



HAL
open science

Impact du chargement de traction et de la fissuration sur l'évaluation du coefficient de diffusion des chlorures dans des tirants en béton armé

Amandine Asselin

► To cite this version:

Amandine Asselin. Impact du chargement de traction et de la fissuration sur l'évaluation du coefficient de diffusion des chlorures dans des tirants en béton armé. Génie civil. École Normale Supérieure Paris Saclay; Polytechnique Montréal, 2023. Français. NNT : 2023UPAST209 . tel-04424420v1

HAL Id: tel-04424420

<https://hal.science/tel-04424420v1>

Submitted on 29 Jan 2024 (v1), last revised 14 Mar 2024 (v2)

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Public Domain

Impact du chargement de traction et de
la fissuration sur l'évaluation du
coefficient de diffusion des chlorures
dans des tirants en béton armé
*Tensile loading and cracking impacts on chloride
diffusivity evaluation in reinforced concrete tie-specimens*

Thèse de doctorat de l'université Paris-Saclay

École doctorale n° 579, Sciences Mécaniques et Énergétiques, Matériaux et Géosciences
(SMEMAG)

Spécialité de doctorat : Génie civil

Graduate School : Sciences de l'ingénierie et des systèmes. Référent : ENS Paris-Saclay

Thèse préparée au LMPS - Laboratoire de Mécanique Paris-Saclay (Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, ENS Paris-Saclay, CNRS) et au Groupe de recherche en génie des structures (Département de génie civil, géologique et des mines, Polytechnique Montréal), sous la direction de **Farid BENDOUDJEMA**, Professeur des Universités, ENS Paris-Saclay, la co-direction de **Jean-Philippe CHARRON**, Professeur titulaire, Polytechnique Montréal, le co-encadrement de **Clélia DESMETTRE**, Associée de recherche, Polytechnique Montréal et de **Cécile OLIVER-LEBLOND**, Maîtresse de Conférence, ENS Paris-Saclay

Thèse soutenue à Paris-Saclay, le 20 décembre 2023, par

Amandine ASSELIN

Composition du jury

Membres du jury avec voix délibérative

Myriam CARCASSÈS Professeure des Universités, Université Paul Sabatier Toulouse III	Présidente & Examinatrice
Ouali AMIRI Professeur des Universités, Nantes Université	Rapporteur & Examinateur
David CONCIATORI Professeur des Universités, INSA Strasbourg	Rapporteur & Examinateur
Thomas SANCHEZ Maître de Conférence, Université Claude Bernard Lyon 1	Examinateur

Titre : Impact du chargement de traction et de la fissuration sur l'évaluation du coefficient de diffusion des chlorures dans des tirants en béton armé

Mots clés : Béton armé, chlorures, durabilité, diffusion, modèle lattice-particulaire, fissuration.

Résumé : Les chlorures, contenus dans les sels de déverglaçage ou dans les sels marins, peuvent pénétrer dans le béton et atteindre les armatures. Ceci pose problème car ils causent la corrosion des armatures en acier présentes dans le béton armé, impliquant la dégradation forte des structures. Pour quantifier la résistance du béton face à la pénétration des chlorures, le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton peut être mesuré grâce à des essais de diffusion ou de migration. Néanmoins, dans la littérature, ces essais sont en grande majorité réalisés sur du béton sain, c'est-à-dire, ne contenant pas d'armature et non fissuré. Cependant, dans la réalité, le béton des structures comporte généralement des armatures, est fissuré et subit un chargement mécanique. Ainsi, les mesures du coefficient de diffusion effectuées en laboratoire ne sont pas représentatives du béton tel qu'il peut être trouvé dans une structure classique.

Le premier objectif de cette thèse a été de développer un dispositif de mesure du coefficient de diffusion dans un tirant en béton armé, représentatif d'un élément de structure (de pont par exemple), maintenu sous chargement mécanique et fissuré. Pour cela, une optimisation réalisée par simulations nu-

mériques et par des études expérimentales ont permis d'adapter l'essai de migration classiquement trouvé dans la littérature pour intégrer une armature en acier et tester une épaisseur plus élevée d'éprouvette. Un dispositif de maintien du chargement de traction a également été développé. Ceci a permis de montrer que la présence d'une fissure augmente significativement le coefficient de diffusion et que plus la fissure est ouverte, plus le coefficient de diffusion est élevé. De même, le chargement, même s'il n'entraîne pas de macro-fissuration, implique une augmentation du coefficient de diffusion.

Le second objectif de la thèse a été de déterminer numériquement l'impact de différents paramètres de fissuration sur le coefficient de diffusion. Le transport par diffusion a ainsi été ajouté à un modèle lattice-particulaire déjà existant permettant une bonne représentation de la fissuration. Des simulations ont ensuite été réalisées pour étudier l'impact de la tortuosité et de la constrictivité de la fissure, ainsi que l'impact d'une armature dans le béton. Enfin, l'utilisation du modèle numérique a permis d'interpréter les résultats obtenus expérimentalement en fournissant une meilleure description géométrique de la fissure à l'intérieur du spécimen.

Title : Tensile loading and cracking impacts on chloride diffusivity evaluation in reinforced concrete tie-specimens

Keywords : Reinforced concrete, chlorides, durability, diffusion, beam-particle model, cracking.

Abstract : Chlorides in de-icing salts or sea salts can penetrate concrete and reach the reinforcement. It can lead to a big issue in reinforced concrete since chlorides cause corrosion of the steel reinforcement, leading to severe structural deterioration. To quantify the resistance of concrete to chloride penetration, chloride diffusivity in concrete can be measured using diffusion or migration tests. However, in the literature, these tests are carried out on sound concrete, i.e. concrete without reinforcement and cracks. However, real concrete structures generally have reinforcement, are cracked and undergo mechanical loading. The chloride diffusivity measured in the laboratory is therefore different from that measured on concrete as it might be found in a conventional structure.

The first objective of this research project was to develop a device to measure chloride diffusivity in a reinforced concrete tie-specimen, representing a bridge reinforcement and its coating, held under mechanical loading, and cracked. To

achieve this, numerical and experimental optimisations were used to adapt the classical migration test found in the literature to include steel reinforcement and a greater specimen thickness. A device has also been developed to maintain the tensile load. This showed that the presence of a crack increases diffusivity and that the more open the crack, the higher the diffusivity. Similarly, loading causes an increase in diffusivity, even if it does not lead to cracking.

The second objective of the research project was to determine the effect of different crack parameters on diffusivity numerically. Diffusion transport has been added to an existing lattice-particle model, providing a good cracking representation. Simulations were then carried out by progressively adding tortuosity and constrictivity to the crack, as well as reinforcement in the concrete. Finally, the use of the numerical model improved the results obtained experimentally by providing a better description of the crack inside the specimen.

Remerciements

Je souhaite tout d'abord remercier les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mes travaux de thèse. Merci à Myriam Carcassès de m'avoir fait l'honneur de présider ce jury. Merci à Ouali Amiri et David Conciatori d'avoir évalué et rapporté mes travaux. Enfin, merci à Thomas Sanchez d'avoir accepté d'être examinateur.

À l'origine de cette thèse, il y a eu un stage de 10 mois dans une équipe incroyable, sous la direction de Jean-Philippe et Clélia. Ils m'ont proposé une suite dans un registre très différent avec ce sujet de thèse. Cécile s'est greffée au projet en apportant tout l'aspect numérique. Ensemble, ils ont su me guider sur ce sujet aussi intéressant que complexe.

J'ai énormément de gratitude envers Clélia et Jean-Philippe pour leur accompagnement dans ce projet et pour leur soutien. Il y a eu des hauts et des bas, autant professionnels que personnels, mais ils ont toujours cru en moi, ont su m'écouter et me conseiller sur tous les sujets, avec bienveillance et patience. Ceci a fait de mon passage à Montréal une très belle expérience pendant laquelle j'ai beaucoup appris et grandi. Merci pour tout ça !

Je tiens à remercier Cécile pour son encadrement, ses conseils et pour avoir notamment passé de nombreuses heures à trouver des erreurs dans le code. Bien qu'elle se soit maintenant envolée du laboratoire pour de nouvelles aventures, elle a grandement contribué à rendre ma fin de thèse moins difficile.

Enfin, merci à Farid d'avoir accepté le rôle de directeur de thèse.

Ce projet n'aurait pu avoir lieu sans le soutien de l'équipe technique du département des génies civil, géologique et des mines de Polytechnique Montréal et particulièrement de celle du laboratoire de structures. Un très gros merci à Yazid d'avoir suivi ce projet et de m'avoir accompagnée sur tous les essais finaux. C'était toujours un plaisir de travailler avec lui. Merci Pat "la pipelette" pour ses bons conseils, son amitié, ses discussions et ses nombreuses anecdotes ! Merci également à Marc-Antoine, David, Mathieu et Manar d'avoir tour à tour joué avec le pont roulant, le malaxeur ou un quelconque outil pour m'aider. Merci aux membres du labo de géochimie analytique (Jérôme, Zohra, Louis-Pierre et Gabriel) de m'avoir apporté de l'information en chimie et d'avoir effectué toutes les analyses chimiques. Merci à Étienne d'avoir apporté son expertise pour la réparation des cellules. Enfin, les essais de migration n'auraient pas pu avoir lieu sans le soutien de l'Université Laval de Québec : merci à David Conciatori pour le don des cellules de migration et merci à Thomas Sanchez pour l'expertise sur ces mêmes essais au début de ma thèse.

Merci à Olivier S.-B. d'avoir fait un bout de chemin avec moi sur ce projet, son travail a été très précieux. Merci à Annia d'avoir pris la relève et d'avoir continué les expériences après mon retour en France. Merci à Martin pour tous ses bons conseils avisés, Anthony pour sa bonne humeur perpétuelle,

Simon pour ses conseils techniques, Corentin pour ses râleries après Abaqus, Isa pour son sourire et sa belle énergie, Adrien pour toutes les journées d'usine et les beignes, Daniel pour tous ses bons plans et Antoine et Fengyi de m'avoir changé les idées avec leur coulées de béton. Merci à tous (Olivier B., Camille, Sylvain, Pierre-Antoine, Tarik, Pablo, Pierre, William...) d'avoir rendu les pauses plus agréables et d'avoir permis la création de si beaux souvenirs. Merci également au Centre Recherche sur les Infrastructures en Béton pour la semaine de visite des mines d'or en Abiti, c'était un voyage enrichissant.

Côté ENS, je commencerai les remerciements avec Flavien et Omar pour les échanges autour de DEAP. Je remercie Thomas pour sa contribution à l'écriture d'une partie du code et ses bons conseils. Je remercie aussi mes compagnons de pause les plus réguliers (Marie, Marc, Michèle, Flavien, Floriane, Alexandre...) et tous les autres avec qui j'ai pu partager pendant cette thèse.

Un merci tout particulier à mes très chers compagnons de télétravail, Cécile et Éric, pour le prêt de tout le matériel informatique non fourni par le labo, la mise à disposition de leur (notre) appartement un jour par semaine, tous ces échanges, scientifiques ou non, et tous ces moments de travail dans un autre cadre, qui ont participé à me donner le sourire.

Merci à Guillaume pour son soutien inconditionnel en France comme de l'autre côté de l'Atlantique. Merci infiniment d'avoir écouté mes idées scientifiques et de les avoir débattues avec moi. Je suis très reconnaissante d'avoir pu compter sur lui pour m'aider à résoudre mes nombreux problèmes de code, de mathématiques ou administratifs. Merci également d'avoir géré le quotidien pendant une partie de la rédaction, c'était très précieux.

Un très grand merci à mes parents, mes soeurs et ma tante pour leur soutien et leur amour pendant toutes ces années.

Enfin, merci à la Fondation L'Oréal et à la communauté *For Women in Science* 2023 pour cette semaine incroyable et tous ces moments partagés ensemble. J'aimerais terminer par cette citation de Marianne Williamson en souvenir de notre formation :

« Notre peur la plus profonde n'est pas que nous ne soyons pas à la hauteur. Notre peur la plus profonde est que nous soyons puissants au-delà de toutes limites. C'est notre lumière et non nos ténèbres qui nous effraie le plus. Nous nous demandons : Qui suis-je pour être brillant, magnifique, talentueux et fabuleux ? En fait, qui es-tu pour ne pas l'être ? »

Table des matières

Table des matières	i
Table des figures	v
Liste des tableaux	xi
1 Introduction	3
1.1 Contexte	3
1.2 Problématique	4
1.3 Objectifs	5
1.4 Originalité	5
1.5 Contributions	6
1.6 Structure	6
2 État de l'art	9
2.1 Phénomène de diffusion	11
2.1.1 Physique de la diffusion	11
2.1.2 Physique de l'électromigration	12
2.1.3 Types de coefficient de diffusion	12
2.2 Essais permettant la mesure du coefficient de diffusion	13
2.2.1 Principe des essais de diffusion et de migration	13
2.2.2 Méthodes de détermination du coefficient de diffusion	15
2.2.3 Essais de migration en condition non fissurée	17
2.2.4 Essais de migration en condition fissurée	21
2.2.5 Synthèse sur les essais permettant la mesure du coefficient de diffusion	28
2.3 Valeurs de coefficient de diffusion	29
2.3.1 Béton non fissuré	29
2.3.2 Béton fissuré	30
2.4 Étude numérique de la diffusion des chlorures dans le béton	35
2.4.1 Représentation multi-phasique du béton non fissuré ou fissuré	36
2.4.2 Couplage entre fissuration et diffusion	37
2.4.3 Synthèse	38
2.5 Le modèle lattice-particulaire DEAP	38
2.5.1 Maillage	38
2.5.2 Interaction entre les particules	39
2.5.3 Critère de rupture	41
2.5.4 Paramètres matériau et leur identification	41
2.5.5 Algorithme de résolution statique	42

3	Méthodologie	43
3.1	Méthodologie du projet	44
3.2	Dimensionnement numérique de l'essai de migration	45
3.3	Méthodes et programmes expérimentaux	46
3.3.1	Spécimens d'essais	46
3.3.2	Matériaux à l'étude	47
3.3.3	Procédure de chargement mécanique	48
3.3.4	Système de maintien de la charge de traction	48
3.3.5	Mesure de l'ouverture de fissure	50
3.3.6	Essai de migration	51
3.3.7	Programmes expérimentaux	55
3.4	Méthodes de modélisation et programme d'essais numériques avec DEAP	59
3.4.1	Géométrie, maillage et matériaux	59
3.4.2	Chargement mécanique imposé	61
3.4.3	Prise en compte de la fissuration pour l'étude de la diffusion	62
3.4.4	Coefficients de diffusion dans la fissure	64
3.4.5	Diffusion stationnaire dans un réseau de poutres	67
3.4.6	Méthode de détermination du coefficient de diffusion	68
3.4.7	Algorithme de résolution	70
3.4.8	Programmes de simulations numériques	71
3.5	Organisation temporelle de la thèse	73
4	Développement et optimisation de l'essai de migration par simulations numériques	75
4.1	Méthodologie	77
4.1.1	Hypothèses	77
4.1.2	Résolution du problème	77
4.1.3	Données d'entrée des simulations numériques en 2D	78
4.1.4	Essai de référence	80
4.2	Étude paramétrique de l'essai	83
4.2.1	Influence du maillage	83
4.2.2	Influence de la taille de la cellule	84
4.2.3	Influence de la concentration en ions chlorures dans la cellule amont	85
4.2.4	Influence du potentiel électrique imposé en aval	86
4.2.5	Influence de la localisation des cellules	87
4.2.6	Conclusion	90
4.3	Modélisation d'un essai avec 2 cellules de diffusion	91
4.3.1	Influence de la distance entre les cellules	91
4.3.2	Influence de l'inversion du champ électrique entre deux cellules	94
4.4	Modélisation d'un essai avec trois cellules de diffusion	94
4.5	Impact de la fissuration	95
4.5.1	Cas d'une macro-fissure droite	95
4.5.2	Cas d'une macro-fissure tortueuse	97
4.5.3	Cas d'une zone micro-fissurée	100
4.5.4	Conclusion	103
4.6	Modélisation de la fissuration dans le cas d'un essai avec 2 cellules de diffusion	104
4.6.1	Influence d'une fissure centrée entre les cellules de diffusion	104
4.6.2	Influence d'une fissure décentrée entre les cellules de diffusion	104

4.6.3	Influence d'une fissure dans une cellule de diffusion	106
4.6.4	Conclusion	107
4.7	Modélisation en 3D des essais de migration	107
4.8	Modélisation des incertitudes expérimentales	109
4.8.1	Incertitude d'alignement des cellules	109
4.8.2	Incertitudes sur le maintien de la concentration amont	109
4.8.3	Conclusion	113
4.9	Conclusion	113
5	Développement expérimental de l'essai de migration	117
5.1	Essais préliminaires de migration sous champ électrique	118
5.1.1	Essais successifs sur le même spécimen	118
5.1.2	Choix du type d'armature	119
5.1.3	Optimisation de la tension imposée	123
5.1.4	Apport du changement de solution	124
5.1.5	Optimisation de l'épaisseur du tirant	125
5.1.6	Variabilité des mesures de diffusion	127
5.1.7	Bilan des essais de migration	128
5.1.8	Conclusion	129
5.2	Développement du dispositif de maintien de la charge	130
5.2.1	Conception du dispositif	130
5.2.2	Vérification expérimentale	131
6	Détermination du coefficient de diffusion en conditions fissurées	135
6.1	Méthode d'analyse des résultats	136
6.2	Résultats obtenus	137
6.2.1	Fiabilité des résultats	137
6.2.2	Résultats généraux	138
6.2.3	Effet du temps et du chargement sur les zones non macro-fissurées	139
6.2.4	Effet d'une fissure localisée	141
6.3	Conclusion	145
7	Détermination numérique de l'impact de la fissure et de sa forme sur le coefficient de diffusion	147
7.1	Choix de la méthode de calcul du coefficient de diffusion des chlorures dans une poutre	148
7.2	Choix de la méthode de prise en compte de la fissuration	149
7.2.1	Simulations en 2D	149
7.2.2	Simulations en 3D	151
7.2.3	Prise en compte de la constrictivité et de la tortuosité dans le modèle théorique	153
7.3	Choix du coefficient de diffusion considéré dans la fissure	155
7.4	Impact de la forme des fissures	160
7.4.1	Résultats des simulations	160
7.4.2	Prise en compte expérimentale	165
7.5	Conclusion	167
8	Conclusions et perspectives	169
8.1	Conclusions	169
8.1.1	Conception et validation de l'essai de migration sur tirant en béton armé	169

8.1.2	Étude de la diffusion des chlorures dans le tirant en béton armé sous chargement de traction uniaxiale	170
8.1.3	Détermination numérique du coefficient de diffusion des chlorures dans le béton fissuré et initiation d'une méthode de prise en compte de la constrictivité dans les résultats expérimentaux	171
8.2	Perspectives	171
A	Comparaison des paramètres des essais de migration de la littérature	173
B	Protocoles expérimentaux	177

Table des figures

1.1	Exemples de dégradation de structures liée à la corrosion des armatures suite à la pénétration des chlorures dans le béton armé.	3
2.1	Schéma de principe d'un essai de diffusion à l'instant initial.	13
2.2	Évolution de la concentration en chlorures dans le compartiment aval pendant un essai de diffusion [31].	14
2.3	Schéma de principe d'un essai de migration à l'instant initial.	15
2.4	Résultats de la méthode colorimétrique pour déterminer la profondeur de pénétration.	17
2.5	Schéma d'un essai de migration selon la norme NT Build 355 [21].	18
2.6	Réaction chimique ayant lieu dans le compartiment aval suivant le potentiel d'anode, d'après les résultats de Prince <i>et al.</i> [64].	21
2.7	Dispositif de détermination du coefficient de diffusion pendant le maintien de la charge de a) compression, b) traction [95].	25
2.8	Dispositif de maintien du chargement de flexion [84].	26
2.9	Dispositif de mesure de la perméabilité pendant le maintien de la charge de traction [30].	27
2.10	Schéma du tirant et du dispositif permettant la transmission de l'effort dans la section de l'armature [30].	27
2.11	Mise en évidence de la présence d'un tirant en béton armé chargé en traction à l'intérieur d'une poutre chargée en flexion [30].	28
2.12	Résumé des coefficients de diffusion, obtenus sur du béton non fissuré dans les études présentées dans l'Annexe A, en fonction du rapport eau/liant du béton et de la présence d'additions cimentaires.	30
2.13	Évolution du coefficient de diffusion dans le béton fissuré à l'aide d'un essai de gel-dégel en fonction du nombre de cycles de gel-dégel et du type de mélange, issu des travaux de Kessler <i>et al.</i> [43].	31
2.14	Évolution du coefficient de diffusion normalisé (divisé par le coefficient de diffusion dans le béton sain) dans le béton fissuré à l'aide d'un essai de fendage en fonction de l'ouverture de fissure (mesurée après déchargement), issu des travaux de Park <i>et al.</i> [59].	32
2.15	Mise en évidence expérimentale des 3 régimes de la relation liant le coefficient de diffusion dans la fissure et l'ouverture de fissure (mesurée après déchargement) dans les travaux de Djerbi [32].	33
2.16	Partition du flux de chlorures dans le béton fissuré entre le béton sain et la fissure, inspiré des travaux de Djerbi [32].	35
2.17	Représentation multi-échelle du béton avec deux niveau d'homogénéisation [62].	36
2.18	Dualité Delaunay-Voronoi [37].	38
2.19	Étapes de génération du maillage selon la méthode de Moukarzel et Herrmann [52], extrait de [56].	39

2.20	Construction du maillage aléatoire : zones de génération des centres des particules et effet du niveau d'irrégularité sur le maillage.	40
2.21	Liaison poutre d'Euler-Bernoulli (déformée) entre deux particules A et B [56].	40
2.22	Définition des différentes phases et de l'interface entre les phases.	42
3.1	Organisation du projet en différentes étapes numériques et expérimentales.	45
3.2	Schématisme de la localisation du spécimen dans une structure de pont.	47
3.3	Géométrie des tirants testés dans le programme expérimental.	47
3.4	Tirant en béton armé et dispositif de maintien de la charge.	49
3.5	Principe d'utilisation du dispositif de maintien de la charge : phase de chargement, de maintien de la charge et de déchargement.	50
3.6	Méthodologie de mesure de l'ouverture de fissure : quadrillage pour la mesure, prise de mesure et lecture de l'ouverture de fissure entre les lèvres de la fissure.	51
3.7	Dispositif des essais de migration : à gauche, compartiment amont ; au centre, spécimen de béton testé ; à droite, compartiment aval.	52
3.8	Configuration des tirants pour chaque condition d'essai.	53
3.9	Étapes du protocole expérimental de mesure sur tirant en béton armé maintenu sous chargement de traction.	54
3.10	Schématisme des essais réalisés à chaque échéance : trois essais de migration sur un tirant maintenu sous chargement de traction avec différentes configurations de fissuration et un essai de migration sur un tirant court de référence.	58
3.11	Géométrie des tirants testés.	59
3.12	Exemple de maillage utilisé pour la modélisation : en noir, le contour des particules ; en rouge, les poutres reliant les centres des particules.	60
3.13	Distinction des phases dans le réseau de poutres utilisé pour la modélisation du béton armé : en rouge, l'armature ; en jaune, l'interface acier-béton et en gris le béton.	61
3.14	Déplacement unitaire imposé sur la face ($x = 17$ cm) lors des simulations de fissures pincées dans le béton non armé.	62
3.15	Dualité Delaunay-Voronoi [37].	62
3.16	Prise en compte de la fissuration avec la projection de la fissure sur les poutres parallèles à la fissure.	63
3.17	Prise en compte de la fissuration avec la projection de la fissure sur les poutres parallèles à la fissure.	64
3.18	Décomposition du béton fissuré en béton sain et fissure, selon la direction du flux.	65
3.19	Représentation de l'élément fissuré et de la poutre reliant les particules A et B dans le plan $(\underline{x}, \underline{y})$	66
3.20	Exemple d'utilisation de la méthode de Benkemoun <i>et al.</i> [16] sur une géométrie carrée en 2D.	70
4.1	Schématisme de l'essai de migration accélérée.	78
4.2	Disposition géométrique de référence.	79
4.3	Essai de référence : potentiel électrique à $t = 0$ h.	81
4.4	Essai de référence : champ électrique à $t = 0$ h.	81
4.5	Essai de référence : concentration en chlorures à $t = 100$ h.	82
4.6	Essai de référence : évolution de la concentration aval moyenne en chlorures en fonction du temps dans l'essai de référence (en bleu) et théorique (en rouge).	82
4.7	Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la taille caractéristique du maillage (en rouge), valeur de référence (en bleu) et valeur théorique (en orange).	83

4.8	Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la largeur de la cellule (en rouge) et valeur de référence (en bleu).	84
4.9	Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la hauteur de la cellule (en rouge) et valeur de référence (en bleu).	85
4.10	Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la concentration en ions chlorures dans la cellule amont (en rouge) et valeur de référence (en bleu).	85
4.11	Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction du potentiel électrique imposé en aval (en rouge) et valeur de référence (en bleu).	86
4.12	Évolution du temps d'initiation identifié en fonction du potentiel imposé en aval (en rouge) et valeur de référence (en bleu).	87
4.13	Dispositions géométriques testées.	88
4.14	Coefficients de diffusion identifié en fonction de la disposition géométrique.	89
4.15	Champ électrique dans la configuration où les électrodes se trouvent sur toute la hauteur. . .	90
4.16	Disposition géométrique.	92
4.17	Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la distance entre les deux cellules (en rouge) et valeur de référence (en bleu).	92
4.18	Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la distance entre les deux cellules (en rouge dans le spécimen de référence, en orange dans le spécimen "infini") et valeur dans le spécimen avec une cellule (en bleu dans le spécimen de référence, en vert dans le spécimen "infini").	93
4.19	Vaporisation de nitrate d'argent sur un béton après un essai de migration sous champ électrique, permettant de détecter la présence de chlorures (en blanc) ou son absence (en brun). .	93
4.20	Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la distance entre les deux cellules avec champs inversés (en orange), avec champ classique (en rouge) et valeur de référence (en bleu).	94
4.21	Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la distance entre les cellules (en rouge dans la cellule du milieu et en orange dans les cellules du bord) et valeur de référence de hauteur 10 cm (en bleu).	95
4.22	Disposition géométrique du spécimen fissuré.	96
4.23	Évolution du coefficient de diffusion dans le béton fissuré, identifié sur les simulations, en fonction de l'ouverture de fissure (en rouge) et valeur de référence (en bleu).	96
4.24	Évolution du coefficient de diffusion des chlorures dans la fissure en fonction de l'ouverture de fissure (en rouge) et valeur de référence du coefficient de diffusion des chlorures dans l'eau (en bleu).	97
4.25	Évolution du coefficient de diffusion des chlorures dans le béton fissuré calculé à partir des valeurs théoriques (en bleu) et donné par les simulations (en rouge).	98
4.26	Disposition géométrique du spécimen fissuré par une fissure en dents de scie.	98
4.27	Évolution du coefficient de diffusion dans le béton fissuré en fonction de l'ouverture de fissure tortueuse (en rouge) et valeur de référence (en bleu).	99
4.28	Évolution du coefficient de diffusion dans la fissure tortueuse (en rouge) et dans la fissure droite (en orange) en fonction de l'ouverture de fissure et valeur de référence dans l'eau (en bleu).	99
4.29	Disposition géométrique du spécimen fissuré par une micro-fissure.	100
4.30	Évolution du coefficient de diffusion dans le béton micro-fissuré en fonction de la porosité (en rouge) et valeur de référence (en bleu).	101

4.31	Évolution en fonction de la porosité du coefficient de diffusion dans la fissure calculé à partir des simulations COMSOL Multiphysics® (en rouge), du modèle simplifié de Bruggeman utilisé dans COMSOL Multiphysics® (en bleu) et du modèle non simplifié de Bruggeman (en orange).	101
4.32	Disposition géométrique du spécimen fissuré par une micro-fissuration sur toute la hauteur de la cellule.	102
4.33	Évolution du coefficient de diffusion en fonction de la porosité représentant la micro-fissuration (en rouge) et valeur de référence (en bleu).	102
4.34	Évolution en fonction de la porosité du coefficient de diffusion dans la fissure calculé à partir des simulations COMSOL Multiphysics® (en rouge), du modèle de Bruggeman simplifié (en bleu) et du modèle non simplifié de Bruggeman (en orange).	103
4.35	Dispositions géométriques des spécimens fissurés avec différents placements de la fissuration.	105
4.36	Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de l'ouverture de fissure (en rouge) et valeur de référence (en bleu).	106
4.37	Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de l'ouverture de fissure (en rouge dans la cellule du haut et en orange dans la cellule du bas) et valeur de référence (en bleu).	106
4.38	Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de l'ouverture de fissure (en rouge dans la cellule du haut et en orange dans la cellule du bas) et valeur de référence (en bleu).	107
4.39	Coefficient de diffusion identifié dans les cellules rectangulaire (en vert) et cylindrique (en bleu).	108
4.40	Coefficient de diffusion identifié dans la cellule cylindrique seule (en vert) et dans le cas de 3 cellules (cellules du bord en orange et du milieu en bleu).	108
4.41	Disposition géométrique du spécimen et du décalage imposé.	109
4.42	Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la distance de décalage imposé (en rouge) et valeur de référence (en bleu).	110
4.43	Évolution du coefficient de diffusion en fonction de la vitesse de diminution de la concentration (en rouge) et valeur de référence (en bleu).	110
4.44	Disposition géométrique du spécimen avec une cellule supplémentaire par rapport à l'essai de référence, dans laquelle une concentration initiale est imposée puis aucune condition n'est imposée.	111
4.45	Évolution de la concentration moyenne en chlorures dans la cellule amont.	111
4.46	Évolution de la concentration en chlorures dans la cellule aval en fonction du temps dans le cas de la diminution de la concentration amont (en rouge) et de l'essai de référence en 3D avec une cellule cylindrique (en bleu).	112
4.47	Concentration (en $\text{mol m}^{-3} \text{h}^{-1}$, équivalent à $\text{mmol L}^{-1} \text{h}^{-1}$) sur une coupe au centre du spécimen, à $t=50 \text{ h}$	113
5.1	Impact de deux essais successifs sur le même spécimen sur le coefficient de diffusion : évolution de la concentration en ions chlorures.	119
5.2	Fissuration et rouille liées à la corrosion de l'armature en acier après 7 jours d'exposition au champ électrique et aux chlorures d'un essai de migration.	120
5.3	Armatures en acier conventionnel classique, recouverte d'une gaine isolante, recouverte de résine époxy et armature composite en fibres de verre et résine époxy.	120
5.4	Comparaison de l'effet des armatures : évolution de la concentration en ions chlorures.	121
5.5	Exemples de patrons de fissuration avant la plastification de l'armature et ouverture w de la première fissure après son apparition pour les différentes armatures étudiées pour le tirant.	122

5.6	Effet d'une mauvaise combinaison de paramètres (épaisseur des spécimens, tension, etc.) sur la concentration en chlorures.	123
5.7	Optimisation de la tension imposée aux bornes du spécimen : évolution de la concentration en ions chlorures.	124
5.8	Apport du changement de solution dans le compartiment aval : évolution de la concentration en ions chlorures.	124
5.9	Schématisation des essais réalisés sur tirants fissurés de différentes épaisseurs.	125
5.10	Optimisation de l'épaisseur du spécimen et impact de la macro-fissuration sur le coefficient de diffusion : évolution de la concentration en ions chlorures.	126
5.11	Exemples de patrons de fissuration après la localisation de la première fissure pour les différentes épaisseurs étudiées pour le tirant.	127
5.12	Schématisation des essais réalisés sur spécimens individuels et sur zones adjacentes sur le même spécimen.	128
5.13	Variabilité du coefficient de diffusion et impact des cellules adjacentes l'une sur l'autre : évolution de la concentration en ions chlorures.	128
5.14	Schématisation des essais réalisés sur le tirant court de référence et sur le tirant chargé puis déchargé avec deux zones de mesure non fissurées et une zone fissurée.	129
5.15	Impact du chargement et de la macro-fissuration sur le coefficient de diffusion après déchargement : évolution de la concentration en ions chlorures.	129
5.16	Dispositif de maintien de la charge.	130
5.17	Configuration finale du dispositif de maintien de la charge.	132
5.18	Dessin de définition de la plaque supérieure en acier utilisée dans le dispositif de maintien de la charge.	133
6.1	Exemple des résultats obtenus pour l'essai 4 : évolution temporelle de la concentration corrigée, coefficients de diffusion (D_e) et coefficients de détermination de la régression linéaire (R^2).	136
6.2	Coefficients de diffusion des essais 1 à 6 en fonction de l'intensité électrique au début de l'essai.	138
6.3	Coefficients de diffusion obtenus pendant le programme expérimental principal en condition de "référence", "chargé, non fissuré" et "chargé, fissuré".	139
6.4	Coefficients de diffusion et plages de valeurs pour chaque échéance dans le béton "chargé, non fissuré" et valeur de référence en fonction de l'âge du béton.	140
6.5	Coefficients de diffusion dans le béton fissuré : valeurs expérimentales, valeurs de référence (mesurés ou, si manquant, extrapolés à partir de la courbe de tendance de la figure 6.4) et valeurs théoriques calculées en considérant un échantillon de la largeur de la cellule (8 cm).	142
6.6	Coefficients de diffusion dans le béton fissuré : valeurs expérimentales, valeurs de référence (mesurés ou, si manquant, extrapolés à partir de la courbe de tendance de la figure 6.4) et valeurs théoriques calculées en considérant un échantillon de la largeur de la zone d'influence des chlorures déterminées dans le chapitre 4 (17 cm).	142
6.7	Schématisation de la fissure a) telle que prise en compte dans le modèle, b) présente expérimentalement.	143
6.8	Différentes configurations pour la prise en compte de la fissuration.	145
7.1	Comparaison des méthodes de calcul du coefficient de diffusion.	148
7.2	Fissuration dans un maillage irrégulier (en blanc) avec les poutres cassées mécaniquement (en bleu) et les poutres "parallèles" considérées rompues (en rouge).	149

7.3	Faciès de fissuration obtenus pour un chargement imposé de 150 μm (déplacement $\times 10$). . .	150
7.4	Comparaison en 2D, selon différents paramètres, des prises en compte de la fissuration (poutres bleues, poutres rouges et poutres bleues et rouges) par rapport au résultat théorique sur le maillage régulier.	150
7.5	Faciès de fissuration obtenus pour un chargement imposé de 150 μm (déplacement $\times 2$). . . .	151
7.6	Comparaison en 3D, selon différents paramètres, des prises en compte de la fissuration (poutres bleues, poutres rouges et poutres bleues et rouges) par rapport au résultat théorique sur le maillage régulier.	152
7.7	Définition d'une fissure tortueuse et des grandeurs associées.	154
7.8	Comparaison des modèles théoriques par rapport à des simulations réalisées en 2D avec les différentes prises en compte de la fissuration (poutres bleues, poutres rouges et poutres bleues et rouges).	155
7.9	Exemple de fissures obtenues pour le maillage 1 avec différents niveaux d'irrégularité (déplacement $\times 10$).	156
7.10	Comparaison des prises en compte de la fissuration (poutres bleues, poutres rouges et poutres bleues et rouges) selon le niveau d'irrégularité du maillage.	156
7.11	Comparaison des simulations DEAP utilisant les différents coefficients de diffusion des chlorures dans la fissure et du modèle de Djerbi modifié théorique.	157
7.12	Comparaison des différents modèles de Djerbi modifiés pour prendre en compte la tortuosité.	158
7.13	Comparaison des simulations DEAP utilisant les différents coefficients de diffusion des chlorures dans la fissure et du modèle de Djerbi modifié partiellement tortueux théorique.	159
7.14	Faciès des différentes fissures simulées obtenues pour un chargement imposé de 150 μm (déplacement $\times 50$).	161
7.15	Impact de la forme de la fissure sur le coefficient de diffusion en fonction du chargement en déplacement imposé.	162
7.16	Exemple d'extraction de l'ouverture de fissure pour la fissure tortueuse chargée avec un déplacement imposé de 150 μm	163
7.17	Impact de la forme de la fissure sur le coefficient de diffusion en fonction de différentes considérations pour l'ouverture de fissure.	164
7.18	Relation entre l'ouverture de fissure mesurée sur les faces et l'ouverture de fissure moyennée sur le volume, selon les différentes formes de fissure.	164
7.19	Relation entre l'ouverture de fissure mesurée sur les faces et l'ouverture de fissure moyennée sur le volume dans le cas le plus proche de l'expérimental.	165
7.20	Résultats expérimentaux tracés en considérant l'ouverture de fissure mesurée expérimentalement et l'ouverture de fissure moyennée sur le volume.	166

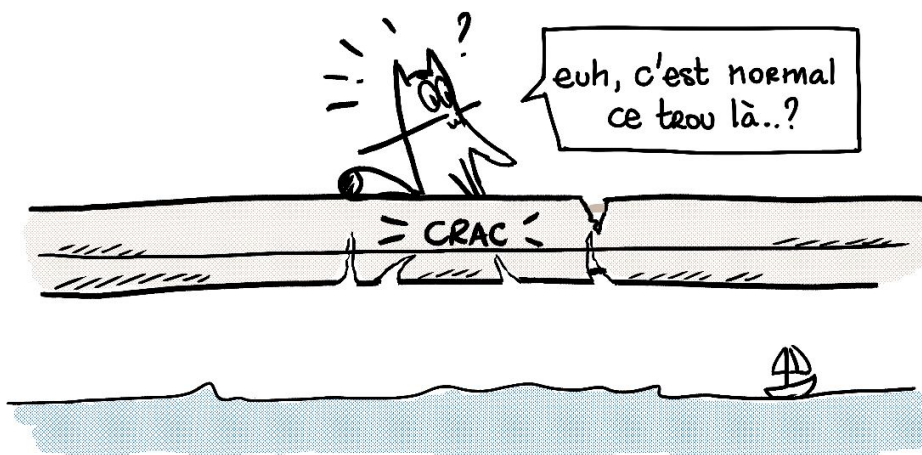
Liste des tableaux

2.1	Comparaison entre la norme NT Build 355 [21] et des variantes de la littérature.	19
2.2	Coefficients de détermination des régressions linéaires permettant la détermination des coefficients de diffusion.	32
2.3	Résolution du problème mécanique en statique [19].	42
3.1	Composition du béton ordinaire testé.	48
3.2	Propriétés mécaniques du béton à 28j (résistance à la traction obtenue avec un essai brésilien).	48
3.3	Paramètres des essais de migration de la norme NT Build 355 et du programme principal.	52
3.4	Essais réalisés pour le programme expérimental préliminaire 1.	56
3.5	Essais réalisés pour le programme expérimental préliminaire 2.	57
3.6	Type de mesure du coefficient de diffusion et âge du béton testé pour chaque essai du programme expérimental principal.	59
3.7	Paramètres utilisés dans DEAP pour décrire les matériaux.	61
3.8	Attribution d'une ouverture de fissure aux poutres parallèles aux fissures.	64
3.9	Résolution du problème couplant la mécanique statique et la diffusion.	70
3.10	Simulations réalisées pour la discussion autour de la méthode de prise en compte de la fissuration.	71
3.11	Simulations réalisées pour la discussion autour du coefficient de diffusion utilisé dans la fissure.	71
3.12	Simulations réalisées pour la discussion autour de l'impact de la forme des fissures.	72
3.13	Déroulement du travail de doctorat.	73
4.1	Propriétés électrostatiques des matériaux.	79
4.2	Propriétés de transport du spécimen.	80
6.1	Coefficients de détermination des régressions linéaires permettant la détermination des coefficients de diffusion.	138

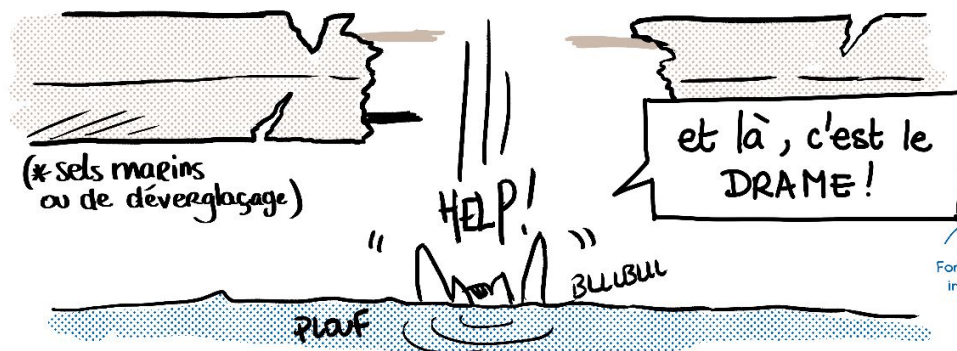
LES PONTS SONT TRÈS SOUVENT FABRIQUÉS EN BÉTON, UN MATÉRIEU TRÈS ROBUSTE ...



... DU MOINS EN APPARENCE, CAR SI ON S'APPROCHE UN PEU...



À FORCE, AVEC LES CONTRAINTES, LE BÉTON PEUT SE FISSURER, ET LES SELS*, ATTAQUER L'ARMATURE EN ACIER...



© scénario : Élodie Chabrol - illustrations : Lucie Clarysse @comsaci

For Girls
in Science

COMSACI

Chapitre 1

Introduction

1.1 Contexte

Les structures en béton armé sont souvent multi-fissurées en conditions de service du fait des sollicitations mécaniques, thermiques, hydriques ou chimiques qu'elles subissent pendant leur durée de vie. Lorsque les structures sont exposées à des agents agressifs, tels que les chlorures, présents dans l'environnement (sels marins, sels de déverglaçage...), ces derniers, entraînés par l'eau, pénètrent alors le béton d'enrobage et peuvent atteindre les armatures en acier. Ils initient alors le phénomène de corrosion qui, à long terme, peut entraîner d'importants dommages sur la structure. Les structures (ponts ou bâtiments) dans les régions maritimes (figure 1.1a) et dans les régions nordiques (figure 1.1b) sont les plus touchées par la corrosion des armatures liée à la pénétration des chlorures.



(a) Tablier de pont en bord de mer, dégradé par la corrosion liée aux sels marins [17].



(b) Effondrement d'une dalle de parking, à cause de la corrosion causée par les sels de déverglaçage apportés par les voitures [57].

FIGURE 1.1 – Exemples de dégradation de structures liée à la corrosion des armatures suite à la pénétration des chlorures dans le béton armé.

En France, presque un tiers des ponts inspectés dans le cadre de l'enquête d'*Image Qualité des Ouvrages d'Art* "pathologie" de 1997 étaient affectés par la corrosion des armatures, que ce soit en lien avec la pénétration des chlorures ou la carbonatation. Cette année-là, le budget de maintenance et de réparation sur les ponts nationaux (10 % des ponts français) dépassait 50 millions d'euros [26]. De plus, la plupart des

problèmes structurels rencontrés sur les bâtiments sont liés à la corrosion des armatures en acier.

Au Québec, 4924 ponts, dont une grande majorité est en béton armé, sont gérés par le Ministère des Transports du Québec. Une étude de 1998 a estimé que 25% de ces ouvrages en béton armé sont touchés par la corrosion des armatures [57]. De façon plus générale au Canada, près de la moitié des ponts autoroutiers ont plus de 40 ans et exigent des réparations liées aux dommages engendrés par la corrosion des armatures. Le coût de ces réparations est estimé à 7 milliards d'euros, dont la moitié devrait être consacrée à la réparation des tabliers de ponts [48].

Au-delà de l'enjeu de durabilité et d'environnement, une meilleure compréhension de la diffusion des ions chlorures dans le béton armé, et en particulier au niveau des fissures qui représentent un chemin préférentiel pour ces agents agressifs, représente un fort enjeu économique ainsi qu'un enjeu de sécurité des structures.

1.2 Problématique

En génie civil, différents indices de durabilité sont mesurés pour étudier la résistance du béton à différents modes de transport de l'eau, de l'air et des agents agressifs dans le béton. Parmi ces indices se trouve le coefficient de diffusion des chlorures, qui permet de quantifier la vitesse de pénétration des chlorures dans les bétons sous l'effet d'un gradient de concentration en ions chlorures.

Il existe plusieurs méthodes de mesure du coefficient de diffusion des chlorures dans le béton. La diffusion peut être accélérée grâce à l'utilisation d'un champ électrique (on parle alors d'un essai de migration des chlorures) ou non (essai de diffusion naturelle). De plus, la propagation des chlorures s'effectue en deux temps, un régime transitoire suivi d'un régime stationnaire. Ces différentes phases de propagation peuvent être utilisées pour déterminer le coefficient de diffusion. Par conséquent, plusieurs normes existent pour mesurer le coefficient de diffusion (NT Build 443 [1], NT Build 355 [21], NT Build 492 [22] ASTM C1556-11a [74], CEN 12390-11 [60], etc.) et la méthode de mesure varie selon les normes, ainsi que dans la littérature (Truc *et al.* [83] ou encore Colleparidi [23]) qui propose plusieurs variantes.

Les essais permettant la mesure du coefficient de diffusion des chlorures ont historiquement d'abord été réalisés sur des bétons sains, non fissurés et non armés. Plus récemment, des études ont permis de mesurer le coefficient de diffusion des chlorures dans un béton fissuré. Pour ce faire, la fissuration est généralement induite de façon indirecte par essais brésiliens ou par flexion et les spécimens sont ensuite déchargés avant de réaliser la mesure du coefficient de diffusion. Les fissures sont donc refermées par rapport à une structure sollicitée et maintenue sous chargement. De plus, il n'existe à ce jour aucune mesure du coefficient de diffusion des chlorures en présence d'une armature, alors qu'en réalité, les structures en béton sont généralement armées. La présence d'une armature modifie le faciès de fissuration en induisant un pincement de la fissure à son niveau, ce qui peut modifier la valeur du coefficient de diffusion. Ainsi, la valeur obtenue pour le coefficient de diffusion des chlorures n'est pas représentative d'une structure en béton armé, fissurée et sous chargement.

D'un point de vue numérique, différentes méthodes peuvent également être utilisées pour simuler la diffusion des chlorures dans le béton. Tout d'abord, les discrétisations peuvent être faites à partir d'éléments finis ou encore discrets. Certaines méthodes prennent en compte l'hétérogénéité du matériau, tandis que d'autres considèrent un matériau homogénéisé. Dans le cas d'une modélisation multi-phasique, la fissure

peut être prise en compte comme une nouvelle phase présente dans le béton. Dans les autres cas, un couplage entre la résolution des équations de mécanique et celles de diffusion doit être effectué. Celui-ci peut se faire par l'intermédiaire de la variable d'endommagement ou encore par l'ouverture de fissure. Néanmoins, seules les représentations explicites de la fissure permettent de rendre compte des différents phénomènes en présence dans la fissure (tortuosité, constrictivité, décollement de l'armature). Peu de modélisations mettent en évidence l'effet de ces différents phénomènes sur l'ouverture de fissure effective pour la diffusion des chlorures versus l'ouverture de fissure visible en surface et observable lors d'essais expérimentaux et/ou sur la structure.

1.3 Objectifs

Suite à ces différents constats, l'objectif général de cette thèse a été d'évaluer la pénétration des chlorures dans un élément en béton armé, fissuré et sous chargement, représentatif de la réalité des structures, et de comprendre les différents phénomènes qui influencent leur vitesse de propagation.

