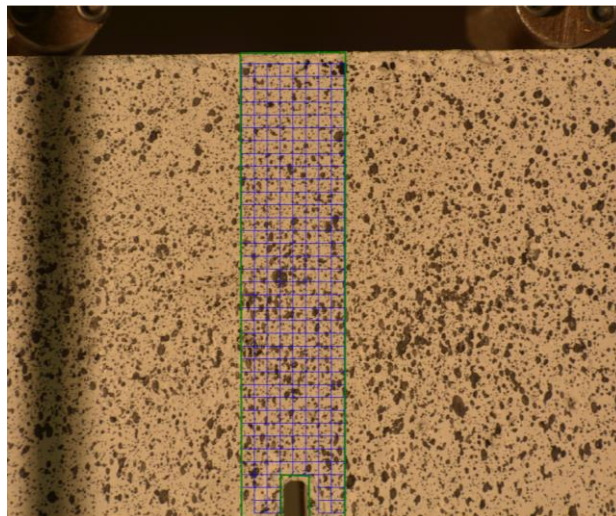


Figure B-11 : Définition de la zone d'étude.

4. Choisir la taille des éléments : 16 pixels, 24 pixels, 32 pixels

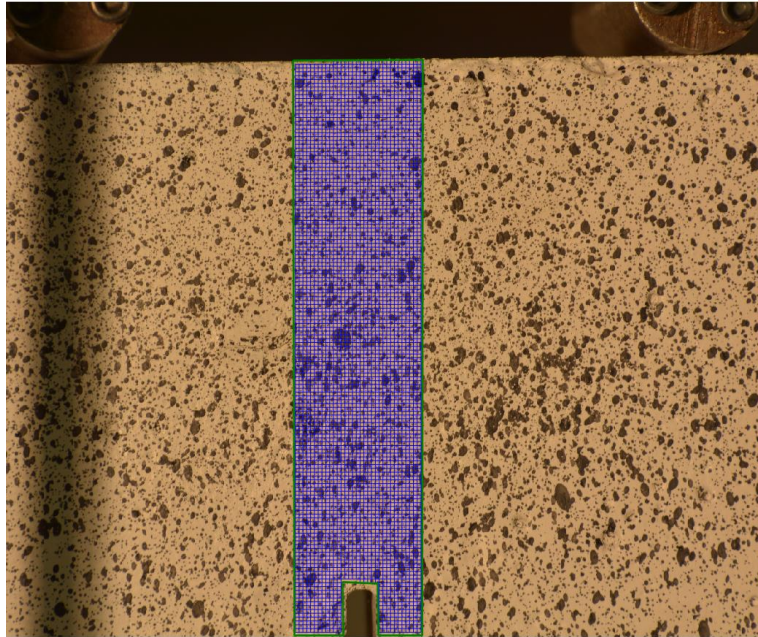


Figure B-12 : Définition de la taille des éléments.

5. Lancer le programme
6. Post-traiter les résultats : Tracer le déplacement Dx et Dy (en pixel)

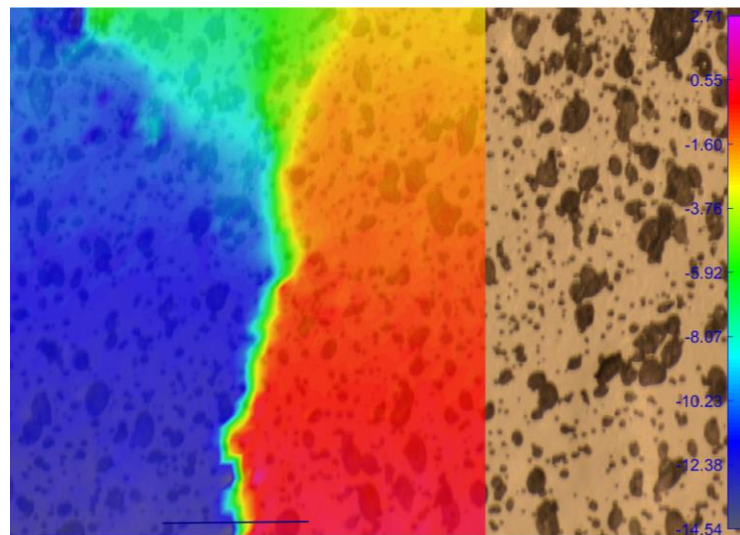


Figure B-13 : Tracer le déplacement pour mesurer l'ouverture de fissure.

7. Équilibrer le pixel en mm.

Annexe C Discrétisation du problème de transfert transitoire de l'humidité relative

C.1 Problème de transfert transitoire linéaire

Équation différentielle de transfert transitoire

$$Kh + C \frac{dh}{dt} = F \quad (\text{C-1})$$

où h est le vecteur de solution, K est la matrice de conductivité, C est la matrice de capacité et F est le vecteur de chargement.

Pour approcher cette équation différentielle, il faut donc discrétiser en temps un schéma numérique d'intégration.