Afin d'atteindre cet objectif général, plusieurs objectifs spécifiques ont été fixés, certains sur le plan expérimental et d'autres sur le plan numérique :

- **Objectif spécifique 1 (expérimental) :** développer et valider un protocole expérimental adapté aux spécimens étudiés. Ceci comprend d'adapter un essai de migration des ions chlorures aux particularités du spécimen étudié : géométrie adaptée à la réalité des structures, présence d'armature, présence de fissuration et maintien du chargement de traction uniaxiale durant l'essai de migration.
- **Objectif spécifique 2 (expérimental) :** utiliser le dispositif d'essai développé pour étudier l'impact du chargement et de la fissuration sur le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton armé. Pour ce faire, des mesures de diffusion sont effectuées sur des zones non fissurées et macro-fissurées du tirant maintenu sous chargement de traction uniaxiale et ces mesures sont comparées à celles réalisées sur un spécimen de référence non chargé et non fissuré.
- **Objectif spécifique 3 (numérique) :** déterminer numériquement le coefficient de diffusion dans un tirant en béton armé. Ceci a nécessité de développer le modèle lattice-particulaire DEAP permettant déjà de représenter la fissuration du béton en ajoutant le transport par diffusion des chlorures.
- **Objectif spécifique 4 (numérique) :** utiliser le modèle développé pour comprendre l'impact des différents mécanismes en jeu dans la fissure. Pour cela, des simulations de diffusion dans du béton fissuré dans différentes configurations (tortuosité, constrictivité, effet de la présence d'une armature) sont réalisées.

1.4 Originalité

Ce travail de recherche se distingue à plusieurs niveaux :

- Proposition d'un protocole de mesure du coefficient de diffusion des chlorures dans les tirants en béton armé sous sollicitation mécanique ;
- Étude du coefficient de diffusion des chlorures dans des tirants en béton armé maintenus sous chargement de traction uniaxiale :
 - Fissurés ;
 - Non fissurés ;

- Détermination numérique du coefficient de diffusion des chlorures dans différentes configurations de fissuration ;
- Utilisation du modèle numérique pour améliorer l'analyse des résultats expérimentaux en tenant compte de la fissuration.

1.5 Contributions

Ces travaux de thèse ont pour le moment abouti à quatre communications dans des conférences nationales ou internationales :

- 25ème Congrès Français de la Mécanique 2022 [11] : [hal-03946608](#) ;
- Congrès Français du Génie Civil 2023 : Ville du futur et changement climatique [8] : [hal-04287781](#) ;
- International RILEM Conference on Synergising Expertise towards Sustainability and Robustness of Cement-based Materials and Concrete Structures 2023 [10] : [10.1007/978-3-031-33211-1_42](#) ;
- 21ème édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton (RF)²B [9] : [hal-04287843](#).

Deux articles de revue sont également en préparation. Ces articles seront soumis à des revues scientifiques de portée internationale.

1.6 Structure

Ce manuscrit est divisé en six chapitres, à commencer par l'état de l'art sur le sujet ([chapitre 2](#)). Cette partie comprend d'abord une explication des phénomènes de diffusion, puis une revue des différentes méthodes permettant la mesure du coefficient de diffusion dans un béton, ainsi que les valeurs des coefficients de diffusion retrouvés classiquement dans la littérature. Par la suite, différentes méthodes de modélisation de la diffusion des chlorures seront abordées. Enfin, le modèle lattice-particulaire DEAP, utilisé dans la partie numérique, est abordé.

Dans un second temps, un chapitre de méthodologie décrit la démarche scientifique du projet de façon générale et le lien entre les activités expérimentales et numériques ([chapitre 3](#)). La méthodologie expérimentale est d'abord abordée à travers la description de l'utilisation du logiciel COMSOL Multiphysics® pour le développement du protocole expérimental. Les méthodes employées dans les différentes campagnes d'essais préliminaire et principale ainsi que les essais réalisés sont également présentés. Pour finir, la méthodologie numérique et les simulations effectuées sont détaillées.

Dans le [chapitre 4](#), des simulations numériques utilisant le logiciel de modélisation par éléments finis, COMSOL Multiphysics®, permettent d'optimiser les paramètres des essais expérimentaux, comme la concentration en ions chlorure utilisée, le potentiel électrique imposé, etc. La réalisation de plusieurs essais de diffusion simultanément et côte à côte sur le même spécimen est aussi testée. Le lien fissuration/diffusion est également exploré afin de connaître les impacts sur les paramètres testés précédemment. Enfin, des incertitudes expérimentales sont ajoutées pour connaître les points d'attention particuliers lors des essais

expérimentaux.

Le **chapitre 5** aborde les résultats des programmes expérimentaux préliminaires. Dans un premier temps, il est question des ajustements réalisés entre la norme des essais de diffusion et les objectifs visés par les essais. Puis, le développement d'un dispositif expérimental permettant le maintien de la charge de traction est présenté.

Le **chapitre 6** présente les résultats du programme expérimental principal et analyse l'effet du chargement et de la fissuration sur le coefficient de diffusion.

Enfin le **chapitre 7** concerne les simulations numériques réalisées avec le modèle lattice-particulaire DEAP. Tout d'abord, les différents choix de modélisation sont justifiés. Puis les résultats des simulations sur des fissures de différentes formes sont analysés. Enfin, l'exploitation de ces résultats numériques permet une nouvelle analyse des coefficients de diffusion mesurés expérimentalement sur le tirant fissuré.

Chapitre 2

État de l'art

Ce chapitre est consacré à l'état de l'art sur la diffusion des ions chlorures dans du béton sain ou fissuré. Après un rappel des phénomènes physiques en jeu, des travaux sont présentés à la fois d'un point de vue expérimental et d'un point de vue numérique.

Sommaire

2.1	Phénomène de diffusion	11
2.1.1	Physique de la diffusion	11
2.1.2	Physique de l'électromigration	12
2.1.3	Types de coefficient de diffusion	12
2.2	Essais permettant la mesure du coefficient de diffusion	13
2.2.1	Principe des essais de diffusion et de migration	13
2.2.2	Méthodes de détermination du coefficient de diffusion	15
2.2.3	Essais de migration en condition non fissurée	17
2.2.4	Essais de migration en condition fissurée	21
2.2.5	Synthèse sur les essais permettant la mesure du coefficient de diffusion	28
2.3	Valeurs de coefficient de diffusion	29
2.3.1	Béton non fissuré	29
2.3.2	Béton fissuré	30
2.4	Étude numérique de la diffusion des chlorures dans le béton	35
2.4.1	Représentation multi-phasique du béton non fissuré ou fissuré	36
2.4.2	Couplage entre fissuration et diffusion	37
2.4.3	Synthèse	38
2.5	Le modèle lattice-particulaire DEAP	38
2.5.1	Maillage	38

2.5.2	Interaction entre les particules	39
2.5.3	Critère de rupture	41
2.5.4	Paramètres matériau et leur identification	41
2.5.5	Algorithme de résolution statique	42

2.1 Phénomène de diffusion

La pénétration de l'eau et des agents agressifs dans la porosité du béton se fait à travers les 3 modes de transport suivants :

- Un fluide, tel que l'eau ou un gaz, peut pénétrer le béton en présence d'un gradient de pression. Il s'agit de perméabilité du béton ou advection ;
- Les espèces chimiques pénètrent la porosité du béton, souvent partiellement ou totalement saturée d'eau, sous l'effet d'un gradient de concentration. Il s'agit alors de diffusion ;
- Enfin, l'eau peut pénétrer la porosité du béton par un phénomène de succion capillaire appelée absorption.

En conditions de service, les structures en béton armé sont généralement multi-fissurées. La présence de ces fissures permet aux agents agressifs de pénétrer plus facilement dans le béton, en particulier par perméabilité et par diffusion. La pénétration de ces agents agressifs peut déclencher des mécanismes de détérioration, qui réduisent la durabilité de la structure.

Ce projet s'intéresse uniquement au phénomène de diffusion et en particulier à la diffusion des ions chlorures, qui sont impliqués dans le phénomène de corrosion des armatures. Les [sous-section 2.1.1](#) et [sous-section 2.1.2](#) se focaliseront donc sur le phénomène de diffusion et sur la migration, ou électromigration, qui est une diffusion accélérée par un champ électrique.

2.1.1 Physique de la diffusion

Comme mentionné précédemment, la diffusion d'une espèce chimique (molécule, atome ou ion) dans un fluide est un phénomène pendant lequel l'espèce chimique se déplace sous l'effet d'un gradient de concentration. Lorsque le régime de diffusion devient permanent, après une longue période de temps, la concentration est uniforme sur tout le milieu fluide. Le phénomène de diffusion peut avoir lieu avec ou sans mouvement du fluide (advection). Dans le béton, la porosité et/ou les fissures doivent être partiellement ou complètement saturées en eau pour que le phénomène de diffusion des chlorures ait lieu. Le degré de saturation du béton joue alors un rôle important dans la dynamique du phénomène. La majorité des essais de diffusion des chlorures sont donc réalisés en conditions de saturation complète. Dans ce cas, le phénomène de transport par perméabilité n'a pas lieu et la diffusion des chlorures sera le seul phénomène en présence.

La diffusion est régie par les lois de Fick [34]. La première loi de Fick, donnée par l'équation (2.1), décrit empiriquement le flux de matière \underline{J} ($\text{mol m}^{-2} \text{s}^{-1}$) traversant une section de matériau pendant une seconde en fonction du coefficient de diffusion effectif D_e ($\text{m}^2 \text{s}^{-1}$) et de la concentration c (mol m^{-3}). La seconde loi de Fick (équation (2.2)) est quant à elle une loi de conservation liant la concentration et le flux de matière.

$$\underline{J} = -D_e \underline{\nabla} c \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \underline{\nabla} \cdot \underline{J} = 0 \quad (2.2)$$

L'équation de diffusion (équation (2.3)) est alors obtenue en considérant le coefficient de diffusion constant par rapport à l'espace et en combinant les deux lois de Fick.

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D_e \nabla^2 c \quad (2.3)$$

2.1.2 Physique de l'électromigration

Dans certains cas, un champ électrique peut être présent lors de la diffusion, il s'agit alors d'électromigration ou de migration. Ce champ électrique est naturellement présent dans les structures en béton armé lorsqu'une corrosion a lieu : une différence de potentiel électrique est alors créée entre les zones corrodées et non corrodées, entraînant la présence d'un champ électrique. Il peut aussi être présent naturellement avec le mouvement des ions, en particulier en présence de plusieurs espèces ioniques. Enfin, ce champ électrique peut être imposé pour accélérer la diffusion dans le cas de la mesure du coefficient de diffusion des chlorures sous champ électrique.

Lorsque l'électromigration et la diffusion sont couplées, le flux de matière \underline{J} ($\text{mol m}^{-2} \text{s}^{-1}$) traversant une section de matériau pendant une seconde est donnée par l'équation de Nernst-Planck (équation (2.4)) [6].

$$\underline{J} = \underbrace{-D_e \underline{\nabla} c}_{\text{diffusion naturelle}} + \underbrace{-\frac{zF}{RT} D_e c \underline{E}}_{\text{migration sous champ électrique}} \quad (2.4)$$

avec :

- D_e ($\text{m}^2 \text{s}^{-1}$), le coefficient de diffusion effectif ;
- $z = -1$ ($-$), la valence des ions chlorures Cl^- ;
- $F = 96\,485 \text{ C mol}^{-1}$, la constante de Faraday ;
- $R = 8,314 \text{ J mol}^{-1} \text{ K}^{-1}$, la constante universelle des gaz parfaits ;
- T , la température en K ;
- E (V m^{-1}), la force électrique du champ électrique.

La diffusion naturelle peut être négligée devant la migration électrique tant que le champ électrique est suffisamment grand. Il peut être considéré qu'une tension électrique de 10 V est suffisante pour que la migration soit prépondérante devant la diffusion [6]. Dans ce cadre, puisque le champ électrique est constant, l'équation de migration (équation (2.5)) est obtenue en combinant la seconde loi de Fick (équation (2.2)) et l'équation de Nernst-Planck (équation (2.4)).

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{zF}{RT} D_e \underline{E} \cdot \underline{\nabla} c \quad (2.5)$$

2.1.3 Types de coefficient de diffusion

Dans le cas de la diffusion dans le béton, il est important de distinguer deux types de coefficients de diffusion, qui dépendent du phénomène étudié :

- Dans le cas où l'interaction entre les chlorures et la matrice cimentaire est négligée, c'est-à-dire dans le cas du transport des ions uniquement par diffusion pure, le coefficient de diffusion effectif D_e est utilisé. Il intervient notamment dans les lois de Fick (équation (2.1) et équation (2.2)) et l'équation de Nernst-Planck (équation (2.4)).
- Lorsque la fixation des chlorures sur la matrice cimentaire est prise en compte, le coefficient de diffusion apparent D_a est utilisé.

Les deux coefficients de diffusion sont liés par une relation prenant en compte la porosité et l'isotherme d'interaction des chlorures avec la matrice [12]. Les méthodes permettant de mesurer ces deux types de coefficient de diffusion seront décrites dans la sous-section 2.2.2.

2.2 Essais permettant la mesure du coefficient de diffusion

Cette section présente en premier lieu le principe des essais de diffusion et de migration. Elle se concentre ensuite sur les différentes méthodes de détermination du coefficient de diffusion dans le cas d'un essai de migration, qui est celui majoritairement utilisé dans la littérature. Enfin, différents montages d'essai de migration réalisés sur des bétons sains (non fissurés) ou fissurés sont présentés.

2.2.1 Principe des essais de diffusion et de migration

La mesure du coefficient de diffusion des ions chlorures dans le béton permet de quantifier la capacité d'un béton à résister au transport des ions chlorures à travers le matériau. Comme détaillé dans la section 2.1, le coefficient de diffusion apparaît à la fois dans la physique de la diffusion et de la migration. Deux types d'essais peuvent donc être utilisés pour mesurer le coefficient de diffusion : les essais de diffusion (diffusion naturelle) et les essais de migration (diffusion accélérée). L'ensemble des essais présentés se réalisent en condition saturée, c'est-à-dire que la porosité du béton est remplie d'eau. Pour commencer, il est question des essais de diffusion, puis des essais de migration.

Essais de diffusion

Dans le cas des essais de diffusion, un échantillon de béton est placé entre deux compartiments de solutions, l'un contenant des chlorures (amont), l'autre n'en contenant pas initialement (aval), comme montré sur la figure 2.1. Les chlorures diffusent alors du compartiment amont vers le compartiment aval.

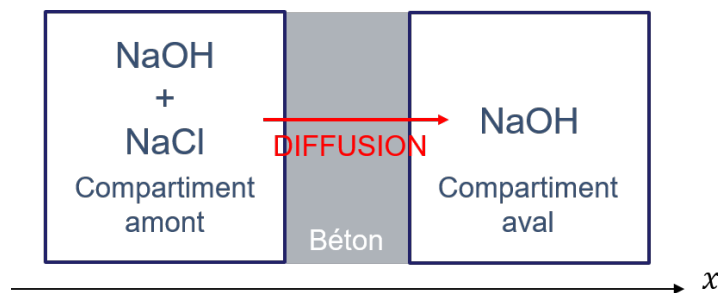


FIGURE 2.1 – Schéma de principe d'un essai de diffusion à l'instant initial.

L'évolution de la concentration dans le compartiment aval s'effectue en trois temps (figure 2.2) :

- Tout d'abord, les chlorures n'ont pas encore traversé l'échantillon de béton et la concentration en aval reste nulle ;
- Puis la concentration augmente progressivement et de façon non linéaire pendant le régime transitoire, jusqu'à ce que plus aucun ion chlorure ne puisse se fixer à la matrice ;

- Enfin, la concentration en chlorures dans le compartiment aval augmente linéairement avec le temps pendant le régime stationnaire. La pente de l'évolution de concentration est alors proportionnelle au coefficient de diffusion effectif.

L'évolution de la concentration en ions chlorures dans le compartiment aval pendant le régime stationnaire permet alors de déterminer le coefficient de diffusion effectif via l'équation (2.1) [58]. Cependant, bien que très simple à mettre en place, cette méthode ne permet d'obtenir des résultats qu'après plusieurs mois ou années. Le temps de mise en place du régime stationnaire dépend de l'épaisseur et du type de béton étudié.

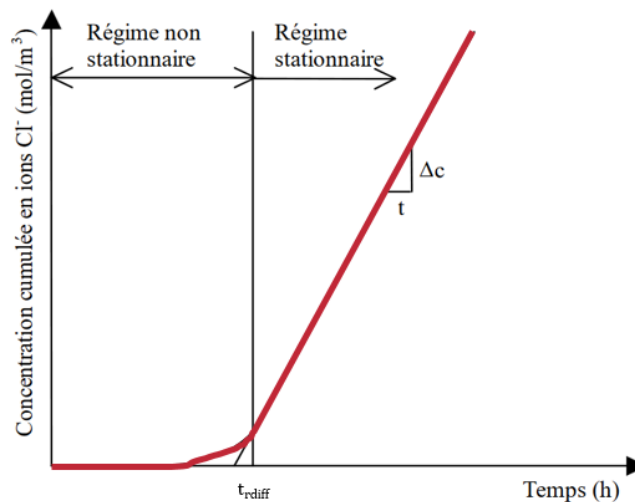


FIGURE 2.2 – Évolution de la concentration en chlorures dans le compartiment aval pendant un essai de diffusion [31].

Afin d'accélérer la mesure du coefficient de diffusion, une alternative à l'essai "type" présenté sur la figure 2.1 est de réaliser un essai de diffusion en régime transitoire. Dans ce cas, un échantillon de béton est placé en contact avec une solution de chlorures. Toutes les faces qui ne sont pas en contact avec la solution sont scellées. Après plusieurs dizaines de jours, le profil de concentration des chlorures dans l'échantillon peut être obtenu en broyant le béton à différentes profondeurs. Un ajustement entre le profil de chlorures et la solution de la seconde loi de Fick permet de déterminer le coefficient de diffusion apparent, comme indiqué dans la norme NT Build 443 [1]. Il est aussi possible de déterminer la profondeur de pénétration des chlorures, par pulvérisation de nitrate d'argent ou par une méthode colorimétrique, puis d'obtenir le coefficient de diffusion apparent en utilisant également la solution de la seconde loi de Fick (sous-section 2.2.2.2).

Les essais de diffusion naturelle nécessitent peu de matériel, mais leur durée peut être de plusieurs mois ou années selon le type et l'épaisseur de béton étudié. Par ailleurs, lorsque le béton est étudié en condition fissurée, l'exposition longue du béton ou du mortier à la solution contenant les chlorures entraîne la formation de CaCO_3 à l'intérieur de la fissure, ce qui la comble en partie [40, 97]. Il s'agit du phénomène d'auto-cicatrisation du béton. La présence de ce phénomène peut avoir un impact sur la mesure du coefficient de diffusion (sous-section 2.2.4).

Essais de migration

Le principe de l'essai de migration, ou diffusion accélérée, est similaire à l'essai de diffusion en régime stationnaire et l'évolution de la concentration en chlorures dans le compartiment aval suit le même schéma que lors de l'essai de diffusion (figure 2.2). La configuration est la même mais un potentiel électrique est imposé entre les compartiments amont et aval afin d'accélérer le déplacement des chlorures (figure 2.3). De même que pour l'essai de diffusion durant le régime stationnaire, le coefficient de diffusion effectif peut être déterminé par le suivi de la concentration en chlorures dans le compartiment aval durant le régime stationnaire, mais d'autres méthodes peuvent aussi être employées. Les méthodes de détermination du coefficient de diffusion pendant l'essai de migration seront présentées dans la sous-section 2.2.2.

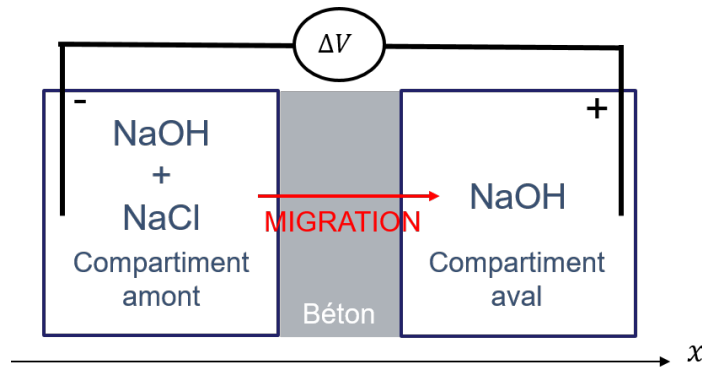


FIGURE 2.3 – Schéma de principe d'un essai de migration à l'instant initial.

Au contraire des essais de diffusion, les essais de migration sont des essais rapides qui se déroulent sur plusieurs heures ou plusieurs jours. Ils permettent par conséquent de minimiser les problématiques d'auto-cicatrisation. En revanche, la présence du champ électrique peut entraîner des problèmes de corrosion en présence d'armature en acier (sous-section 2.2.4.3).

2.2.2 Méthodes de détermination du coefficient de diffusion

En raison du temps nécessaire à la mesure du coefficient de diffusion lors d'un essai de diffusion, les essais de migration sont généralement les plus utilisés. La sous-section 2.2.2 se focalise donc sur les méthodes permettant de déterminer le coefficient de diffusion durant les essais de migration.

Lors des essais de migration, il existe plusieurs méthodes pour déterminer le coefficient de diffusion. Il est possible de distinguer deux grands groupes de méthodes, soit par la mesure de la concentration en ions chlorures ou par la profondeur de pénétration des ions chlorures.

2.2.2.1 Mesure de la concentration en ions chlorures

Pendant les essais de migration, la concentration en ions chlorures augmente dans le compartiment aval, tandis qu'elle diminue dans le compartiment amont. Le coefficient de diffusion peut alors être déterminé par l'intermédiaire du suivi de l'une ou l'autre de ces concentrations, en effectuant régulièrement des prélèvements de solution dans le compartiment visé. La concentration en chlorures dans la solution prélevée peut alors être évaluée par titration potentiométrique au nitrate d'argent [7, 21].

Le suivi de la concentration est le plus généralement effectué dans le compartiment aval. Dans ce cas, il faut attendre le régime stationnaire pour obtenir des résultats. Pendant ce régime, la concentration en aval c_{aval} [mol m^{-3}] évolue linéairement en fonction du temps selon l'équation (2.6). Cette équation est issue de l'équation de Nernst-Planck (équation (2.4)) appliquée au flux amont et de la définition du flux pour le flux sortant (chapitre 3 pour plus de détails), en faisant l'hypothèse que le champ électrique est uniforme selon la direction \underline{x} (figure 2.3).

$$c_{aval}(t) = \frac{S F c_{amont} E}{V R T} D_e t \quad (2.6)$$

avec :

- S (m^2), la surface de béton exposé à l'essai de migration ;
- c_{amont} (mol m^{-3}), la concentration en chlorures dans le compartiment amont ;
- E (V m^{-1}), la projection de la force du champ électrique sur la direction \underline{x} ;
- V (m^3), le volume du compartiment aval.

Les autres grandeurs sont définies dans la sous-section 2.1.2.

Les paramètres S , F , c_{amont} , E , R , T et e étant connus, le coefficient de diffusion effectif D_e peut être directement déduit depuis la pente de l'évolution de concentration en aval.

Il est également possible de déterminer le coefficient de diffusion effectif par le suivi de la concentration amont [83]. Dans ce cas, la concentration diminue et la pente de l'évolution de la concentration permet également d'accéder au coefficient de diffusion effectif. Néanmoins, d'après Baroghel-Bouny [12], bien que cette méthode soit plus rapide puisque le régime stationnaire est tout de suite atteint, la variation de concentration se fait par rapport à une concentration élevée, ce qui peut être plus difficile à distinguer.

Enfin, dans le cas du suivi de la concentration dans le compartiment aval en régime stationnaire, il est aussi possible de déterminer le coefficient de diffusion apparent. Pour cela, il faut utiliser le temps correspondant à l'intersection entre la droite représentant le régime stationnaire et l'axe des abscisses (t_{rdiff} dans la figure 2.2) et l'épaisseur du spécimen e [3]. Le coefficient de diffusion apparent est alors donné par l'équation (2.7).

$$D_a = \frac{e^2}{6T_{rdiff}} \quad (2.7)$$

2.2.2.2 Mesure de la profondeur de pénétration

Alors que les méthodes de détermination du coefficient de diffusion décrites ci-dessus ont toutes lieu lorsque le régime stationnaire est atteint, il est également possible de déterminer ce coefficient en régime non stationnaire via une méthode colorimétrique. Cette méthode consiste à fendre le spécimen perpendiculairement à la surface exposée aux chlorures et à l'asperger d'une solution de nitrate d'argent $AgNO_3$, quelques jours après le début de l'essai. La surface de béton contaminée avec des chlorures devient blanche en raison de la formation de chlorure d'argent ($AgCl$), tandis que le béton devient brun en son absence à cause de la formation d'oxyde d'argent (Ag_2O) [13, 22] (figure 2.4b). L'ajout de fluorescéine dans la solution de nitrate d'argent permet de rendre plus visible la présence de chlorures, avec un contraste plus important entre la zone contenant des chlorures et celle n'en contenant pas [23] (figure 2.4a). Avec cette méthode colorimétrique, il est possible de repérer la profondeur de pénétration des chlorures correspondant à la distance entre la surface exposée et le front moyen limite entre présence et absence de chlorures. En

utilisant la solution de la seconde loi de Fick en milieu semi-infini, il est alors possible de déterminer le coefficient de diffusion apparent [24].

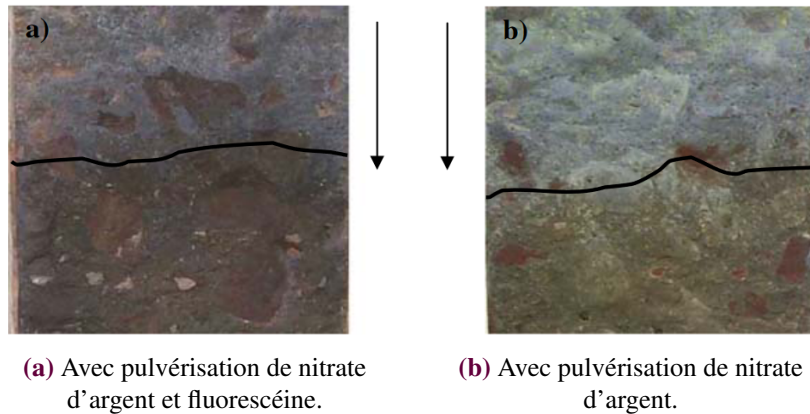


FIGURE 2.4 – Résultats de la méthode colorimétrique pour déterminer la profondeur de pénétration.

Puisqu'elle peut être effectuée en régime transitoire, la méthode colorimétrique est plus rapide que les méthodes de détermination du coefficient de diffusion par la mesure de la concentration en chlorures, réalisée en régime stationnaire. Néanmoins, lorsque le front de pénétration des chlorures n'est pas uniforme, notamment en condition fissurée où le coefficient de diffusion est localement plus élevé, il peut être compliqué de déterminer précisément ce front de pénétration.

2.2.3 Essais de migration en condition non fissurée

Il n'existe pas de consensus scientifique sur la méthode à utiliser pour mesurer le coefficient de diffusion avec les essais de migration. Actuellement, plusieurs techniques expérimentales sont utilisées. Il existe néanmoins une norme, la norme NT Build 355 [21], appliquée dans les pays nordiques (Danemark, Islande, Norvège, Suède, Finlande), qui décrit un essai de migration en régime stationnaire. Cette section décrit d'abord cette norme avant de s'intéresser aux autres essais qui peuvent être trouvés dans la littérature et à leur différence avec la norme.

2.2.3.1 Essai normé

La norme NT Build 355 [21] décrit la méthode de détermination du coefficient de diffusion effectif avec un essai de migration en régime stationnaire. Les essais sont réalisés sur des spécimens cylindriques de 50 mm d'épaisseur et de 95 à 100 mm de diamètre, prélevés sur des cylindres d'au minimum 200 mm de longueur. Une fois ces spécimens décoffrés, ils doivent être mis en cure dans l'eau pour assurer leur saturation. À partir de 90 jours après la coulée, la préparation aux essais de migration peut débuter. Pour cela, les cylindres sont d'abord immergés dans une solution saturée en chaux jusqu'à ce que leurs masses se stabilisent. Ils sont ensuite séchés à l'air libre pendant 4h avant d'être recouverts d'une résine époxy. Par la suite, des compartiments d'environ 300 mL sont placés de chaque côté du spécimen de béton, comme montré sur la figure 2.5 et de façon similaire au schéma présenté en figure 2.3. En amont, le compartiment est rempli avec une solution à 0,8 M de $NaCl$ tandis que le compartiment en aval est rempli avec une solution à 0,3 N de $NaOH$. Une tension est alors imposée entre les deux compartiments par l'intermédiaire d'électrodes placées dans la solution de chaque compartiment. La tension totale imposée par le générateur doit dépasser

12 V mais être suffisamment faible pour que la température n'atteigne pas 40°C. Une fois que l'essai est démarré, le début du régime stationnaire est déterminé qualitativement : une goutte de solution est prélevée régulièrement et ajoutée à une solution acide de nitrate d'argent. La formation d'un précipité blanc signifie que le régime stationnaire a débuté. Par la suite, la mesure de la concentration doit être effectuée au moins une fois par jour jusqu'à obtenir au minimum 5 points de la partie linéaire de l'évolution de concentration. Cette mesure est réalisée par titration potentiométrique à partir d'un prélèvement de solution du compartiment aval. La solution du compartiment aval n'est pas renouvelée pendant l'essai. Il est recommandé de mesurer la tension et l'intensité électrique, ainsi que la température durant la durée de l'essai.

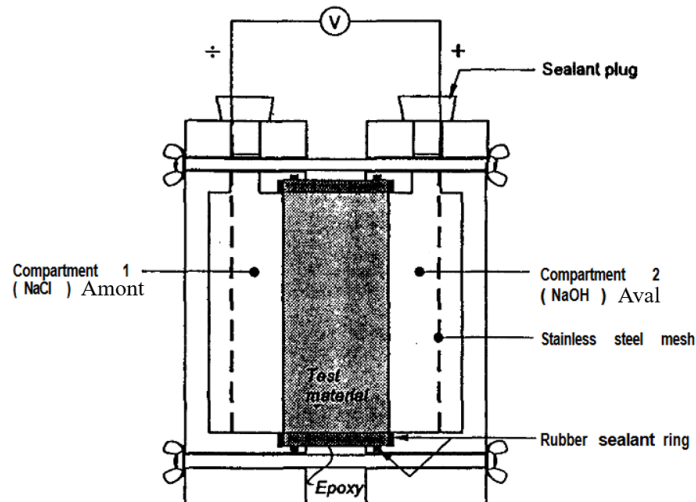


FIGURE 2.5 – Schéma d'un essai de migration selon la norme NT Build 355 [21].

2.2.3.2 Comparaison avec la littérature

Dans la littérature, il existe de nombreuses variations de l'essai décrit par la norme NT Build 355. Cette section présente quelques unes de ces variantes disponibles dans la littérature.

Pour commencer, la composition de la solution du compartiment amont est souvent différente de celle de la norme NT Build 355. Dans la majorité des cas, il s'agit de la même que pour le compartiment aval avec un ajout de $NaCl$. Cette pratique évite la migration des cations (Na^+ , Ca^{2+} , etc) qui peuvent être présents dans le compartiment aval vers le compartiment amont [72]. Par ailleurs, la concentration en $NaCl$ est souvent choisie égale à 0,5 M, plutôt que 0,8 M dans la norme NT Build 355, pour représenter la concentration de l'eau de mer. En ce qui concerne le compartiment aval, la concentration en $NaOH$ est généralement la même que dans la norme NT Build 355, bien qu'il existe des variantes pour lesquelles la volonté est de se rapprocher des solutions poreuses naturellement présentes dans le béton [31, 64, 71, 83]. Aussi, dans la littérature, le volume des compartiments est très variable (de 200 mL à 4,75 L) et peut être différent selon s'il s'agit du compartiment aval ou amont. De plus, bien que la norme NT Build 355 ne préconise pas de changement de solution dans le compartiment aval, plusieurs travaux font référence à un changement de solution avec une fréquence allant de 2 fois par jour à une fois tous les 7 jours [31, 65, 83]. Ce changement de solution a été introduit pour maintenir le gradient de concentration constant entre les compartiments aval et amont. Par ailleurs, une fois la solution prélevée dans le compartiment aval, il existe plusieurs méthodes pour déterminer la concentration en chlorures : la méthode la plus généralement utilisée est la titration potentiométrique au nitrate d'argent, telle que préconisée dans la norme NT Build

355 mais il est également possible d'utiliser la chromatographie ionique ou la spectrophotométrie. Enfin, le spécimen testé n'a pas nécessairement la même épaisseur que dans la norme NT Build 355, puisque les essais de la littérature sont réalisés sur des spécimens avec des épaisseurs variant généralement entre 5 et 50 mm. La tension imposée aux bornes des cellules de migration varie également de 0,8 à 60 V. Plus la tension imposée est élevée, plus la diffusion des chlorures est rapide et plus le temps de réalisation de l'essai est faible. Néanmoins, si la tension devient trop importante, elle pourrait perturber l'équilibre chimique de l'essai. Il faut donc faire attention à ne pas dépasser cette tension limite. Ce point est abordé dans la sous-section 2.2.3.3.

Un récapitulatif des différents paramètres des essais de migration étudiés est donné sur le tableau 2.1. Plus de détails sur les paramètres utilisés dans les références étudiées [5, 7, 18, 27, 31, 36, 51, 64, 65, 71, 78, 79, 82, 83, 89-92, 96] sont disponibles dans l'Annexe A.

TABLEAU 2.1 – Comparaison entre la norme NT Build 355 [21] et des variantes de la littérature.

	Norme	Littérature
Composition de la solution amont	0,8M <i>NaCl</i>	0,5M <i>NaCl</i> et 0,3N <i>NaOH</i>
Composition de la solution aval	0,3N <i>NaOH</i>	0,3N <i>NaOH</i>
Volume des compartiments	300 mL	Pas forcément le même en amont et en aval, de 200 mL à 4,75 L.
Renouvellement de la solution aval	Non	Parfois, avec des fréquences différentes
Méthode de mesure de la concentration	Titration potentiométrique	En majorité, titration potentiométrique. Parfois, chromatographie ionique ou méthode spectrophotométrique.
Épaisseur du spécimen testé	50mm	5 à 50 mm
Tension imposée	> 12 V	Entre 0,8 et 60 V

2.2.3.3 Limitations dans le choix de la tension imposée lors de l'essai de migration

Tel qu'indiqué dans la sous-section 2.2.3.2, une attention particulière doit être portée au choix de la tension appliquée aux bornes du spécimen pendant l'essai de migration. En effet, d'après Prince *et al.* [64], d'un point de vue électrochimique, la tension ΔV peut être divisée selon l'équation (2.8) où R_{amont} , $R_{béton}$ et R_{aval} sont respectivement les résistances du compartiment amont, du béton et du compartiment aval, i l'intensité électrique traversant le spécimen et $E_{cathode}$, E_{anode} sont respectivement les potentiels de fonctionnement de l'électrode à l'amont (cathode) et à l'aval (anode). Les résistances correspondent au phénomène purement électrique de type ohmique, tandis que les potentiels de fonctionnement des électrodes représentent la thermodynamique et la cinétique des réactions chimiques se produisant autour des électrodes.

$$\Delta V = (R_{amont} + R_{béton} + R_{aval}) \times i + E_{cathode} + E_{anode} \quad (2.8)$$

Pendant un essai de migration, les chlorures se déplacent entre le compartiment amont, le béton et le compartiment aval et peuvent également se fixer sur le béton, ce qui modifie les résistances de chacun des compartiments et du béton. De cette manière, les potentiels de fonctionnement des électrodes varient pendant l'essai. Or, dans le compartiment aval, la valeur du potentiel de fonctionnement de l'électrode influence le type de réaction chimique se produisant dans ce compartiment, comme le montre la [figure 2.6](#).

- Si le potentiel d'anode est inférieur au potentiel d'oxydation de l'eau ($E_{anode} < 0,855 \text{ V}$), aucune réaction chimique ne se produit et les chlorures s'accumulent autour de l'électrode, jusqu'à diminuer puis annuler le champ électrique.
- Lorsque le potentiel d'anode se situe entre le potentiel d'oxydation de l'eau et le potentiel d'oxydation des chlorures ($0,855 \text{ V} < E_{anode} < 0,943 \text{ V}$), il y aura électrolyse de l'eau et formation de dioxygène. La migration des chlorures n'est pas impactée.
- Lorsque le potentiel d'anode se situe entre les valeurs des potentiels d'oxydation des chlorures en hypochlorites et en dichlore ($0,943 \text{ V} < E_{anode} < 1,685 \text{ V}$), l'électrolyse de l'eau a lieu mais les chlorures Cl^- du compartiment aval se combinent également avec les hydroxydes de l'eau HO^- , formant des hypochlorites ClO^- , lesquels sont indétectables en titration potentiométrique.
- Enfin, lorsque le potentiel d'anode est supérieur au potentiel d'oxydation des chlorures en dichlore ($E_{anode} > 1,685 \text{ V}$), l'électrolyse de l'eau a toujours lieu, mais les chlorures Cl^- du compartiment aval se combinent entre eux pour former du dichlore Cl_2 , lui aussi indétectable en titration potentiométrique.

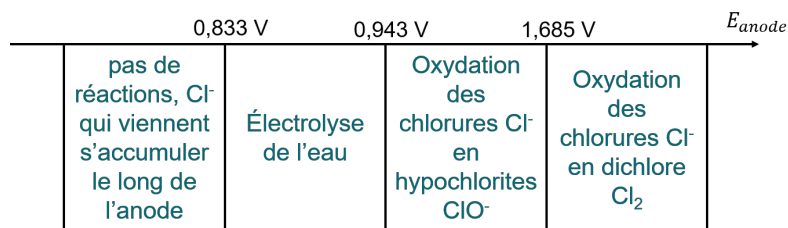


FIGURE 2.6 – Réaction chimique ayant lieu dans le compartiment aval suivant le potentiel d'anode, d'après les résultats de Prince *et al.* [64].

Dans le premier cas, la migration des chlorures s'arrête rapidement, seule reste la diffusion naturelle des chlorures, prenant beaucoup plus de temps et n'impliquant pas le même traitement du suivi de la concentration. Ce cas peut facilement être détecté : dans tous les autres cas, l'électrolyse de l'eau a lieu, formant du dioxygène et par conséquent un dégazement autour de l'électrode (bulles). Pendant l'essai, si les bulles ne sont pas présentes autour de l'électrode du compartiment aval, il est fort probable que la tension appliquée ne soit pas suffisante.

Dans les deux derniers cas, la transformation des chlorures en hypochlorites ou dichlore empêche le bon suivi de la concentration des chlorures ayant traversé le béton. Dans le meilleur des cas, une chute de la concentration des chlorures dans le compartiment aval peut être observée, indiquant que les chlorures ne sont pas tous pris en compte dans le suivi de concentration. Une odeur forte de chlore se dégage également du compartiment si des hypochlorites ou du dichlore sont formés.

En conséquence, la tension doit être suffisamment haute pour permettre l'électrolyse de l'eau en compartiment anode, mais pas trop élevée pour éviter la formation d'hypochlorites ou de dichlore. Il n'existe pas de relation directe entre la tension appliquée ΔV et le potentiel d'anode E_{anode} , puisque R_{amont} , $R_{béton}$ et R_{aval} varient pendant l'essai et qu'il n'est pas donc pas possible d'utiliser l'équation (2.8). Seule une surveillance de la présence d'un dégazement ou d'une odeur de chlore permet de distinguer les cas posant problème pour l'essai.

2.2.3.4 Synthèse

La norme NT Build 355 [21] décrit le protocole de mesure du coefficient de diffusion lors d'essais de migration en régime stationnaire. Cependant, cette norme ne concerne que les pays nordiques et il n'existe pas de consensus sur cette méthode. Par conséquent, même si le principe général de l'essai est conservé, il existe une large gamme de paramètres dans la littérature concernant la composition des solutions utilisées en amont et en aval, l'épaisseur du spécimen testé ou encore la tension imposée aux bornes du spécimen. Le choix de ce dernier paramètre doit être fait avec précaution pour ne pas perturber l'équilibre chimique de l'essai et obtenir une mesure juste du coefficient de diffusion.

Dans les essais présentés précédemment, plusieurs phénomènes n'ont pas été pris en compte, tel que la présence d'autres ions que les chlorures dans la porosité [71] ou encore les phénomènes de double couche électrique dans les milieux poreux [20].

2.2.4 Essais de migration en condition fissurée

La sous-section 2.2.3 précédente s'intéresse aux essais de migration menés sur des spécimens de béton sain (non fissurés). Cependant, en condition de service, les structures en béton sont soumises à des

chargements d'origines mécanique, hydrique, thermique ou chimique, qui entraînent de la fissuration. Cette dernière, qu'elle soit macroscopique ou microscopique, représente un chemin privilégié pour la pénétration des chlorures dans le béton. Il semble par conséquent approprié de mesurer le coefficient de diffusion en condition fissurée pour être plus représentatif de la réalité des structures.

Certaines études ont cherché à évaluer le coefficient de diffusion en condition fissurée, mais leur nombre reste limité. Par ailleurs, étant donné le manque de consensus dans le protocole d'essai de migration en condition non fissurée et dû aux contraintes géométriques des spécimens selon le type de fissuration étudiée (traction, flexion, compression, gel-dégel, retrait, sous chargement ou non, etc), les montages des essais de migration varient selon les études. Il est possible de classer ces essais selon trois grandes familles : les mesures sur fissures artificielles ou contrôlées, les mesures sur spécimen chargé (mécaniquement ou non) puis déchargé et les mesures obtenues pendant le maintien d'une charge mécanique.

2.2.4.1 Mesures sur fissure artificielle ou contrôlée

Une façon simple d'obtenir une fissure avec une ouverture contrôlée est de créer une fissure géométrique lors de la fabrication des spécimens de béton à tester. Li *et al.* [45] et Marsavina *et al.* [50], par exemple, ont inséré une feuille de cuivre d'épaisseur variable dans le béton fraîchement coulé afin d'obtenir une fissure bien droite de profondeur et d'ouverture contrôlée.

D'autres études ont cherché à développer des dispositifs de chargement non "conventionnels" permettant de bien contrôler l'ouverture de fissure. C'est par exemple le cas d'Ismail *et al.* [39] qui ont développé un dispositif de contrôle de la fissuration en traction constitué d'un cœur expansif et d'un anneau de confinement externe. Le réglage du cœur expansif permet d'obtenir une ou deux fissures d'ouverture contrôlée [40].

Ces deux méthodes d'obtention de la fissuration sont assez simples et permettent de contrôler l'ouverture de fissure obtenue. Cette méthode présente l'avantage de permettre l'étude précise de l'influence de l'ouverture de fissure sur le coefficient de diffusion. Néanmoins, les fissures dans les structures réelles comportent de la rugosité et de la tortuosité qui n'interviennent pas dans les travaux de Li *et al.* [45] et Marsavina *et al.* [50] et de façon peu représentative de la réalité dans ceux d'Ismail *et al.* [39].

2.2.4.2 Mesures sur spécimen chargé puis déchargé

La méthode la plus répandue pour caractériser la diffusion en condition fissurée est de générer un endommagement via un essai mécanique classique (compression, traction indirecte, flexion) puis de réaliser l'essai de migration (ou diffusion) une fois le spécimen déchargé. Certaines études proposent également d'endommager le spécimen par des cycles de gel-dégel ou encore des sollicitations en fatigue. Les différents modes d'endommagement permettent d'obtenir des fissures plus représentatives de l'endommagement attendu dans les structures en béton, en comparaison aux fissures introduites dans la [sous-section 2.2.4.1](#). Les différents modes d'endommagement sont présentés ci-dessous.

Compression uniaxiale

Dans le cas où le spécimen est sollicité en compression uniaxiale, la charge maximale appliquée peut varier, mais reste généralement inférieure à la résistance en compression afin d'éviter un endommagement trop important qui pourrait empêcher la mesure des propriétés de diffusion. Le chargement est le plus souvent appliqué de façon similaire à un essai de compression standard jusqu'à atteindre la charge visée. Le

spécimen est ensuite immédiatement déchargé dans la majorité des études, comme par exemple dans Lim *et al.* [46].

Il est également possible de travailler en fluage à court terme. Dans ce cas, le spécimen testé est chargé jusqu'au niveau de chargement souhaité, puis la charge est maintenue pendant un certain temps avant de procéder au déchargement, par exemple pendant 2h, comme dans les travaux de Ben Fraj [14] ou de Djerbi [32]. Cette méthode permet de propager les microfissures dans le matériau et d'obtenir un endommagement diffus.

La mesure de la déformation longitudinale pendant l'essai de compression permet d'obtenir le module d'élasticité pendant la phase de chargement et pendant le déchargement, permettant ensuite de déterminer une valeur d'endommagement [14, 32]. Il est aussi possible d'observer les microfissures au microscope et de déterminer une longueur de microfissure [46].

Traction indirecte

Un autre essai mécanique fréquemment utilisé pour créer de l'endommagement est l'essai de fendage ou essai brésilien [2, 32, 42, 59]. Pour cela, une charge de compression est appliquée sur l'axe longitudinal des spécimens cylindriques, placés en position couchée. La traction est alors générée de façon indirecte dans l'axe transversal, créant une fissure verticale au centre du spécimen. Des capteurs de déplacement placés de part et d'autre du spécimen dans l'axe transversal permettent de contrôler le déplacement et donc l'ouverture de fissure obtenus sous chargement. Pendant cet essai, l'endommagement obtenu est localisé sous la forme d'une fissure se créant au centre du spécimen. Ces capteurs permettent aussi de mesurer la refermeture partielle de la fissure lors du déchargement. Il est également possible, si la fissure est observable, de déterminer son ouverture au microscope.

Flexion 4-points

Un troisième essai mécanique parfois utilisé pour créer de la fissuration dans les spécimens avant de mesurer les propriétés de diffusion est l'essai de flexion, comme dans les travaux de Sahmaran [97]. Dans cette étude, des prismes de mortier renforcés par un treillis sont chargés en flexion 4-points jusqu'à ce qu'une fissure se forme en fibre tendue (surface inférieure du spécimen) avant d'être déchargés pour effectuer une mesure de coefficient de diffusion. L'observation de cette fissure au microscope permet de déterminer son ouverture en surface. En raison de la présence d'une armature, la détermination du coefficient de diffusion s'effectue par un essai de diffusion naturelle grâce à la détermination de la concentration selon la profondeur (méthode du profil).

Cycles de gel-dégel

Des cycles de gel-dégel peuvent également être utilisés pour créer de l'endommagement. Dans les travaux de Gérard et Marchand [36] et de Jacobsen *et al.* [41], la norme ASTM-C666 procedure B "gel dans l'air et dégel dans l'eau" [75] est utilisée pour un endommagement. La température des spécimens est alors alternativement augmentée de 0°F à 40°F avant d'être de nouveau diminuée jusqu'à 0°F. Chaque cycle dure entre 2 et 4h. Une modification de la procédure est effectuée par Jacobsen *et al.* [41], qui ajoutent un linge humide autour du spécimen pendant la phase de gel pour éviter le séchage de ce dernier. La vitesse de propagation ultrasonore à travers le spécimen est mesurée de façon régulière pour connaître l'évolution du module dynamique relatif d'élasticité au cours des cycles de gel-dégel, afin d'avoir une indication sur le niveau d'endommagement du spécimen testé. Après un certain nombre de cycles de gel-dégel, les spécimens sont soumis à des essais de migration. Kessler *et al.* [43] utilisent la même méthode mais les températures

sont légèrement différentes.

Wang *et al.* [87] soumettent également leurs spécimens à des cycles de gel-dégel mais ils imposent aussi simultanément une charge de compression afin d'amplifier l'endommagement. Les spécimens sont ensuite déchargés avant d'être testés en diffusion naturelle.

Fatigue

Enfin, certaines études endommagent des spécimens avec un chargement en fatigue. Saito et Ishimori [70], par exemple, soumettent leurs spécimens à une charge sinusoïdale de compression uniaxiale variant entre une charge minimale de 6% de la résistance ultime en compression et une charge maximale située entre 50 à 80% de la résistance ultime en compression, avec l'application de 300 cycles par minute. Une mesure de la déformation longitudinale tout au long de l'essai permet de connaître la déformation résiduelle une fois le spécimen déchargé. Le coefficient de diffusion est évalué après déchargement complet.

Dans le but d'investiguer l'initiation, la propagation et la coalescence des micro-fissures dans le béton, Fu *et al.* [35] étudient la pénétration des chlorures dans des spécimens en béton armé soumis à un chargement de fatigue en traction uniaxiale. Pour cela, des charges sinusoïdales comprises entre 25 et 45 % de la résistance en traction du spécimen sont appliquées à une fréquence de 5Hz pendant 50 000 cycles. Enfin, des cubes de béton sans armature sont extraits des spécimens. Comme précédemment, la déformation résiduelle est calculée sur ces cubes pour quantifier l'endommagement. Pour finir, les cubes de béton sont exposés aux chlorures (diffusion naturelle) et le coefficient de diffusion est déterminé après plusieurs jours d'exposition grâce à la méthode du profil.

Synthèse

Les essais présentés à cette section permettent d'obtenir un endommagement représentatif des conditions réelles des structures. Néanmoins, le déchargement des spécimens testés implique une refermeture partielle ou totale des fissures obtenues, ce qui ne correspond pas exactement aux conditions retrouvées dans les structures chargées.

Les montages des essais de diffusion et de migration utilisés dans cette section sont les mêmes qu'utilisés classiquement dans la littérature. La différence principale observée se situe dans la géométrie des spécimens qui peuvent parfois être cubique ou prismatique, contrairement aux spécimens cylindriques utilisés dans la norme NT Build 355 [21]. En présence d'armature ou de treillis en acier, le coefficient de diffusion est déterminé par un essai de diffusion naturelle.

2.2.4.3 Mesures sur spécimen maintenu en charge

Pour toutes les méthodes décrites dans la sous-section 2.2.4.2, la génération de l'endommagement est réalisée à partir d'un chargement mécanique ou thermique, qui est ensuite relâché pour permettre la mesure du coefficient de diffusion. Cette section s'intéresse maintenant aux essais de diffusion et migration effectués sur des spécimens en charge, ce qui signifie que le chargement mécanique est maintenu à un niveau prédéfini durant l'essai de diffusion (ou migration). Ce type d'essai a l'avantage de s'approcher plus de la réalité d'une structure en état de service. Cependant, de tels essais amènent des développements supplémentaires afin de réussir à maintenir une charge durant une longue période et à réaliser l'essai de

diffusion (ou migration) en tenant compte de la configuration de l'essai mécanique (espace disponible, géométrie réelle du spécimen, etc). Pour ces raisons, le nombre d'essais de diffusion ou de migration sous chargement mécanique disponibles dans la littérature est plus limité.

Béton non armé

Le comité technique TC 246-TDC de la RILEM a proposé une méthode de détermination du coefficient de diffusion du béton sous un chargement de compression ou de traction [94, 95]. Pour cela, un réservoir est installé sur une face d'un spécimen de béton. Il est maintenu en place à l'aide d'une plaque placée sur la face opposée du spécimen, de tiges filetées et d'écrous. Les surfaces qui ne sont pas soumises à l'essai de diffusion sont couvertes d'une feuille d'aluminium autocollante pour éviter la désaturation du béton. Par la suite, le spécimen de béton est placé dans un banc d'essai mécanique de compression ou de traction (figure 2.7). Dans le cas de la compression, le montage est assez similaire à un montage de fluage en compression et le chargement est appliqué par l'intermédiaire d'un accumulateur hydro-pneumatique [77]. Le niveau de chargement appliqué doit être inférieur à la résistance ultime en compression. Une fois le niveau de charge choisi atteint, le réservoir est rempli avec une solution contenant des chlorures et une pompe assure le renouvellement constant de cette solution. Le spécimen est alors laissé pendant plusieurs semaines dans ces conditions de chargement et d'exposition aux chlorures. Dans le cas de la traction, le principe est similaire, mais des rotules sont placées aux extrémités du spécimen pour éviter une éventuelle excentricité de la charge [94]. Le coefficient de diffusion apparent est alors identifié par la méthode du profil, c'est-à-dire en déterminant la concentration en chlorures dans le béton à différentes profondeurs puis en ajustant la solution de la seconde loi de Fick à ce profil de concentration. La différence notable entre ce montage de diffusion et un montage classique vient de la géométrie des spécimens. En effet, dans le cas de l'essai sous charge de compression, le spécimen est prismatique, tandis que l'essai sous charge de traction est réalisé sur un spécimen en forme d'os, comme ceux utilisés pour les essais de traction directe. Par ailleurs, la spécificité réside également dans la réalisation de l'essai de diffusion sur une zone du spécimen et non sur son entièreté comme dans les essais classiques.

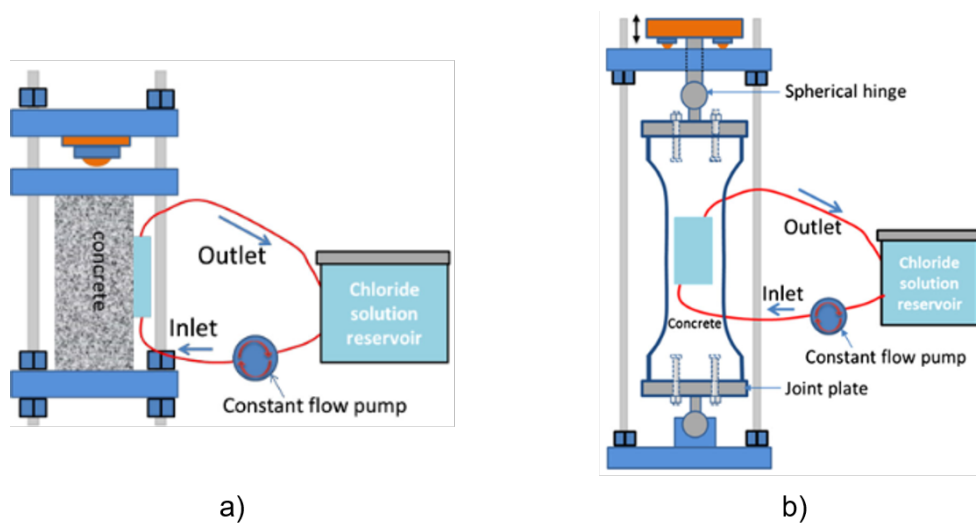


FIGURE 2.7 – Dispositif de détermination du coefficient de diffusion pendant le maintien de la charge de a) compression, b) traction [95].

Des essais de migration sous chargement ont également été effectués par Turgeon-Mallette [84]. Dans

son cas, les spécimens, de forme prismatique sont chargés en flexion 4-points. Pour cela, la charge mécanique est appliquée sur des rouleaux reliés à des tiges filetées par l'intermédiaire d'une tête de charge (figure 2.8). Lorsque la charge prédéfinie est atteinte, les écrous placés sur les tiges filetées sont serrés jusqu'à ce que la charge soit totalement transférée au dispositif de maintien de la charge. L'essai de migration peut alors être mené pendant plusieurs semaines. Le coefficient de diffusion apparent a été calculé par l'intermédiaire de la profondeur moyenne de pénétration des chlorures, déterminée par analyse chimique de la composition du béton à différentes profondeurs. L'étude est réalisée pour différents niveaux de chargement permettant une ouverture de fissure allant de 78 μm à 279 μm .

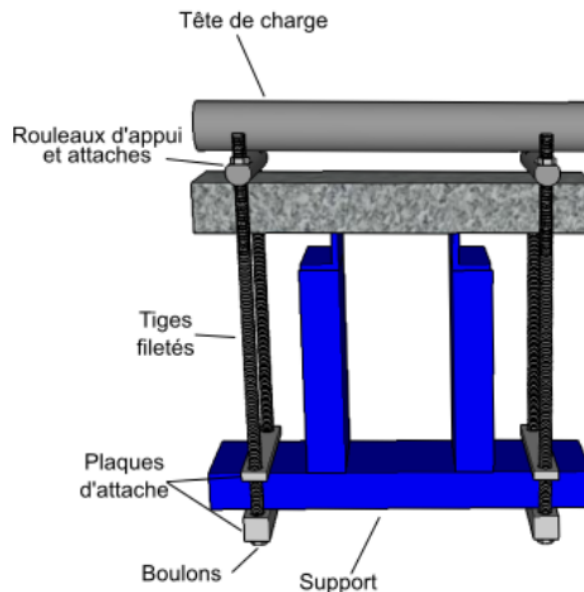


FIGURE 2.8 – Dispositif de maintien du chargement de flexion [84].

Béton armé

De tels essais de migration sur des spécimens chargés sont ceux qui reproduisent actuellement le mieux le contexte de structure réelle en s'approchant du faciès de fissuration trouvé dans les structures. Cependant, aucun d'entre eux n'inclut d'armature dans les spécimens alors que la grande majorité des structures en béton sont armées, la présence des armatures modifiant la distribution des fissures. Seuls quelques essais de perméabilité [67, 68] se sont intéressés à cet enjeu, puisque la question de représentativité des structures en conditions réelles se pose aussi pour ce mécanisme de transport dans le béton. Parmi ces essais, Desmettre [30] a développé un dispositif permettant d'effectuer des mesures de perméabilité sous chargement de traction dans un tirant en béton armé. Pour cela, le chargement choisi est appliqué au spécimen testé directement dans la presse et les mesures de perméabilité peuvent être conduites simultanément à ce chargement, comme le montre la figure 2.9.

Afin que l'armature plastifie à l'intérieur du béton, celle-ci est complètement noyée dedans. La transmission de l'effort de la presse à l'armature se fait par l'intermédiaire d'un ensemble de pièces d'acier permettant un transfert d'effort sans concentration de contrainte (figure 2.10).

La section transversale du spécimen a été choisie de sorte à représenter une armature entourée de son enrobage de béton et située à la fibre tendue d'une poutre en flexion (par exemple dans un pont), tel

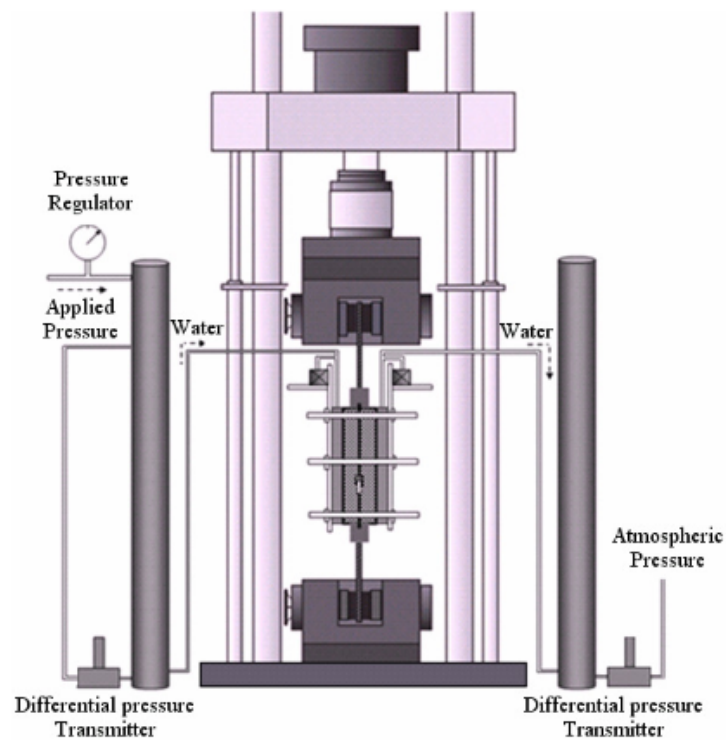


FIGURE 2.9 – Dispositif de mesure de la perméabilité pendant le maintien de la charge de traction [30].

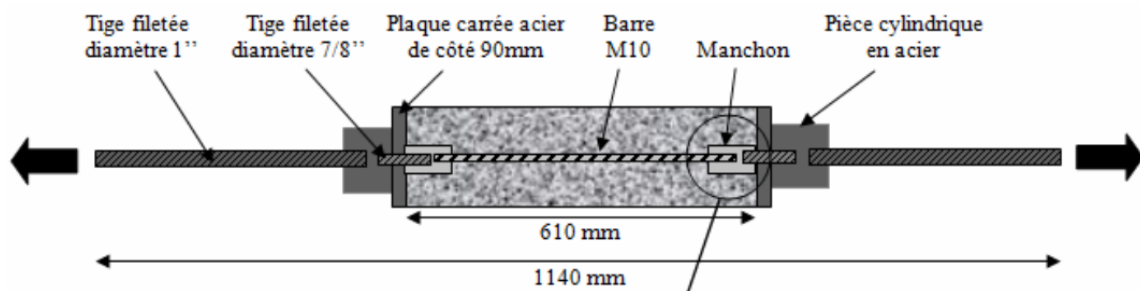


FIGURE 2.10 – Schéma du tirant et du dispositif permettant la transmission de l'effort dans la section de l'armature [30].

qu'illustré sur la figure 2.11. La longueur du spécimen a, quant à elle, été choisie afin d'obtenir un patron de fissuration (plusieurs fissures) représentatif de celui observé sur les structures.

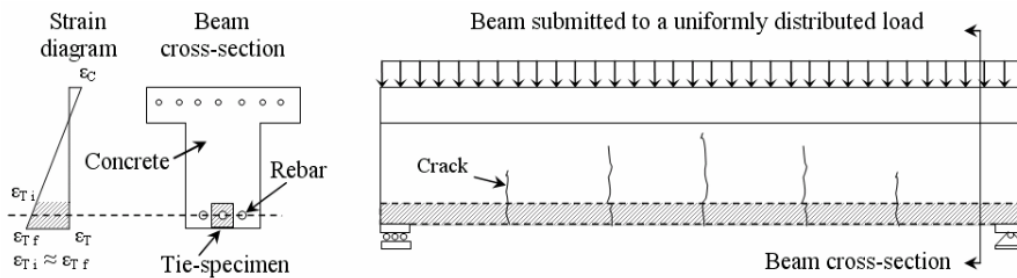


FIGURE 2.11 – Mise en évidence de la présence d'un tirant en béton armé chargé en traction à l'intérieur d'une poutre chargée en flexion [30].

Bien que ce montage ait été développé pour des essais de perméabilité en charge, il peut servir d'inspiration pour développer des essais de migration sur des spécimens similaires, qui représentent mieux le comportement des structures réelles que les spécimens habituellement utilisés dans les essais de migration. En revanche, la réalisation d'un essai de migration sur ce type de spécimen armé présente un enjeu supplémentaire en raison de la présence d'une armature en acier. En effet, en présence de chlorures et d'un champ électrique, l'armature se corrode très rapidement. Ce phénomène est d'ailleurs utilisé pour étudier la corrosion lors d'essais de corrosion accélérée comme décrit par Petre-Lazar [61]. Une vigilance supplémentaire est donc nécessaire concernant ce point. De plus, le maintien de la charge dans la machine ayant permis le chargement est rendu difficile en raison du temps nécessaire pour réaliser un essai de migration. Par conséquent, le montage nécessite une adaptation permettant de sortir le spécimen maintenu sous charge de la machine de chargement.

2.2.5 Synthèse sur les essais permettant la mesure du coefficient de diffusion

Il existe deux types d'essais permettant la mesure du coefficient de diffusion : l'essai de diffusion naturelle et l'essai de migration (diffusion accélérée). Pour ces deux essais, un spécimen de béton est généralement placé entre deux compartiments contenant des solutions, l'une avec chlorures (amont), l'autre sans (aval). La différence entre les deux essais réside dans l'application d'un champ électrique entre deux faces opposées du spécimen de béton, permettant de diminuer le temps de mesure dans le cas de l'essai de migration. Pour cette raison, l'essai de migration est le plus fréquemment utilisé dans la littérature. La détermination du coefficient de diffusion s'effectue alors soit par la mesure de la concentration dans le compartiment amont ou aval, soit par la mesure de la profondeur de pénétration des ions chlorures dans le spécimen.

Il existe une norme décrivant des essais de migration en régime stationnaire sur spécimen non fissuré, la norme NT Build 355. Cependant, il n'y a pas de consensus scientifique sur cette méthode. Par conséquent, il est possible de trouver dans la littérature une large gamme de paramètres concernant les essais de migration. Ainsi, la composition des solutions peut varier et le volume des compartiments les contenant également. Dans certains cas, des renouvellements de solution sont aussi ajoutés à différentes fréquences pour éviter une variation importante du gradient de concentration en chlorures entre les deux compartiments. L'épaisseur du spécimen testé ainsi que la tension imposée sont également variables. Une attention particulière doit d'ailleurs être apportée au choix de la tension imposée afin de ne pas perturber l'équilibre chimique de la solution dans le compartiment aval et ainsi de s'assurer que les ions chlorures ne se transforment pas en d'autres composés indétectables lors de la mesure de la concentration en chlorures.

La majorité des essais de migration trouvés dans la littérature sont réalisés sur du béton sain (spécimen non fissuré). Cependant, en état de service, les structures sont fissurées du fait des chargements qu'elles subissent. Il est par conséquent approprié de vouloir mesurer le coefficient de diffusion en condition fissurée. Le nombre d'études sur ce sujet reste encore limité, et de même qu'il existe une grande variété d'essais différents en condition non fissurée, il existe plusieurs montages permettant la mesure du coefficient de diffusion dans un béton fissuré. La façon la plus simple de procéder est de contrôler artificiellement l'ouverture de fissure lors du coulage des spécimens en béton ou par un dispositif de contrôle de la fissuration. Malheureusement, ces techniques ne permettent pas d'obtenir des fissures représentatives de la réalité. Il existe aussi une autre famille d'essai de migration en condition fissurée dans laquelle la fissure est obtenue par un chargement mécanique classique (compression, traction, flexion, fatigue) ou thermique (cycle de gel-dégel), puis l'essai de migration est ensuite réalisé sur le spécimen déchargé. Ces essais permettent des mesures sur des fissures plus proches de la réalité que précédemment, mais le déchargement du spécimen entraîne une refermeture partielle ou totale de la fissure, ce qui ne correspond pas aux conditions réelles des structures. Il existe enfin un dernier type de mesure du coefficient de diffusion réalisé sur des spécimens en béton maintenus sous chargement mécanique (compression, traction ou flexion).

Bien que les essais de migration réalisés en condition fissurée aient permis d'obtenir des informations pertinentes sur l'impact de la fissuration sur la diffusion des chlorures ([sous-section 2.3.2](#)), il n'existe pas d'essai permettant l'obtention du coefficient de diffusion dans les conditions les plus proches de la réalité, c'est-à-dire sur un spécimen en béton armé, maintenu sous chargement et fissuré (macro- et micro-fissuration). Il existe cependant un dispositif d'essai permettant de mesurer la perméabilité à l'eau dans ces conditions précises. Il serait intéressant de s'inspirer de cet essai pour le convertir en essai de migration. Néanmoins, une attention particulière devra être apportée quant à la présence d'une armature. En effet, en présence de chlorures et d'un champ électrique, la corrosion de l'armature est fortement accélérée, ce qui pourrait engendrer des fissures non souhaitées, ou modifier des fissures pré-existantes, et empêcher une évaluation "stricte" de l'effet d'une fissure sur le coefficient de diffusion.

2.3 Valeurs de coefficient de diffusion

Cette section présente des valeurs de coefficient de diffusion trouvées dans la littérature pour du béton non fissuré et fissuré.

2.3.1 Béton non fissuré

En condition non fissurée, le coefficient de diffusion du béton est lié aux paramètres de la matrice cimentaire et en particulier à sa porosité. Cette porosité est influencée par le rapport eau/liant ainsi que par les additions cimentaires utilisées tels que les cendres volantes, les fumées de silice ou les laitiers de haut fourneau. La [figure 2.12](#) regroupe les coefficients de diffusion effectifs recensés dans les différentes études comparées dans l'[Annexe A](#), en fonction du rapport eau/liant et de la composition du béton (additions cimentaires ou non) [[5](#), [7](#), [18](#), [27](#), [31](#), [36](#), [51](#), [64](#), [65](#), [71](#), [78](#), [79](#), [82](#), [83](#), [89-92](#), [96](#)].

À rapport eau/liant égaux, le remplacement d'une partie du ciment par des cendres volantes et/ou des laitiers de haut fourneau permet globalement de diminuer le coefficient de diffusion mesuré. Le remplacement par de la fumée de silice est encore plus efficace et le coefficient de diffusion peut alors être

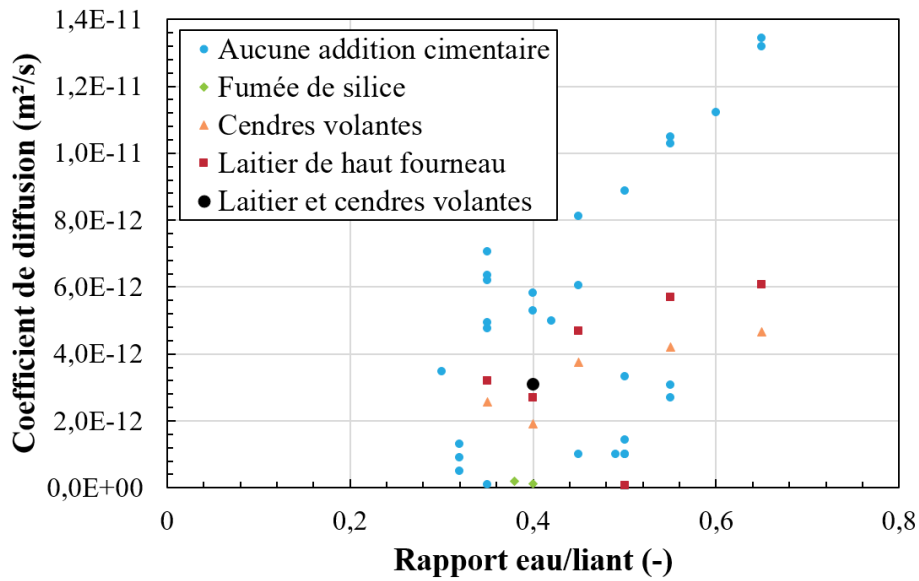


FIGURE 2.12 – Résumé des coefficients de diffusion, obtenus sur du béton non fissuré dans les études présentées dans l'Annexe A, en fonction du rapport eau/liant du béton et de la présence d'additions cimentaires.

diminué d'environ un facteur 10.

En ne considérant pas les additions cimentaires, pour un béton ordinaire (rapport eau/liant supérieur à 0,4), le coefficient de diffusion se situe généralement entre 5×10^{-12} et $1,5 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$. Pour un béton à hautes performances (rapport eau/liant compris entre 0,3 et 0,4), le coefficient de diffusion est plus faible et est généralement compris entre 1×10^{-13} et $5 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$. Enfin pour un béton fibré à ultra hautes performances, le coefficient de diffusion des chlorures est plutôt de l'ordre de 10^{-15} ou $10^{-14} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ [84].

L'âge du béton étudié influence également la valeur du coefficient de diffusion mesuré. En effet, Mangat et Molloy [49] observent une diminution des coefficients de diffusion avec le temps. Ils relient alors le coefficient de diffusion et l'âge du béton par le biais de l'équation (2.9), dans laquelle $D_e(t_0)$ est le coefficient de diffusion dans le béton à un temps t_0 donné et m est un facteur d'âge. Andrade *et al.* [4] font des observations similaires pour plusieurs types de bétons avec différentes additions cimentaires entre 0 et 40 mois d'âge. Stanish et Thomas [76] trouvent une relation de la même forme.

$$D_e(t) = D_e(t_0) \times \left(\frac{t}{t_0} \right)^{-m} \quad (2.9)$$

2.3.2 Béton fissuré

2.3.2.1 Impact de l'ouverture de fissure sur la diffusion

Tel que présenté dans la sous-section 2.2.4, différentes techniques sont utilisées pour endommager les spécimens, ce qui limite les comparaisons strictes entre les valeurs de coefficient de diffusion obtenus dans les différentes études. Cependant, il a globalement été observé que la présence d'endommagement augmente le coefficient de diffusion mesuré par rapport à des spécimens non endommagés et testés dans les mêmes conditions, quel que soit le type d'endommagement étudié. Dans les travaux de Ben Fraj [14], l'augmentation du chargement en compression a entraîné une augmentation du coefficient de diffusion. De même, pour

Fu *et al.* [35], la présence de l'endommagement en fatigue a accéléré la pénétration des chlorures par rapport à des spécimens non endommagés, tout comme la présence d'une fissure pour Marsavina *et al.* [50]. Enfin, pour Kessler *et al.* [43], le coefficient de diffusion a augmenté avec l'augmentation du nombre de cycles de gel-dégel (figure 2.13).

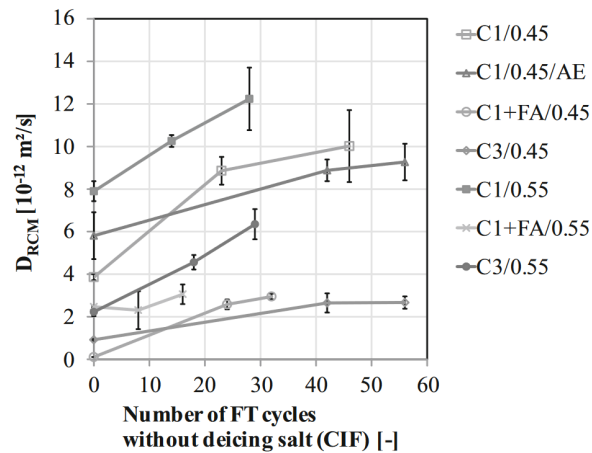


FIGURE 2.13 – Évolution du coefficient de diffusion dans le béton fissuré à l'aide d'un essai de gel-dégel en fonction du nombre de cycles de gel-dégel et du type de mélange, issu des travaux de Kessler *et al.* [43].

Pour l'effet des cycles de gel-dégel, Gérard et Marchand [36] ont observé une augmentation du coefficient de diffusion d'un facteur allant de 2 à 10. Jacobsen *et al.* [41] ont, quant à eux, observé des augmentations légèrement plus faibles avec un facteur allant de 2,5 à 7,9.

En présence d'une macro-fissure localisée, la profondeur de la fissure, lorsque celle-ci n'est pas traversante, ainsi que l'ouverture de celle-ci impacte la diffusion. En effet, dans les travaux de Marsavina *et al.* [50], les fissures étaient créées artificiellement avec des feuilles de cuivre permettant de bien contrôler l'ouverture et la profondeur de la fissure. Les auteurs ont observé que l'augmentation de la profondeur ou de l'ouverture de fissure entraîne une hausse du coefficient de diffusion. La même observation a été faite avec l'ouverture de fissure (mesurée après déchargement) par Park *et al.* [59] dans le cas de fissures générées par un essai de fendage (figure 2.14). Jang *et al.* [42] font une observation similaire mais avec la présence d'un seuil : lorsque l'ouverture de fissure est en-dessous d'un certain seuil, estimé à 80 μm , la fissure n'a pas d'influence sur le coefficient de diffusion. Au-dessus de ce seuil, le coefficient de diffusion augmente avec l'ouverture de fissure, sans que la relation entre les deux grandeurs ne soit précisée. Dans les travaux de Şahmaran [97], le seuil est estimé à 135 μm . Cette différence de seuil entre les études peut, entre autres, s'expliquer par les modes d'endommagement différents entre les études. Dans [97], la fissure est générée en flexion (forme en V), tandis que pour Jang *et al.* [42], la fissure est obtenue par un essai de fendage.

Ismail *et al.* [39], Li *et al.* [45] et Djerbi [32] vont plus loin dans la compréhension du lien entre l'ouverture de fissure et le coefficient de diffusion. Pour eux, il existerait trois régimes de diffusion délimités par deux valeurs d'ouvertures de fissure :

- En-dessous d'un premier seuil (30 μm pour [39] et [32], 50 μm pour [45]), il n'y a pas de diffusion dans la fissure et le coefficient de diffusion du béton fissuré est très proche du coefficient de diffusion du béton sain. Pour Djerbi, il n'y a pas de diffusion à travers la fissure, trop fine, mais seulement à travers le réseau poreux, qui est très similaire à celui du béton sain. C'est pour cette raison que le

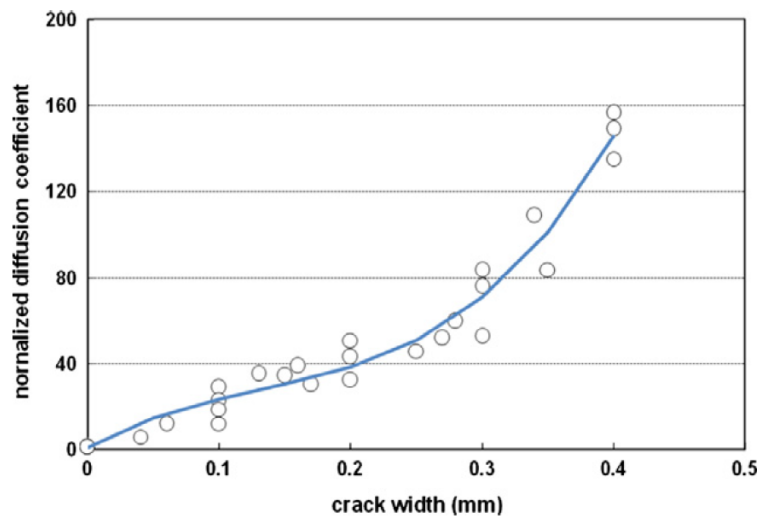


FIGURE 2.14 – Évolution du coefficient de diffusion normalisé (divisé par le coefficient de diffusion dans le béton sain) dans le béton fissuré à l'aide d'un essai de fendage en fonction de l'ouverture de fissure (mesurée après déchargement), issu des travaux de Park *et al.* [59].

coefficient de diffusion dans le béton fissuré est très proche du coefficient de diffusion dans le béton sain.

- Passé ce seuil et jusqu'à atteindre une certaine ouverture de fissure (200 μm pour [39], 100 μm pour [45], 80 μm pour [32]), le coefficient de diffusion augmente progressivement avec l'ouverture de fissure. Le lien entre ouverture de fissure et coefficient de diffusion dans la fissure n'est pas investigué plus précisément pour Ismail *et al.* et Li *et al.*. Pour Djerbi, la fissuration et le milieu poreux contribuent tous deux à la diffusion. Il y a une augmentation du coefficient de diffusion avec l'augmentation de l'ouverture de fissure.
- Au-dessus de ce second seuil (200 μm pour [39], 100 μm pour [45], , 80 μm pour [32]), le coefficient de diffusion augmente plus rapidement. Li *et al.* [45] et Djerbi indiquent alors que la diffusion dans la fissure est similaire à la diffusion dans l'eau et la diffusion dans le réseau poreux est négligeable, ce qui explique que la diffusion ait lieu plus rapidement et que le coefficient de diffusion de l'eau soit retrouvé.

Les seuils d'ouverture de fissure sont donnés dans le [tableau 2.2](#). La [figure 2.15](#), issus des travaux de Djerbi [32], illustre la présence des seuils sur les ouvertures de fissure et les différents régimes de dépendance du coefficient de diffusion à l'ouverture de fissure.

TABLEAU 2.2 – Coefficients de détermination des régressions linéaires permettant la détermination des coefficients de diffusion.

	Ismail <i>et al.</i> [39]	Li <i>et al.</i> [45]	Djerbi [32]
1er seuil d'ouverture de fissure (μm)	30	50	30
2e seuil d'ouverture de fissure (μm)	200	100	80

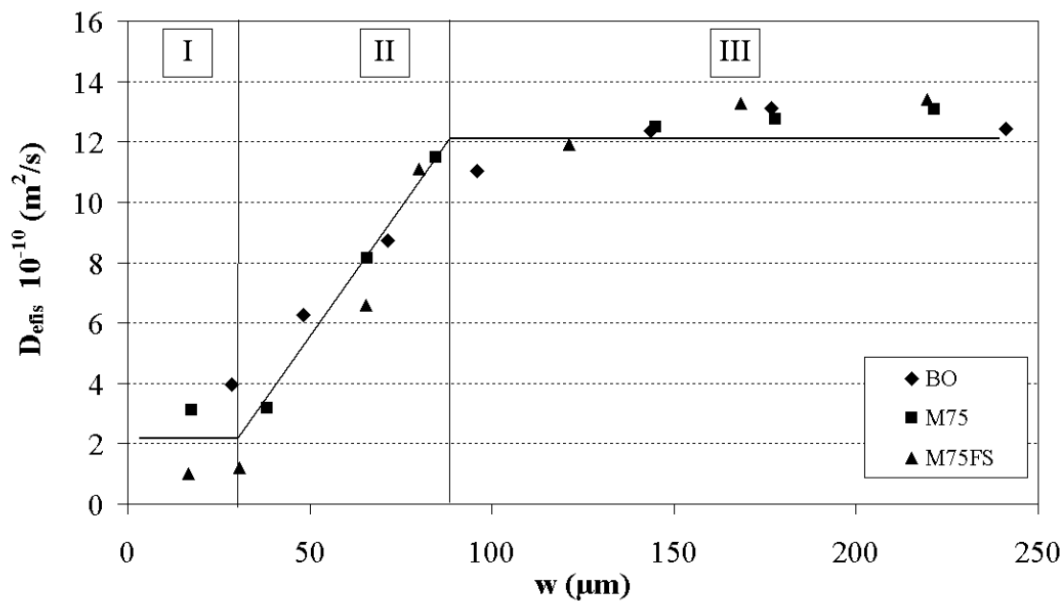


FIGURE 2.15 – Mise en évidence expérimentale des 3 régimes de la relation liant le coefficient de diffusion dans la fissure et l'ouverture de fissure (mesurée après déchargement) dans les travaux de Djerbi [32].

Certaines études n'observent pas une augmentation du coefficient de diffusion lorsque l'ouverture de fissure augmente, notamment selon le type de béton étudié. Les travaux de Turgeon-Mallete [84], par exemple, se sont intéressés à l'évolution du coefficient de diffusion sur des spécimens de Béton Fibré Ultra-hautes Performances (BFUP) sollicités en flexion jusqu'à atteindre une ouverture de fissure de 279 μm . Les spécimens fissurés ont alors présenté des coefficients de diffusion moins importants que pour les spécimens non fissurés. Ceci pourrait s'expliquer par le phénomène d'autocicatrisation du BFUP : le ciment non hydraté de la matrice cimentaire pourrait s'être hydraté dans la fissure en présence de l'eau, refermant ainsi les fissures.

Concernant l'endommagement diffus (microfissuration), Djerbi observe une augmentation du coefficient de diffusion en sa présence et une augmentation du coefficient de diffusion lorsque l'endommagement augmente. Néanmoins, l'effet de l'endommagement diffus sur le coefficient de diffusion est moins évident que la présence d'une fissure localisée car le type de béton étudié, le niveau de sollicitation, etc peuvent influencer le résultat. Par exemple, toujours d'après Djerbi [32], pour un béton ordinaire, la formation de micro-fissures connectées est plus importante que pour d'autres bétons, ce qui accentue l'augmentation du coefficient de diffusion. L'observation d'une augmentation du coefficient de diffusion avec l'augmentation du nombre de cycles de gel-dégel, mentionnée plus haut, peut aussi s'expliquer par l'effet de l'endommagement diffus sur le coefficient de diffusion. D'après Wang *et al.* [87], les cycles de gel-dégel modifient la distribution de la taille des pores en la faisant tendre vers de la micro-porosité et génèrent des micro-fissures, qui créent un chemin privilégié pour les chlorures, expliquant l'augmentation du coefficient de diffusion.

Le fait de généralement évaluer le coefficient de diffusion sur des spécimens déchargés limite l'évaluation de l'impact de la microfissuration sur le coefficient de diffusion. En effet, Lim *et al.* [46] observent que, lorsque la charge appliquée est trop faible, la micro-fissure se referme complètement lors du déchargement du spécimen, impliquant dans ce cas aucune modification sur la mesure du coefficient de diffusion. De plus, ils caractérisent la micro-fissure par une mesure de longueur totale de fissure en sommant la longueur de chacune des micro-fissures observées au microscope. Cette mesure de la longueur de fissure ne suffit pas à

prédire si les micro-fissures se referment complètement et ne permettent donc pas de conclure par rapport à l'influence de la micro-fissure sur le coefficient de diffusion.

Les spécimens de béton endommagés présentent généralement un coefficient de diffusion supérieur à celui du béton sain, si le niveau d'endommagement est assez important pour créer des chemins plus privilégiés pour les chlorures que la porosité du béton. Dans le cas d'une fissure localisée, cette augmentation du coefficient de diffusion semble avoir lieu à partir d'une ouverture de fissure comprise entre 30 μm et 50 μm selon les études. La cicatrisation du béton en présence d'eau peut cependant atténuer cet effet de la fissure en la refermant partiellement ou totalement. En ce qui concerne la micro-fissuration, il est plus difficile de conclure sur son impact car il dépend entre autres du type de béton étudié et du niveau de sollicitation atteint. Il est également difficile de caractériser précisément un endommagement de type diffus. Enfin, le fait de réaliser des essais de migration sur des spécimens déchargés fait en sorte que la micro-fissuration peut se refermer lors du relâchement de la contrainte appliquée pour endommager le béton. Cette constatation encourage à développer des essais permettant de mesurer le coefficient de diffusion tout en maintenant la charge créant l'endommagement.

2.3.2.2 Modèles empiriques liant fissuration et diffusion

Pour décrire l'influence de la fissuration sur la diffusion des ions chlorures, Tognazzi [81] introduit une partition du flux global de chlorures à travers le béton fissuré J_{global} en deux flux parallèles distincts représentés sur la [figure 2.16](#). Une partie du flux de chlorures passe à travers le béton sain J_{sain} selon la section saine A_{sain} , tandis que l'autre partie diffuse à travers la fissure J_f selon la section de la fissure A_f ([équation \(2.10\)](#)).

$$J_{global} = J_{sain} + J_f \quad (2.10)$$

La combinaison de l'[équation \(2.10\)](#) et de l'équation de Nernst-Planck ([équation \(2.4\)](#)) permet d'obtenir l'[équation \(2.11\)](#) où les grandeurs sont celles introduites sur la [figure 2.16](#).

$$(A_{sain} + A_f) \times D_{global} = A_{sain} \times D_{sain} + A_f \times D_f \quad (2.11)$$

Djerbi [32] propose un modèle empirique, basé sur les observations décrites dans la [sous-section 2.2.4](#), permettant de déterminer la valeur du coefficient de diffusion dans la fissure D_f à partir de l'ouverture de fissure w . Puisqu'il a été observé qu'en dessous d'un certain seuil d'ouverture de fissure (30 μm pour Djerbi), il n'y a pas de différence de coefficient de diffusion entre le béton sain et le béton fissuré, la première partie du modèle considère que le coefficient de diffusion des chlorures dans la fissure est égal au coefficient de diffusion dans le béton sain. De même, au-dessus d'un autre seuil (80 μm pour Djerbi), le coefficient de diffusion dans la fissure est considéré constant et égal au coefficient de diffusion libre dans l'eau. Entre ces deux seuils, le coefficient de diffusion dans la fissure évolue linéairement avec l'ouverture de fissure, tel que décrit par l'[équation \(2.12\)](#), dans laquelle w est exprimée en μm .

$$D_f = \begin{cases} D_{sain} & \text{si } w \leq 30 \mu\text{m} \\ 2 \times 10^{-11} \text{ m } \mu\text{s}^{-1} w - 4 \times 10^{-10} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1} & \text{si } 30 \mu\text{m} \leq w \leq 80 \mu\text{m} \\ 1,4 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1} & \text{si } 80 \mu\text{m} \leq w \end{cases} \quad (2.12)$$

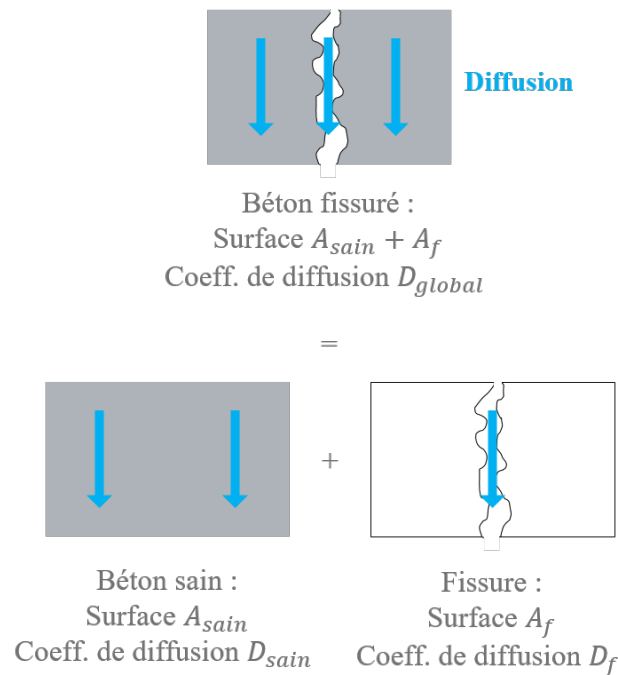


FIGURE 2.16 – Partition du flux de chlorures dans le béton fissuré entre le béton sain et la fissure, inspiré des travaux de Djerbi [32].

Šavija [98] introduit un modèle similaire mais avec des seuils d'ouverture de fissure un peu plus faibles (21 et 55 μm respectivement en comparaison à 30 et 80 μm pour Djerbi). La relation de linéarité entre le coefficient de diffusion dans la fissure et l'ouverture de fissure entre les deux seuils diffère en conséquence (équation (2.13)).

$$D_f = \begin{cases} D_{sain} & \text{si } w \leq 21 \mu\text{m} \\ (23,84 \times w + 8,37) \times 10^{-12} & \text{si } 21 \mu\text{m} \leq w \leq 55 \mu\text{m} \\ 1,4 \times 10^{-9} & \text{si } 55 \mu\text{m} \leq w \end{cases} \quad (2.13)$$

Une relation entre l'ouverture de fissure et le coefficient de diffusion global des chlorures dans le béton fissuré est alors obtenue en combinant l'équation (2.11) et l'équation (2.12) (ou équation (2.13)). Ainsi, lors d'essais expérimentaux, la mesure de l'ouverture de fissure permet d'obtenir un ordre de grandeur théorique du coefficient de diffusion attendu.

2.4 Étude numérique de la diffusion des chlorures dans le béton

Cette section s'intéresse aux différents modèles proposés pour étudier les phénomènes de transport par diffusion dans le béton. Une grande variété de modèles existe dans la littérature et cette section n'a pas vocation à en fournir une liste exhaustive.

2.4.1 Représentation multi-phasique du béton non fissuré ou fissuré

Le béton est un matériau hétérogène, constitué de granulats de différentes tailles et de mortier, lui-même composé de pâte de ciment (ciment + eau) et de sable. Il peut être représenté comme un matériau aux propriétés homogènes ou en prenant en compte les différentes phases.

Yao *et al.* choisissent de représenter le béton avec un modèle mésoscopique, c'est-à-dire en prenant en compte plusieurs phases [93]. Pour cela, les granulats et la matrice cimentaire (mortier) sont discrétisés à l'intérieur du volume étudié. La matrice de mortier est considérée homogène pour la simulation et présente un coefficient de diffusion des chlorures homogénéisé à partir des propriétés des granulats et de la matrice. Au contraire, le coefficient de diffusion des chlorures dans les granulats est supposé nul. Le calcul est mené en résolvant la combinaison des deux équations de Fick (équations (2.1) et (2.2)) par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel COMSOL Multiphysics®. Ce modèle est utilisé pour obtenir des profils de concentration en chlorures à l'intérieur d'échantillon en béton et reproduit correctement les résultats expérimentaux.

Pollmann *et al.* [62] utilisent deux niveaux d'homogénéisation, c'est-à-dire qu'une première homogénéisation est réalisée entre le sable et la pâte de ciment, puis entre le mortier homogénéisé et les granulats, autour desquels une interface avec des propriétés de diffusion dégradé est prise en compte (figure 2.17). Il s'agit d'un modèle multi-échelle permettant de calculer un coefficient de diffusion des chlorures homogénéisé afin de le comparer à des résultats expérimentaux.

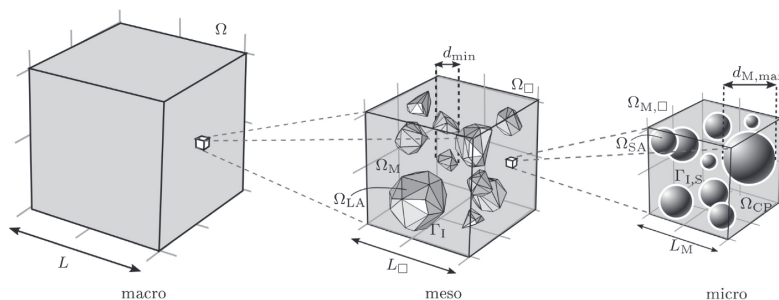


FIGURE 2.17 – Représentation multi-échelle du béton avec deux niveaux d'homogénéisation [62].

Il est également possible de représenter du béton fissuré par l'intermédiaire d'un modèle multi-phasique. Liu *et al.* représentent ainsi la fissure comme une phase supplémentaire du béton [47]. Le béton est alors un assemblage de mortier, granulats, fissures et interfaces (entre le mortier et les granulats ou les fissures). Pour cela, un modèle purement mécanique basé sur la *eXtended Finite Element Method (X-FEM)*, permet de déterminer où se situe la fissuration dans le béton. Ainsi, le béton, composé de granulats et mortier et discrétisé par des éléments finis, est d'abord soumis à un chargement mécanique. La méthode *X-FEM* introduit une discontinuité sur le déplacement et un critère de rupture sur la déformation, permettant de suivre la formation de fissure. Dans un deuxième temps, l'équation de Nernst-Planck, considérant la diffusion de plusieurs espèces ioniques et des coefficients de diffusion différents selon les phases, est résolue par la méthode des éléments finis. Ainsi, l'évolution spatiale et temporelle de la concentration en chlorures peut être obtenues.