Intégration temporelle

Supposons que la solution est connue au temps t et l'incrément de temps Δt . Le paramètre α définit le schéma d'intégration $\alpha \in [0,1]$;

$$\tau = t + \alpha\Delta t = (t + \Delta t) - (1 - \alpha)\Delta t \quad (\text{C-2})$$

$$h^\tau = (1 - \alpha)h^t + \alpha h^{t+\Delta t} \quad (\text{C-3})$$

$$\frac{dh}{dt} = \frac{1}{\Delta t} (h^{t+\Delta t} - h^t) \quad (\text{C-4})$$

$$F^\tau = (1 - \alpha)F^t + \alpha F^{t+\Delta t} \quad (\text{C-5})$$

On suppose que l'équation (C-1) est satisfaite au moment τ , remplaçant équations (C-3)-(C-5) dans l'équation (C-1), on obtient :

$$\left[\alpha K + C \frac{1}{\Delta t} \right] h^{t+\Delta t} = \left[(\alpha - 1)K + C \frac{1}{\Delta t} \right] h^t + (\alpha - 1)F^t + \alpha F^{t+\Delta t} \quad (\text{C-6})$$

où la matrice de capacité de l'humidité relative $C = \int_V c [N]^T [N] dV$

K est la matrice de conductivité qui est définie comme :

$$K = \int_V k [B]^T [B] dV \quad (\text{C-7})$$

où $[B] = [\{B_1\} \dots \{B_i\} \dots \{B_n\}]$, $\{B_i\}$ dépend du problème traité (spatial, plan, axisymétrique etc.). Pour un problème spatial, $\{B_i\}$ s'écrit dans le repère orthonormé $\{x, y, z\}$:

$$\{B_i\} = \begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{pmatrix}$$

Vecteur de flux F^t ou $F^{t+\Delta t}$:

$$F^t = \int_{\Gamma_q} [N]^T q^t d\Gamma + \int_{\Omega} [N]^T Q^t d\Omega \quad (\text{C-8})$$

où Q^t est la source interne

- Le schéma d'Euler explicite $\alpha = 0$, la résolution de l'équation est immédiate puisqu'elle fournit explicitement $h_r^{t+\Delta t}$ en fonction de h_r^t . L'équation (C-6) devient :

$$\left[C \frac{1}{\Delta t} \right] h^{t+\Delta t} = \left[C \frac{1}{\Delta t} - K \right] h^t - F^t \quad (\text{C-9})$$

- Le schéma d'Euler implicite $\alpha = 1$. L'équation (C-6) devient :

$$\left[K + C \frac{1}{\Delta t} \right] h^{t+\Delta t} = C \frac{h^t}{\Delta t} + F^{t+\Delta t} \quad (\text{C-10})$$

- Le schéma de Crank-Nicholson avec $\alpha = 0.5$.

$$\left[K + 2C \frac{1}{\Delta t} \right] h^{t+\Delta t} = \left[(2C \frac{1}{\Delta t} - K) h^t - F^t + F^{t+\Delta t} \right] \quad (\text{C-11})$$

Détermination de la matrice K et C pour le modèle de réseau

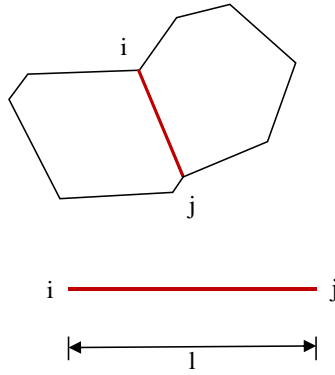


Figure C-1. Élément de transfert de l'humidité relative

Fonctions d'interpolation sur un élément à deux nœuds : $N_i = (1 - \frac{x}{l})$, $N_j = \frac{x}{l}$

Le champ de l'humidité relative dans l'élément s'écrit :

$$h(x) = (1 - \frac{x}{l})h_i + \frac{x}{l}h_j = \frac{1}{l}[l - x \ x] \begin{Bmatrix} h_i \\ h_j \end{Bmatrix} = [N][h]$$

La matrice B est déterminée :

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & \frac{\partial N_j}{\partial x} \end{bmatrix} = \frac{1}{l} \begin{bmatrix} -1 & 1 \end{bmatrix}; [B]^T = \frac{1}{l} \begin{bmatrix} -1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

La matrice de conductivité $[K]$

$$K = \int_V k[B]^T[B]dV = \int_0^l kA[B]^T[B]dx = \frac{kA}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$$

La matrice de la capacité $[C]$

$$C = \int_V c[N]^T[N]dV = \int_0^l cA[N]^T[N]dx = \frac{cAl}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix}$$

Le vecteur flux dû à une source volumique d'intensité q :

$$f = \int_V q[N]^T dV = \int_0^l qA[N]^T dx = \frac{qAl}{2} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