Enfin, Benkemoun *et al.* utilisent une modélisation par éléments discrets (poutres) pour décrire la diffusion des chlorures dans le béton en considérant les granulats et la matrice de mortier [15]. Le maillage n'est pas dépendant des discontinuités physiques, ce qui signifie que les poutres peuvent appartenir à la fois à la

phase mortier et aux granulats. La dérivée de la concentration sur ces poutres comportent alors une discontinuité (faible) à l'endroit de l'interface entre les phases. Ce modèle permet de décrire à la fois la diffusion des chlorures libres et la fixation des chlorures dans la matrice.

2.4.2 Couplage entre fissuration et diffusion

La fissuration modifie les propriétés de transport du béton. Les essais expérimentaux peuvent être longs et difficiles à réaliser, d'où la nécessité de représenter numériquement la diffusion dans les fissures. Pour cela, la fissure peut être considérée comme une *en*ième phase du béton, comme précédemment. D'autres méthodes existent également, dont certaines sont présentées dans cette section selon la discrétisation appliquée.

2.4.2.1 Discrétisation par éléments finis

Kurumatani *et al.* ont développé un modèle d'endommagement isotropique basé sur la mécanique de la rupture et permettant une analyse de la propagation de la fissure [44]. Pour cela, le modèle, utilisant une discrétisation par éléments finis, se base sur une déformation équivalente, issue du critère de Von Mises modifiée, et sur l'énergie de fracturation du béton, afin de calculer l'endommagement sur chacun des éléments. Par la suite, le coefficient de diffusion des éléments endommagés est calculé à partir de la valeur de l'endommagement. Enfin, la résolution de la seconde loi de Fick (équation (2.2)) permet le calcul de diffusion.

Wu et De Lorenzis utilise également une discrétisation par éléments finis pour le calcul de diffusion dans de la pâte de ciment fissuré [88], couplée avec une méthode *phase-field*. Pour cela, une variable continue permettant la transition douce entre un milieu non fissuré et totalement fissuré est introduite. Les équations du problème sont utilisées par l'intermédiaire d'une énergie libre décrivant l'élasticité, la rupture et la diffusion. Le coefficient de diffusion est calculé à partir du paramètre permettant de calculer l'énergie de rupture. Ce modèle n'intègre ni la tortuosité ni la rugosité de la fissure.

2.4.2.2 Discrétisation par éléments discrets

Il est également possible de discrétiser l'espace par des éléments discrets, avec l'usage, par exemple, d'un modèle lattice-particulaire. Ainsi, Šavija discrétise l'espace en particules rigides, dont les centres sont reliés par des poutres de type Euler-Bernoulli [98]. Une résolution mécanique, permettant d'aboutir à la rupture de poutres, est d'abord réalisée. Le calcul de diffusion est ensuite effectuée sur les poutres utilisées mécaniquement, en prenant en compte l'ouverture de fissure dans le coefficient de diffusion des poutres cassées par l'intermédiaire de l'utilisation du modèle décrit en équation (2.13).

Il est également possible de résoudre les équations de diffusion sur le dual du lattice mécanique [37]. En effet, en 2 dimensions, les frontières des particules constituent aussi un réseau de poutres, comme le montre la figure 2.18. C'est ce qui s'appelle la dualité Delaunay-Voronoi. La résolution des équations de diffusion sur ce réseau de poutres permet de considérer des poutres cassées dans la direction de la fissure et non orthogonalement, comme dans le cas du calcul sur les poutres mécaniques.

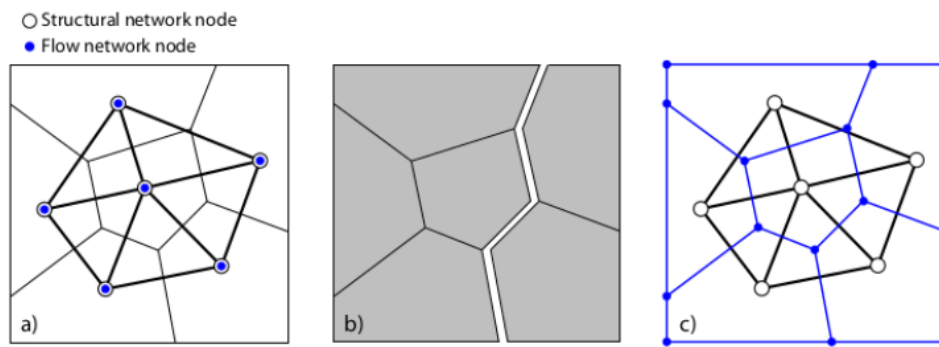


FIGURE 2.18 – Dualité Delaunay-Voronoi [37].

2.4.3 Synthèse

Plusieurs méthodes existent pour effectuer des simulations de diffusion dans le béton. Certaines permettent de représenter plusieurs niveaux d'hétérogénéités du matériau, allant jusqu'à représenter la fissure comme une phase supplémentaire. Le couplage entre la fissure et la diffusion peut se faire par l'intermédiaire de variables d'endommagement ou bien par la valeur de l'ouverture de fissure. Enfin, les discrétisations peuvent aussi bien être par éléments finis que discrètes.

Puisque la fissure impacte fortement le coefficient de diffusion par la valeur de son ouverture, une bonne représentation de la fissure, permettant le calcul de l'ouverture et la prise en compte de la tortuosité ou encore de la rugosité, est nécessaire. Il a été choisi par la suite de travailler avec le modèle lattice-particulaire DEAP car il permet une bonne représentation explicite de la fissure. D'autres modèles auraient aussi bien pu être envisagés.

2.5 Le modèle lattice-particulaire DEAP

DEAP, acronyme signifiant *Discrete Element Analysis Program*, est un modèle lattice-particulaire, développé initialement par Arnaud Delaplace [28], permettant de reproduire le comportement à la rupture des matériaux quasi-fragiles. Les éléments qui suivent sont issus des travaux de Delaplace [28], d'Oliver-Leblond [56], de Vassaux [86] et de Chan [19].

2.5.1 Maillage

DEAP utilise une discrétisation avec des particules polygonales/polyédriques. Le maillage de DEAP est généré en 4 étapes selon la procédure développée par Moukarzel et Herrmann [52] :

- Tout d'abord, des points (les centres des particules) sont placés aléatoirement à l'intérieur de chaque maille d'une grille régulière de pas l_p superposée à la géométrie testée (figure 2.19a). Des points fantômes sont placés symétriquement aux points les plus proches des frontières de la géométrie, afin que les contours de la géométrie coïncident avec les arêtes/faces des particules [66].
- La triangulation de Delaunay permet ensuite de relier les centres des particules pour former le réseau de poutres (figure 2.19b).
- La tessellation de Voronoï permet de déterminer les frontières des particules, par l'intermédiaire des médiatrices des poutres (figure 2.19c).

- Le maillage final est donné sur la [figure 2.19d](#).

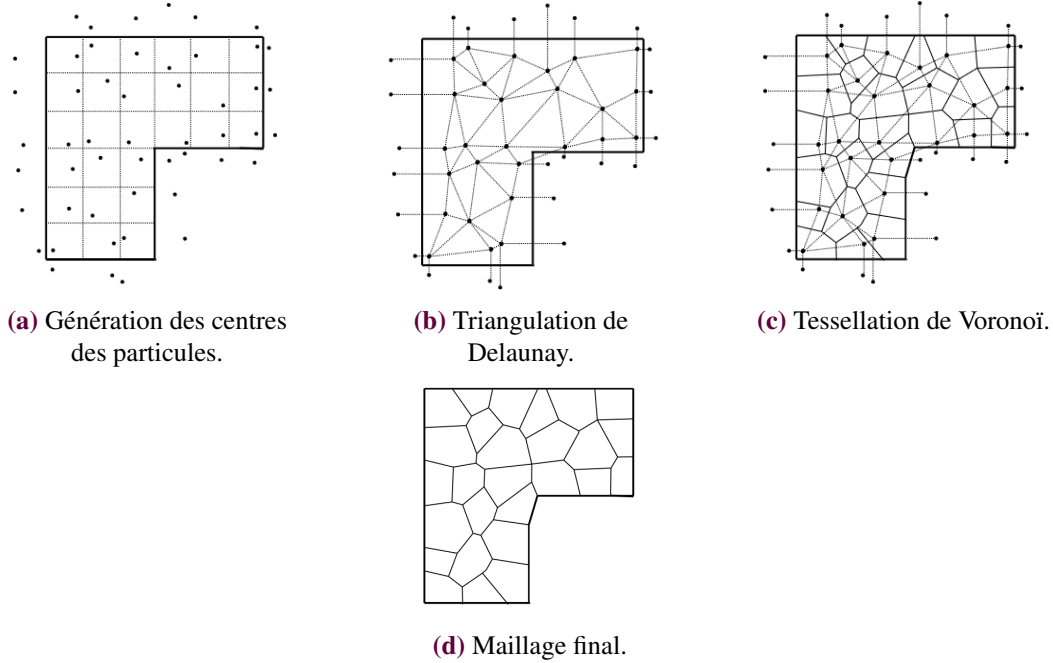


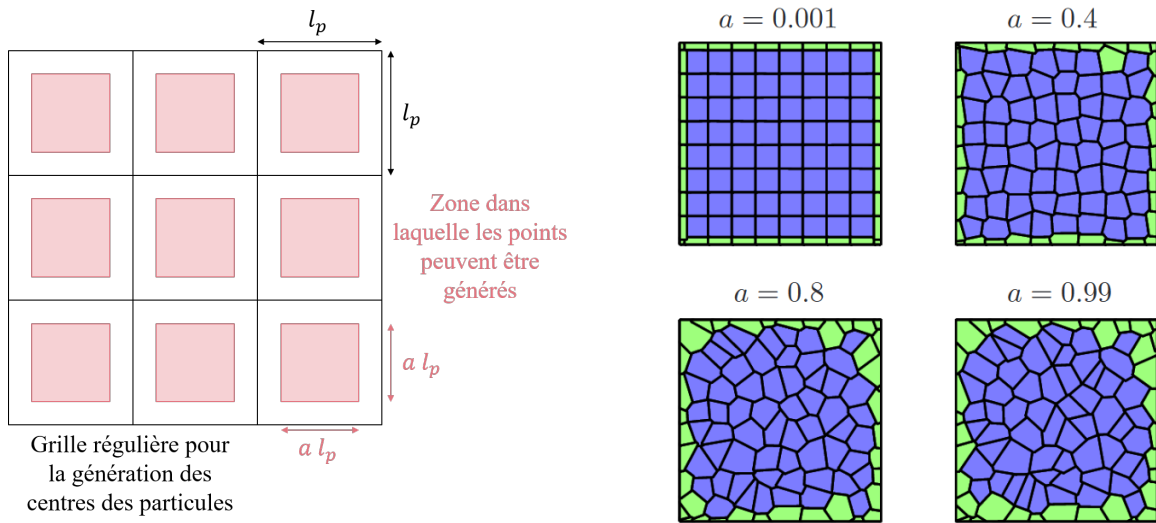
FIGURE 2.19 – Étapes de génération du maillage selon la méthode de Moukarzel et Herrmann [52], extrait de [56].

La finesse du maillage peut être réglée par l'intermédiaire de la taille caractéristique des poutres et des particules l_p . De plus, la génération du maillage peut être plus ou moins aléatoire, grâce au réglage du paramètre d'irrégularité a . Celui-ci permet la génération des centres des particules dans une zone plus ou moins rapprochée du centre de la grille régulière de génération des points ([figure 2.20a](#)). Ainsi, un niveau d'irrégularité égal à 0 correspond à un maillage régulier, tandis qu'un niveau d'irrégularité égal à 1 signifie que le centre de la particule peut être placé à n'importe quel endroit de la grille ([figure 2.20b](#)).

2.5.2 Interaction entre les particules

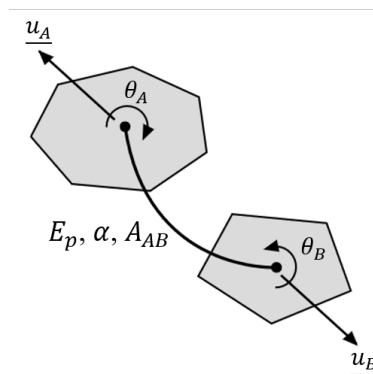
La cohésion des particules dans DEAP est assurée par le maillage lattice, qui assure une liaison entre les centres des particules voisines. Les poutres sont assimilées à des poutres d'Euler-Bernoulli, dont les paramètres géométriques (section A_{AB} et longueur l_{AB} de la poutre) sont déterminés par la géométrie des particules A et B ([figure 2.21](#)). La longueur de la poutre correspond à la distance entre les centres des particules, tandis que la section de la poutre correspond à la longueur du côté commun aux deux particules en 2D et à la surface de la face en commun aux deux particules en 3D. Le module d'Young E_p et le coefficient d'inertie α sont introduits pour décrire le comportement mécanique des poutres. Le coefficient d'inertie est tel que l'inertie de la poutre s'écrit sous la forme $I_{AB} = \frac{\alpha A_{AB}^2}{64\pi}$.

Pour chaque poutre reliant les particules A et B , la matrice de raideur \underline{k}_{AB} est de la forme définie dans



(a) Zones de génération des centres des particules.

(b) Effet du niveau d'irrégularité sur le maillage [25].

FIGURE 2.20 – Construction du maillage aléatoire : zones de génération des centres des particules et effet du niveau d'irrégularité sur le maillage.**FIGURE 2.21** – Liaison poutre d'Euler-Bernoulli (déformée) entre deux particules A et B [56].

l'équation (2.14).

$$\underline{k}_{AB} = E_p \times \begin{pmatrix} \frac{A_{AB}}{l_{AB}} & 0 & 0 & -\frac{A_{AB}}{l_{AB}} & 0 & 0 \\ 0 & 12 \frac{I_{AB}}{l_{AB}^3} & 6 \frac{I_{AB}}{l_{AB}^2} & 0 & -12 \frac{I_{AB}}{l_{AB}^3} & 6 \frac{I_{AB}}{l_{AB}^2} \\ 0 & 6 \frac{I_{AB}}{l_{AB}^2} & 4 \frac{I_{AB}}{l_{AB}} & 0 & -6 \frac{I_{AB}}{l_{AB}^2} & 2 \frac{I_{AB}}{l_{AB}} \\ sym. & 0 & 0 & \frac{A_{AB}}{l_{AB}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 12 \frac{I_{AB}}{l_{AB}^3} & -6 \frac{I_{AB}}{l_{AB}^2} \\ 0 & 6 \frac{I_{AB}}{l_{AB}^2} & 2 \frac{I_{AB}}{l_{AB}} & 0 & -6 \frac{I_{AB}}{l_{AB}^2} & 4 \frac{I_{AB}}{l_{AB}} \end{pmatrix} \quad (2.14)$$

À la suite de la rupture d'une poutre, les particules ne peuvent interagir que par l'intermédiaire du contact entre elles. Il est donc nécessaire de détecter le contact et la superposition des particules pour pouvoir modéliser ce phénomène. Vassaux [86] utilise l'algorithme de O'Rourke *et al.* [54] permettant de détecter si un sommet d'une particule est à l'intérieur d'une autre et vice-versa. Rima [66] utilise des cercles placés sur le bord des particules, se déplaçant avec les particules, pour détecter plus facilement les contacts. Les phénomènes de contact ne sont pas utilisés dans ce travail et ne sont donc pas présentés.

2.5.3 Critère de rupture

Le caractère quasi-fragile du comportement du béton peut être représenté par un comportement élastique fragile au niveau des poutres. Pour cela, un critère de rupture P_{AB} sur le déplacement des particules, proposé par Herrmann et Roux [38] et adapté par Vassaux *et al.* [85], est utilisé. Seuls les mécanismes d'élongation et de flexion des poutres contribuent à la rupture des poutres. C'est pourquoi le critère de rupture prend en compte la déformée de la poutre $\varepsilon_{AB} = |u_A - u_B|/l_{AB}$ et la différence de rotation entre les extrémités de la poutre $|\theta_A - \theta_B|$. Les grandeurs sont définies sur la figure 2.21. Une déformation critique ε_{AB}^{cr} et une rotation critique θ_{AB}^{cr} sont introduites pour écrire le critère de rupture défini par l'équation (2.15).

$$P_{AB} = \frac{\varepsilon_{AB}}{\varepsilon_{AB}^{cr}} + \frac{|\theta_A - \theta_B|}{\theta_{AB}^{cr}} > 1 \quad (2.15)$$

2.5.4 Paramètres matériau et leur identification

Deux paramètres permettent la description du comportement élastique du matériau, le module d'Young E_p et le coefficient d'inertie α . Les deux paramètres sont identifiés par analyse inverse pendant un essai de traction uniaxiale. Le module d'Young est calibré par rapport au module d'Young du matériau tandis que le coefficient de Poisson est calibré par rapport au coefficient de Poisson.

De même, deux paramètres permettent de décrire le comportement à la rupture du matériau, la déformation critique ε_{AB}^{cr} et la rotation critique θ_{AB}^{cr} . La déformation critique est calibrée pour reproduire la résistance en traction pendant un essai de traction uniaxiale, alors que la rotation critique est calibrée pour reproduire la résistance en compression pendant un essai de compression uniaxiale.

Une distribution statistique peut être ajoutée sur les valeurs de déformation et de rotation critiques. Cette méthode permet d'introduire artificiellement et aléatoirement des défauts qui sont naturellement présents dans le matériau. En revanche, le module d'Young et le coefficient de Poisson sont communs à toutes les poutres, au contraire de la section et la longueur définies pour chacune des poutres.

Avec DEAP, il est possible de générer différentes phases dans l'échantillon étudié (matériaux 1 et 2 et interface entre les matériaux). Pour cela, des cercles/sphères sont utilisés (figure 2.22). Si la poutre est entièrement incluse dans le cercle/sphère, elle est composée du matériau 1. Si aucune des extrémités n'est dans le cercle/sphère, elle est composée du matériau 2. Enfin, sa composition est celle de l'interface si uniquement une des extrémités de la poutre est dans le cercle/sphère. Pour chacun des matériaux, les paramètres E_p , α , ε_{AB}^{cr} et θ_{AB}^{cr} doivent être déterminés.

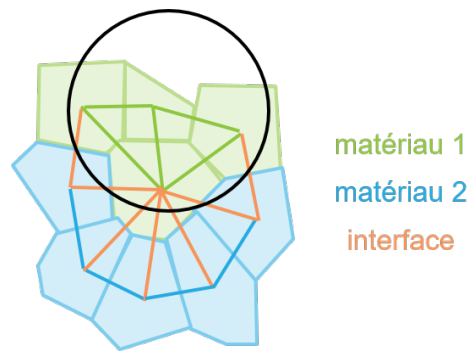


FIGURE 2.22 – Définition des différentes phases et de l'interface entre les phases.

2.5.5 Algorithme de résolution statique

L'algorithme utilisé pour résoudre le problème est un algorithme de prédiction élastique [69]. Son pseudo-code est donné sur le [tableau 2.3](#).

TABLEAU 2.3 – Résolution du problème mécanique en statique [19].

Algorithme 1 :

Entrées : Allocation mémoire, initialisation des fichiers, conditions aux limites, paramètres des matériaux, discrétisation spatiale

Sorties : Champ de déplacement, faciès de fissuration

- 1 Construction de la matrice de rigidité ;
 - 2 **pour** tous les pas de temps **faire**
 - 3 Appliquer les conditions aux limites ;
 - 4 Résoudre l'équilibre des forces ;
 - 5 Calculer le champ de déplacement ;
 - 6 Calculer le critère de rupture pour toutes les poutres ;
 - 7 **tant que** au moins une poutre atteint le critère de rupture **faire**
 - 8 Rompre la poutre qui a le critère le plus faible ;
 - 9 Actualiser la matrice de raideur totale ;
 - 10 Résoudre l'équilibre des forces ;
 - 11 Calculer le champ de déplacement ;
 - 12 Calculer le critère de rupture pour toutes les poutres ;
 - 13 Création des fichiers de sortie
-

Chapitre 3

Méthodologie

*Ce chapitre présente la méthodologie adoptée pour le projet de recherche.
Dans un premier temps, il s'agit de la méthodologie générale, puis de la
méthodologie expérimentale et enfin numérique.*

Sommaire

3.1	Méthodologie du projet	44
3.2	Dimensionnement numérique de l'essai de migration	45
3.3	Méthodes et programmes expérimentaux	46
3.3.1	Spécimens d'essais	46
3.3.2	Matériaux à l'étude	47
3.3.3	Procédure de chargement mécanique	48
3.3.4	Système de maintien de la charge de traction	48
3.3.5	Mesure de l'ouverture de fissure	50
3.3.6	Essai de migration	51
3.3.7	Programmes expérimentaux	55
3.4	Méthodes de modélisation et programme d'essais numériques avec DEAP	59
3.4.1	Géométrie, maillage et matériaux	59
3.4.2	Chargement mécanique imposé	61
3.4.3	Prise en compte de la fissuration pour l'étude de la diffusion	62
3.4.4	Coefficients de diffusion dans la fissure	64
3.4.5	Diffusion stationnaire dans un réseau de poutres	67
3.4.6	Méthode de détermination du coefficient de diffusion	68
3.4.7	Algorithme de résolution	70
3.4.8	Programmes de simulations numériques	71
3.5	Organisation temporelle de la thèse	73

3.1 Méthodologie du projet

Le projet a eu pour objectif principal de comprendre l'impact du chargement et de la macro-fissuration sur la diffusion des chlorures. Pour cela, un essai permettant la mesure du coefficient de diffusion en conditions proches de la réalité des structures a été développé. Les mesures ont été réalisées à l'aide d'essais de migration sur des tirants en **béton armé, maintenus sous chargement de traction et fissurés**. Une fois ces mesures réalisées, un développement numérique a permis de déterminer l'influence des différents phénomènes de fissuration sur la diffusion. Le projet a été organisé en cinq parties communiquant entre elles comme le montre la [figure 3.1](#).

Le développement de l'essai de migration a été effectué à partir de la norme NT Build 355 qui décrit les essais de migration en régime stationnaire [21]. Néanmoins, plusieurs paramètres n'étaient pas adéquats pour les conditions visées, avec par exemple l'ajout d'une armature et l'augmentation de l'épaisseur du spécimen testé. Pour cela, dans un premier temps, des simulations numériques des essais de migration ont été réalisées à l'aide du logiciel de simulation aux éléments finis COMSOL Multiphysics® (étape 1) sur la [figure 3.1](#)). Ces simulations ont permis d'optimiser les paramètres et la configuration de l'essai de migration.

Dans un second temps, un développement expérimental a eu lieu pour déterminer les paramètres des essais de migration. Parmi les vérifications réalisées, des études ont mené à l'identification du type d'armature à utiliser et de l'épaisseur du tirant, tout en gardant un patron de fissuration représentatif d'une structure (étape 2) sur la [figure 3.1](#)). En parallèle, puisque la présence d'un champ électrique et de chlorures comportait un risque de corrosion, un dispositif permettant le maintien de la charge de traction en dehors de la presse de chargement a été développé (étape 3) sur la [figure 3.1](#)). Par la suite, le coefficient de diffusion a été mesuré sur des tirants en béton armé dans plusieurs configurations de chargement et de fissuration (étape 4) sur la [figure 3.1](#)).

Enfin, la dernière partie a eu pour objectif de développer un modèle numérique afin de reproduire l'effet de la fissuration sur la diffusion des chlorures, puis d'étudier des fissures connues et caractérisées (étape 5) sur la [figure 3.1](#)). La mise en relation entre les résultats expérimentaux et numériques permet alors de caractériser le lien entre la fissuration et la diffusion.

Dans la suite de ce chapitre, le travail est divisé comme suit :

- la méthodologie utilisée pour le dimensionnement numérique de l'essai de migration est présentée dans la [section 3.2](#).
- la [section 3.3](#) regroupe les différentes méthodes employées lors du développement et de la réalisation des essais de migration sur des tirants en béton armé maintenus sous chargement de traction. Cette section présente aussi les différents essais réalisés au cours des programmes expérimentaux.
- la dernière [section 3.4](#) retrace la méthodologie employée pour la modélisation numérique.

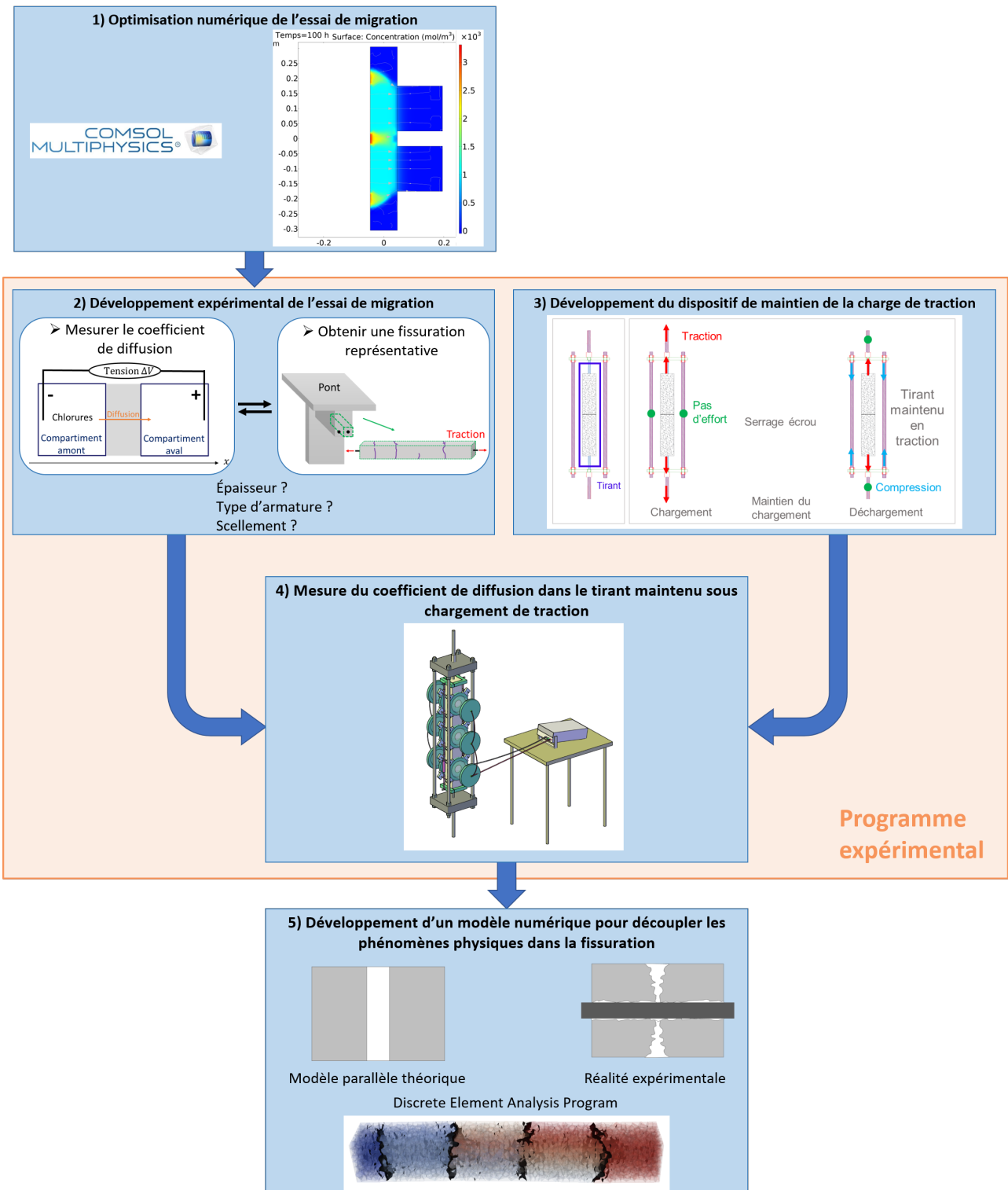


FIGURE 3.1 – Organisation du projet en différentes étapes numériques et expérimentales.

3.2 Dimensionnement numérique de l'essai de migration

Des simulations numériques des essais de migration ont été réalisées dans le but d'identifier plusieurs paramètres des essais en laboratoire. Ces simulations ont permis de déterminer quels paramètres avaient le plus d'influence sur la mesure du coefficient de diffusion et lesquels devaient être également vérifiés à l'aide

d'essais de validation simples avant d'entreprendre des essais sur tirant.

Tous les détails sur les simulations et l'analyse des résultats sont présentés dans le **chapitre 4** dédié au dimensionnement numérique de l'essai de migration. Pour toutes les études numériques complétées, différentes configurations d'essai numérique sont étudiées en faisant varier un paramètre à la fois. À chaque essai numérique, le coefficient de diffusion a été déterminé en régime permanent grâce à l'évolution de la concentration dans le compartiment aval. Pour rappel, en régime permanent, la concentration dans le compartiment aval évolue de façon linéaire en fonction du temps et la pente de cette évolution permet d'identifier le coefficient de diffusion.

Des études numériques en 2D ont été réalisées pour étudier l'influence du maillage sur les résultats, de la taille des cellules, de la concentration en chlorures et du potentiel électrique. Ensuite, une étude a permis d'identifier la configuration géométrique de l'essai de migration de référence. Par la suite, des simulations d'essai avec 2 et 3 cellules de diffusion ont été réalisées. Puis deux études sur l'influence de la fissuration ont été menées, la première dans le cas d'essais avec une unique cellule de diffusion et des fissures de différents types, la seconde dans le cas d'une fissure placée à différents endroits sur un tirant comprenant 2 cellules de diffusion. Une étude en 3D a aussi été ajoutée afin de confirmer les résultats précédents. Enfin, une modélisation des incertitudes a permis d'avoir du recul sur les résultats obtenus expérimentalement et de pouvoir appréhender les incertitudes dans les essais en laboratoire.

Le logiciel de simulations numériques par éléments finis COMSOL Multiphysics® a été utilisé pour ces études. Ce dernier utilise un maillage triangulaire avec des fonctions de base linéaire. Une méthode de différentiation rétrograde d'ordre 1 ou 2 a été utilisée pour la résolution des équations, avec un choix opéré par le logiciel.

3.3 Méthodes et programmes expérimentaux

Cette section est consacrée à la description des méthodes et programmes expérimentaux permettant la mesure du coefficient de diffusion sur un tirant en béton armé maintenu sous chargement de traction. Dans un premier temps, les spécimens d'essais et les matériaux utilisés sont décrits. Puis les méthodes spécifiques à chaque partie des essais sur tirants sont abordées, soit la procédure de chargement mécanique, le système de maintien de la charge, la mesure de l'ouverture de fissure et enfin, l'essai de migration.

3.3.1 Spécimens d'essais

L'objectif du programme expérimental étant de mesurer le coefficient de diffusion dans des conditions les plus proches de la réalité des structures, ainsi le spécimen testé est en béton armé, maintenu sous chargement mécanique et fissuré. Le spécimen prismatique choisi, un tirant, représente une armature et son béton d'enrobage, situés à la fibre inférieure d'un élément de structure en béton armé chargé en flexion, tel qu'une poutre de pont (**figure 3.2**). Cette géométrie est directement inspirée d'un montage de mesure de perméabilité à l'eau sous chargement de traction, développé antérieurement à Polytechnique Montréal [30]. Par cette géométrie, un chargement uniforme en flexion appliqué sur la poutre de pont est équivalent à un chargement en traction pour le tirant considéré. Dans l'essai réalisé, l'armature met le béton en traction et non l'inverse comme dans la réalité. Les mécanismes de rupture dans le béton sont néanmoins les mêmes, ce qui signifie que la configuration de la fissuration retrouvée dans le tirant en béton armé est très similaire à celle observée sur une poutre de pont.

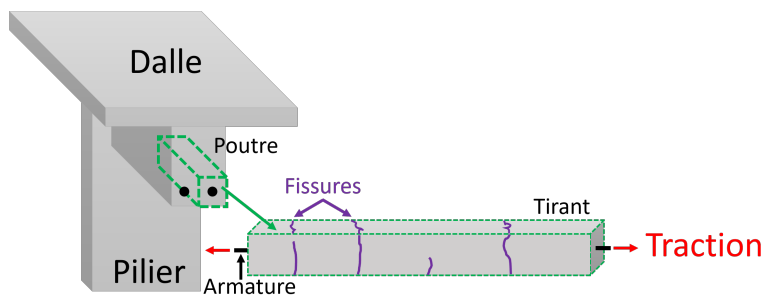


FIGURE 3.2 – Schématisation de la localisation du spécimen dans une structure de pont.

Le chargement mécanique de traction imposé au tirant initie tout d'abord de l'endommagement diffus dans le béton. Ensuite, l'endommagement va se localiser plus généralement au centre du tirant, formant une macro-fissure dans le béton. Après la localisation d'une fissure, il est attendu que de l'endommagement diffus sont encore présent en dehors de la zone fissurée. Le choix a alors été fait de réaliser des mesures de diffusion des chlorures simultanées sur 3 zones du tirant : une mesure centrée sur la macro-fissure (zone chargée, fissurée) et deux mesures dans les zones d'endommagement diffus à l'extérieur de cette zone fissurée (zones chargées non fissurées, avec présence d'endommagement diffus).

La géométrie des tirants testés, que ce soit la section ou la longueur des tirants, ainsi que le type d'armature varie dans les programmes expérimentaux de développement. La géométrie du tirant a cependant été constante dans le programme expérimental principal et est illustrée à la [figure 3.3](#). Le détail des différents programmes expérimentaux avec les choix de spécimens testés est donné dans la [sous-section 3.3.7](#).

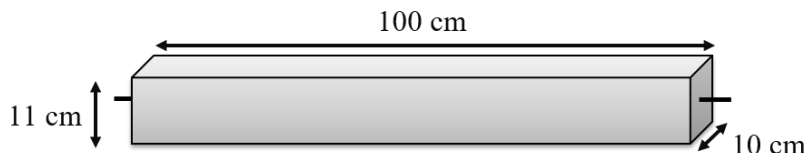


FIGURE 3.3 – Géométrie des tirants testés dans le programme expérimental.

3.3.2 Matériaux à l'étude

Le béton étudié est un béton ordinaire de rapport eau/liant égal à 0,6. Le rapport eau/liant a été choisi afin de limiter la longueur de l'essai de migration sur les tirants non chargés, compte tenu de la section épaisse du tirant. Le ciment utilisé est un ciment Portland à usage général canadien (type GU - General Use), équivalent à un ciment CEM I. La composition du béton est donnée dans le [tableau 3.1](#), tandis que les propriétés mécaniques du béton sont données dans le [tableau 3.2](#).

La barre d'armature choisie pour le tirant final est une barre M10 en acier de diamètre de 11,3 mm et de nuance canadienne 400W. Elle est recouverte d'une résine époxy. Une retouche du recouvrement en époxy est effectuée avant utilisation afin de s'assurer de la couverture parfaite et d'éviter la corrosion par piqûre qui pourrait avoir lieu au niveau des imperfections.

TABLEAU 3.1 – Composition du béton ordinaire testé.

Composants	Quantité unitaire (kg m ⁻³)
Ciment GU	375
Eau	225
Sable fin	681,2
Sable grossier	170,3
Gravier	774
Superplastifiant	0,43

TABLEAU 3.2 – Propriétés mécaniques du béton à 28j (résistance à la traction obtenue avec un essai brésilien).

Propriétés	Valeurs
Résistance à la compression	37,6 MPa
Résistance à la traction	2,3 MPa
Module d'Young	28,7 GPa

3.3.3 Procédure de chargement mécanique

Une presse hydraulique universelle de capacité 2,5 MN permet le chargement de traction sur le tirant en béton armé (figure 3.4). Pendant les essais, un capteur LVDT est placé sur chacune des faces du tirant pour mesurer son élongation totale. Le chargement est contrôlé en déplacement avec l'élongation moyenne de deux de ces capteurs, placés sur des faces opposées du spécimen. Le taux de chargement est de 0,1 mm/min.

Lors des essais principaux, le critère d'arrêt du chargement sur les tirants est un déplacement moyen égal à 0,2 mm, qui initie la localisation de la première macro-fissure. L'objectif du programme expérimental principal est d'explorer une large gamme d'ouverture de la macro-fissure (idéalement entre 0 et 250 µm). Dépendamment de l'ouverture de fissure souhaitée, le tirant peut alors :

- être chargé manuellement pour ouvrir davantage la fissure ou obtenir une deuxième macro-fissure ;
- être déchargé manuellement pour fermer partiellement la fissure ;
- être gardé dans le même état de chargement.

Ainsi, pour chaque tirant, la charge mécanique finale est différente. Une fois l'état de fissuration souhaité atteint, le déplacement du vérin est maintenu afin de mettre en place le dispositif de maintien de la charge qui bloquera tout changement ultérieur d'allongement du tirant (sous-section 3.3.4). Enfin, la charge appliquée par la presse est diminuée avec une vitesse égale à 0,1 mm/min jusqu'à atteindre un effort nul, indiquant que toute la charge a été transférée au système de maintien de la charge.

3.3.4 Système de maintien de la charge de traction

Un système de maintien de la charge de traction a été développé pour réaliser les essais de migration sur le tirant en béton armé maintenu sous traction en dehors de la presse hydraulique. Le dispositif de maintien de la charge est composé de tiges filetées, plaques d'acier et écrous (figure 3.4). Le transfert d'effort entre

la tige placée dans les mâchoires de la presse et l'armature du tirant testé s'effectue par l'intermédiaire d'un manchon conique permettant de solliciter toute la section de l'armature.

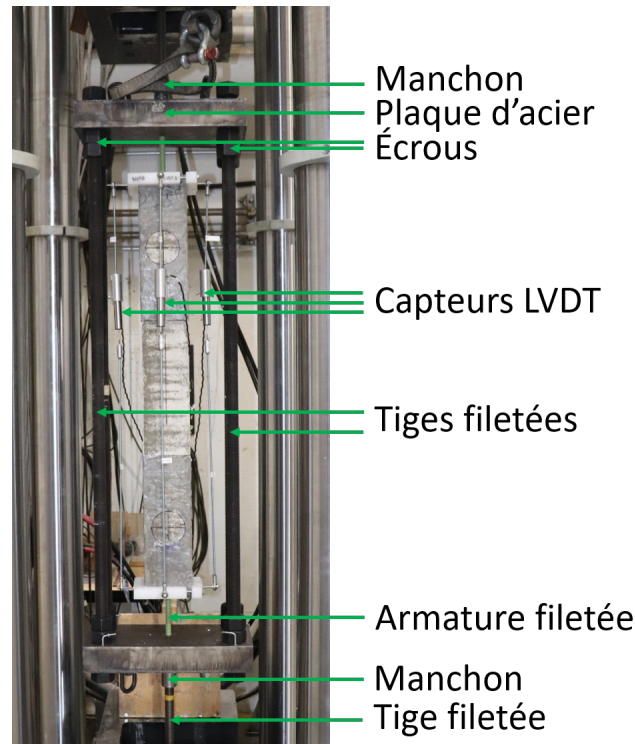


FIGURE 3.4 – Tirant en béton armé et dispositif de maintien de la charge.

Le principe d'utilisation du dispositif de maintien de la charge est donné sur la [figure 3.5](#) :

- Pendant la phase de chargement, les écrous du dispositif ne sont pas en contact avec les plaques d'acier, ce qui permet ainsi de transmettre l'effort de la presse hydraulique au tirant en béton armé.
- Une fois que le déplacement souhaité est atteint dans le tirant, le chargement est maintenu par la presse pour permettre le serrage des écrous jusqu'au contact des plaques d'acier. Le tirant est alors bloqué en déplacement par le dispositif de maintien de la charge.
- Enfin, le déchargement de la presse hydraulique permet de mettre les tiges filetées en compression et de maintenir la traction dans le tirant en béton armé. Il est alors possible de sortir le tirant en béton armé, maintenu en traction par le dispositif, de la presse hydraulique.

Le protocole de chargement et d'utilisation du dispositif de maintien de la charge est détaillé dans l'[Annexe B](#).

Après l'essai de migration, le tirant doit être déchargé. Pour ce faire, le tirant et le dispositif de maintien sont replacés dans la presse et chargés en traction jusqu'au déplacement qui avait été imposé dans l'étape de chargement. Une fois ce déplacement atteint, les écrous sont desserrés pour enlever le contact avec les plaques d'acier. Enfin, le tirant est à nouveau contrôlé en déplacement par la presse pour être déchargé complètement. Le protocole est également fourni dans l'[Annexe B](#).

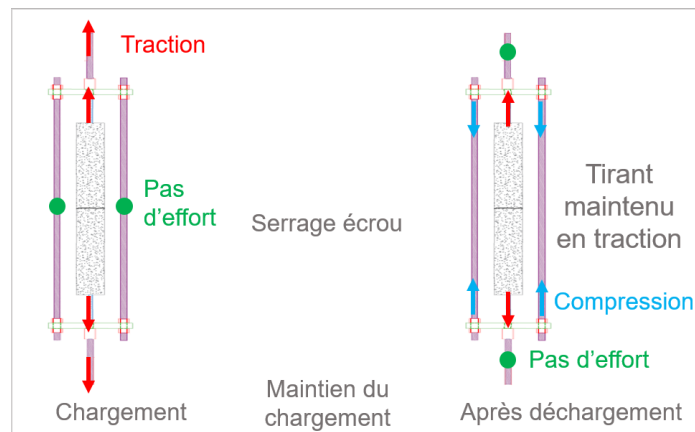


FIGURE 3.5 – Principe d'utilisation du dispositif de maintien de la charge : phase de chargement, de maintien de la charge et de déchargement.

Le développement de ce dispositif de maintien de la charge est détaillé dans le [chapitre 5](#). Un modèle de calcul sectionnel de type poutre a d'abord permis de déterminer grossièrement l'épaisseur des plaques d'acier du dispositif, qui a pu être affiné avec un modèle de type plaque. Des simulations avec le logiciel Abaqus ont ensuite été effectuées pour confirmer les résultats des deux modèles. Enfin, une validation expérimentale a permis de vérifier que, lors du transfert de charge de la presse au dispositif de maintien, la flèche atteinte au centre des plaques est négligeable et ne modifie pas significativement l'élongation du tirant pendant l'essai de migration.

3.3.5 Mesure de l'ouverture de fissure

Afin de mesurer l'ouverture des fissures dans le tirant, deux méthodes ont été utilisées pendant toute la campagne expérimentale : la mesure avec la corrélation d'images numériques et un microscope optique.

La méthode de corrélation d'images numériques (en anglais *Digital Image Correlation*, DIC) consiste à photographier périodiquement la surface d'un spécimen préalablement peinte en blanc puis recouverte d'un mouchetis noir. La comparaison des images prises durant un essai de traction sur le tirant, par rapport à une image de référence prise en début d'essai, permet de déterminer le champ de déformation ou encore l'ouverture des fissures créées. La qualité du contraste entre le fond blanc et le mouchetis détermine la qualité des résultats obtenus. La capture des images se fait avec deux caméras monochromes de résolution 2048×2048 (4 Mégapixels). La version 8 du logiciel *Vic3D* est ensuite utilisé pour le traitement et la corrélation des images. Cette méthode a été utilisée pendant l'application du chargement de traction lors du programme expérimental préliminaire.

L'ouverture de fissure peut également être mesurée avec un microscope optique. En allant déterminer l'ouverture de fissure en différents points le long de la fissure, il est alors possible de déterminer une ouverture de fissure moyenne. La procédure utilisée pour le calcul de l'ouverture de fissure moyenne est présentée sur la [figure 3.6](#). Pour chaque face, une photographie est prise tous les 5 mm sur la largeur du tirant le long de la fissure avec le microscope optique avec l'aide d'un repère tracé au feutre sur le béton. La mesure est alors prise au milieu du repère en reliant les deux lèvres de la fissure. Cette méthode a été utilisée pour mesurer l'ouverture de fissures avant et après l'essai de migration des chlorures. En effet, la présence du scellement lors des essais de migration ne permet pas d'appliquer la méthode de DIC sur les tirants dédiés à ces essais.

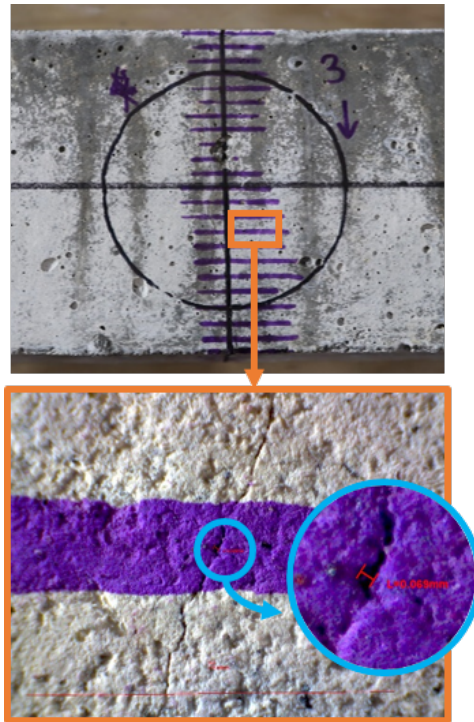


FIGURE 3.6 – Méthodologie de mesure de l'ouverture de fissure : quadrillage pour la mesure, prise de mesure et lecture de l'ouverture de fissure entre les lèvres de la fissure.

3.3.6 Essai de migration

Dans ce projet, dans le cadre du développement de l'essai de migration (programme préliminaire), des spécimens en béton avec ou sans armature, fissurés ou non, ont été testés. Dans le cadre du programme principal, pour chaque essai de migration, un tirant en béton armé maintenu sous chargement a été testé en parallèle d'un tirant en béton armé non chargé (référence). Par la suite, si nécessaire, la distinction sera faite entre essais de migration réalisés sur spécimens maintenus sous traction et spécimens non chargés.

Pour rappel, le principe des essais de migration en régime stationnaire est le suivant. Une cellule contenant une solution de chlorures avec une concentration constante est placée d'un côté du spécimen (amont), tandis qu'une seconde contenant une solution sans chlorures est placée de l'autre côté (aval). Un potentiel électrique constant est imposé entre ces deux cellules. À mesure que les chlorures traversent le spécimen, la concentration en chlorures augmente dans la solution aval. Cette évolution est linéaire en régime permanent avec une pente dépendante du coefficient de diffusion. La configuration de l'essai est donnée sur la [figure 3.7](#).

Les essais développés dans le cadre de cette thèse se basent sur la norme NT Build 355 [21]. Celle-ci a néanmoins dû être adaptée pour la configuration testée. Les différents paramètres de la norme et des essais du programme expérimental principal sont présentés dans le [tableau 3.3](#). Par ailleurs, comme pour certains auteurs de la littérature [31, 65, 83], un changement de solution en aval est ajoutée 7 jours après le début de l'essai de migration. Les différentes modifications apportées à la norme sont issues du programme expérimental préliminaire et sont détaillées dans le [chapitre 5](#).

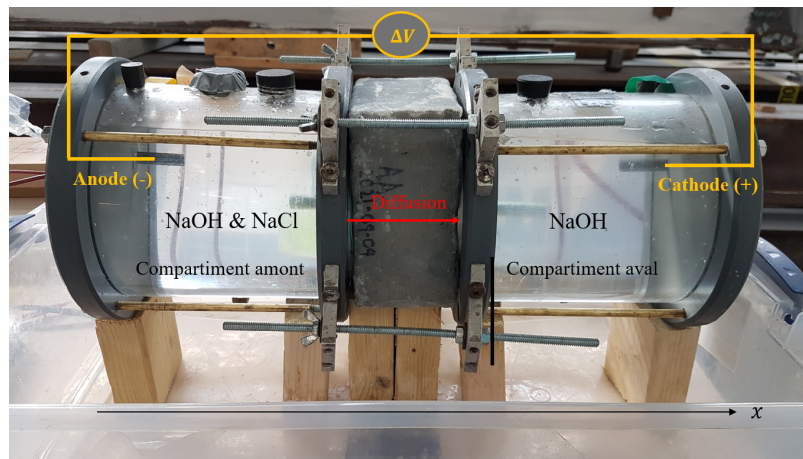


FIGURE 3.7 – Dispositif des essais de migration : à gauche, compartiment amont ; au centre, spécimen de béton testé ; à droite, compartiment aval.

TABLEAU 3.3 – Paramètres des essais de migration de la norme NT Build 355 et du programme principal.

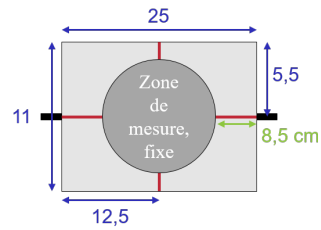
Paramètres	Norme NT Build 355	Programme expérimental
Forme du spécimen	Cylindre	Prisme
Épaisseur	5 cm	10 cm
Tension	> 12 V	65 V
Volume des cellules	0,3 L	2,85 L
Solution amont	0,8 M <i>NaCl</i>	0,5 M <i>NaCl</i> & 0,3 N <i>NaOH</i>
Solution aval	0,3 N <i>NaOH</i>	0,3 N <i>NaOH</i> , renouvelée après 7 jours

Chaque condition d'essai est étudiée avec 2 tirants : un petit non chargé, qui représente la référence (figure 3.8a) et un grand tirant avec chargement et fissure (figure 3.8b). Dans le cas du grand tirant, à la différence des essais de migration réalisés classiquement, plusieurs essais de migration sont réalisés simultanément sur le même spécimen. Le chapitre 4 décrit les vérifications réalisées pour déterminer la distance minimale de 10 cm nécessaire entre chaque paire de cellules de diffusion pour éviter des interactions entre les essais. Les zones de mesure aux extrémités sont fixes pour tous les spécimens, tandis que la zone centrale sera placée de sorte à se trouver au minimum à 10 cm des cellules des extrémités et sur la macro-fissure formée pendant le chargement mécanique.

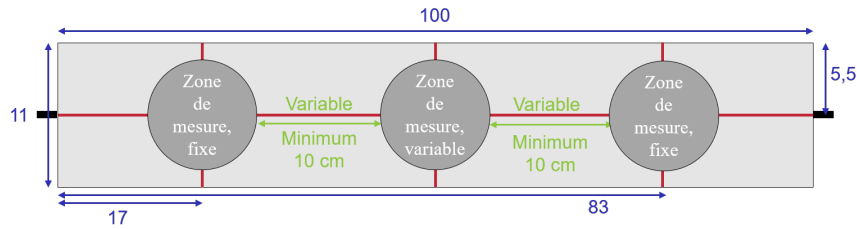
Les essais de migration de référence du programme principal et la majorité de ceux du programme préliminaire sont réalisés sur un petit tirant de béton. Dans ce cas, les cellules sont centrées sur le spécimen.

Les essais de migration sont réalisés sur du béton saturé, c'est-à-dire que la porosité est entièrement remplie d'eau. Pour obtenir cet état de saturation, les tirants sont placés en cure en chambre humide (humidité relative supérieure à 95 %) à partir du décoffrage à 24 h et jusqu'à 3 jours avant la réalisation de l'essai de migration. À cette échéance, les tirants sont placés dans une solution à 0,3 N de *NaOH*, comme la solution contenue initialement dans le compartiment aval.

Afin de maintenir la saturation constante pendant l'essai, les tirants sont scellés avec un silicone en dehors des zones de mesure. Pour les tirants chargés mécaniquement, une zone située au centre du tirant (13



(a) Petit tirant pour essai de référence.



(b) Grand tirant pour essai sous chargement avec ou sans fissure.

FIGURE 3.8 – Configuration des tirants pour chaque condition d’essai.

cm de chaque côté du centre) n’est pas scellée afin de ne pas gêner le développement de la macro-fissuration. Le scellement de cette dernière partie sera réalisé juste avant le début de l’essai de migration.

Pour les essais de migration sur tirant maintenu sous charge de traction, le tirant est tout d’abord sollicité dans la presse hydraulique de telle sorte à atteindre le déplacement visé. Le transfert de charge entre la presse et le système de maintien de la charge a ensuite lieu puis le spécimen, maintenu en charge dans ce système, est sorti de la presse et l’ouverture de fissure (macro-fissure) est mesurée. Enfin, la zone sur laquelle la mesure du coefficient de diffusion sera effectuée dans la partie centrale est déterminée. La zone non scellée autour de cette zone de mesure est alors recouverte de silicone. Les essais de migration peuvent alors débuter dans les zones de mesure aux extrémités (zones chargées, non fissurées). Pour la zone centrale (zone chargée, fissurée), l’essai de migration est démarré le lendemain afin de permettre au silicone de durcir.

Dans le cas du tirant non maintenu sous charge (référence, non chargé), le scellement ayant été réalisé 10 jours avant le début de l’essai, l’essai de migration débute directement le jour J.

Un récapitulatif du protocole de préparation d’un essai sur tirant maintenu sous chargement est donné sur la [figure 3.9](#).

Une fois les essais de migration démarrés, la température, la tension et l’intensité aux bornes du spécimen sont mesurées sur les cellules matin et soir tous les jours ouvrés afin de suivre leur évolution jusqu’à la fin de l’essai de migration. Le premier prélèvement de solution dans le compartiment aval a lieu 7 jours après le jour du chargement, pour toutes les zones d’étude, même sur la zone centrale. Après ce premier prélèvement, la solution du compartiment aval est renouvelée. Cinq autres prélèvements ont alors lieu à partir du lendemain matin, avec un prélèvement le matin et un le soir pendant 2 jours et demi. Chacun des prélèvements est réalisé avec une pipette manuelle de volume 4 mL. Une vérification du volume est systématiquement faite avec la masse de l’échantillon. La solution prélevée n’est pas remplacée à partir du deuxième prélèvement et il faut prendre en compte la perte de volume dans la cellule dans la détermination des concentrations aux prélèvements suivants.

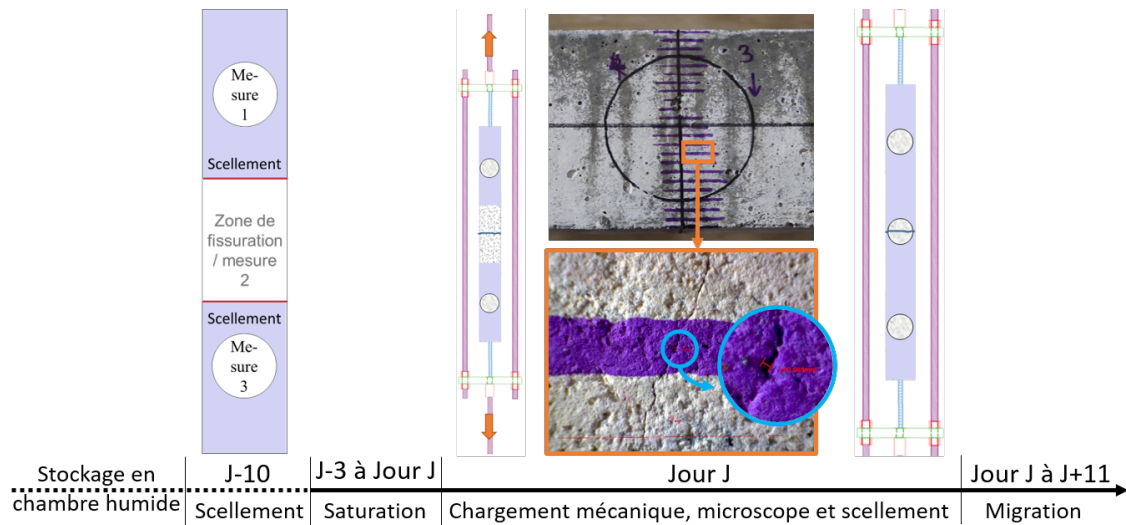


FIGURE 3.9 – Étapes du protocole expérimental de mesure sur tirant en béton armé maintenu sous chargement de traction.

La concentration en chlorures dans les échantillons de solution aval est déterminée par titration potentiométrique au nitrate d'argent en concentration $0,1 \text{ mol L}^{-1}$. Un ajustement est ensuite effectué pour déterminer la concentration dans le compartiment aval comme si la solution n'avait pas été changée et en prenant en compte la perte de volume liée aux échantillons déjà prélevés. Ainsi, la concentration corrigée c_n est donnée par l'équation (3.1) en fonction du numéro de l'échantillon n , des concentrations de l'échantillon i déterminées en titration c'_i , du volume de la cellule V_{cel} et du volume de l'échantillon $V_{éch}$.

$$\begin{cases} c_1 = c'_1 \\ c_2 = c'_1 + c'_2 \\ c_n = c'_1 + \left(1 - \frac{V_{éch}}{V_{cel}}(n-1)\right) \times c'_n + \frac{V_{éch}}{V_{cel}} \times \sum_{i=2}^{n-1} c'_i \quad \forall n > 2 \end{cases} \quad (3.1)$$

Le coefficient de diffusion peut alors être déterminé à partir de la pente de la variation temporelle de la concentration aval c_{aval} . En effet, en se plaçant en régime permanent, la seconde loi de Fick (équation (2.2)) donne un flux de chlorures constant à travers le béton, c'est-à-dire que les flux entrant et sortant du spécimen de béton sont égaux. Le flux entrant peut alors s'écrire en fonction de la concentration amont c_{amont} selon l'équation (3.2) en utilisant l'équation de Nernst-Planck (équation (2.4)), donnée avec les paramètres correspondants dans la section 2.1 du chapitre 2. De plus, le champ électrique est constant dans le spécimen et est égal à la différence de potentiel ΔV divisée par l'épaisseur du spécimen e .

$$J_{entrant}(t) = \frac{F}{RT} D_c c_{amont} \frac{\Delta V}{e} \quad (3.2)$$

Quant au flux sortant, un bilan de flux sur la surface de contact entre le spécimen et le compartiment aval permet d'écrire l'équation (3.3) avec $Q(t)$ le nombre de moles traversant la surface $S_{béton}$ pour rejoindre le compartiment de volume V_{cel} pendant l'intervalle de temps $\Delta t = t - 0$.

$$J_{\text{sortant}}(t) = \frac{\Delta Q(t)}{\Delta t} = \frac{1}{S_{\text{béton}} t} V_{\text{cel}} c_{\text{aval}}(t) \quad (3.3)$$

Ainsi, l'égalité entre les flux entrant et flux sortant permet d'écrire une relation linéaire entre la concentration dans le compartiment aval et le temps (équation (3.4)). Pour chaque essai, une régression linéaire sur la concentration aval permet de déterminer le coefficient de diffusion effectif D_c , intervenant dans la relation entre la concentration aval et le temps.

$$c_{\text{aval}}(t) = \frac{F S_{\text{béton}} c_{\text{amont}} \Delta V}{V_{\text{cel}} R T e} D_c t \quad (3.4)$$

À la fin des essais de migration, les cellules de migration sont démontées. Puis, une nouvelle mesure de l'ouverture de fissure est réalisée pour les zones macro-fissurées afin de comparer la mesure avec celle effectuée avant l'essai de migration et déterminer si la fissure s'est refermée. Enfin, le tirant est déchargé et sorti du dispositif de maintien de la charge en suivant la procédure décrite à la sous-section 3.3.4.

3.3.7 Programmes expérimentaux

Le programme expérimental se divise en un programme préliminaire, concernant les différentes étapes du développement de l'essai de migration sur tirant maintenu sous chargement de traction et un programme principal.

3.3.7.1 Développement expérimental de l'essai de migration sur tirant en béton armé maintenu sous chargement de traction (programme préliminaire)

Le programme expérimental préliminaire a eu pour objectif de développer toutes les facettes des essais du programme principal. Ainsi, trois parties peuvent être distinguées dans ce programme expérimental préliminaire concernant :

1. Le développement de l'essai de migration ;
2. La détermination du type de spécimen ;
3. Le développement d'un dispositif de maintien de la charge.

Pour le programme préliminaire 1, les paramètres testés sont l'épaisseur du spécimen, la tension imposée aux bornes du tirant, le type d'armature, le changement de solution et l'impact de la fissuration sur un tirant déchargé. Ainsi, une armature en acier utilisée classiquement en construction ("classique"), une armature en acier recouverte d'époxy ("époxy"), une armature conventionnelle recouverte d'une gaine isolante ("gaine") et une armature composite en fibre de verre et résine polymère ("composite") ont été testées. Les objectifs de chaque série d'essais et les paramètres sont détaillés dans le tableau 3.4.

TABLEAU 3.4 – Essais réalisés pour le programme expérimental préliminaire 1.

Objectifs	Noms des spécimens	Épaisseur (cm)	Tension ($V\text{ cm}^{-1}$)	Type d'armature	Changement de solution	Fissuration
1 - Tester deux essais successifs sur le même spécimen	1 - 1	2	12	Aucune	-	-
	1 - 2					
2 - Tester différents types d'armature	2 - Référence	2	12	Aucune	-	-
	2 - Époxy			Époxy		
	2 - Gaine			Gaine		
	2 - Composite			Composite		
3 - Tester l'épaisseur souhaitée	3 - Référence	10	8,5	Aucune	-	-
	3 - Époxy			Époxy		
4 - Optimiser la tension imposée	4 - 5 V	10	5	Aucune	-	-
	4 - 6,5 V		6,5	Époxy		
5 - Optimiser le changement de solution	5 - Référence	8,5	6,5	Aucune	-	-
	5 - Aval				Aval	
	5 - Aval et amont				Aval et Amont	
6 - Tester différentes épaisseurs et l'impact de la fissuration	6 - 7 cm déchargé, fissuré 1	7	6,5	Époxy	Aval	Oui
	6 - 7 cm déchargé, fissuré 2					
	6 - 8,5 cm déchargé, fissuré					
	6 - 8,5 cm déchargé, non fissuré					
7 - Étudier l'impact de 2 cellules proches et observer la variabilité	7 - 1	10	6,5	Époxy	Aval	-
	7 - 2					
	7 - 3					
	7 - 4					
8 - Vérifier la géométrie finale et l'impact de la fissuration	8 - Référence	10	6,5	Époxy	Aval	-
	8 - Déchargé, non fissuré 1					
	8 - Déchargé, fissuré					Oui
	8 - Déchargé, non fissuré 2					-

Le programme préliminaire 2 concerne les paramètres géométriques du tirant et le type d'armature. En effet, il n'est pas possible d'utiliser une armature conventionnelle dans le tirant en raison du risque de corrosion. Le choix de l'armature et la composition du béton a donc nécessité plusieurs essais mécaniques en traction avec différentes épaisseurs de tirant pour obtenir un patron de fissuration similaire à celui d'un tirant en béton armé avec une armature conventionnelle. Un béton haute performance de rapport eau/liant égal à 0,43 (BHP 50) et le béton ordinaire de rapport eau/liant égal à 0,6 (BO 35), présenté dans le [tableau 3.1](#).

Les différentes configurations testées sont présentées dans le [tableau 3.5](#). Les essais de ce programme préliminaire sont nommés d'après le numéro de l'objectif, le type d'armature, l'épaisseur du tirant et le numéro du tirant.

TABLEAU 3.5 – Essais réalisés pour le programme expérimental préliminaire 2.

Objectifs	Nombre de spécimens	Type d'armature	Épaisseur (cm)	Longueur (cm)	Largeur (cm)	Type de béton
1. Tester les types d'armature	3	Classique	10	100	10	BHP 50
	3	Gaine				
	3	Époxy				
	1	Composite				
2. Tester le béton et les épaisseurs	3	Époxy	7	61	10	BO 35
	3		8,5			
	3		10			

Le programme préliminaire 3 concerne le développement d'un dispositif de maintien de la charge permettant de sortir le tirant en béton armé de la presse hydraulique tout en maintenant le chargement en traction. Ce développement s'est fait selon les 3 étapes suivantes :

- Un modèle sectionnel de type poutre pour dégrossir l'épaisseur de plaques nécessaire, raffinée par la suite avec un modèle sectionnel de type plaque ;
- Un modèle Abaqus pour confirmer les résultats obtenus avec les modèles poutre et plaque ;
- Des validations expérimentales pour vérifier que le transfert de charge entre la presse et le dispositif se déroule comme prévu.

Les résultats des 3 programmes expérimentaux préliminaires sont donnés dans le [chapitre 5](#).

3.3.7.2 Détermination du coefficient de diffusion dans des conditions de fissuration proches de la réalité des structures (programme principal)

Dans le programme expérimental principal, l'objectif est d'effectuer des mesures du coefficient de diffusion sur un tirant en béton armé, fissuré et maintenu sous chargement. Deux séries d'essai ont été menées.

Dans la première série d'essais (essais 1 à 6), six grands tirants ($100 \times 11 \times 10 \text{ cm}^3$), issus d'un même lot de fabrication, ont été testés à différentes échéances. En parallèle, six petits tirants de référence

($25 \times 11 \times 10 \text{ cm}^3$), fabriqués dans le même lot et ayant subi exactement les mêmes conditions, excepté le chargement mécanique, ont également été testés.

Dans la deuxième série d'essais (essais 7 à 11), cinq grands tirants issus d'un second lot de fabrication, ont été testés à différentes échéances. Des petits tirants (référence) ont également été testés en parallèle.

L'objectif du chargement mécanique appliqué sur les tirants était d'obtenir la localisation de la première macro-fissure dans la zone centrale. La localisation d'une deuxième fissure a également été atteinte sur un des tirants. Sur l'ensemble du programme expérimental principal, les ouvertures de fissures varient entre 80 et 245 μm . Les autres zones non fissurées se trouvent alors sous chargement avec un endommagement diffus du fait du champ de déformation non homogène dans le tirant en béton armé. Ainsi, pour chaque échéance testée, une (éventuellement deux) mesure du coefficient de diffusion des chlorures en condition fissurée, deux (éventuellement une) mesures en conditions chargées non fissurées et une mesure sur un tirant de référence étaient prévues, comme indiqué sur la [figure 3.10](#). Néanmoins, pour certaines échéances, la mesure sur la macro-fissure n'a pas été possible en raison de la non-étanchéité du silicone autour de la zone à tester. Pour d'autres échéances, des fuites sur les cellules de diffusion ont empêché la réalisation des essais. Ainsi, le [tableau 3.6](#) donne le récapitulatif des résultats obtenus pour chaque échéance.

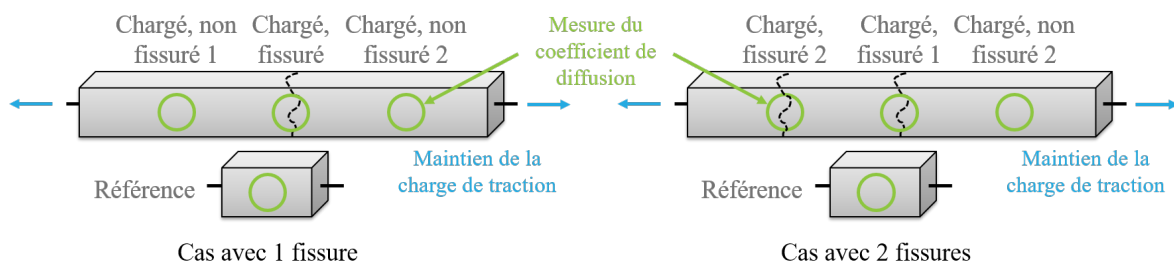


FIGURE 3.10 – Schématisation des essais réalisés à chaque échéance : trois essais de migration sur un tirant maintenu sous chargement de traction avec différentes configurations de fissuration et un essai de migration sur un tirant court de référence.

Les spécimens sont nommés selon le numéro de l'essai et le type de fissuration ("référence", "chargé, non fissuré 1", "chargé, non fissuré 2", "chargé, fissuré 1", etc). Les résultats sont donnés dans le [chapitre 6](#).

Les essais 7 à 11 ont été réalisés en intégralité par Annia Benchadi, stagiaire à Polytechnique Montréal sous la direction de Clélia Desmettre et Jean-Philippe Charron.

TABLEAU 3.6 – Type de mesure du coefficient de diffusion et âge du béton testé pour chaque essai du programme expérimental principal.

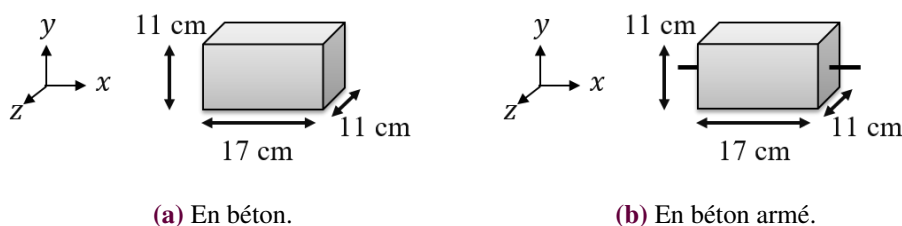
Numéro de l'essai	Maturité du béton au début de l'essai (j)	Conditions testées		
		Chargé, fissuré	Chargé, non fissuré	Référence
1	82	-	2	1
2	96	-	2	1
3	110	1	1	1
4	124	1	2	1
5	138	1	2	1
6	152	1	2	1
7	133	-	1	1
8	148	1	2	-
9	168	1	1	-
10	182	2	1	1
11	196	1	2	-

3.4 Méthodes de modélisation et programme d'essais numériques avec DEAP

La modélisation numérique réalisée dans cette thèse a pour objectif de calculer le coefficient de diffusion dans le béton contenant des macro-fissures présentant différentes configurations géométriques. L'introduction de tortuosité et de constrictivité dans les macro-fissures numériques permet de mieux étudier des phénomènes plus difficilement observables expérimentalement, pour ensuite permettre de mieux comprendre la réalité des fissures présentes dans les structures en béton armé et leur impact sur la diffusion des ions chlorures. Cette section vise à présenter la méthodologie utilisée pour réaliser ces modélisations numériques, effectuées avec le modèle lattice-particulaire DEAP décrit dans le [chapitre 2](#).

3.4.1 Géométrie, maillage et matériaux

Les spécimens testés numériquement sont des tirants de dimensions $17 \times 11 \times 11 \text{ cm}^3$ en béton ([figure 3.11a](#)) ou en béton armé ([figure 3.11b](#)), soit de section très similaire à celle utilisée dans les essais expérimentaux réalisés dans la thèse ($11 \times 10 \text{ cm}^2$). La longueur de 17 cm a été choisie pour représenter la zone effective de diffusion des chlorures dans le tirant en béton, comme indiqué dans le [chapitre 5](#).

**FIGURE 3.11** – Géométrie des tirants testés.

Les paramètres mentionnés dans cette section sont définis dans la [section 2.5](#) du [chapitre 2](#). La longueur

moyenne de poutre imposée pour la modélisation est $l_p = 1$ cm. Le niveau de régularité utilisé pour le maillage du tirant dépend des essais réalisés. Il est égal à 0 pour les maillages réguliers (figure 3.12a) et à 1 pour les maillages aléatoires (figure 3.12b).

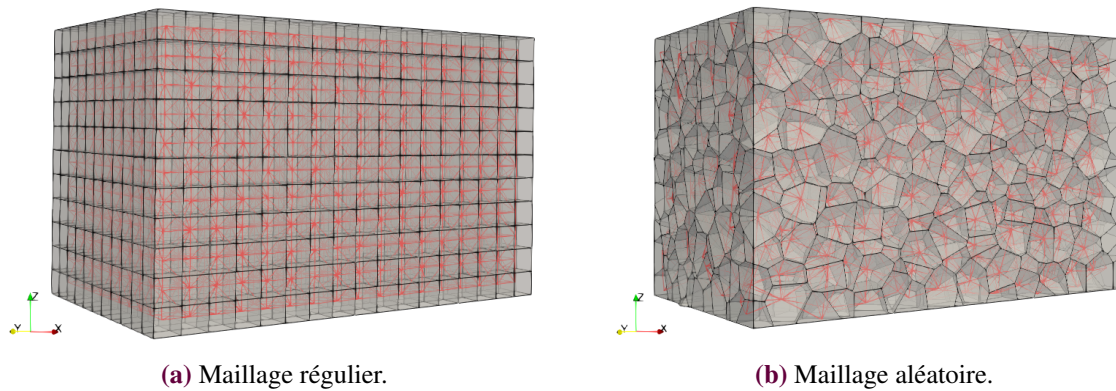


FIGURE 3.12 – Exemple de maillage utilisé pour la modélisation : en noir, le contour des particules ; en rouge, les poutres reliant les centres des particules.

Pour le tirant en béton armé, les centres des particules représentant l'armature en acier sont choisis au centre de la grille régulière utilisée pour générer le maillage, même si le maillage est aléatoire. Ainsi, l'armature est représentée par une série de poutres alignées, équivalente à une unique poutre droite, placée au centre de la section du tirant étudié (figure 3.13a) [55]. Les autres poutres représentant l'interface (figure 3.13b) et le béton (figure 3.13c)) peuvent alors être générées aléatoirement ou régulièrement.

Dans les essais réalisés, trois matériaux ont été représentés, le béton, l'acier et l'interface entre le béton et l'acier. Les paramètres nécessaires pour reproduire le comportement des matériaux et la méthode pour identifier ces paramètres sont décrits dans le chapitre 2. Le coefficient de diffusion est également nécessaire pour simuler le transport des chlorures. Les caractéristiques des matériaux sont résumés dans le tableau 3.7.

Les paramètres mécaniques élastiques et de rupture des poutres constituant le béton ont été identifiés par rapport à des essais de compression et de traction réalisés par Desmettre et Charron [29] sur un béton ordinaire. Puisque les poutres sont placées de façon aléatoire, il est normal que le module d'Young numérique soit élevé. Les paramètres mécaniques élastiques des poutres constituant l'acier ont également été identifiés par rapport aux travaux de Desmettre [30]. Il a été considéré que les poutres constituant l'acier restent élastiques pendant toute l'étude.

L'interface entre l'acier et le béton a été considérée comme parfaite. Son module d'Young et son coefficient d'inertie ont été choisis comme la moyenne des valeurs du béton et de l'acier. Les paramètres de rupture ont été pris égaux à ceux de l'acier.

Concernant le coefficient de diffusion D_e du béton et de l'interface, il est choisi avec une valeur constante proche de celles mesurées expérimentalement. Pour l'acier, il est choisi nul puisque la diffusion n'a pas lieu dans l'armature.

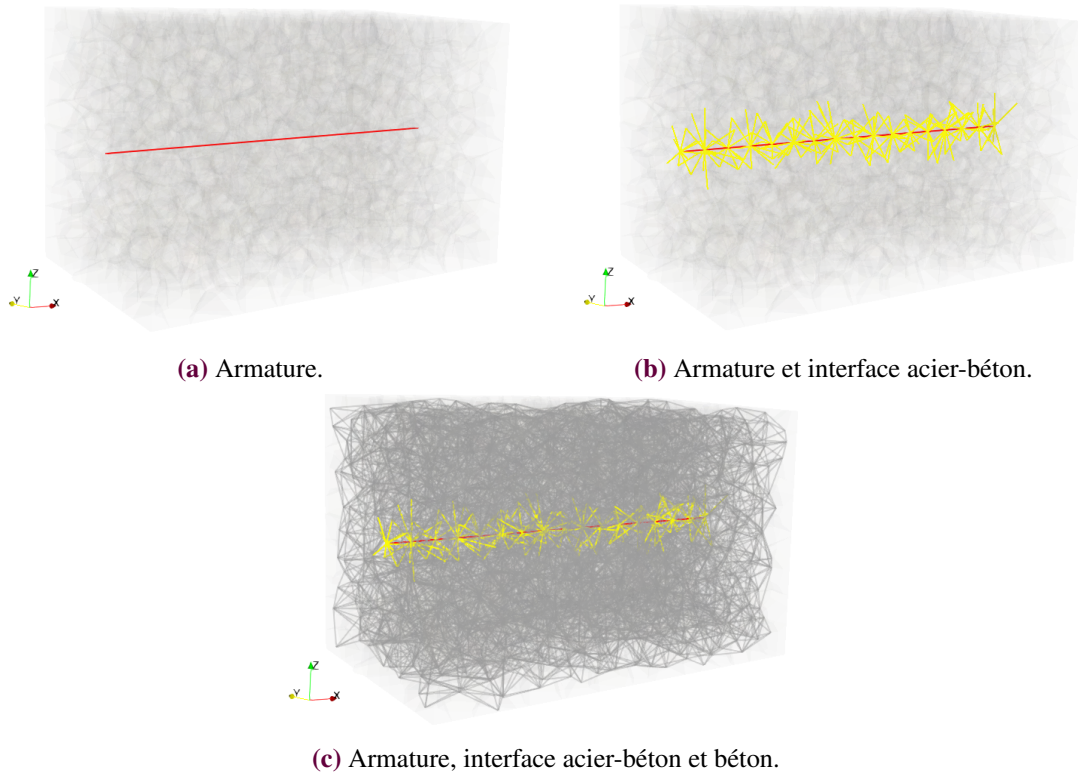


FIGURE 3.13 – Distinction des phases dans le réseau de poutres utilisé pour la modélisation du béton armé : en rouge, l'armature ; en jaune, l'interface acier-béton et en gris le béton.

TABLEAU 3.7 – Paramètres utilisés dans DEAP pour décrire les matériaux.

Paramètres	Béton	Acier	Interface
E_p (GPa)	67,8	206,6	137.2
α (-)	0,512	0,5	0,506
ε_{AB}^{cr} (-)	1.05×10^{-4}	∞	∞
θ_{AB}^{cr} (-)	9×10^{-3}	∞	∞
D_e (m ² s ⁻¹)	1×10^{-12}	0	1×10^{-12}

3.4.2 Chargement mécanique imposé

Pour l'ensemble des simulations, le chargement mécanique appliqué au tirant est réalisé en traction uniaxiale selon l'axe \underline{x} (figure 3.11) afin de créer une fissure dans le plan $y - z$. La face du tirant $x = 0$ cm est systématiquement bloquée en déplacement et en rotation sur tous les axes. Pour la face située en $x = 17$ cm, plusieurs cas sont étudiés :

- Si le tirant contient une armature, un déplacement selon l'axe \underline{x} peut être imposé :
 - soit sur la particule représentant l'armature sur cette face ;
 - soit sur toute la face.
- si le tirant ne contient pas d'armature, la face entière ($x = 17$ cm) subit un déplacement selon l'axe \underline{x} . Le niveau de déplacement imposé dépend de l'essai réalisé. De même, le type de chargement dépend de la configuration testée :

- Dans le cas de la simulation d'une fissure pincée dans du béton non armé, le déplacement imposé sur la face est une fonction linéaire par morceaux selon z (figure 3.14).
- Dans les autres cas, le déplacement est constant sur toute la face.

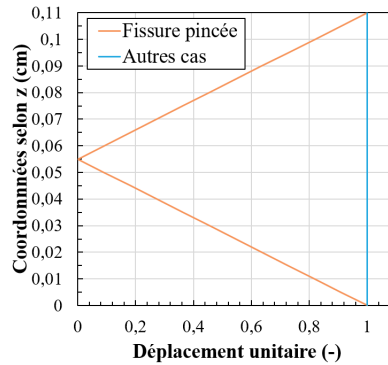


FIGURE 3.14 – Déplacement unitaire imposé sur la face ($x = 17$ cm) lors des simulations de fissures pincées dans le béton non armé.

3.4.3 Prise en compte de la fissuration pour l'étude de la diffusion

Quelles que soient les méthodes de discrétisation utilisées, le couplage entre mécanique et diffusion peut s'effectuer par l'intermédiaire de la prise en compte de la fissuration via un coefficient de diffusion augmenté localement.

Dans le cas des méthodes lattice-particulaires avec discrétisation par éléments polygonaux, deux possibilités de modélisation sont envisageables. En effet, la fissuration a lieu à l'interface entre les particules, de façon perpendiculaire aux poutres du réseau lattice, sur la triangulation de Delaunay. Or, la diffusion s'effectue principalement dans la fissure. En 2 dimensions, les frontières des polygones constituent aussi un réseau de poutres, comme le montre la figure 3.15. C'est ce qui s'appelle la dualité Delaunay-Voronoi [37]. Néanmoins, cette dualité n'existe pas en 3D, les frontières des polygones étant des surfaces et non des poutres. Ainsi, il est possible de résoudre les équations de diffusion/migration en 2D sur le lattice utilisé également pour la résolution mécanique [98] ou bien sur son dual [37].

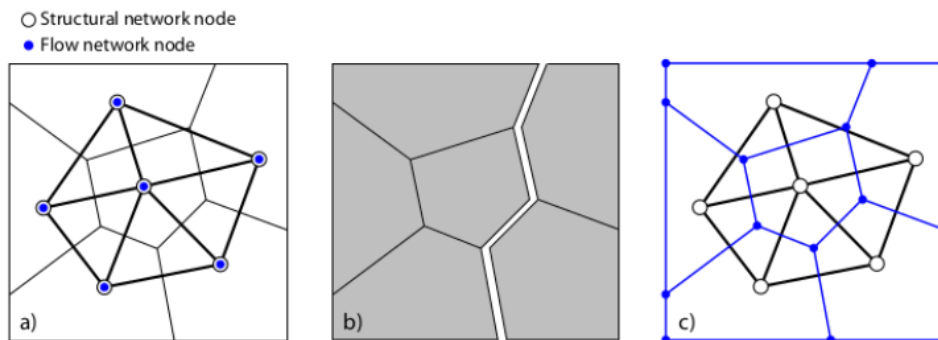


FIGURE 3.15 – Dualité Delaunay-Voronoi [37].

Puisqu'il est difficile de définir un dual dans le cas d'un travail en 3D, l'utilisation du maillage mécanique dans ce travail a été privilégié. Néanmoins un travail a été mené pour mieux prendre en compte la fissuration

dans le calcul de diffusion. Pour rappel, lors de la résolution mécanique dans DEAP, des poutres peuvent atteindre le critère de rupture et être cassées. Ainsi, pour une poutre cassée reliant deux particules, la fissure se produit à l'interface entre les particules, orthogonalement à la poutre cassée (figure 3.16a). Or, le calcul de diffusion est effectué sur les poutres, ce qui signifie que, lors de la prise en compte de la fissuration, cette prise en compte n'est pas faite dans la bonne direction (figure 3.16b). Pour prendre en compte cette problématique, les fissures ont été projetées sur les poutres "parallèles" à la fissure (figure 3.16c).

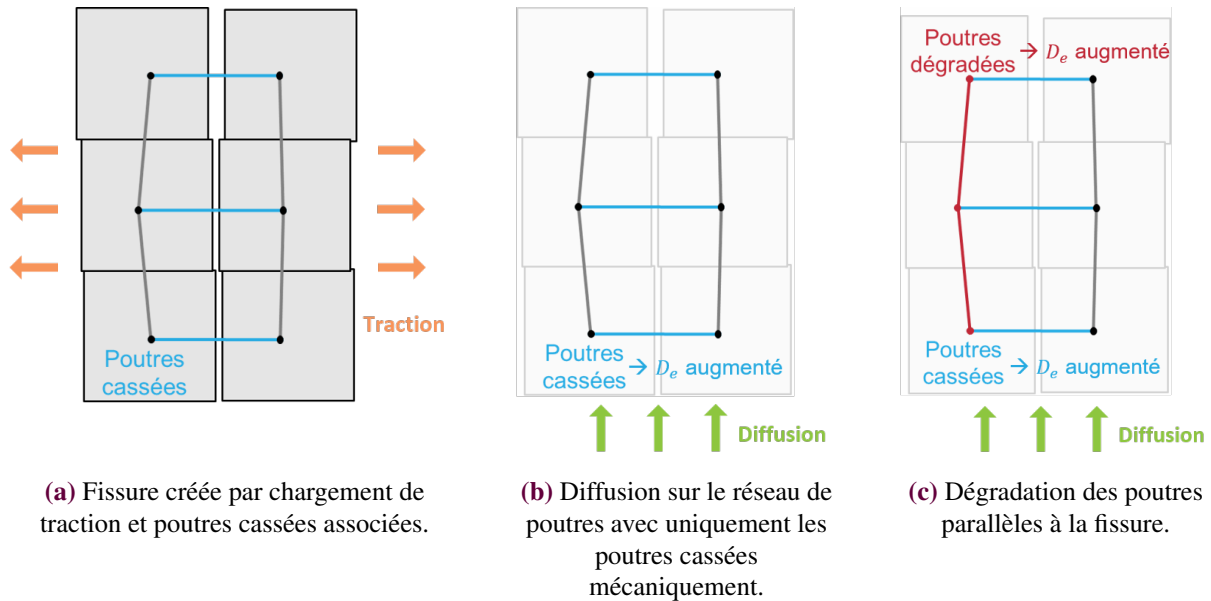


FIGURE 3.16 – Prise en compte de la fissuration avec la projection de la fissure sur les poutres parallèles à la fissure.

Ainsi, à chaque poutre cassée reliant les centres de deux particules, une ouverture de fissure est attribuée au centre avec la coordonnée x la plus petite (point à gauche de la fissure sur l'axe x , figure 3.17b). L'ouverture de fissure attribuée est égale à l'ouverture de fissure de la poutre. Par la suite, si une poutre relie deux centres auxquels ont été attribuée une ouverture de fissure, la poutre est considérée cassée pour le calcul de diffusion (figure 3.17c). Son ouverture de fissure est égale à la moyenne des ouvertures de fissures attribuées aux deux centres.

Ainsi, les poutres considérées dans le calcul de diffusion pour la fissuration sont à la fois les poutres rouges et bleues de la figure 3.17c. La justification de cette méthode est donnée dans le chapitre 7. De plus, puisque le chargement est effectué en traction uniaxiale selon l'axe x , la fissure se trouve dans le plan $y - z$, ce qui signifie qu'il y a toujours une différence entre les coordonnées de deux centres reliés par une poutre cassée. Par conséquent, il est toujours possible de projeter la fissure sur les poutres parallèles.

Le pseudo-code d'attribution des ouvertures de fissure aux poutres parallèles est donné sur le tableau 3.8.

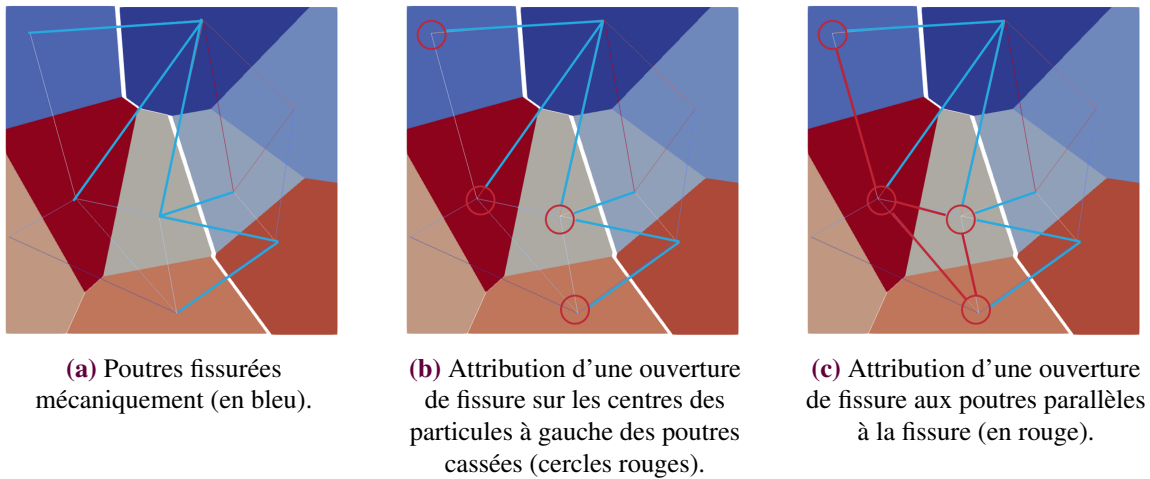


FIGURE 3.17 – Prise en compte de la fissuration avec la projection de la fissure sur les poutres parallèles à la fissure.

TABLEAU 3.8 – Attribution d'une ouverture de fissure aux poutres parallèles aux fissures.

Algorithme 2 :

Entrées : Poutres cassées mécaniquement

Sorties : Poutres considérées cassées pour la diffusion et leur ouverture de fissure

- 1 Initialisation ;
 - 2 **pour toutes les poutres cassées faire**
 - 3 └ Attribuer l'ouverture de fissure aux centres dont la coordonnée x est la plus petite ;
 - 4 **pour toutes les poutres faire**
 - 5 └ **si les deux centres reliés ont une ouverture de fissure non nulle alors**
 - 6 └ Donner à la poutre l'ouverture de fissure moyenne des centres reliés ;
 - 7 Supprimer les ouvertures de fissure des centres des particules ;
-

3.4.4 Coefficients de diffusion dans la fissure

La longueur caractéristique des poutres est de 1 cm. Or, l'ouverture de fissure est généralement plus fine que la longueur de la poutre. Il faut par conséquent prendre en compte un assemblage entre le béton et la fissure pour déterminer le coefficient de diffusion de la poutre cassée. Pour cela, sur la base du modèle de Tognazzi [81], le flux peut être décomposé selon le flux passant dans la fissure et le flux passant dans le béton sain.

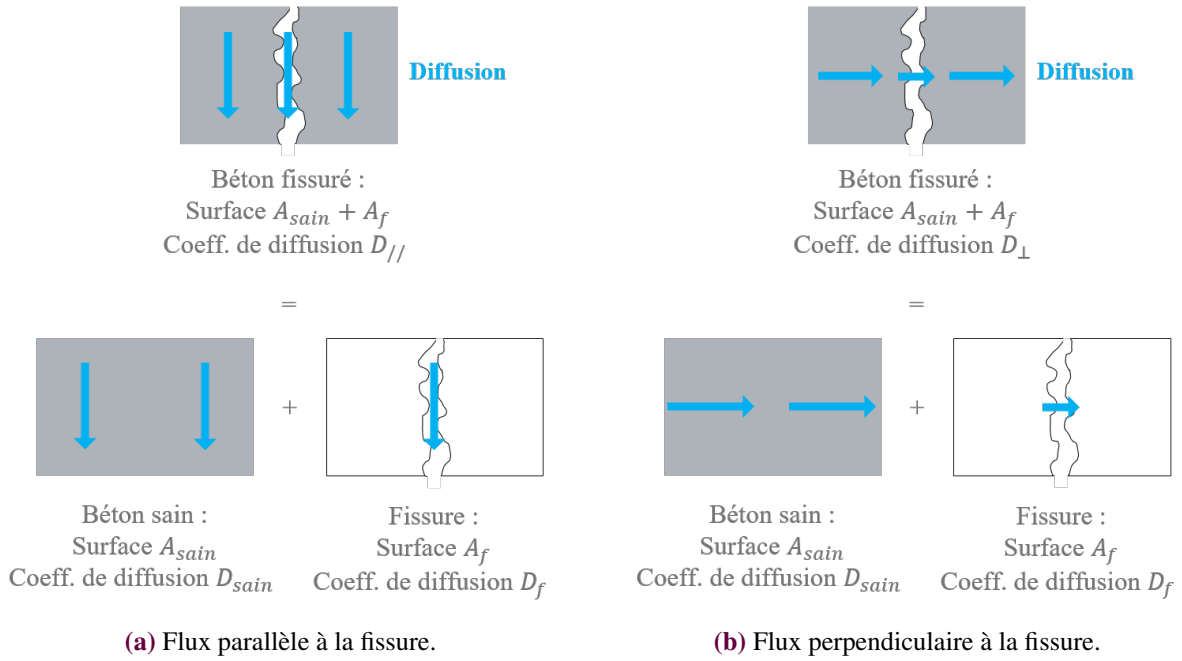


FIGURE 3.18 – Décomposition du béton fissuré en béton sain et fissure, selon la direction du flux.

Suivant la direction de ce flux par rapport à la fissure (parallèle sur la figure 3.18a ou perpendiculaire sur la figure 3.18b), la décomposition n'est pas la même et est donnée par l'équation (3.5).

$$\begin{cases} (A_{sain} + A_f)D_{//} = A_{sain}D_{sain} + A_fD_f \\ \frac{A_{sain} + A_f}{D_{\perp}} = \frac{A_{sain}}{D_{sain}} + \frac{A_f}{D_f} \end{cases} \quad (3.5)$$

Le modèle de Djerbi [32], décrit dans le chapitre 2, permet de calculer le coefficient de diffusion dans la fissure D_f à partir de l'ouverture de fissure w . Ce modèle, initialement non continu, a été légèrement adapté pour le rendre continu (équation (3.6)). Les modifications concernent le coefficient de diffusion D_{sain} et le seuil w_{eau} . Ce modèle adapté a ensuite été utilisé pour déterminer $D_{//}$ et D_{\perp} de l'équation (3.5).

$$D_f = \begin{cases} D_{sain} & \text{si } w \leq w_{sain} \\ \left(D_{eau} - D_{sain} \right) \frac{w - w_{sain}}{w_{eau} - w_{sain}} + D_{sain} & \text{si } w_{sain} \leq w \leq w_{eau} \\ D_{eau} & \text{si } w_{eau} \leq w \end{cases} \quad (3.6)$$

avec $D_{sain} = 1 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, $D_{eau} = 1,4 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, $w_{sain} = 30 \text{ }\mu\text{m}$ et $w_{eau} = 90 \text{ }\mu\text{m}$.

De plus, puisque le chargement est effectué en traction uniaxiale selon l'axe x , la fissure se trouve dans le plan (y, z) . Ainsi, la diffusion selon l'axe x correspond à un flux perpendiculaire à la fissure, tandis que la diffusion selon les axes y et z correspond à des flux parallèles à la fissure. Il a également été détaillé précédemment que le coefficient de diffusion se calcule différemment selon la direction utilisée par rapport à l'axe de la fissure (équation (3.5)). Ainsi, dans la base (x, y, z) définissant l'espace, le tenseur de diffusion d'un élément fissuré peut donc être défini sous la forme donnée par l'équation (3.7).

$$\underline{\underline{D}} = \begin{pmatrix} D_{\perp} & 0 & 0 \\ & D_{//} & 0 \\ sym. & & D_{//} \end{pmatrix}_{(x,y,z)} \quad (3.7)$$

À partir de la définition de la poutre donnée sur la [figure 3.19a](#) et l'élément fissuré représenté sur [figure 3.19b](#), plusieurs grandeurs peuvent être définies.