C.2 Problème de transfert transitoire non linéaire

Équation différentielle de transfert transitoire non linéaire

$$K(h)h + C(h)\frac{dh}{dt} = F(h) \tag{C-12}$$

L'équation (C-12) est non linéaire, la non-linéarité consiste aux matrices de conductivité et de capacité qui dépendent de l'humidité relative. Elle peut être résolue par des méthodes itératives de type Newton-Raphson. La discrétisation temporelle est identique comme dans les équations (C-2)-(C-5). En remplaçant l'équation (C-3)-(C-4) dans (C-12), qui conduit à :

$$\left[(1-\alpha)h^t + \alpha h^{t+\Delta t} \right] K^\tau(h^\tau) + \left[\frac{h^{t+\Delta t} - h^t}{\Delta t} \right] C^\tau(h^\tau) = F^\tau(h^\tau) \quad (\text{C-13})$$

Ce système différentiel est résolu au temps $t = \tau$:

$$R^\tau = \left[(1-\alpha)h^t + \alpha h^{t+\Delta t} \right] K^\tau(h^\tau) + \left[\frac{h^{t+\Delta t} - h^t}{\Delta t} \right] C^\tau(h^\tau) - F^\tau(h^\tau) \rightarrow 0 \quad (\text{C-14})$$

La méthode de Newton-Raphson implique la solution itérative de l'équation ci-dessus. Un nouveau vecteur résidu R_{i+1}^τ est calculé à partir de celui précédent R_i^τ par linéarisation. Le but est de trouver un incrément de vecteur de solution $\Delta h_r^{\tau,i}$. Un nouveau vecteur résidu R_{i+1}^τ est imposé à 0.

$$R_{i+1}^\tau \approx R_i^\tau + \frac{\partial R_i^\tau}{\partial h_r^{\tau,i}} \Delta h_r^{\tau,i} = 0 \quad (\text{C-15})$$

L'incrément de la solution s'écrit :

$$\Delta h_r^{\tau,i} = - \left[\frac{\partial R_i^\tau}{\partial h_r^{\tau,i}} \right]^{-1} R_i^\tau \quad (\text{C-16})$$

La matrice $\left[\frac{\partial R_i^\tau}{\partial h_r^{\tau,i}} \right]$ est appelée la matrice jacobienne J . En dérivant l'équation (C-14) et en remplaçant dans (C-16), on obtient :

$$J = \left[\frac{\partial R_i^\tau}{\partial h_r^{\tau,i}} \right] = \alpha K_i^\tau - \frac{1}{\Delta t} C_i^\tau \quad (\text{C-17})$$

En remplaçant l'équation (C-17) et (C-14) dans (C-16) :

$$\Delta h_r^{\tau,i} = -J^{-1} \left\{ \left[(1-\alpha)h^t + \alpha h^{t+\Delta t} \right] K^\tau(h^\tau) + \left[\frac{h^{t+\Delta t} - h^t}{\Delta t} \right] C^\tau(h^\tau) - F^\tau(h^\tau) \right\} \quad (\text{C-18})$$

La nouvelle solution au moment $t + \Delta t$ est obtenue par chaque itération :

$$h^{t+\Delta t, i+1} = h^{t+\Delta t, i} + \Delta h^{\tau, i} \quad (\text{C-19})$$

Il faut rappeler que $K(h)$; $C(h)$; $F(h)$ dépendent de l'humidité relative. Pour cela, les matrices sont mises à jour à chaque pas de temps.

C.3 Implémentation dans OOFEM

Dans OOFEM, le modèle de transfert de l'humidité relative est dérivé dans la classe abstraite générique `TransportMaterial.C`, qui fournit les méthodes calcul de la matrice de la capacité et conductivité.

L'état et les variables internes caractéristiques du problème résolu sont gérés par une classe complémentaire au modèle de matériau donné. Cette classe a le même nom que le matériel étendu avec "Statut".

À chaque point de Gauss, il y a deux états de variables, la première est les valeurs de la fin du pas précédent et la deuxième, généralement, est les valeurs temporaires déséquilibres nommés "Temps". Lors que l'itération/convergence est atteinte, les valeurs de "Temps" remplacent celles du pas précédent et analysent pour le pas suivant.

Une autre classe abstraite qui est directement dérivée de `TransportMaterial.C`, s'appelle `LatticeMoistureMat.C`, dans laquelle, les méthodes de calcul de la matrice de la diffusivité et de la capacité de l'humidité relative et assemblage des matrices. Les paramètres du modèle sont définis dans `LatticeMoistureMat.h`. Le modèle de transfert non linéaire de l'humidité relative basé sur le modèle de Bažant et Najjar (1972) et Kunzel (1995). Dans ce modèle, l'isotherme de sorption est supposée en fonction de l'humidité relative et l'ouverture de fissure, et la capacité de l'humidité n'est pas constante, et fortement non linéaire, celui-ci est un développement par rapport au modèle de Bažant et Najjar (1972). La diffusivité de l'humidité relative est aussi non linéaire.