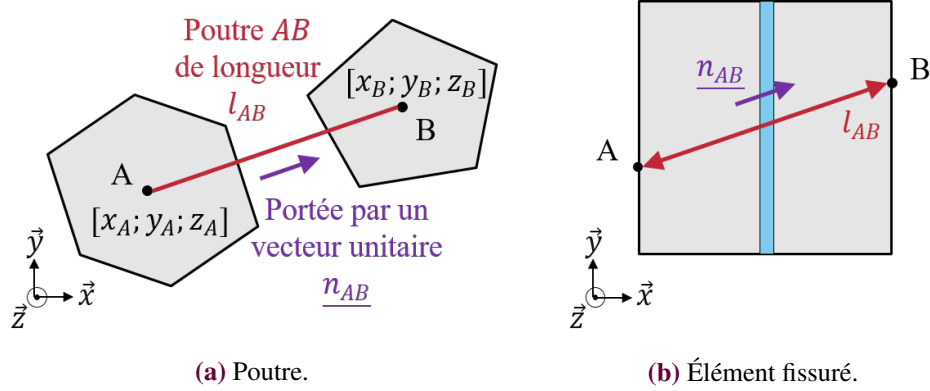


FIGURE 3.19 – Représentation de l'élément fissuré et de la poutre reliant les particules A et B dans le plan $(\underline{x}, \underline{y})$.

De plus, une poutre AB représentant l'élément fissuré est portée par son vecteur unitaire associé \underline{n}_{AB} (équation (3.8)).

$$\underline{n}_{AB} = \frac{x_B - x_A}{l_{AB}} \underline{x} + \frac{y_B - y_A}{l_{AB}} \underline{y} + \frac{z_B - z_A}{l_{AB}} \underline{z} \quad (3.8)$$

Enfin, le flux lié au gradient de concentration en chlorures peut s'écrire sur l'élément \underline{q} et sur la poutre q_{AB} (équation (3.9)).

$$\begin{cases} \underline{q} &= -\underline{D} \frac{c_B - c_A}{l_{AB}} \underline{n}_{AB} \\ q_{AB} &= -D_{AB} \frac{c_B - c_A}{l_{AB}} \end{cases} \quad (3.9)$$

Or la définition du flux est tel que $\underline{q} = q_{AB} \underline{n}_{AB}$, ce qui permet d'identifier le coefficient de diffusion D_{AB} attribué à la poutre AB (équation (3.10)).

$$D_{AB} = D_{\perp} \times \left(\frac{x_B - x_A}{l_{AB}} \right)^2 + D_{//} \times \left(\frac{y_B - y_A}{l_{AB}} \right)^2 + D_{//} \times \left(\frac{z_B - z_A}{l_{AB}} \right)^2 \quad (3.10)$$

Une version approximée de la définition du coefficient de diffusion D_{AB} est donnée par l'équation (3.11). Cette version approximée est utilisée pour les simulations DEAP et une vérification de l'écart entre les deux définitions du coefficient de diffusion des chlorures sur une poutre D_{AB} est fournie dans le [chapitre 7](#).

$$D_{AB} = D_{\perp} \times \frac{|x_B - x_A|}{l_{AB}} + D_{//} \times \frac{|y_B - y_A|}{l_{AB}} + D_{//} \times \frac{|z_B - z_A|}{l_{AB}} \quad (3.11)$$

3.4.5 Diffusion stationnaire dans un réseau de poutres

L'équation (2.3) de diffusion présentée dans le chapitre 2 est la base de la modélisation développée. Elle est utilisée pour représenter le comportement en 2D ou en 3D du matériau par l'intermédiaire du réseau de poutres, constitué d'un assemblage d'éléments 1D. D'après la méthode de Benkemoun *et al.* [16], présentée dans la sous-section 3.4.6, il est considéré ici le cas d'un régime stationnaire de diffusion naturelle des chlorures dans un béton saturé en eau représenté par l'équation (3.12).

$$D_e \nabla^2 c = 0 \quad (3.12)$$

La grandeur d'intérêt de la modélisation est la concentration en chlorures c , discrétisée sur les m nœuds de l'élément considéré avec l'aide des fonctions de forme de 1er ordre N_i (équation (3.13)). Dans ce travail, l'élément considéré est une poutre AB avec $m = 2$. C_i est la concentration sur le nœud i .

$$c = \sum_{i=1}^m C_i N_i = \underline{c}_{AB} \underline{N}^T \quad (3.13)$$

Avec l'aide de l'approximation de Galerkin, l'équation (3.12) s'écrit sous sa forme discrète (équation (3.14)).

$$\int_{\Omega} N_j \left(D_e \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \right) d\Omega = 0 \quad (3.14)$$

L'intégration par parties permet alors d'écrire l'équation (3.15).

$$\int_{\Omega} D_e \frac{\partial N_j}{\partial x} \frac{\partial c}{\partial x} d\Omega = \int_{\partial\Omega} D_e N_j \frac{\partial c}{\partial x} d\partial\Omega \quad (3.15)$$

La grandeur $D_e \frac{\partial c}{\partial x}$ correspond à l'inverse du flux sortant surfacique de la géométrie étudiée $-q_s$. Ainsi, en intégrant la discrétisation de c (équation (3.13)), l'équation (3.16) est obtenue.

$$\int_{\Omega} D_e \frac{\partial N_j}{\partial x} C_i \frac{\partial N_i}{\partial x} d\Omega = - \int_{\partial\Omega} q_s N_j d\partial\Omega \quad (3.16)$$

En introduisant $\underline{\phi} = \frac{\partial \underline{N}}{\partial x}$, il est ainsi possible de réécrire le problème sous forme matricielle (équation (3.17)) en introduisant une matrice de diffusivité élémentaire \underline{k}_{AB} (équation (3.18)) et un vecteur de flux élémentaire \underline{f}_{AB} (équation (3.19)).

$$\underline{k}_{AB} \underline{c}_{AB} = \underline{f}_{AB} \quad (3.17)$$

$$\underline{k}_{AB} = \int_{\Omega} D_e \underline{\phi} \underline{\phi}^T d\Omega \quad (3.18)$$

$$\underline{f}_{AB} = - \int_{\partial\Omega} q_s \underline{N} d\partial\Omega \quad (3.19)$$

Pour chaque poutre AB reliant les particules A et B , la matrice de diffusivité élémentaire est ainsi donnée par l'équation (3.20), tandis que la matrice de flux est écrite à l'équation (3.21).

$$\underline{k}_{AB} = \frac{D_{AB} A_{AB}}{l_{AB}} \times \begin{pmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{pmatrix} \quad (3.20)$$

$$\underline{f}_{AB} = A_{AB} \times \begin{pmatrix} -q_{s,a} \\ -q_{s,b} \end{pmatrix} \quad (3.21)$$

Après assemblage des matrices élémentaires, le problème s'écrit finalement selon l'équation (3.22) où \underline{K} est l'assemblage des matrices de diffusivité élémentaires, \underline{F} l'assemblage des vecteurs de flux élémentaires et \underline{C} le vecteur de concentration sur l'ensemble de la géométrie.

$$\underline{K} \underline{C} = \underline{F} \quad (3.22)$$

Les conditions de bord, détaillées à l'équation (3.23) sont ensuite associées à l'équation (3.22) pour permettre la résolution du problème. L'inversion de la matrice de diffusivité \underline{K} s'effectue avec la méthode de Cholesky.

$$\begin{cases} c(\underline{x}) = c_f & \forall \underline{x} \in \partial\Omega_c \\ q_s(\underline{x}) = q_{s,f} & \forall \underline{x} \in \partial\Omega_q \end{cases} \quad (3.23)$$

3.4.6 Méthode de détermination du coefficient de diffusion

Il existe deux méthodes pour déterminer numériquement le coefficient de diffusion dans le cas de l'utilisation d'un modèle lattice-particulaire.

- La première, utilisée par Šavija [98], consiste à modéliser l'évolution temporelle et spatiale de la concentration en chlorures induite par la diffusion, dans le but de reproduire un essai expérimental classique de diffusion ou de migration.
- La seconde méthode, développée par Pouya et Courtois [63] pour la perméabilité et adaptée à la diffusion des chlorures par Benkemoun *et al.* [16], consiste à modéliser l'état stationnaire de concentration induit par la diffusion à partir de conditions aux limites particulières.

Dans ce travail, l'intérêt d'utiliser une méthode permettant de modéliser une évolution spatiale et temporelle serait de reproduire l'essai de migration réalisé expérimentalement. Or la modélisation d'un tel essai nécessite de travailler sur des spécimens de taille importante. Même en sélectionnant une seule zone de mesure sur le grand tirant, la zone de modélisation est de dimensions $17 \times 11 \times 10 \text{ cm}^3$. De plus, les essais de migration ont lieu sur une longue durée afin d'atteindre le régime stationnaire (2 semaines). Par ailleurs, il existe une différence allant jusqu'à 3 ordres de grandeur entre le coefficient de diffusion des chlorures dans l'eau (cellule et fissure) et celui dans le béton. Pour éviter les instabilités numériques, il est donc nécessaire de travailler avec des pas d'espace et de temps fins. La nécessité de modéliser un grand domaine spatial sur une longue durée de temps en utilisant des pas d'espace et de temps fins rend difficile l'utilisation d'une telle méthode. C'est d'ailleurs la raison pour laquelle Šavija réalise des simulations uniquement en régime transitoire [98].

Pour les raisons présentées précédemment, la méthode développée par Benkemoun *et al.* [16] a été privilégiée. La méthode, telle qu'elle a été utilisée dans DEAP, est présentée dans la suite de la section.

La méthode consiste à imposer une concentration linéaire selon une direction de l'espace \underline{x} sur le contour du spécimen étudié $\partial\Omega$ selon l'équation (3.24) avec \underline{A} un vecteur constant. La concentration peut ensuite être calculée sur l'ensemble de la géométrie par la méthode développée dans la sous-section 3.4.5.

$$c(\underline{x}) = \underline{A} \cdot \underline{x} \quad \forall \underline{x} \in \partial\Omega \quad (3.24)$$

Il est possible de définir un tenseur de diffusivité \underline{D} (équation (3.25)) dont les termes diagonaux D_{xx} , D_{yy} et D_{zz} correspondent aux coefficients de diffusion qui pourraient être mesurés par l'intermédiaire d'essais sur les axes \underline{x} , \underline{y} et \underline{z} [16].

$$\underline{D} = \begin{pmatrix} D_{xx} & D_{xy} & D_{xz} \\ D_{yx} & D_{yy} & D_{yz} \\ D_{zx} & D_{zy} & D_{zz} \end{pmatrix} \quad (3.25)$$

Benkemoun *et al.* [16] montrent alors que le flux moyen \underline{Q} de chlorures sortant du volume Ω est proportionnel au tenseur de diffusivité selon la relation donnée par l'équation (3.26).

$$\underline{Q} = -\underline{D} \underline{A} \quad (3.26)$$

Ainsi, à l'aide de 3 simulations avec des conditions aux limites différentes, en choisissant successivement $\underline{A} = \underline{e}_x$, $\underline{A} = \underline{e}_y$ et $\underline{A} = \underline{e}_z$, où \underline{e}_x , \underline{e}_y et \underline{e}_z sont les vecteurs unitaires de l'espace, le calcul du flux moyen permet l'identification de la première, deuxième puis troisième colonne du tenseur de diffusivité (équation (3.27)).

$$\left\{ \begin{array}{l} c(\underline{x}) = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \underline{x} \quad \forall \underline{x} \in \partial\Omega \implies \underline{Q} = - \begin{pmatrix} D_{xx} \\ D_{yx} \\ D_{zx} \end{pmatrix} \\ c(\underline{x}) = \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix} \underline{x} \quad \forall \underline{x} \in \partial\Omega \implies \underline{Q} = - \begin{pmatrix} D_{xy} \\ D_{yy} \\ D_{zy} \end{pmatrix} \\ c(\underline{x}) = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{pmatrix} \underline{x} \quad \forall \underline{x} \in \partial\Omega \implies \underline{Q} = - \begin{pmatrix} D_{xz} \\ D_{yz} \\ D_{zz} \end{pmatrix} \end{array} \right. \quad (3.27)$$

Dans ce travail, le flux moyen peut se calculer grâce à l'équation (3.28), où V est le volume du spécimen étudié, \underline{x}_i est la position du centre considéré et q_i est le flux arrivant au centre i . Les flux q_i correspondent aux valeurs F_i du vecteur d'assemblage des flux élémentaires et sont obtenus en multipliant la matrice de diffusivité \underline{K} par le vecteur de concentration \underline{C} . De plus, à l'équilibre, le flux est non nul sur les bords de la géométrie et nul partout ailleurs. Le calcul peut donc s'effectuer uniquement sur les bords de la géométrie (équation (3.29)).

$$\underline{Q} = \frac{1}{V} \sum_{i \in \Omega} q_i \underline{x}_i \quad (3.28)$$

$$\underline{Q} = \frac{1}{V} \sum_{i \in \partial\Omega} \left(\underline{K} \underline{C} \right)_i \underline{x}_i \quad (3.29)$$

Pour illustrer la méthode en 2D sur un carré de béton, deux simulations sont réalisées en imposant d'abord sur le bord une concentration linéaire selon \underline{e}_x (figure 3.20a) puis selon \underline{e}_y (figure 3.20b). La concentration est d'abord calculée sur l'ensemble du spécimen, puis le calcul du flux moyen permet de déterminer chacune des colonnes du tenseur de diffusion.

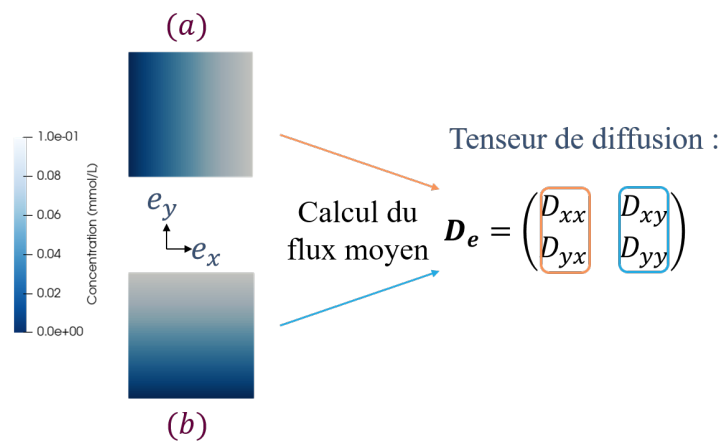


FIGURE 3.20 – Exemple d'utilisation de la méthode de Benkemoun *et al.* [16] sur une géométrie carrée en 2D.

3.4.7 Algorithme de résolution

Le pseudo-code pour la résolution du problème mécanique et la diffusion est donné par le [tableau 3.9](#).

TABLEAU 3.9 – Résolution du problème couplant la mécanique statique et la diffusion.

Algorithme 3 :

Entrées : Allocation mémoire, initialisation des fichiers, conditions aux limites, paramètres des matériaux, discrétisation spatiale

Sorties : Champ de déplacement, faciès de fissuration, coefficients de diffusion

- 1 Construction de la matrice de rigidité ;
 - 2 **pour tous les pas de temps faire**
 - 3 Appliquer les conditions aux limites mécaniques;
 - 4 Résoudre l'équilibre des forces ;
 - 5 Calculer le champ de déplacement ;
 - 6 Calculer le critère de rupture pour toutes les poutres ;
 - 7 **tant que au moins une poutre atteint le critère de rupture faire**
 - 8 Rompre la poutre qui a le critère le plus faible ;
 - 9 Actualiser la matrice de raideur totale ;
 - 10 Résoudre l'équilibre des forces ;
 - 11 Calculer le champ de déplacement ;
 - 12 Calculer le critère de rupture pour toutes les poutres
 - 13 Attribution d'une ouverture de fissure aux poutres parallèles aux fissures ;
 - 14 Application des conditions aux limites de diffusion ;
 - 15 Calcul des coefficients de diffusion de chaque poutre ;
 - 16 Construction de la matrice de diffusion ;
 - 17 Calcul de la concentration en tous points ;
 - 18 Calcul du flux ;
 - 19 Création des fichiers de sortie.
-

3.4.8 Programmes de simulations numériques

Cette section résume les différentes simulations réalisées dans cette thèse, et dont les résultats sont présentés dans le chapitre 7. Dans un premier temps, plusieurs simulations sont réalisées afin de valider la méthodologie de prise en compte de la fissuration illustrée à la figure 3.17. Ces simulations sont réalisées en 2D et 3D sur des éléments de dimensions $0,1 \times 0,1 \text{ m}^2$ et $0,01 \times 0,01 \times 0,01 \text{ m}^3$ respectivement, et en utilisant différents maillages. La longueur moyenne des poutres est 0,001 m en 2D et en 3D. Le détail des simulations réalisées est donné dans le tableau 3.10. Dans toutes ces simulations, un chargement constant est appliqué sur l'ensemble de la face (sous-section 3.4.2).

TABLEAU 3.10 – Simulations réalisées pour la discussion autour de la méthode de prise en compte de la fissuration.

Dimensions	Maillage	Axes testés	Poutres prises en compte	Chargement appliqué (μm)
2D	Régulier et aléatoire	$\underline{x}, \underline{y}$	Bleues	20, 40, 60, 80, 100, 120
			Rouges	
			Bleues et rouges	
3D	Régulier et aléatoire	$\underline{x}, \underline{y}, \underline{z}$	Bleues	20, 40, 60, 80, 100, 120
			Rouges	
			Bleues et rouges	
2D	Irrégularité de 0 à 1, tous les 0,1	$\underline{x}, \underline{y}$	Bleues	20, 40, 60, 80, 100, 120
			Rouges	
			Bleues et rouges	

Par la suite, et en lien avec les résultats des simulations précédentes, les poutres bleues et rouges (figure 3.17) sont considérées pour la prise en compte de la fissuration. De nouvelles simulations sont alors réalisées en considérant différents coefficients de diffusion dans la fissure, soit celui provenant du modèle de Djerbi modifié (équation (3.6)) ou en considérant le coefficient de diffusion de l'eau ($1,4 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$), afin de discuter de l'impact de ce choix. Ces simulations sont réalisées en 2D sur un spécimen en béton de dimensions $0,1 \times 0,1 \text{ m}^2$ en considérant deux types de maillages. La longueur moyenne des poutres est 0,001 m. Le coefficient de diffusion est étudié uniquement selon l'axe \underline{y} . Le chargement est appliqué de façon constante sur toute la face (sous-section 3.4.2). Le détail des conditions testées est donné dans le tableau 3.11.

TABLEAU 3.11 – Simulations réalisées pour la discussion autour du coefficient de diffusion utilisé dans la fissure.

Maillage	Coefficient de diffusion utilisé dans la fissure	Chargement appliqué (μm)
Régulier	Modèle de Djerbi	20, 40, 60, 80, 120
	Coefficient de diffusion de l'eau	
Aléatoire	Modèle de Djerbi	20, 40, 60, 80, 120
	Coefficient de diffusion de l'eau	

Dans un dernier temps, des simulations numériques additionnelles sont réalisées pour discuter de l'impact de la forme des fissures, dans un tirant armé ou non, sur le coefficient de diffusion des chlorures. Les formes de fissures étudiées, les maillages étudiés et les chargements mécaniques appliqués (type et niveau de chargement) dans les différents modèles sont décrits dans le [tableau 3.12](#).

TABLEAU 3.12 – Simulations réalisées pour la discussion autour de l'impact de la forme des fissures.

Noms	Maillage	Armature	Chargement appliqué (μm)	Type de chargement
Fissure droite	Régulier	Non	60, 80, 120, 150, 200, 250	Constant sur la face
Fissure pincée	Régulier	Non	60, 80, 120, 150, 200, 250	Linéaire sur la face
Fissure tortueuse	Aléatoire	Non	60, 80, 120, 150, 200, 250	Constant sur la face
Fissure pincée et tortueuse	Aléatoire	Non	60, 80, 120, 150, 200, 250	Linéaire sur la face
Tirant armé, face	Aléatoire	Oui	60, 80, 120, 150, 200, 250	Constant sur la face
Tirant armé, armature	Aléatoire	Oui	60, 80, 120, 150, 200, 250	Constant sur l'armature

3.5 Organisation temporelle de la thèse

Le travail de doctorat s’est déroulé selon le planning donné sur le [tableau 3.13](#).

TABLEAU 3.13 – Déroulement du travail de doctorat.

	Aut. 20	Hiv. 21	Prin. 21	Été 21	Aut. 21	Hiv. 22	Prin. 22	Été 22	Aut. 22	Hiv. 23	Prin. 23	Été 23	Aut. 23
Revue de la bibliographie	■	■											
Prise en main de DEAP		■	■										
Utilisation de Comsol			■	■									
Programme préliminaire 1					■	■	■						
Programme préliminaire 2						■	■						
Programme préliminaire 3							■	■					
Programme principal									■				
Développement numérique					■					■	■	■	
Rédaction du manuscrit											■	■	

Chapitre 4

Développement et optimisation de l'essai de migration par simulations numériques

Dans ce chapitre, des simulations numériques ont été réalisées avec l'aide du logiciel d'éléments finis COMSOL Multiphysics® afin de développer et d'optimiser l'essai de migration. Elles ont permis de tester plusieurs paramètres des essais.

Sommaire

4.1	Méthodologie	77
4.1.1	Hypothèses	77
4.1.2	Résolution du problème	77
4.1.3	Données d'entrée des simulations numériques en 2D	78
4.1.4	Essai de référence	80
4.2	Étude paramétrique de l'essai	83
4.2.1	Influence du maillage	83
4.2.2	Influence de la taille de la cellule	84
4.2.3	Influence de la concentration en ions chlorures dans la cellule amont	85
4.2.4	Influence du potentiel électrique imposé en aval	86
4.2.5	Influence de la localisation des cellules	87
4.2.6	Conclusion	90
4.3	Modélisation d'un essai avec 2 cellules de diffusion	91
4.3.1	Influence de la distance entre les cellules	91
4.3.2	Influence de l'inversion du champ électrique entre deux cellules	94
4.4	Modélisation d'un essai avec trois cellules de diffusion	94
4.5	Impact de la fissuration	95

4.5.1	Cas d'une macro-fissure droite	95
4.5.2	Cas d'une macro-fissure tortueuse	97
4.5.3	Cas d'une zone micro-fissurée	100
4.5.4	Conclusion	103
4.6	Modélisation de la fissuration dans le cas d'un essai avec 2 cellules de diffusion .	104
4.6.1	Influence d'une fissure centrée entre les cellules de diffusion	104
4.6.2	Influence d'une fissure décentrée entre les cellules de diffusion	104
4.6.3	Influence d'une fissure dans une cellule de diffusion	106
4.6.4	Conclusion	107
4.7	Modélisation en 3D des essais de migration	107
4.8	Modélisation des incertitudes expérimentales	109
4.8.1	Incertitude d'alignement des cellules	109
4.8.2	Incertitudes sur le maintien de la concentration amont	109
4.8.3	Conclusion	113
4.9	Conclusion	113

4.1 Méthodologie

4.1.1 Hypothèses

Dans ce chapitre, le logiciel COMSOL Multiphysics® sera utilisé pour effectuer la modélisation des essais de migration accélérée. Il s'agit d'un logiciel couplant plusieurs phénomènes physiques, utilisant la méthode des éléments finis et intégrant un mailleur automatique. Les hypothèses employées sont les suivantes :

- Seuls les ions chlorures sont pris en compte. Les autres ions sont considérés immobiles et n'interagissent pas avec les chlorures.
- Les matériaux dans lesquels les phénomènes sont étudiés sont considérés homogènes ;
- En raison de la géométrie de l'essai, le champ électrique est supposé unidirectionnel dans la direction x . Par conséquent, la migration peut également être supposée unidirectionnelle selon cette même direction x ;
- Le spécimen de béton testé est considéré saturé, par conséquent, les phénomènes de convection ne sont pas présents et ne sont donc pas considérés dans la modélisation ;
- Les interactions entre les chlorures et la matrice cimentaire sont négligées et non considérées dans le modèle ;
- La migration sous champ électrique est considérée prépondérante par rapport à la diffusion ionique naturelle ;
- Les simulations numériques sont réalisées en 2D ou en 3D dépendamment du cas étudié.

De plus, les résultats de modélisation seront analysés uniquement pendant le régime permanent, qui est le seul pertinent pour cette étude. Enfin, la modélisation sera faite en 2D pour la plupart des cas et une étude 3D sera uniquement menée pour comparer les formes de cellule et conclure sur les résultats.

4.1.2 Résolution du problème

Les équations du problème sont la seconde loi de Fick (équation (2.2)) et l'équation de Nernst-Planck (équation (2.4)) et sont rappelées en équations (4.1) et (4.2). Les grandeurs sont définies dans le chapitre 2.

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{J} = 0 \quad (4.1)$$

$$\mathbf{J} = -\frac{zF}{RT} D_c c \mathbf{E} \quad (4.2)$$

Les paramètres généraux des essais à modéliser sont rappelés sur la figure 4.1.

L'étude proposée dans cette partie est effectuée en régime permanent, ce qui signifie, en raison de la seconde loi de Fick (équation (4.1)), que le flux surfacique entrant J_{amont} ($\text{mol m}^{-2} \text{s}^{-1}$) dans le béton est égal en tout temps au flux surfacique sortant J_{aval} ($\text{mol m}^{-2} \text{s}^{-1}$) du béton (équation (4.3)).

$$J(x, t) = J_{amont}(t) = J_{aval}(t) \quad (4.3)$$

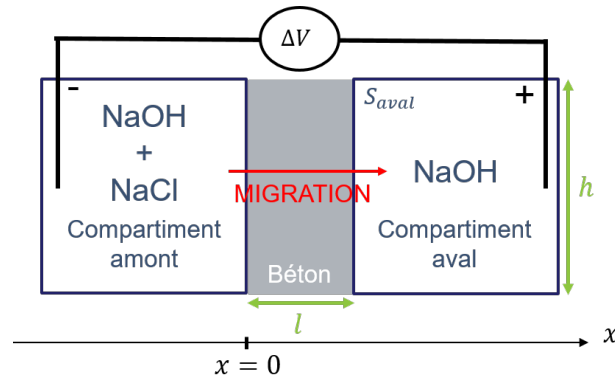


FIGURE 4.1 – Schématisation de l'essai de migration accélérée.

L'application de l'équation de Nernst-Planck au flux amont permet d'obtenir l'équation (4.4). Dans l'essai, le champ électrique est supposé constant dans le spécimen et est égal à la différence de potentiel électrique ΔV divisée par l'épaisseur du spécimen.

$$J_{amont}(t) = J(x = 0, t) = \frac{F}{RT} D_c c_{amont}(t) \frac{\Delta V}{l} \quad (4.4)$$

De plus, un bilan de flux sur la surface contact entre le spécimen et le compartiment aval permet d'écrire l'équation (4.5) avec $Q(t)$ (mol m^{-2}) le nombre de moles traversant la surface S_{beton} pendant l'intervalle de temps $\Delta t = t - 0$. L'équation se simplifie par la dimension de profondeur et donne l'équation (4.6).

$$J_{aval}(t) = \frac{\Delta Q(t)}{\Delta t} = \frac{1}{S_{beton} t} \int_{V_{aval}} c_{aval}(t) dV \quad (4.5)$$

$$J_{aval}(t) = \frac{1}{ht} \int_{S_{aval}} c_{aval}(t) dS \quad (4.6)$$

En assemblant les équations (4.3), (4.4) et (4.6), il est possible d'écrire l'équation (4.7) avec $\int_{S_{aval}} c_{aval}(t) dS$ la sortie de la modélisation obtenue avec COMSOL Multiphysics®.

$$\frac{F}{RT} D_c c_{amont} \frac{\Delta V}{l} = \frac{1}{ht} \int_{S_{aval}} c_{aval}(t) dS \quad (4.7)$$

Cette équation s'écrit de sorte que l'identification du coefficient de diffusion effectif est possible par l'intermédiaire d'une régression linéaire. En effet, la concentration en chlorures est une fonction linéaire du temps et la pente de l'évolution dépend du coefficient de diffusion et d'autres paramètres de l'essai connus. Une régression linéaire sur la concentration permet donc l'identification du coefficient de diffusion effectif des chlorures lorsque le système a atteint son régime permanent.

4.1.3 Données d'entrée des simulations numériques en 2D

Le logiciel de simulation COMSOL Multiphysics® permet de simuler les essais de migration sous champ électrique avec le couplage entre les phénomènes électrostatiques et de diffusion. Une modélisation en 2 dimensions est choisie. Dans notre cas, la géométrie du spécimen testé sera toujours la même, à savoir

un spécimen de béton de dimensions $61 \times 9 \text{ cm}^2$. Un compartiment aval de dimensions $15 \times 15 \text{ cm}^2$ sera placé au milieu du spécimen et en contact avec celui-ci. La figure 4.2 donne la géométrie de référence pour les simulations.

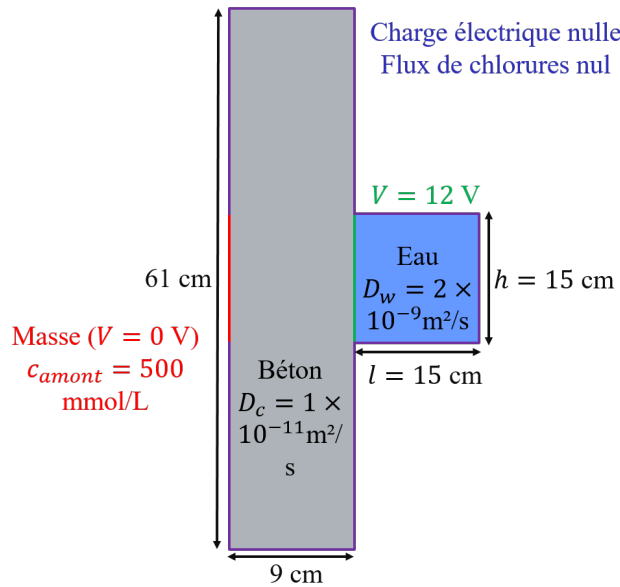


FIGURE 4.2 – Disposition géométrique de référence.

De plus, des paramètres propres à chaque phénomène physique sont également nécessaires pour la simulation des phénomènes. Les propriétés électriques du béton et de l'eau sont données à la fois sur la figure 4.2 et dans le tableau 4.1. Ces propriétés sont les propriétés classiques des matériaux simulés. Sur l'arête du spécimen en contact avec le compartiment aval (en vert), une tension de 12 V est imposée. Sur l'arête en vis-à-vis (en rouge), la masse (tension égale à 0 V) sera placée. Enfin, sur tous les contours extérieurs qui n'ont pas de conditions (en violet), la charge électrique (correspondant au flux de champ électrique) sera imposée nulle. La tension de 12 V a été choisie car il s'agit de la valeur minimale à respecter selon la norme NT Build 355 [21].

TABLEAU 4.1 – Propriétés électrostatiques des matériaux.

Propriétés	Valeurs
Permittivité relative du béton $\epsilon_{r,beton}$ [-]	5
Permittivité relative de l'eau $\epsilon_{r,eau}$ [-]	78,5
Potentiel électrique en aval V [V]	12
Potentiel électrique initial dans les matériaux V_{ini} [V]	0

Enfin, les propriétés de transport imposées pour les simulations sont données dans la [figure 4.2](#) et le [tableau 4.2](#). Sur l'arête rouge en vis-à-vis du compartiment aval, la concentration amont en chlorures est imposée. Sur tous les contours extérieurs qui n'ont pas de conditions (en violet), le flux de chlorures sera imposé nul. Les propriétés de diffusion correspondent à un béton ordinaire ainsi qu'à la valeur moyenne mesurée pour l'eau. La concentration amont est celle utilisée classiquement dans les essais de migration parce qu'elle correspond à la concentration en sel dans l'eau de mer ($30 \text{ g L}^{-1} \Leftrightarrow 500 \text{ mmol L}^{-1}$).

TABLEAU 4.2 – Propriétés de transport du spécimen.

Propriétés	Valeurs
Coefficient de diffusion effectif des chlorures dans le béton D_c [$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$]	1×10^{-11}
Coefficient de diffusion effectif des chlorures dans l'eau D_w [$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$]	2×10^{-9}
Concentration amont c_{amont} [mmol L^{-1}]	500
Concentration initiale dans le spécimen c_{ini} [mmol L^{-1}]	0

La porosité du béton n'est pas prise en compte dans ce modèle, car elle est incluse dans le coefficient de diffusion effectif des chlorures dans le béton. Cependant, des modèles prédéfinis de tortuosité (Millington & Quirk, Bruggeman) peuvent être choisis dans COMSOL Multiphysics® et l'un d'entre eux sera utilisé pour une étude.

4.1.4 Essai de référence

L'essai présenté dans cette section est l'essai de référence qui sert de point de comparaison pour les autres résultats. Il est réalisé avec les paramètres donnés dans la [figure 4.2](#) sur une durée de simulation de 100 h avec un pas de temps de 0,5 h. Le maillage utilisé a une taille de 10 mm. L'utilisation du logiciel COMSOL Multiphysics® permet d'obtenir différents types de résultats (potentiel électrique, concentration, courant, etc) dont des graphiques 1D d'évolution en fonction du temps ou des cartes 2D d'une grandeur à un moment donné.

Le potentiel électrique à $t = 0$ h est présenté sur la [figure 4.3](#). Comme attendu, ce potentiel évolue linéairement selon la direction x entre 0 V sur l'arête gauche, où la masse est imposée, et 12 V sur l'arête en contact avec le compartiment aval. Ce résultat est le même pour tous les temps de l'étude puisque les conditions aux limites électrostatiques ne varient pas pendant l'étude.

Le champ électrique à $t = 0$ h est présenté sur la [figure 4.4](#). Il est homogène entre les deux compartiments de la cellule de diffusion hormis sur les bords où on peut observer des singularités liées aux changements de conditions aux limites. Celles-ci sont présentes aussi dans la réalité et sont liées à la fin des électrodes : en effet, au milieu des électrodes, les lignes de champ sont parallèles et réparties régulièrement, mais sur les bords des électrodes, les lignes se courbent et rejoignent les électrodes toutes au même endroit, ce qui entraîne localement une concentration de lignes de champ et un champ électrique plus élevé. Comme pour le potentiel électrique, le champ électrique ne varie pas au cours de l'étude.

La concentration en ions chlorures à $t = 100$ h est présentée sur la [figure 4.5](#). Tout comme le champ électrique, elle est homogène entre les deux compartiments de la cellule de diffusion hormis sur les bords du compartiment amont où on peut observer des concentrations plus élevées. C'est encore une fois un effet de

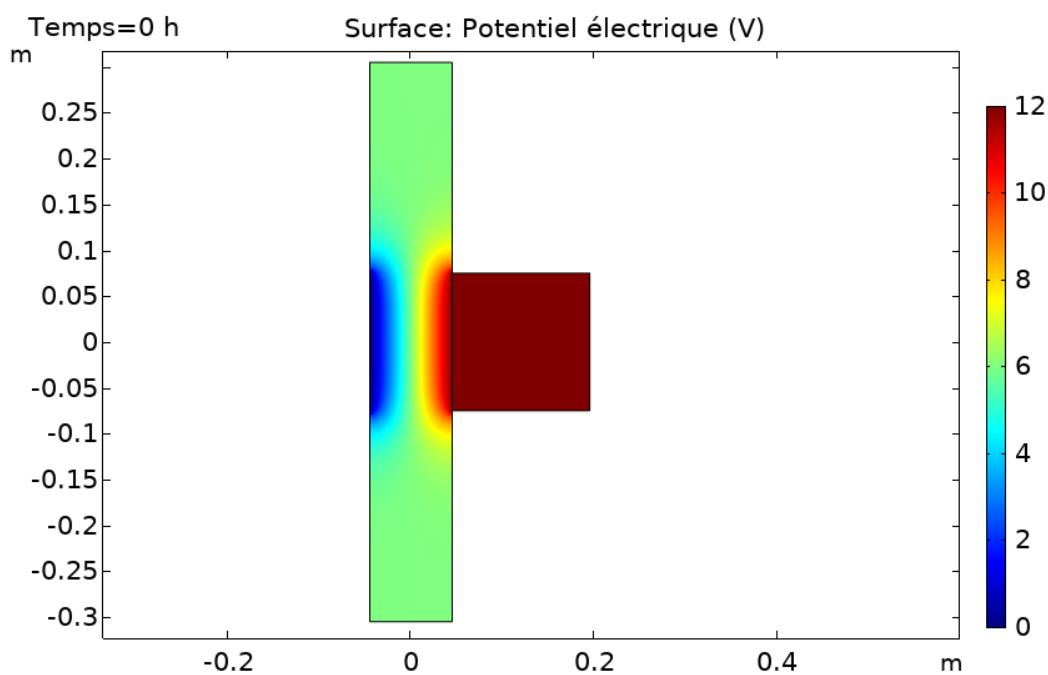


FIGURE 4.3 – Essai de référence : potentiel électrique à $t = 0$ h.

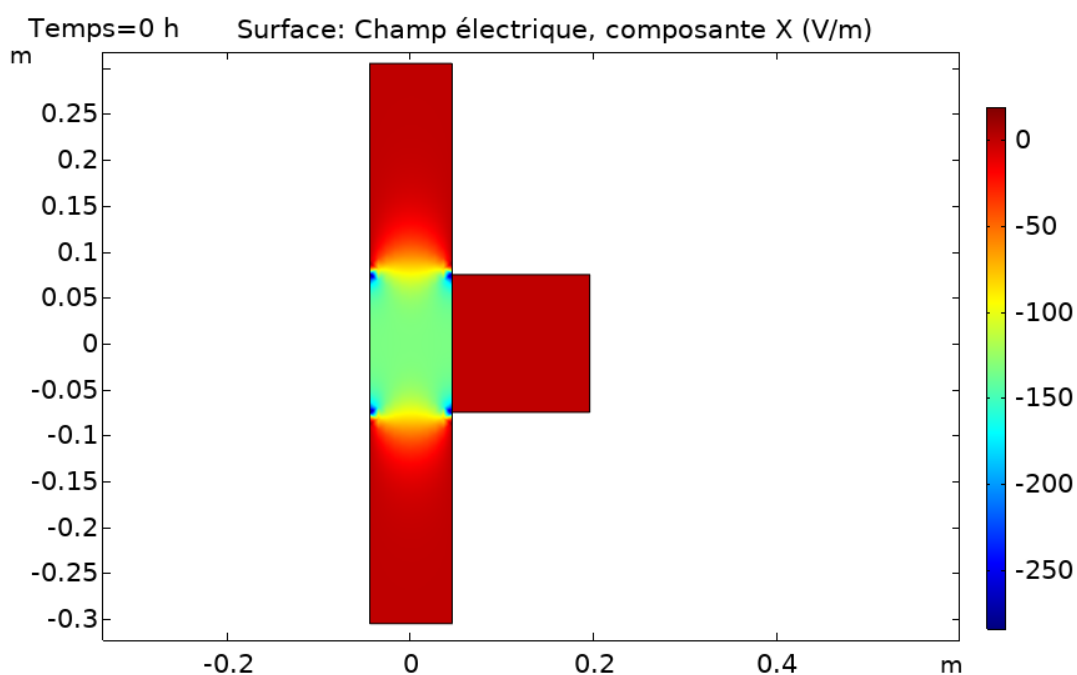


FIGURE 4.4 – Essai de référence : champ électrique à $t = 0$ h.

bord lié à la fin des électrodes : les lignes de champ électrique et les lignes de courant ont les mêmes tracés, ce qui explique la concentration élevée. Cet effet est supposé diminuer avec le temps.

L'évolution temporelle de la concentration moyenne aval en chlorures dans l'essai de référence (en bleu) et théorique (en rouge) est donnée sur la figure 4.6. Sur la première partie de la courbe de l'essai de référence (jusqu'à environ 60 h), le régime transitoire est en place et la concentration aval varie peu : les ions

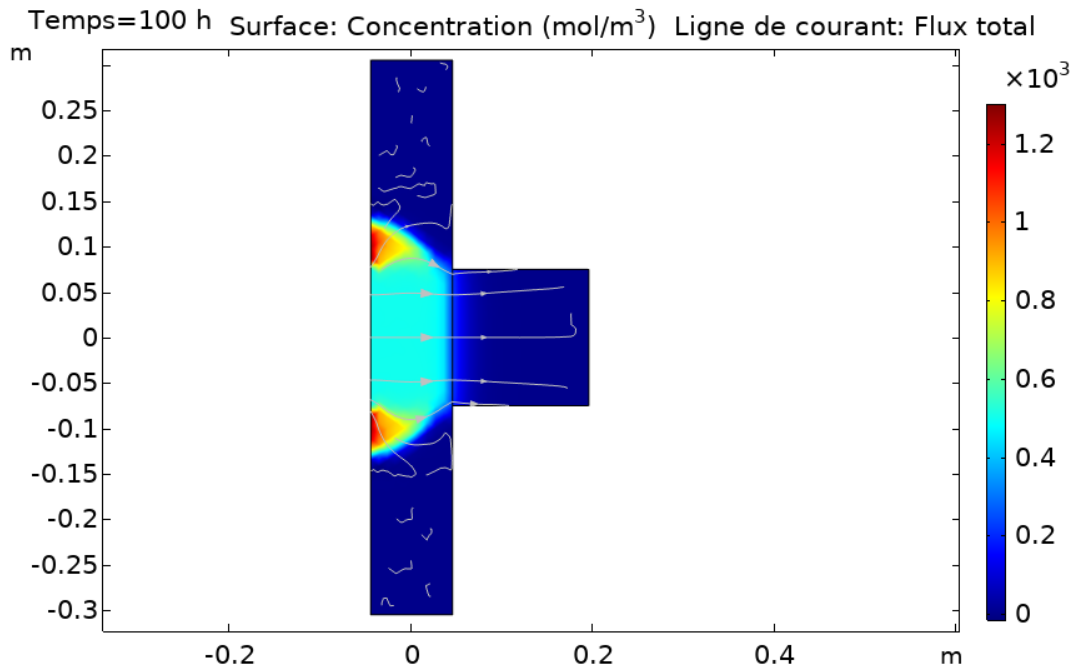


FIGURE 4.5 – Essai de référence : concentration en chlorures à $t = 100$ h.

chlorures traversent progressivement le spécimen. À partir de là, la concentration augmente linéairement : le régime permanent est atteint.

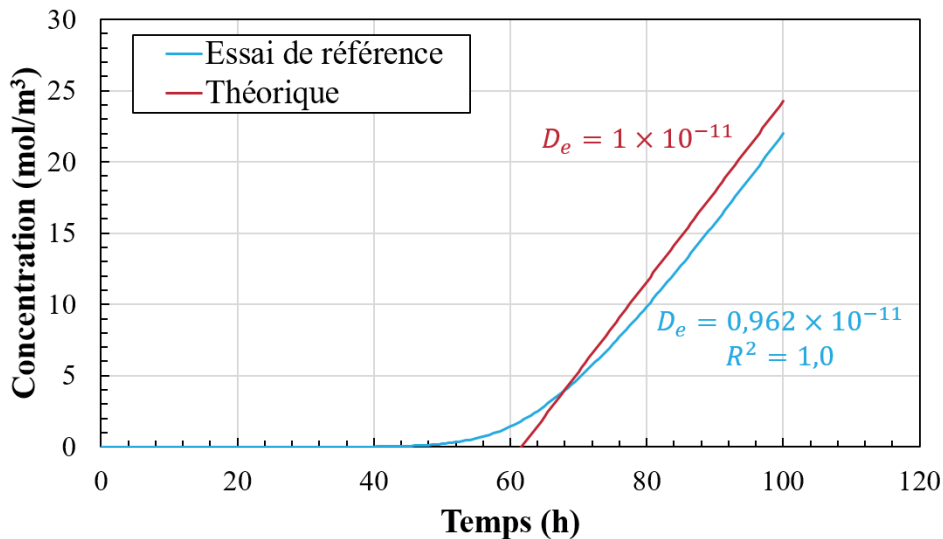


FIGURE 4.6 – Essai de référence : évolution de la concentration aval moyenne en chlorures en fonction du temps dans l'essai de référence (en bleu) et théorique (en rouge).

Une régression linéaire sur le régime permanent (zone linéaire) permet de trouver un coefficient de diffusion effectif des chlorures à travers le béton égal à $D_{c,ref} = 0,962 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$. Pour rappel, la valeur imposée lors des simulations est $D_{c,th} = 1 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, soit un écart relatif de 3,8%. Cet écart reste raisonnable. En effet, lors des expérimentations, la lecture de la concentration faible en chlorures dans

des volumes importants d'eau introduit une erreur significative sur la précision de mesure du coefficient de diffusion. Ainsi, l'écart relatif entre les coefficients numérique et théorique est tout à fait raisonnable.

4.2 Étude paramétrique de l'essai

Dans cette section, sauf mention contraire, les paramètres seront pris égaux à ceux utilisés pour l'essai de référence. Ainsi, le maillage utilisé pour les simulations est de taille 10 mm et l'étude s'effectue entre 0 et 100 h avec un pas de temps de 0,5 h.

4.2.1 Influence du maillage

Afin de s'assurer de la qualité des résultats des simulations numériques, il est important de vérifier que le maillage utilisé pour la modélisation sous COMSOL Multiphysics® n'a pas d'influence sur le coefficient de diffusion obtenu par la simulation. Si tel était le cas, les résultats des simulations ne pourraient pas être utilisés pour déterminer si un certain jeu de paramètres est meilleur qu'un autre.

Sur le logiciel COMSOL Multiphysics®, le maillage (triangulaire ici) est généré automatiquement et l'utilisateur peut juste choisir la finesse du maillage en réglant un paramètre parmi les différents choix : grossier, normal, fin, plus fin, extra fin, extrêmement fin. Des simulations ont été effectuées pour chacun de ces choix. Pour des besoins pratiques, une taille caractéristique du maillage (taille moyenne des côtés des triangles) a été déterminée afin de présenter les résultats de façon simple.

La figure 4.7 donne l'évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la taille caractéristique du maillage en rouge et la valeur du coefficient de diffusion pour les simulations de référence en bleu (taille de maillage = 10 mm). Cependant, il faut garder en tête que le coefficient de diffusion idéalement identifié devrait être celui imposé au matériau, à savoir $D_c = 1 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$.

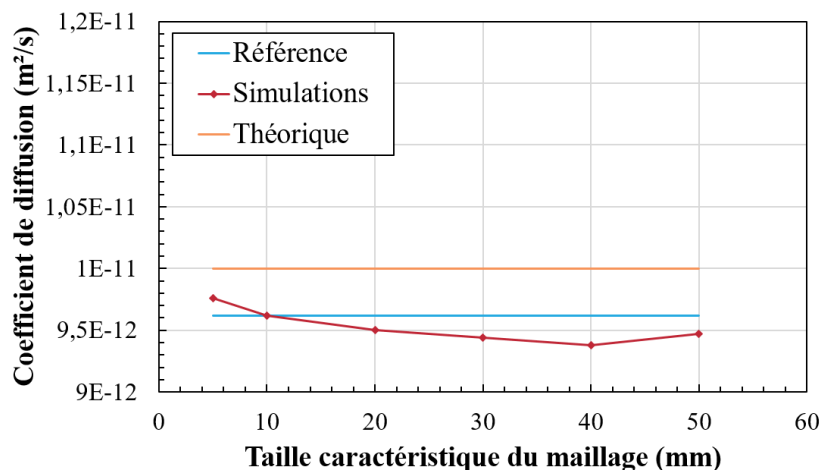


FIGURE 4.7 – Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la taille caractéristique du maillage (en rouge), valeur de référence (en bleu) et valeur théorique (en orange).

Les coefficients de diffusion identifiés, excepté celui du maillage le plus grossier (taille 50 mm), diminuent avec l'augmentation de la taille du maillage et s'éloignent de la valeur du coefficient attendu (D_c). Ceci signifie que plus la taille du maillage est grossière, plus la simulation reproduit difficilement le phénomène

de migration. Pour la simulation avec la taille de maillage égale à 50 mm, le maillage est tellement grossier que seules deux mailles se trouvent sur la largeur de béton testée. Ainsi, le coefficient de diffusion trouvé est certes plus élevé et plus proche de la valeur attendue que pour une taille de maillage de 30 ou 40 mm, mais les phénomènes liés aux électrodes ne sont pas bien représentés. Par conséquent, pour la suite, la taille du maillage sera toujours choisie extra-fin, soit de taille 10 mm. Une exception sera faite pour l'étude de l'impact de la fissuration.

4.2.2 Influence de la taille de la cellule

Dans cette partie, l'influence de la taille d'une cellule sera étudiée : tout d'abord, les variations de largeur seront étudiées, puis les variations de hauteur.

La figure 4.8 donne l'évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la largeur de la cellule en rouge et la référence (largeur de 15 cm) pour comparaison en bleu.

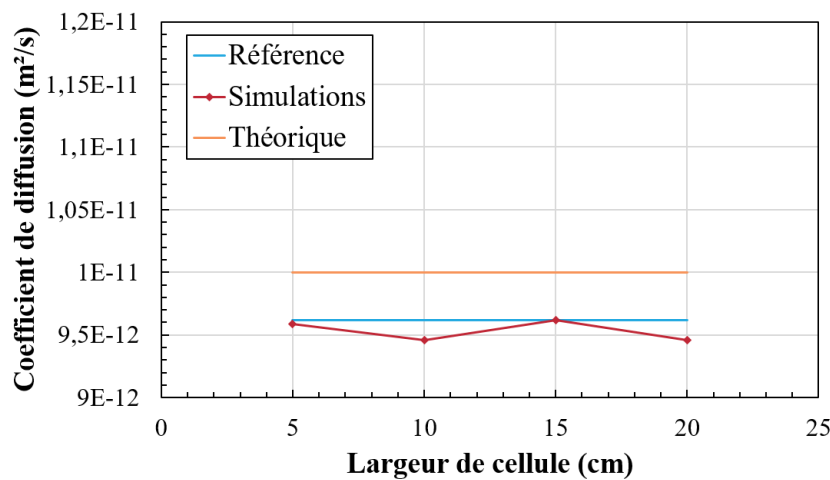


FIGURE 4.8 – Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la largeur de la cellule (en rouge) et valeur de référence (en bleu).

Les valeurs du coefficient de diffusion restent comprises entre $0,94 \times 10^{-11}$ et $0,962 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, c'est-à-dire très proche de la valeur de référence. L'effet de la largeur de la cellule est donc négligeable.

La figure 4.9 donne l'évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la hauteur de la cellule en rouge et la référence (hauteur de 15 cm) pour comparaison en bleu. A noter que la cellule est gardée centrée dans le spécimen quelle que soit la hauteur choisie. De plus, les électrodes ainsi que les conditions aux limites concernant la concentration sont de la même hauteur que la cellule et toujours exactement en vis-à-vis pour chaque hauteur testée.

Dans le cas de la hauteur de la cellule, les valeurs de coefficients de diffusion sont plus variables. Par ailleurs, la hauteur permettant de trouver un coefficient de diffusion égal à celui du matériau se situe autour de 7 cm (estimée par interpolation linéaire). De plus, lorsque la hauteur de la cellule augmente, le coefficient de diffusion identifié diminue.

Expérimentalement, la hauteur des cellules de diffusion est de 15 cm. Bien que cette dernière soit très différente de la hauteur permettant d'approcher au mieux le coefficient de diffusion (7 cm), la hauteur de 15 cm sera retenue pour la suite des simulations afin de s'approcher au mieux des conditions expérimentales.

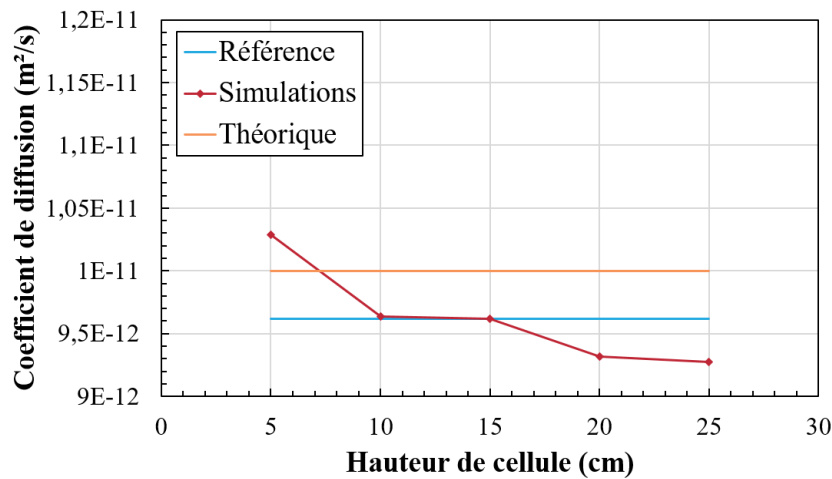


FIGURE 4.9 – Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la hauteur de la cellule (en rouge) et valeur de référence (en bleu).

De plus, la largeur influençant peu le résultat obtenu, la largeur de 15 cm utilisée pour l'essai de référence sera conservée.

4.2.3 Influence de la concentration en ions chlorures dans la cellule amont

Dans cette partie, l'influence de la concentration en chlorures dans la cellule amont sera étudiée. La figure 4.10 donne l'évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la concentration dans la cellule amont.

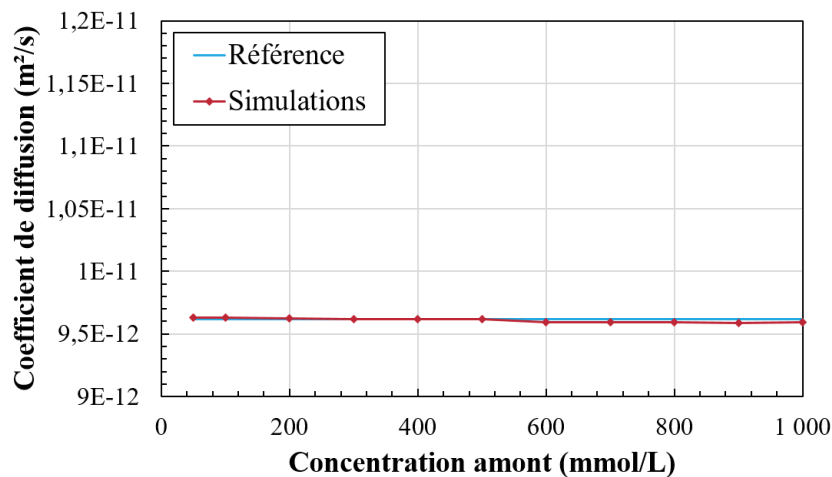


FIGURE 4.10 – Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la concentration en ions chlorures dans la cellule amont (en rouge) et valeur de référence (en bleu).

Les résultats obtenus pour toutes les valeurs de concentration sont très proches de la valeur de référence avec un écart relatif inférieur à 0,05% pour toutes les valeurs. Ceci signifie que numériquement la concentration amont n'influence pas la valeur du coefficient de diffusion identifié. De plus, les essais de migration sont classiquement réalisés avec la concentration en sel retrouvée dans l'eau de mer, soit 500 mmol L⁻¹.

Cette valeur est donc conservée pour la suite des essais.

4.2.4 Influence du potentiel électrique imposé en aval

Dans cette partie, l'influence du potentiel électrique imposé en aval sera étudiée. En effet, il n'existe pas de consensus sur la tension à imposer aux bornes du spécimen testé. Dans la norme NT Build 355 [21], il est recommandé d'imposer une tension minimale de 12 V afin que les phénomènes de transport liés à la convection et à la diffusion naturelle soient négligeables devant la migration sous champ électrique. La tension imposée doit également être suffisamment faible pour que la température n'atteigne pas 40°C. La figure 4.11 donne l'évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction du potentiel électrique imposé en aval.

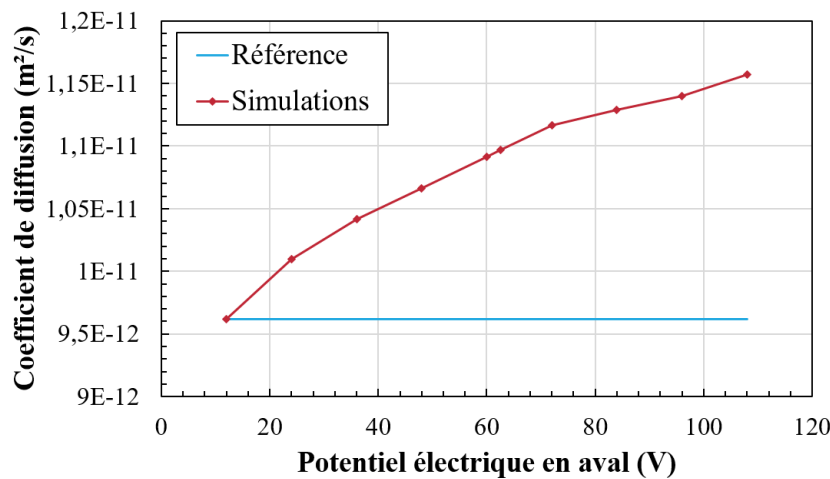


FIGURE 4.11 – Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction du potentiel électrique imposé en aval (en rouge) et valeur de référence (en bleu).

Lorsque le potentiel électrique en aval augmente, le coefficient de diffusion identifié augmente également et atteint un écart relatif de presque 20% avec la référence pour une tension de 108 V. Cet écart relatif est à relativiser, compte tenu du fait que la valeur attendue devrait être celle imposée au matériau ($D_c = 1 \times 10^{-11} \text{m}^2 \text{s}^{-1}$). Ainsi, le coefficient de diffusion identifié pour une tension égale à 108 V aurait un écart relatif de 15% avec la valeur théorique du matériau.

La figure 4.12 donne l'évolution du temps d'initiation, qui correspond à l'intersection entre la droite représentant le régime stationnaire et l'axe des abscisses (voir chapitre 2), en fonction du potentiel électrique imposé aux bornes du spécimen.

Lorsque le potentiel électrique imposé en aval augmente, le temps d'initiation diminue. Ce résultat est cohérent, puisque le potentiel électrique est à l'origine de la migration des chlorures. Ceci signifie que l'augmentation de potentiel augmente la vitesse de déplacement des chlorures. Quelles que soient les valeurs choisies, le temps d'initiation reste inférieur à 60 h (2,5 jours) et peut même être inférieur à 10 h. Ceci peut être un critère important pour l'expérimental en raison de la disponibilité du matériel, notamment celui permettant le chargement mécanique appliqué au spécimen.

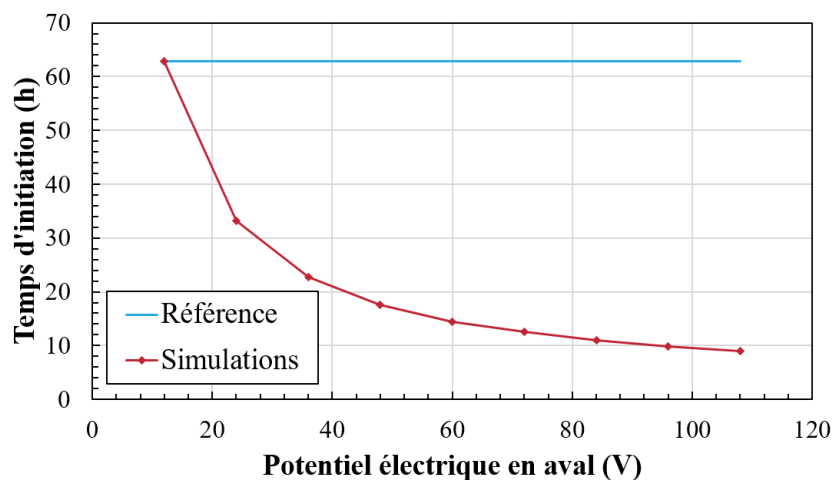


FIGURE 4.12 – Évolution du temps d'initiation identifié en fonction du potentiel imposé en aval (en rouge) et valeur de référence (en bleu).

Cette étude ne nous permet pas de conclure sur le choix à faire pour le potentiel électrique imposé mais met en garde contre l'utilisation d'une tension trop élevée qui peut entraîner une surestimation du coefficient de diffusion identifié. Pour la suite de l'étude numérique, la valeur du potentiel électrique appliqué en aval pour l'essai de référence (12 V) est conservée.

Expérimentalement, le potentiel électrique aval est choisi égal à 62,5 V (correspondant à 65 V aux bornes des cellules) pour minimiser la durée de l'essai. Des considérations concernant l'épaisseur du spécimen, la durée de l'essai ou encore la possible transformation des chlorures en composés chlorés ont permis ce choix, justifié dans le [chapitre 5](#). Une simulation avec cette valeur du potentiel électrique en aval a été réalisée et a permis d'identifier un coefficient de diffusion égal à $1,10 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, soit un écart relatif de 14% par rapport à la référence.

4.2.5 Influence de la localisation des cellules

Dans cette partie, l'influence de la localisation des cellules sera étudiée. En effet, dans certains résultats présentés dans les sections suivantes, il a été suggéré que la proximité de la cellule avec l'extrémité du spécimen induisait un effet de paroi. De plus, les essais de migration sont classiquement réalisés avec une cellule sur toute la hauteur du spécimen alors que les cellules envisagées dans ce projet ne couvrent pas l'ensemble de cette hauteur. Afin de s'assurer de la fiabilité des résultats pour différents positionnement de la cellule, les configurations suivantes seront testées :

- un spécimen considéré "infini" avec une longueur de spécimen très grande devant la hauteur de la cellule ([figure 4.13b](#));
- un spécimen avec une cellule décentrée, à 1 cm du bord du spécimen ([figure 4.13c](#));
- un spécimen avec une cellule décentrée, à 5 cm du bord du spécimen ([figure 4.13d](#));
- un spécimen avec une cellule qui couvre toute la hauteur du spécimen, tel que fait classiquement dans un essai de migration ([figure 4.13e](#));
- un spécimen centrée, mais avec l'imposition de la concentration amont, de la masse électrique et du

potentiel électrique sur toute la hauteur du spécimen, plutôt que juste au niveau de la cellule tel que fait dans l'essai de référence (figure 4.13f);

- la disposition de référence est comparée aux autres configurations et est rappelée sur la figure 4.13a.

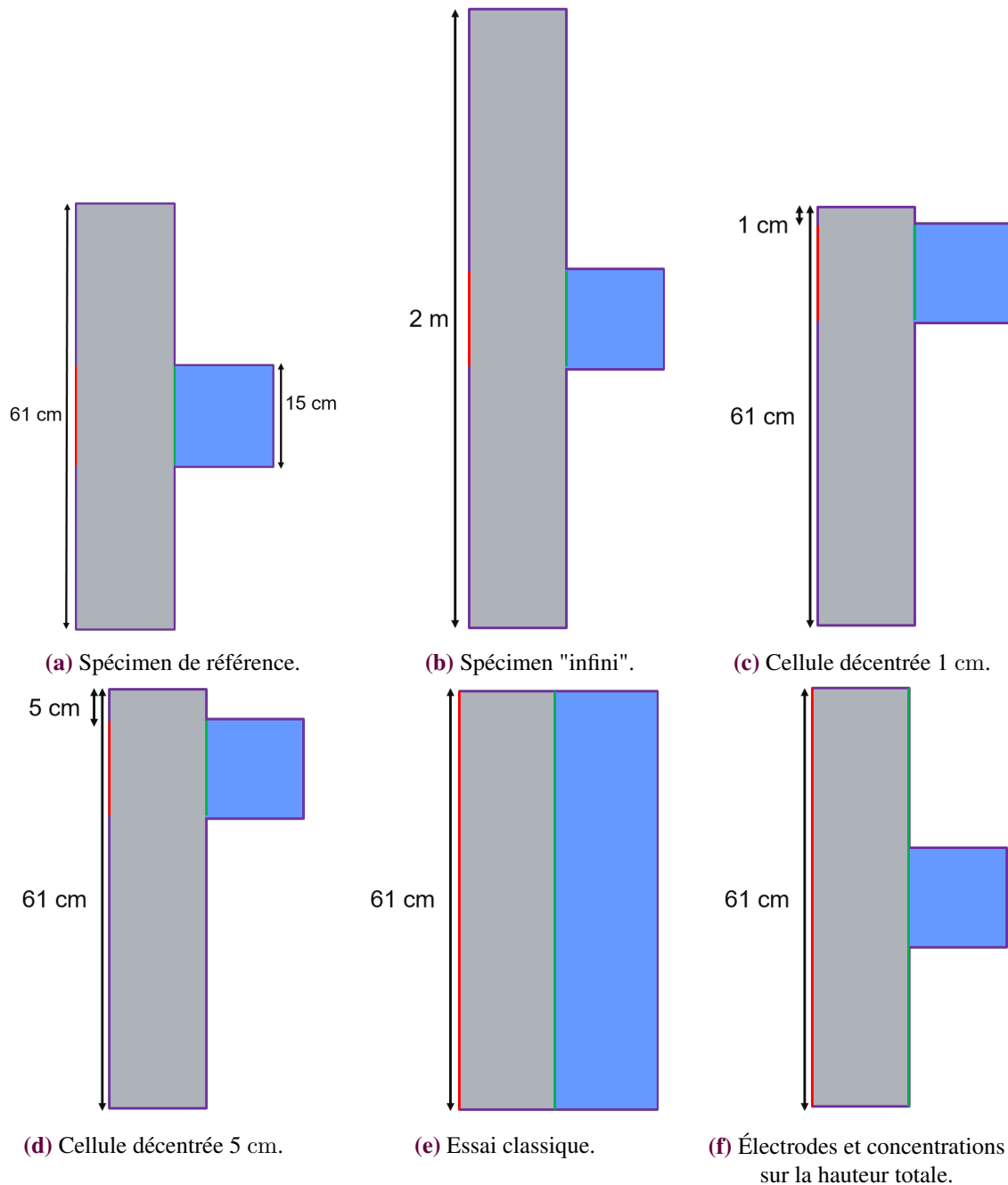


FIGURE 4.13 – Dispositions géométriques testées.

La figure 4.14 présente le coefficient de diffusion effectif identifié dans les différentes configurations géométriques ainsi que les écarts relatifs par rapport à l'essai de référence.

Le coefficient de diffusion identifié dans le spécimen "infini" est très similaire à celui identifié dans le

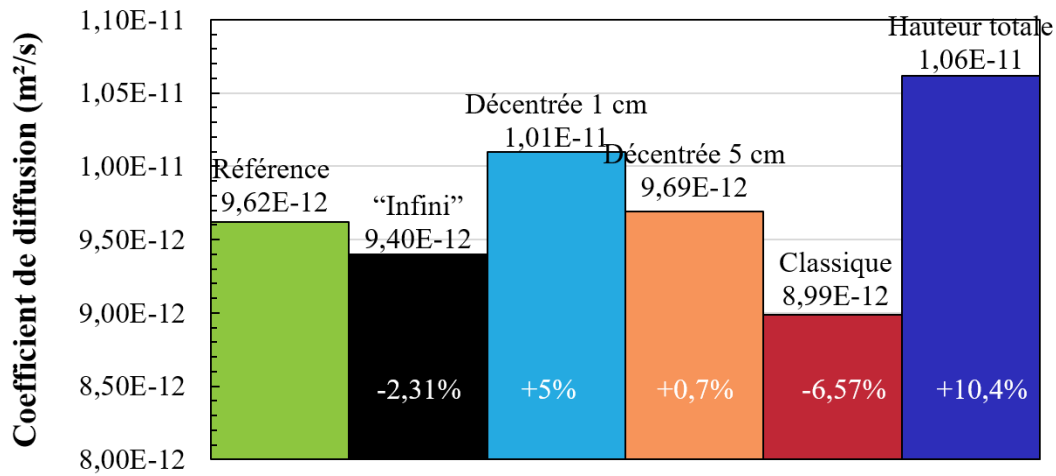


FIGURE 4.14 – Coefficients de diffusion identifiés en fonction de la disposition géométrique.

spécimen de référence.

Pour le spécimen avec la cellule décentrée à 1 cm du bord du spécimen, le coefficient de diffusion est plus élevé que pour la configuration de référence. Cette différence est liée à l'effet de paroi qui ramène les chlorures vers les cellules et diminue ainsi leur trajet moyen. Les chlorures sont alors plus rapides à traverser le spécimen, ce qui augmente le coefficient de diffusion.

En revanche, pour le spécimen avec la cellule décentrée à 5 cm du bord du spécimen, le coefficient de diffusion est presque le même que celui de l'essai de référence. L'effet de paroi ne semble donc pas visible à une distance de plus de 5 cm de l'extrémité du spécimen.

Au contraire, l'essai classique de migration électrique avec cellule et spécimen de 61 cm de hauteur donne un coefficient de diffusion plus faible que l'essai de référence. Ce résultat est surprenant puisqu'il s'agit de la configuration d'essai utilisée classiquement et une valeur plus proche du coefficient de diffusion imposé au béton est attendue.

Enfin, la dernière configuration (figure 4.13f) a des électrodes et une concentration amont sur toute la hauteur du spécimen de 61 cm. La cellule a une hauteur de 15 cm. Cette configuration donne un coefficient de diffusion plus grand que le coefficient de diffusion théorique. Ceci montre que la différence entre l'essai de référence et le résultat théorique est liée aux effets de bord des électrodes. La figure 4.15 confirme que, pour cette configuration, le champ électrique dans le spécimen n'a aucun effet de bord, à l'inverse de ce qui est visible dans la configuration de référence sur la figure 4.4. Ainsi, cette cinquième configuration offre un champ électrique uniquement unidirectionnel qui hausse légèrement le coefficient de diffusion obtenu.

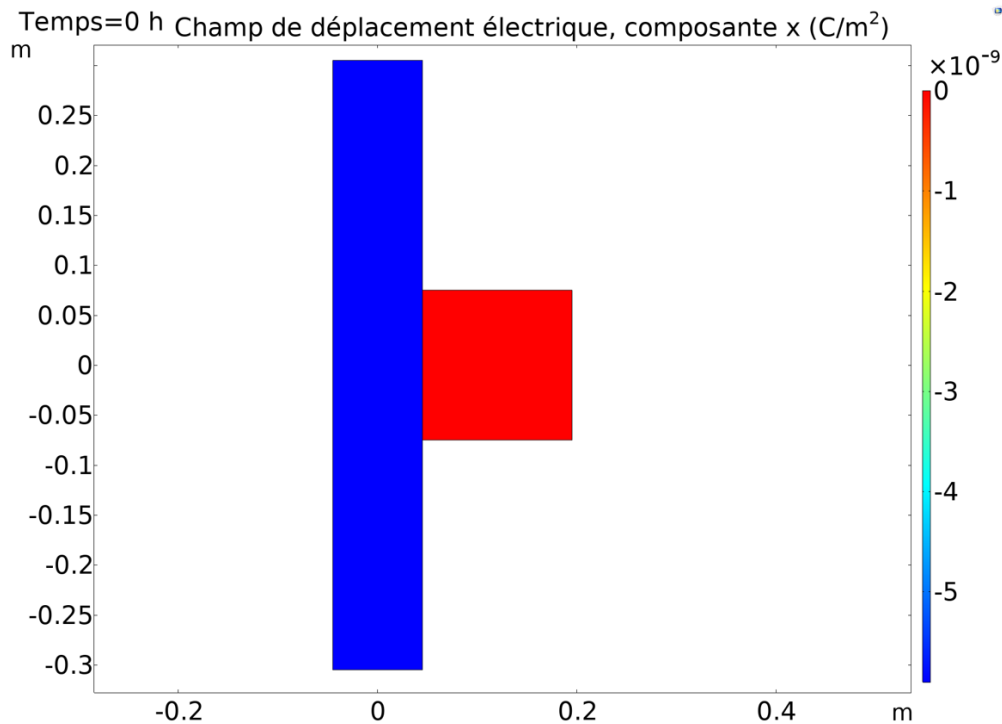


FIGURE 4.15 – Champ électrique dans la configuration où les électrodes se trouvent sur toute la hauteur.

En conclusion, les cellules ne doivent pas être placées à moins de 5 cm de l'extrémité du spécimen au risque de surestimer le coefficient de diffusion, à cause de l'effet de paroi. De plus, la configuration de référence ou décentrée de 5 cm procure un coefficient de diffusion environ 6,6% plus élevé que la configuration classique adoptée dans la majorité des études, mais néanmoins plus proche de la valeur théorique du coefficient de diffusion.

4.2.6 Conclusion

Pour conclure, cette série de simulations d'essais de migration a permis d'étudier l'effet de plusieurs paramètres physiques. Les principaux résultats sont résumés ci-dessous :

- Dans un premier temps, il était important de vérifier que le maillage n'influait pas les résultats obtenus, ce qui est le cas pour un maillage de taille moyenne inférieure à 40 mm ;
- En ce qui concerne la taille des cellules de migration, la largeur de ces dernières n'a pas d'influence sur le résultat obtenu. En revanche, l'augmentation de la hauteur des cellules entraîne la diminution du coefficient de diffusion identifié, bien que les résultats soient tout de même proches de la valeur de référence. La hauteur de 15 cm choisie pour l'essai de référence sera conservée ;

- La concentration en chlorures dans la cellule amont n'influence pas le coefficient de diffusion obtenu numériquement ;
- L'augmentation du potentiel électrique entraîne une augmentation du coefficient de diffusion identifié ainsi qu'une diminution du temps d'initiation ;
- Enfin, le travail sur les dispositions géométriques de la cellule de diffusion a mis en avant un effet de paroi lorsque la cellule se situe à moins de 5 cm de l'extrémité du spécimen. Cela a aussi permis de montrer l'influence de l'effet de bord des électrodes puisque, dans la configuration où l'électrode est présente sur toute la hauteur, l'effet de bord n'est pas présent et le coefficient de diffusion identifié est plus grand que celui imposé.

4.3 Modélisation d'un essai avec 2 cellules de diffusion

Les essais de migration des chlorures nécessitent une différence de potentiel électrique entre les faces du spécimen testé. Ceci implique la présence d'un champ électrique. La présence de deux cellules de migration peut alors entraîner des interactions entre les différents champs électriques et les phénomènes de migration. C'est pourquoi il est important de vérifier à partir de quelle distance entre les cellules les interactions deviennent négligeables.

Dans cette partie, l'influence de la présence d'une cellule sur l'autre sera étudiée. Dans un premier temps, la distance entre les cellules sera variée et dans un deuxième temps le champ électrique entre les deux cellules sera inversé.

4.3.1 Influence de la distance entre les cellules

Dans cette partie, des simulations seront réalisées avec deux cellules sur le spécimen en faisant varier la distance entre elles (figure 4.16). L'essai sera réalisé de sorte que la position des cellules est symétrique par rapport à l'axe central, ce qui signifie que les coefficients de diffusion identifiés sont les mêmes dans les deux cellules. La figure 4.17 donne l'évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la distance entre les deux cellules.

Le coefficient de diffusion diminue quand la distance entre les cellules augmente pour des distances inférieures à 15 cm. Cela confirme que lorsque les cellules sont trop proches, il y a une interaction qui modifie la valeur du coefficient de diffusion identifié. En revanche, le coefficient de diffusion augmente avec la distance lorsque celle-ci est supérieure à 15 cm. Ceci est lié à l'effet de paroi, étudié dans la sous-section 4.2.5 : lorsque les cellules deviennent trop proches du bord du spécimen, la réflexion des chlorures sur la paroi diminue leur temps de parcours d'une cellule à l'autre et augmente le coefficient de diffusion identifié.

La figure 4.18 donne l'évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la distance entre les deux cellules, mais cette fois lorsque le spécimen est considéré "infini". La valeur du coefficient de diffusion sur le spécimen "infini" avec une unique cellule, identifiée dans la sous-section 4.2.5, est également donnée. Les écarts relatifs sont donnés par rapport à la valeur sur spécimen "infini".

Comme décrit précédemment, pour une faible distance (ici inférieure à 10 cm), le coefficient de diffusion diminue lorsque la distance entre les cellules augmente. En revanche, quand la distance est supérieure à

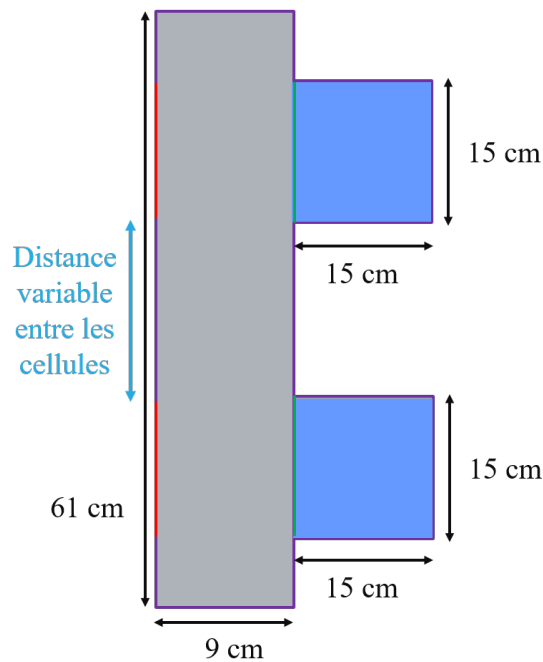


FIGURE 4.16 – Disposition géométrique.

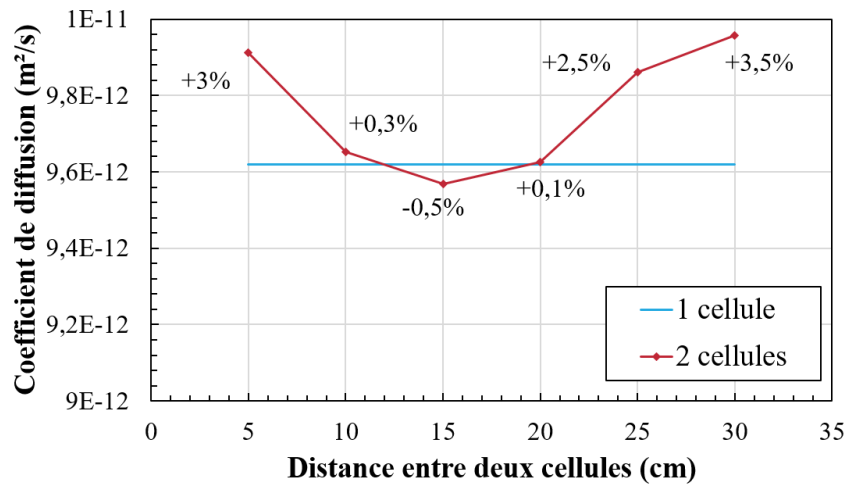


FIGURE 4.17 – Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la distance entre les deux cellules (en rouge) et valeur de référence (en bleu).

10 cm, le coefficient de diffusion reste stable et proche de la valeur dans le spécimen "infini" avec une cellule. Ceci confirme que l'augmentation du coefficient de diffusion dans un spécimen de référence est lié à l'effet de paroi, celui-ci étant absent dans le spécimen "infini".

En conclusion, pour un spécimen de longueur 61 cm la distance idéale entre deux cellules est de 15 cm : en dessous de cette valeur, il peut y avoir des interactions entre les cellules ; au dessus, les cellules sont trop proches des bords et subissent l'effet de paroi.

Ce résultat a pu être vérifié expérimentalement. À la suite de la réalisation d'un essai de migration sous champ électrique dans le programme préliminaire, le spécimen testé a été fendu en deux puis une solution de

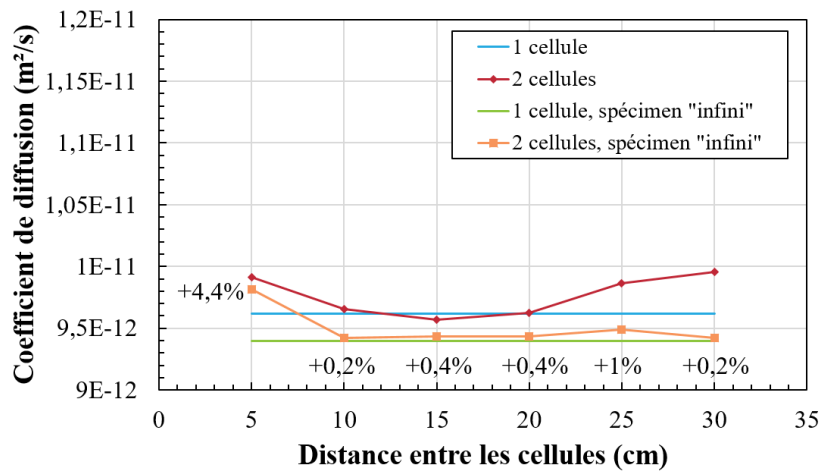


FIGURE 4.18 – Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la distance entre les deux cellules (en rouge dans le spécimen de référence, en orange dans le spécimen "infini") et valeur dans le spécimen avec une cellule (en bleu dans le spécimen de référence, en vert dans le spécimen "infini").

nitrate d'argent a été vaporisée à la surface pour déterminer quelles parties du béton avaient été atteintes par les chlorures (en blanc) ou non (en brun). La figure 4.19 montre que les chlorures ont diffusé sur une zone d'environ 17 cm, ce qui correspond à une distance de 4,5 cm en dehors de la cellule. Par conséquent, cette vérification expérimentale indique que la distance minimale entre deux cellules pour éviter une influence de l'une sur l'autre est de 9 cm. Cela signifie aussi que les cellules doivent se situer au minimum à 4,5 cm du haut et du bas du spécimen pour éviter l'effet de paroi. Ces résultats sont cohérents avec les résultats des simulations présentées précédemment.

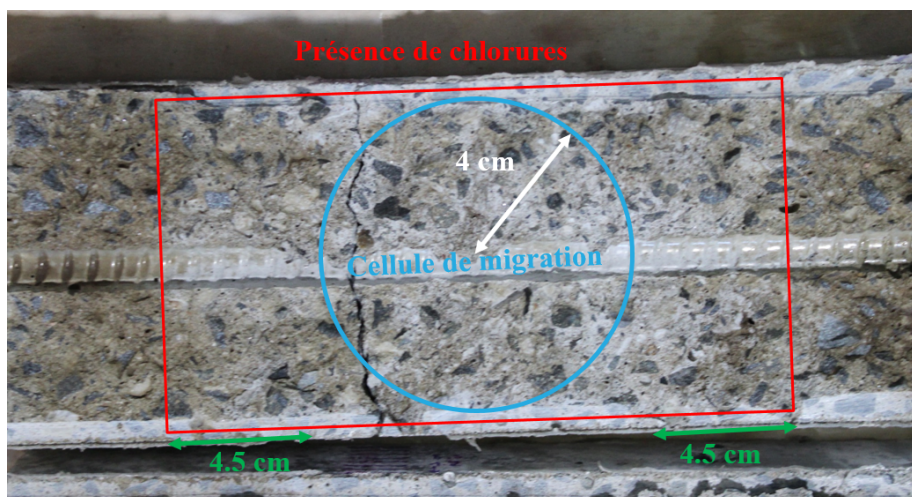


FIGURE 4.19 – Vaporisation de nitrate d'argent sur un béton après un essai de migration sous champ électrique, permettant de détecter la présence de chlorures (en blanc) ou son absence (en brun).

Ainsi, les simulations et la vérification expérimentale ont permis de montrer qu'il existe une zone de 5 cm à respecter autour de chaque cellule. Dans le cas d'un spécimen de 61 cm avec des cellules de 15 cm, cela revient à une distance entre les cellules comprise entre 10 cm et 21 cm ($= 61 - 2 \times 15 - 2 \times 5$), ce qui correspond bien aux résultats observés sur la figure 4.17.

4.3.2 Influence de l'inversion du champ électrique entre deux cellules

Afin de limiter l'influence des cellules l'une sur l'autre, une idée est d'inverser le champ électrique et donc le sens de diffusion entre les deux cellules, tout en faisant varier la distance entre les cellules. La figure 4.20 donne l'évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la distance entre les deux cellules.

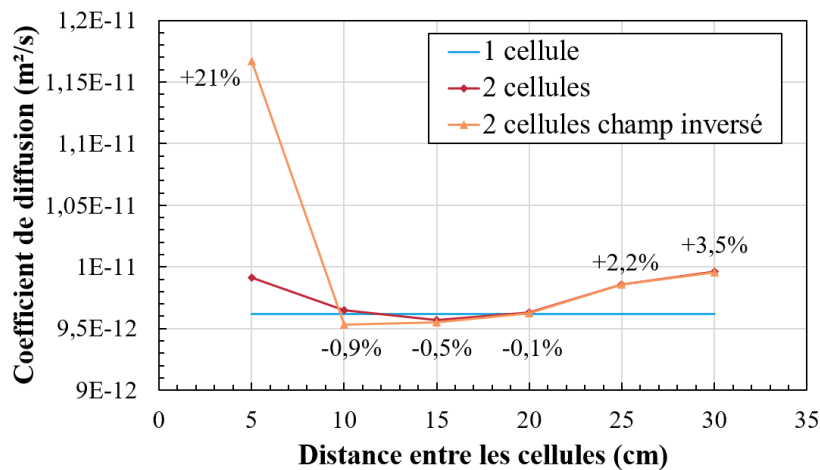


FIGURE 4.20 – Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la distance entre les deux cellules avec champs inversés (en orange), avec champ classique (en rouge) et valeur de référence (en bleu).

Pour une distance inférieure à 15 cm, le coefficient de diffusion identifié avec les champs inversés donne un écart relatif avec la valeur de référence plus grand que dans le cas des deux champs dans le même sens. En revanche pour les autres distances, les résultats sont similaires entre les champs dans le même sens et les champs inversés. Par conséquent, l'inversion des champs électriques d'une cellule par rapport à l'autre n'a pas grand intérêt et est même désavantageux pour des cellules trop proches l'une de l'autre.

4.4 Modélisation d'un essai avec trois cellules de diffusion

Dans cette partie, l'étude sera similaire à la partie précédente, mais en présence de 3 cellules. Les simulations seront réalisées avec trois cellules en faisant varier la distance entre elles. La configuration est telle que l'essai est symétrique par rapport à l'axe central. Comme il y a trois cellules, il faut distinguer les cellules du bord qui auront théoriquement les mêmes coefficients de diffusion par symétrie et la cellule du milieu. Afin de mener cette étude, exceptionnellement, les cellules auront une hauteur de 10 cm afin de pouvoir tester plusieurs distances entre cellules. La figure 4.21 donne l'évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la distance entre les cellules. La valeur de référence est celle d'une seule cellule de 10 cm de hauteur et les écarts relatifs sont calculés par rapport à cette valeur.

Dans le cas de la cellule du milieu, le coefficient de diffusion identifié diminue quand la distance augmente. En revanche, pour les cellules du bord, le coefficient de diffusion identifié diminue d'abord avant d'augmenter à cause de l'effet de paroi. Les écarts relatifs semblent grands, mais la valeur de référence est changée et correspond à la valeur pour une seule cellule avec une hauteur de 10 cm. Or, cette valeur est éloignée du coefficient de diffusion théorique imposé au matériau dans les simulations. En réalité, les écarts relatifs des résultats des essais avec 3 cellules se trouvent assez proches de cette valeur théorique.

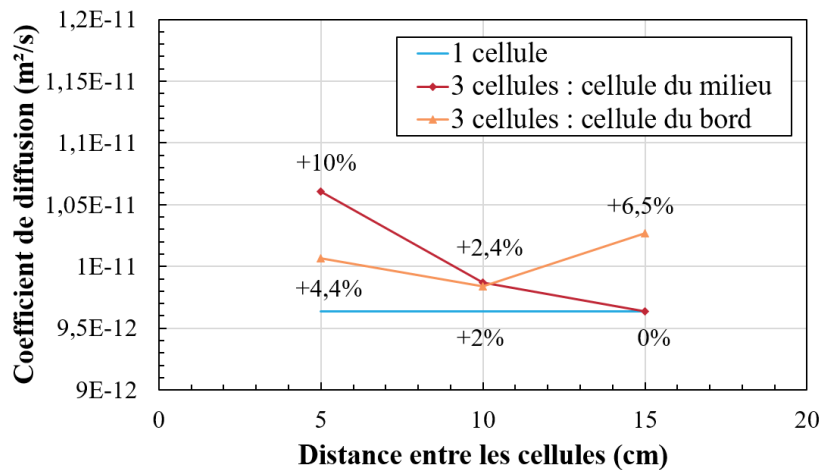


FIGURE 4.21 – Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la distance entre les cellules (en rouge dans la cellule du milieu et en orange dans les cellules du bord) et valeur de référence de hauteur 10 cm (en bleu).

En conclusion, il faut une distance minimale de 10 cm entre les cellules, tout en faisant en sorte qu'elles se trouvent pas trop proches des bords. Il faudra peut-être donc augmenter la hauteur du spécimen d'essai en laboratoire pour respecter ces critères.

4.5 Impact de la fissuration

L'objectif de la campagne expérimentale qui sera menée est de mesurer le coefficient de diffusion dans le béton micro-fissuré et macro-fissuré. Cette étude va permettre de connaître l'influence que pourrait avoir une fissure, qu'elle soit micro- ou macroscopique, sur la mesure du coefficient de diffusion.

4.5.1 Cas d'une macro-fissure droite

Dans cette partie, l'influence d'une fissure linéaire et droite sur la mesure des coefficients de diffusion sera étudiée. La fissure est représentée par un rectangle rempli d'eau, puisque le spécimen est saturé avant les essais de migration. La figure 4.22 illustre la fissure dans le spécimen : celle-ci est centrée sur le spécimen et sur la cellule de diffusion. Son ouverture varie pour les simulations.

La figure 4.23 donne l'évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de l'ouverture de fissure imposée.

Il est possible de calculer le coefficient de diffusion dans la fissure avec un modèle parallèle comme le suggère Tognazzi [81] et comme présenté dans le chapitre 2. La section de matériau fissuré de coefficient de diffusion $D_{fissuré}$ est séparée en une section de matériau sain de section A_{sain} et de coefficient de diffusion D_c et en une fissure de section A_f et de coefficient de diffusion D_f , comme indiqué sur la figure 2.16. Par ailleurs, il est considéré que le coefficient de diffusion dans la fissure est égal au coefficient de diffusion dans l'eau. L'équation traduisant cette partition de flux (équation (2.11)) est appliquée au cas de la fissure droite dans un spécimen d'une hauteur h avec une fissure d'ouverture w (équation (4.8)).

$$D_{fissuré} = \frac{(h - w) \times D_c + w \times D_f}{h} \quad (4.8)$$

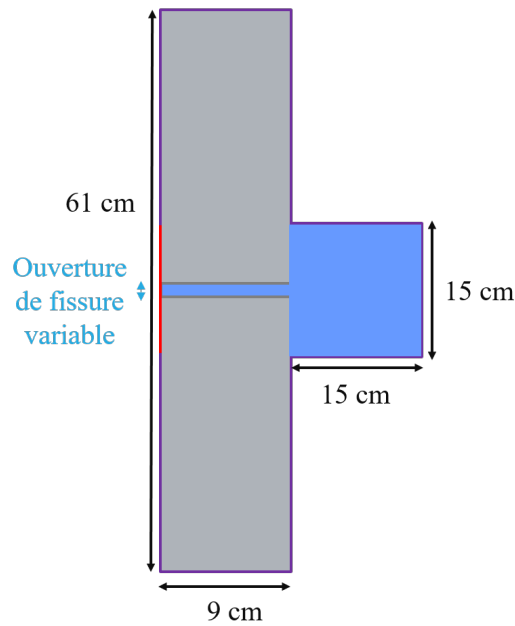


FIGURE 4.22 – Disposition géométrique du spécimen fissuré.

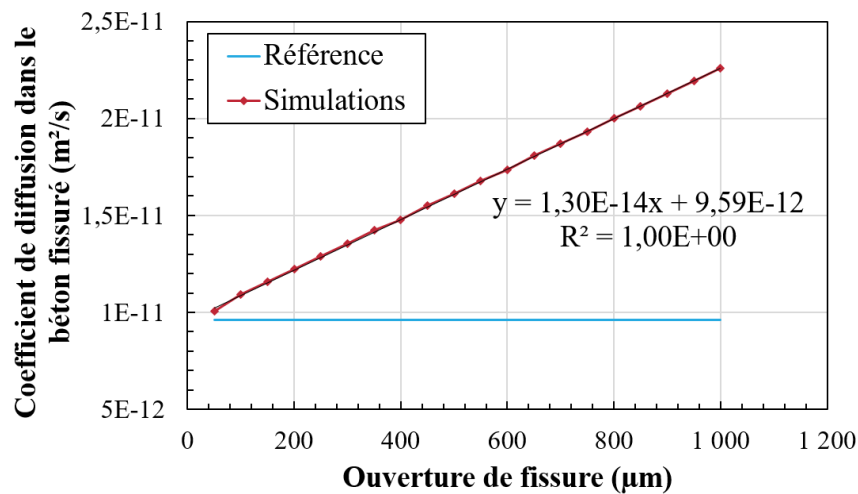


FIGURE 4.23 – Évolution du coefficient de diffusion dans le béton fissuré, identifié sur les simulations, en fonction de l'ouverture de fissure (en rouge) et valeur de référence (en bleu).

Tel qu'attendu avec le modèle parallèle décrit à l'équation (4.8), le coefficient de diffusion identifié dans le béton fissuré augmente linéairement avec l'ouverture de fissure sur la figure 4.23. En interpolant la courbe jusqu'à une ouverture de fissure de 15 cm, correspondant à un essai de migration dans l'eau, le coefficient de diffusion des chlorures dans l'eau doit donc être retrouvé. Ici, cette interpolation avec la droite obtenue donne un coefficient de diffusion égal à $1,96 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, pour un coefficient de diffusion théorique dans l'eau pris égal à $2 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$. Les résultats sont donc cohérents.

L'équation (4.8) peut alors être manipulée pour obtenir l'équation (4.9).

$$D_f = \frac{h-w}{w}(D_{fissuré} - D_c) + D_{fissuré} \quad (4.9)$$

Il est ainsi possible de déterminer le coefficient de diffusion dans la fissure. Les résultats sont présentés sur la figure 4.24.

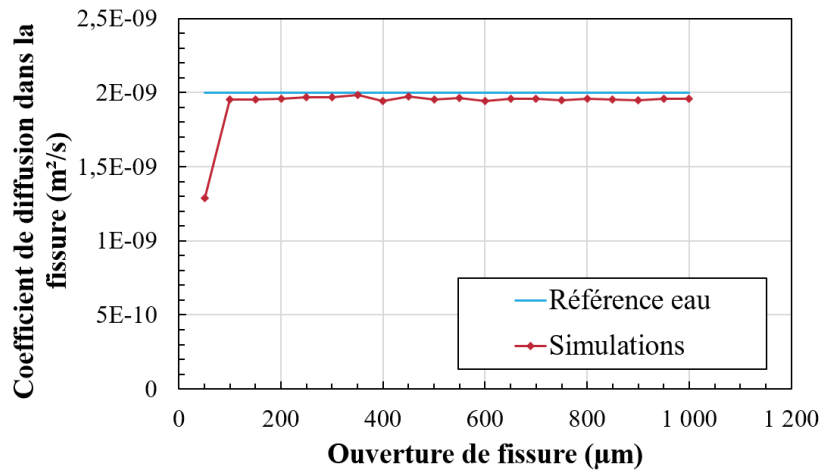


FIGURE 4.24 – Évolution du coefficient de diffusion des chlorures dans la fissure en fonction de l'ouverture de fissure (en rouge) et valeur de référence du coefficient de diffusion des chlorures dans l'eau (en bleu).

Le coefficient de diffusion dans la fissure est proche du coefficient de diffusion dans l'eau, qui a été imposé dans la fissure. En revanche, pour $w = 50 \mu\text{m}$, la valeur obtenue est assez éloignée du coefficient de diffusion de l'eau. Cette différence semble liée à une erreur numérique sur la valeur de $D_{fissuré}$, déjà présente sur la figure 4.23 et amplifiée par la division par une petite ouverture de fissure.

Afin de confirmer si cette observation est bien liée à une erreur numérique, une vérification a été réalisée. L'équation (4.8) est appliquée avec les valeurs théoriques des coefficients de diffusion du béton et de l'eau à la place du coefficient sain et dans la fissure. Ceci permet de comparer le coefficient de diffusion du béton fissuré théorique avec les valeurs obtenues via les simulations avec COMSOL Multiphysics®. La figure 4.25 donne cette comparaison.

Les deux courbes concordent et suivent la même évolution. Ceci confirme que la valeur singulière observée pour l'ouverture de fissure égale à $50 \mu\text{m}$ est bien liée à une erreur numérique amplifiée par la division par une faible valeur de l'ouverture de fissure.

4.5.2 Cas d'une macro-fissure tortueuse

L'influence d'une fissure tortueuse sur la mesure des coefficients de diffusion sera étudiée. La figure 4.26 donne la représentation de la fissure en dents de scie dans le spécimen. Celle-ci est centrée sur le spécimen et sur la cellule de diffusion, et est remplie d'eau. Son ouverture varie pour les simulations. La longueur de la fissure est de 13 cm, ce qui donne une tortuosité (longueur de la fissure/longueur de la fissure si elle était

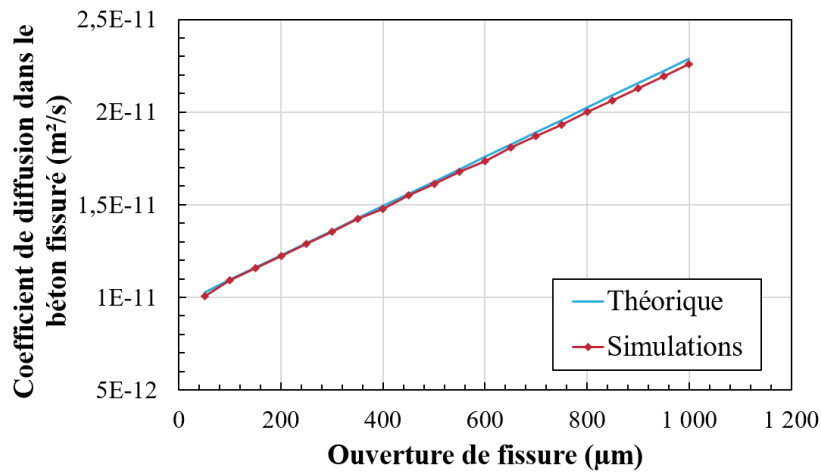


FIGURE 4.25 – Évolution du coefficient de diffusion des chlorures dans le béton fissuré calculé à partir des valeurs théoriques (en bleu) et donné par les simulations (en rouge).

droite) égale à 1,4.

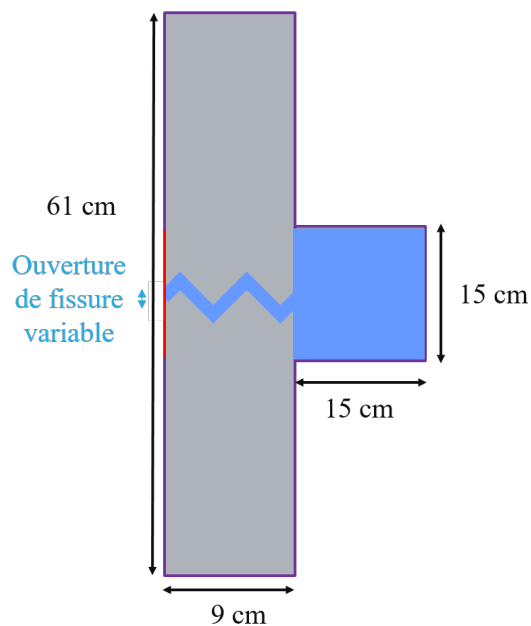


FIGURE 4.26 – Disposition géométrique du spécimen fissuré par une fissure en dents de scie.

La figure 4.27 donne l'évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de l'ouverture de fissure. L'augmentation du coefficient de diffusion avec l'augmentation de l'ouverture de fissure est moins importante pour la fissure tortueuse que pour la fissure droite étudiée dans la sous-section 4.5.1. Ceci s'explique par un trajet plus long à effectuer par les chlorures dans la fissure.

Comme précédemment, le coefficient de diffusion est donné sur la figure 4.28 en fonction de l'ouverture de fissure. Le coefficient de diffusion augmente très légèrement et reste stable autour d'une valeur limite de $1 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$. Cette fois, la valeur limite est inférieure au coefficient de diffusion des chlorures dans

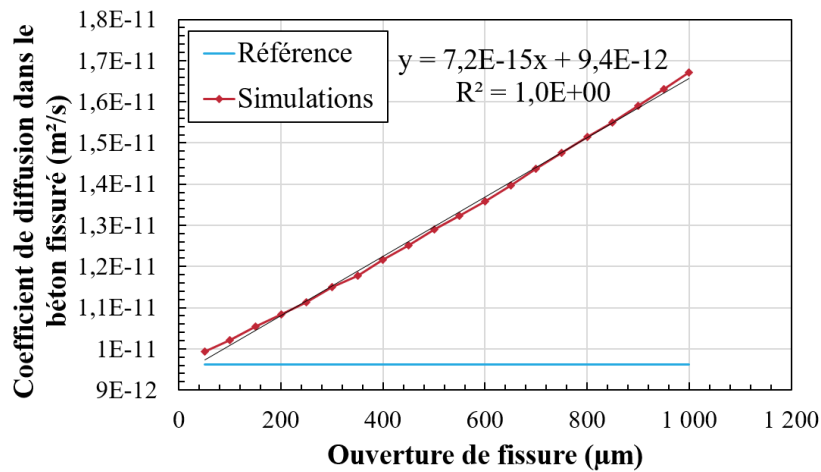


FIGURE 4.27 – Évolution du coefficient de diffusion dans le béton fissuré en fonction de l’ouverture de fissure tortueuse (en rouge) et valeur de référence (en bleu).

l’eau ($2 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$). Ceci s’explique encore une fois par la forme de la fissure qui ralentit la diffusion des chlorures.

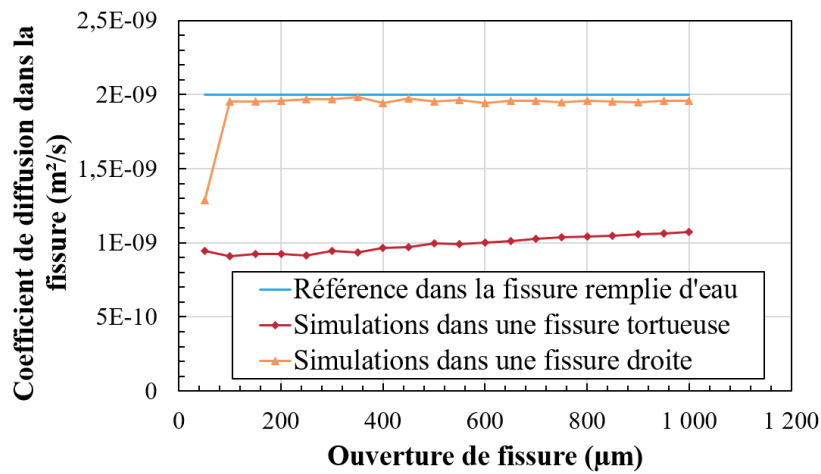


FIGURE 4.28 – Évolution du coefficient de diffusion dans la fissure tortueuse (en rouge) et dans la fissure droite (en orange) en fonction de l’ouverture de fissure et valeur de référence dans l’eau (en bleu).

4.5.3 Cas d'une zone micro-fissurée

L'influence d'une zone micro-fissurée sur la mesure des coefficients de diffusion sera étudiée. Sur COMSOL Multiphysics®, il est possible d'utiliser un modèle donnant le coefficient de diffusion en fonction de la porosité du matériau. Un modèle de ce type sera utilisé pour représenter la micro-fissuration du matériau. La figure 4.29 donne la représentation de la micro-fissure dans le spécimen : celle-ci est représentée par un rectangle de hauteur 100 µm dans lequel la porosité variera pour les simulations. Elle est centrée sur le spécimen et sur la cellule de diffusion.

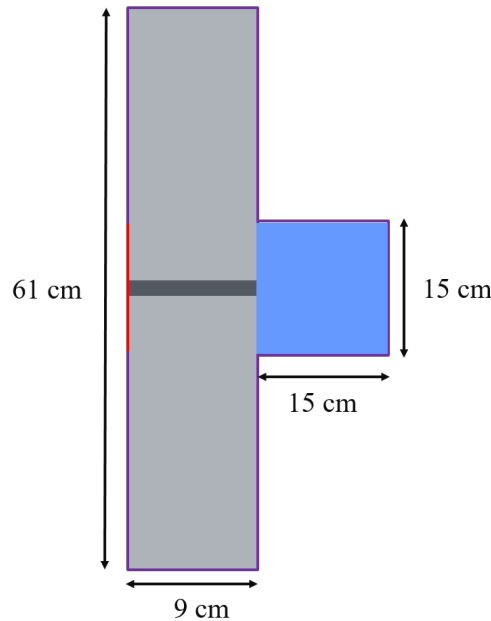


FIGURE 4.29 – Disposition géométrique du spécimen fissuré par une micro-fissure.

Le modèle utilisé dans COMSOL Multiphysics® pour représenter la micro-fissuration est une version simplifiée du modèle de Bruggeman, dans lequel la porosité est représentée par des inclusions d'eau dans la matrice de béton. Le modèle de Bruggeman est donné par l'équation (4.10). Sa simplification, utilisée dans COMSOL Multiphysics®, est donnée à l'équation (4.11), où φ est la porosité du matériau.

$$D_{fissure} = \frac{1}{2} \left(S + \sqrt{S^2 + 4D_{eau} D_c} \right) \text{ avec } S = (2\varphi - 1)D_{eau} + (1 - 2\varphi)D_{sain} \quad (4.10)$$

$$D_{fissure} = \varphi \sqrt{\varphi} D_{eau} \quad (4.11)$$

La figure 4.30 donne l'évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la porosité. La porosité égale à 0 correspond au modèle sans fissure.

L'augmentation locale de la porosité (représentant l'impact d'une micro-fissure) entraîne une augmentation du coefficient de diffusion identifié. La relation entre la porosité et le coefficient de diffusion semble quadratique, puisque sur l'intervalle $[0; 1]$ la fonction $x\sqrt{x}$ est proche d'une forme quadratique.

Il est possible, comme expliqué précédemment, de calculer le coefficient de diffusion dans la fissure. La figure 4.31 donne l'évolution en fonction de la porosité du coefficient de diffusion dans la micro-fissure calculé à partir des simulations COMSOL Multiphysics® (en rouge), du modèle simplifié de Bruggeman

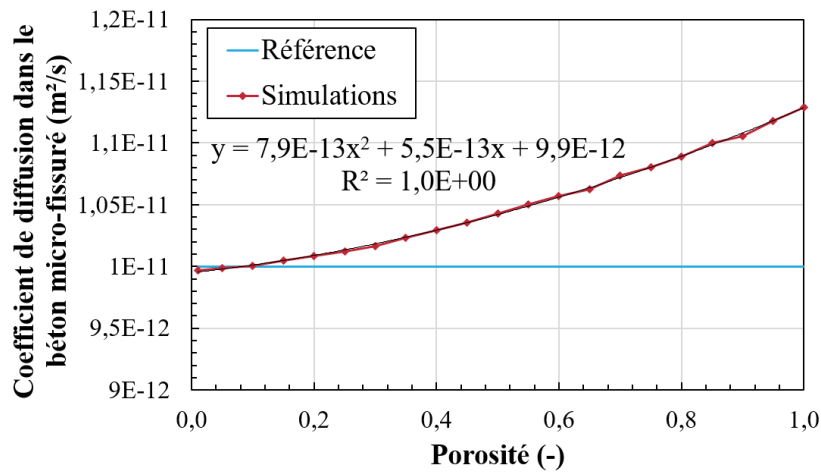


FIGURE 4.30 – Évolution du coefficient de diffusion dans le béton micro-fissuré en fonction de la porosité (en rouge) et valeur de référence (en bleu).

utilisé dans COMSOL Multiphysics® (en bleu) et du modèle non simplifié de Bruggeman (en orange).

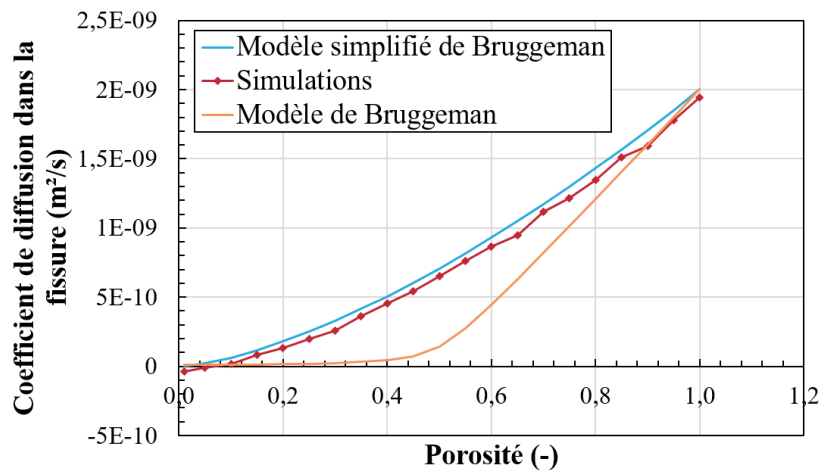


FIGURE 4.31 – Évolution en fonction de la porosité du coefficient de diffusion dans la fissure calculé à partir des simulations COMSOL Multiphysics® (en rouge), du modèle simplifié de Bruggeman utilisé dans COMSOL Multiphysics® (en bleu) et du modèle non simplifié de Bruggeman (en orange).

Les courbes bleue et orange correspondent bien au modèle théorique pour les porosités limites. Pour une porosité nulle, le modèle atteint le coefficient de diffusion dans le béton non fissuré, alors que pour une porosité égale à 1, le modèle donne le coefficient de diffusion dans l'eau. Entre les deux, les courbes diffèrent puisque les modèles ne sont pas exactement les mêmes : l'un est la simplification de l'autre. La courbe donnée par les simulations est très proche du modèle simplifié de Bruggeman. De plus, pour une porosité proche de 0, la valeur identifiée est négative. Cette erreur s'explique par un coefficient de diffusion sous-estimé dans le béton comportant une porosité presque nulle, comme c'était déjà le cas sur la [figure 4.30](#).

Une seconde série de simulations a été menée avec une micro-fissuration sur toute la hauteur de la cellule ([figure 4.32](#)). La [figure 4.33](#) illustre l'évolution du coefficient de diffusion dans le béton micro-fissuré

en fonction de la porosité dans ce cas.

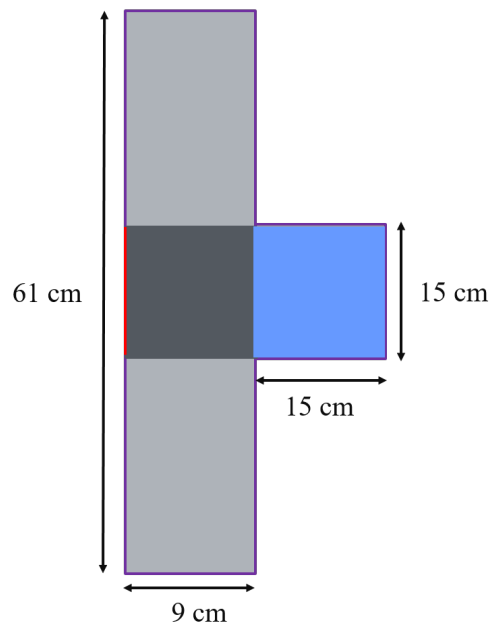


FIGURE 4.32 – Disposition géométrique du spécimen fissuré par une micro-fissuration sur toute la hauteur de la cellule.

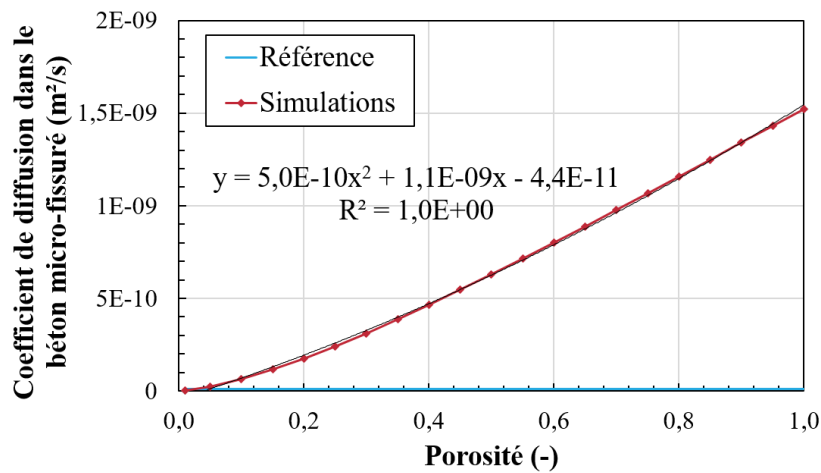


FIGURE 4.33 – Évolution du coefficient de diffusion en fonction de la porosité représentant la micro-fissuration (en rouge) et valeur de référence (en bleu).

L'augmentation de la porosité entraîne une augmentation du coefficient de diffusion identifié. La relation entre porosité et coefficient de diffusion est quadratique. Cependant, l'augmentation est bien plus nette que précédemment du fait de la largeur de la zone dans laquelle la micro-porosité est augmentée. Ainsi, le coefficient de diffusion pour une porosité égale à 1, correspondant à une diffusion dans l'eau, est autour de $1,5 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, ce qui est cohérent avec le coefficient de diffusion dans l'eau égal à $2 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$.

Comme précédemment, la **figure 4.34** donne l'évolution du coefficient de diffusion en fonction de la porosité (représentant la micro-fissuration) calculé à partir des simulations COMSOL Multiphysics® (en rouge), du modèle de Bruggeman simplifié (en bleu) et du modèle non simplifié de Bruggeman (en orange).

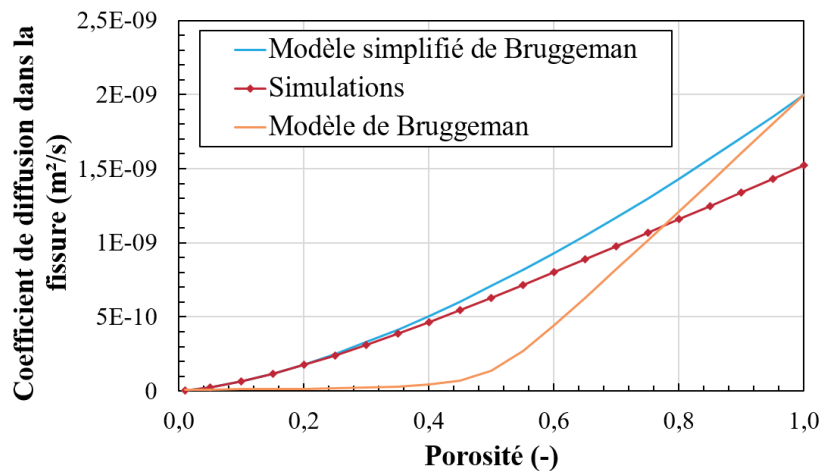


FIGURE 4.34 – Évolution en fonction de la porosité du coefficient de diffusion dans la fissure calculé à partir des simulations COMSOL Multiphysics® (en rouge), du modèle de Bruggeman simplifié (en bleu) et du modèle non simplifié de Bruggeman (en orange).

Les valeurs extrêmes des modèles de Bruggeman simplifié et non simplifié sont cohérentes : pour une porosité égale à 0, le coefficient de diffusion est égal à celui du béton non fissuré, tandis que pour une porosité égale à 1, le coefficient de diffusion tend vers le coefficient de diffusion dans l'eau. Cependant, une différence est à noter entre le modèle de Bruggeman simplifié utilisé dans COMSOL Multiphysics® et les simulations pour de grandes porosités. Ainsi, la différence entre le coefficient de diffusion pour une porosité égale à 1 et le coefficient de diffusion dans l'eau, présente sur la **figure 4.33**, est retrouvée. Aucune explication à cette différence n'a été trouvée.

4.5.4 Conclusion

Cette partie a permis d'évaluer l'effet de différentes sortes de fissures sur le coefficient de diffusion. Le cas de la fissure droite et macroscopique est celui dans lequel le coefficient de diffusion des chlorures dans le spécimen augmente le plus vite. La présence de tortuosité diminue le coefficient de diffusion par rapport à une fissure qui n'en a pas. Il a également été possible de déterminer le coefficient de diffusion des chlorures dans la fissure avec la mesure des coefficients de diffusion dans le béton fissuré. Enfin, ces résultats seront utiles pour vérifier des hypothèses sur la fissuration lors de la campagne expérimentale.

4.6 Modélisation de la fissuration dans le cas d'un essai avec 2 cellules de diffusion

Dans cette partie, la position de la fissure par rapport aux cellules de diffusion sera étudiée. Tout d'abord, la fissure sera centrée entre les cellules, puis plus proche d'une cellule que de l'autre, et enfin, elle sera dans une cellule de diffusion. La fissure sera considérée la plus simple possible, soit comme une macro-fissure droite. Ce choix permettra de voir l'influence la plus forte sur les mesures de coefficient de diffusion.

Les différentes configurations de placement de la fissure testées sont données sur la [figure 4.35](#) :

- Dans le premier cas, la fissure est centrée entre les cellules ([figure 4.35a](#));
- Dans la deuxième configuration, la fissure est plus proche de la cellule du haut que de celle du bas ([figure 4.35b](#));
- Dans la dernière configuration, la fissure se situe dans la cellule du haut ([figure 4.35c](#)).

4.6.1 Influence d'une fissure centrée entre les cellules de diffusion

La fissure est d'abord centrée entre 2 cellules éloignées l'une de l'autre de 15 cm ([figure 4.35a](#)), puisqu'il s'agit de la distance recommandée entre les cellules selon les études précédentes. L'ouverture de la fissure varie pour les simulations.

Puisque la disposition géométrique est symétrique par rapport à l'axe milieu du spécimen, les coefficients de diffusion identifiés sont les mêmes dans les cellules du haut et du bas. La [figure 4.36](#) donne l'évolution de ce coefficient de diffusion dans le spécimen identifié en fonction de l'ouverture de fissure.

Le coefficient de diffusion, mesuré au niveau des cellules de diffusion, varie peu lorsque l'ouverture de fissure augmente. La fissure située à 7,5 cm a une influence négligeable sur la mesure du coefficient de diffusion dans les deux cellules. En effet, l'écart relatif entre la mesure et la valeur de référence reste inférieur à 1,1 % pour les deux cellules, quelle que soit l'ouverture de fissure.

4.6.2 Influence d'une fissure décentrée entre les cellules de diffusion

Dans la seconde variante, la fissure est à l'extérieur des cellules et à 5 cm de la cellule du haut, les deux cellules étant espacées de 15 cm et symétriques par rapport à l'axe central du spécimen ([figure 4.35b](#)). De nouveau, l'ouverture de fissure varie pour les simulations.

La [figure 4.37](#) donne l'évolution de ce coefficient de diffusion dans la cellule du haut plus près de la fissure (en rouge) et dans la cellule du bas (en orange) en fonction de l'ouverture de fissure.

Une différence notable est à noter entre le coefficient de diffusion de la cellule du haut et de celle du bas. En effet, l'augmentation de l'ouverture de fissure n'a pas d'influence sur la cellule du bas avec un écart relatif avec la valeur de référence inférieur à 2 %. Ce résultat est cohérent avec les résultats de la [figure 4.36](#) où la fissure était centrée entre les deux cellules. En revanche, la fissuration entraîne une augmentation du coefficient de diffusion identifié dans la cellule du haut et mène à des écarts relatifs inférieurs à 10 % avec la valeur de référence. Ce résultat est cohérent avec la proximité de la fissure avec la cellule du haut.

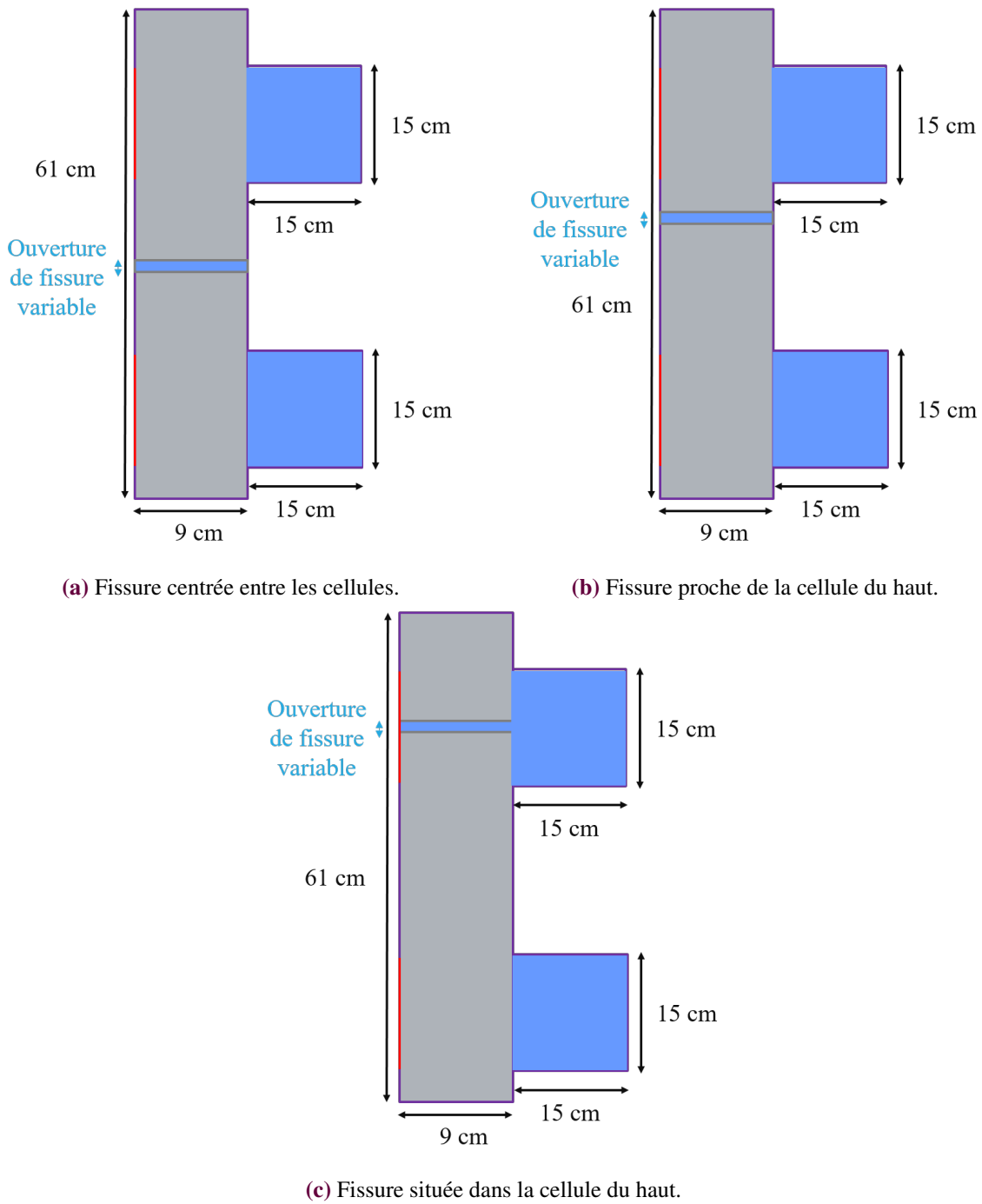


FIGURE 4.35 – Dispositions géométriques des spécimens fissurés avec différents placements de la fissuration.

Par conséquent, bien que se trouvant à l'extérieur de la cellule, la fissuration trop proche d'une cellule peut entraîner une légère surestimation du coefficient de diffusion. Une distance supérieure à 7,5 cm entre les cellules et la macro-fissure est suffisante pour négliger l'influence des fissures se produisant entre les cellules. Ce résultat est cohérent avec l'existence d'une zone d'influence de 5 cm autour de chaque cellule, démontrée dans la sous-section 4.3.1. Expérimentalement, il sera par conséquent difficile de mesurer l'impact de la micro-fissuration dans une zone trop proche d'une macro-fissure.

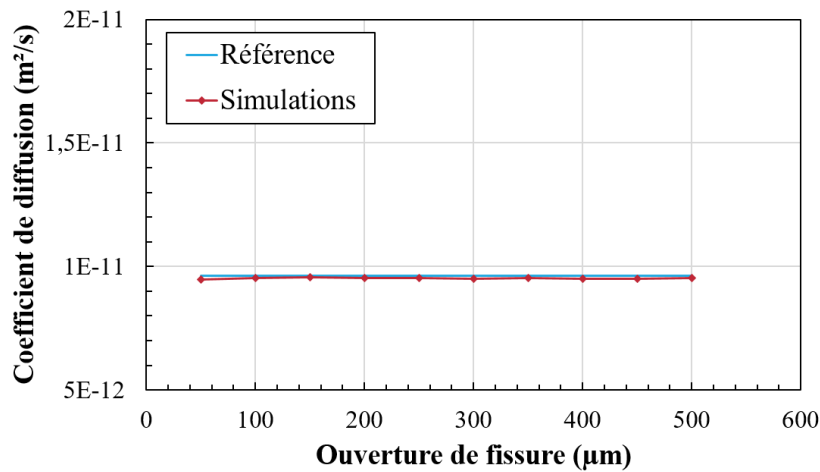


FIGURE 4.36 – Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de l'ouverture de fissure (en rouge) et valeur de référence (en bleu).

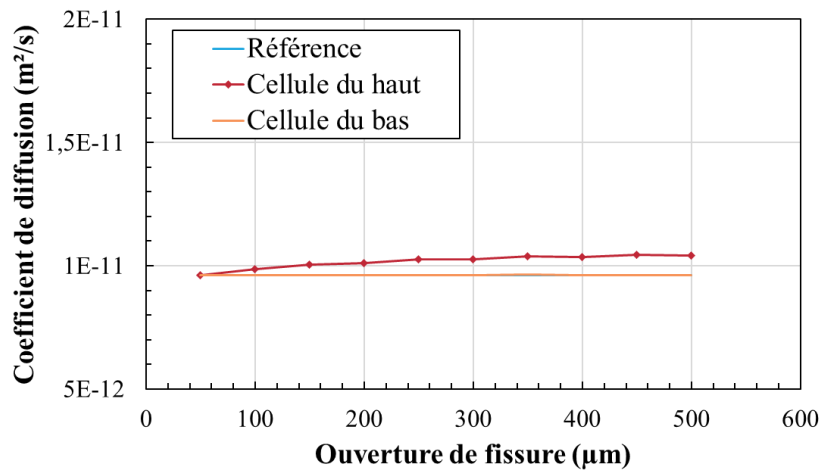


FIGURE 4.37 – Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de l'ouverture de fissure (en rouge dans la cellule du haut et en orange dans la cellule du bas) et valeur de référence (en bleu).

4.6.3 Influence d'une fissure dans une cellule de diffusion

Dans la troisième configuration, la fissure est centrée sur la cellule du haut. Les cellules seront à nouveau éloignées l'une de l'autre de 15 cm (figure 4.35c). L'ouverture de fissure varie pour les simulations.

La figure 4.38 donne l'évolution du coefficient de diffusion dans la cellule du haut avec fissure (en rouge) et dans la cellule du bas (en orange) en fonction de l'ouverture de fissure.

Comme lors de la présence d'une fissure dans une seule cellule (figure 4.23), le coefficient de diffusion identifié dans la cellule du haut (avec fissure) évolue linéairement en fonction de l'augmentation de l'ouverture de fissure. En revanche, dans la cellule du bas, le coefficient de diffusion reste constant et proche de la valeur de référence avec un écart relatif inférieur à 2 %.

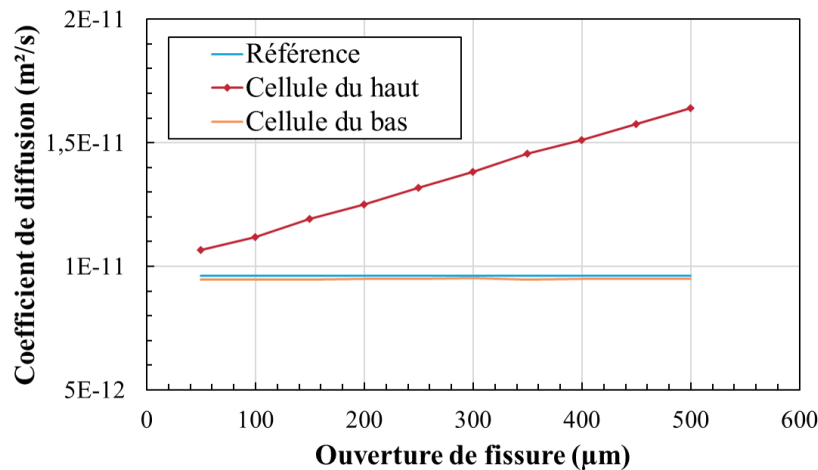


FIGURE 4.38 – Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de l'ouverture de fissure (en rouge dans la cellule du haut et en orange dans la cellule du bas) et valeur de référence (en bleu).

4.6.4 Conclusion

L'influence de la position d'une fissure par rapport aux cellules a été étudiée dans cette section. Il semble que la fissure n'a pas d'impact significatif sur les mesures de coefficient de diffusion dans les cellules environnantes ne comprenant pas la fissure tant que la distance entre la fissure et la cellule de diffusion excède 7,5 cm. Ainsi, pour la campagne expérimentale, l'emplacement des fissures et des cellules sera un enjeu afin d'obtenir des mesures cohérentes des coefficients de diffusion. De plus, la présence d'une fissure dans une cellule de diffusion active n'a pas d'impact sur la mesure dans les autres cellules, si les distances minimales entre les cellules sont respectées. Cela signifie qu'un même spécimen maintenu sous tension pourra permettre l'évaluation de la diffusion des chlorures en zones macro-fissurée et micro-fissurée simultanément, tant qu'une distance suffisante est présente entre les zones testées.

4.7 Modélisation en 3D des essais de migration

Dans cette partie, la modélisation sera effectuée en 3D pour confirmer les résultats obtenus précédemment avec la modélisation 2D. Deux types de cellules seront étudiés : des cellules cylindriques et rectangulaires. La cellule cylindrique a un diamètre de 9 cm et une longueur de 15 cm alors que la cellule rectangulaire a une section de $9 \times 15 \text{ cm}^2$ et une longueur de 15 cm. Toutes deux sont centrées sur le spécimen.

La figure 4.39 donne les coefficients de diffusion dans la cellule rectangulaire (en vert) et dans la cellule cylindrique (en bleu).

Les deux cellules donnent des résultats équivalents au coefficient de diffusion théorique imposé au béton ($1 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$). Cependant, la cellule cylindrique semble la meilleure configuration puisque le coefficient identifié dans celle-ci est légèrement plus élevé et plus proche de la valeur théorique. De plus, il sera plus simple d'utiliser ce type de cellule puisqu'elle ne comporte pas de coin nécessitant des traitements d'étanchéité. Pour cette raison, les cellules cylindriques seront retenues pour la suite et serviront de référence.

Un essai en présence de 3 cellules cylindriques comme envisagé expérimentalement est modélisé. Les cellules sont séparées de 10 cm, comme recommandé précédemment pour les essais à 3 cellules de diffusion.

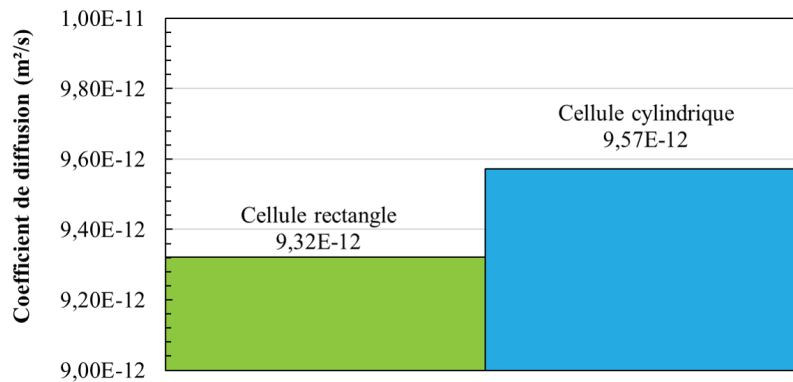


FIGURE 4.39 – Coefficient de diffusion identifié dans les cellules rectangulaire (en vert) et cylindrique (en bleu).

La figure 4.40 donne les coefficients de diffusion dans la cellule du milieu (en vert) et dans les cellules du bord (en orange), ainsi que dans une cellule cylindrique seule (référence, en bleu).

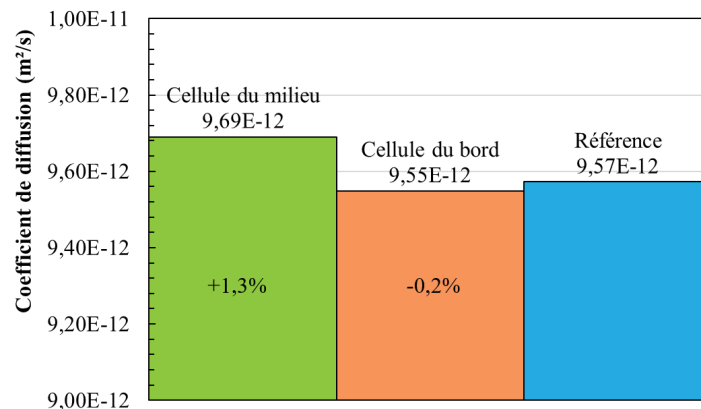


FIGURE 4.40 – Coefficient de diffusion identifié dans la cellule cylindrique seule (en vert) et dans le cas de 3 cellules (cellules du bord en orange et du milieu en bleu).

Le coefficient de diffusion identifié dans la cellule du milieu est légèrement plus élevé que dans les cellules du bord, ce qui peut s'expliquer par le fait qu'une faible proportion des chlorures des bords finissent dans la cellule du milieu. Cependant, les écarts relatifs avec le coefficient de diffusion d'une cellule seule restent faibles puisque inférieurs à 1 %.

Pour conclure, la modélisation 3D avec les paramètres de distance entre les cellules trouvés à l'aide de la modélisation 2D confirme une bonne uniformité du coefficient de diffusion à différents endroits du spécimen. La configuration avec des cellules cylindriques donne des résultats plus proches du coefficient de diffusion théorique appliqué au béton que les cellules rectangulaires. Par ailleurs, la présence de 3 cellules séparées de 10 cm donne également des résultats équivalents au coefficient de diffusion théorique.

4.8 Modélisation des incertitudes expérimentales

L'influence des incertitudes expérimentales sera étudiée dans cette section pour vérifier la précision à appliquer lors de la campagne expérimentale. Seront testés l'alignement des cellules les unes par rapport aux autres et le maintien de la concentration dans la cellule amont. La référence utilisée est la modélisation en 3D avec une cellule cylindrique.

4.8.1 Incertitude d'alignement des cellules

Pour tester les incertitudes d'alignement, la modélisation se fera en 3D avec une cellule cylindrique. La cellule amont, représentée par la concentration imposée et une électrode imposant la masse, sera centrée sur la hauteur du spécimen, tandis que la cellule aval sera décalée par rapport au milieu du spécimen d'une distance variant suivant les simulations. Le décalage de la cellule aval implique le décalage de l'électrode imposant le potentiel, puisque lors des essais expérimentaux, l'électrode est fixée sur la cellule. La [figure 4.41](#) présente la disposition géométrique de l'essai numérique. La [figure 4.42](#) donne l'évolution du coefficient de diffusion en fonction de la distance de décalage imposée.

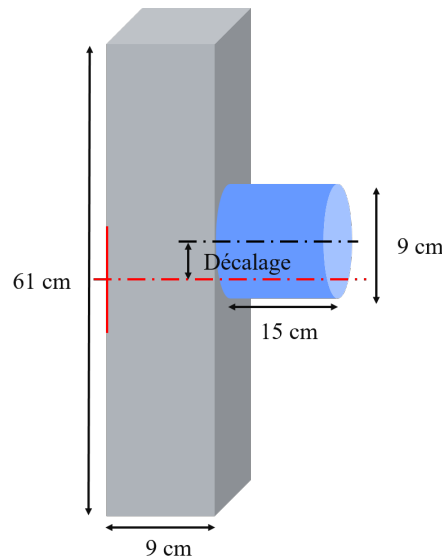


FIGURE 4.41 – Disposition géométrique du spécimen et du décalage imposé.

Le décalage entre les cellules aval et amont influe peu sur le coefficient de diffusion puisque l'écart relatif avec la valeur de référence reste inférieur à 3 %. Ce résultat est cohérent. En effet, puisque l'électrode de potentiel est déplacée avec la cellule, le champ électrique reste donc bien entre les deux cellules, ce qui signifie que la diffusion a encore lieu entre les deux cellules et non pas dans d'autres directions.

4.8.2 Incertitudes sur le maintien de la concentration amont

Une des hypothèses de l'essai de migration est le maintien de la concentration en chlorures constante dans la solution de la cellule amont. Ceci nécessite expérimentalement un changement régulier de la solution. Dans cette partie, il va être considéré que la solution n'est pas changée et que la concentration amont diminue progressivement. Des simulations avec plusieurs vitesses de diminution vont être réalisées (entre 0,5 et 2,5 $\text{mmol L}^{-1} \text{h}^{-1}$).

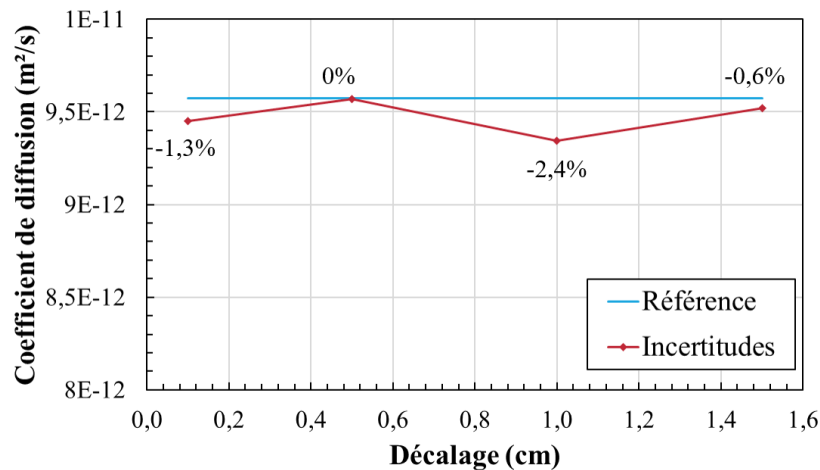


FIGURE 4.42 – Évolution du coefficient de diffusion identifié en fonction de la distance de décalage imposé (en rouge) et valeur de référence (en bleu).

La figure 4.43 donne l'évolution du coefficient de diffusion en fonction de la vitesse de diminution de la concentration imposée.

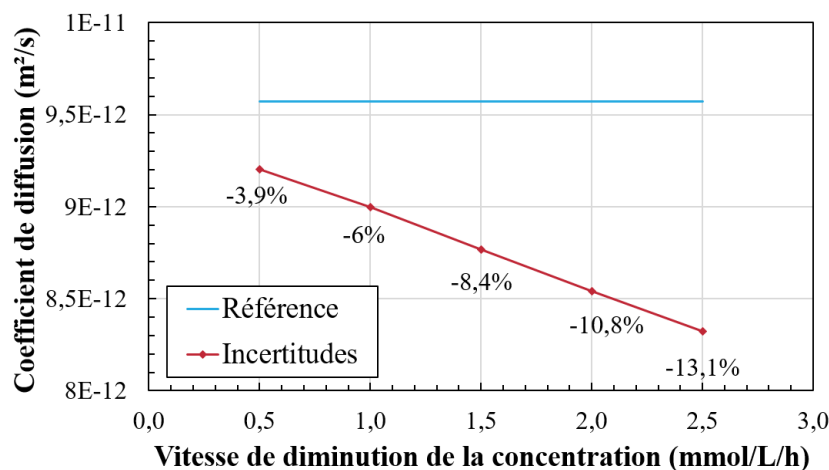


FIGURE 4.43 – Évolution du coefficient de diffusion en fonction de la vitesse de diminution de la concentration (en rouge) et valeur de référence (en bleu).

La diminution de la concentration en chlorures dans la cellule amont a un impact fort sur la mesure du coefficient de diffusion, puisque l'erreur relative atteint 13 % pour la diminution la plus forte. Il serait maintenant intéressant de savoir comment diminue réellement la concentration dans la cellule amont pour évaluer l'impact de cette diminution.

Pour cela, une cellule amont est ajoutée sur la modélisation avec pour paramètre unique une concentration initiale égale à 500 mmol L⁻¹ (figure 4.44). Pour la suite de l'essai, aucune condition n'est imposée à cette cellule, ce qui revient à démarrer l'essai de migration et à le réaliser sans maintenir constante la concentration amont en chlorures. La figure 4.45 donne l'évolution de la concentration moyenne en chlorures dans la cellule amont.

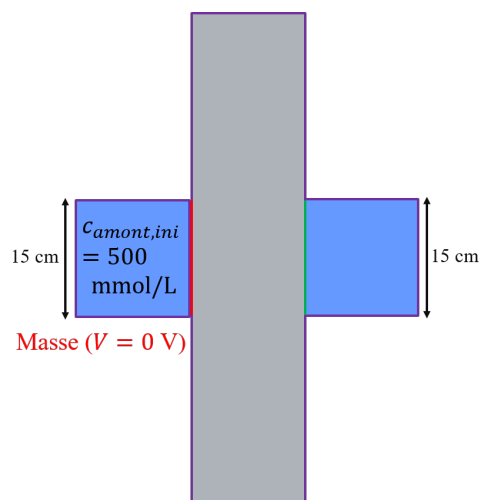


FIGURE 4.44 – Disposition géométrique du spécimen avec une cellule supplémentaire par rapport à l'essai de référence, dans laquelle une concentration initiale est imposée puis aucune condition n'est imposée.

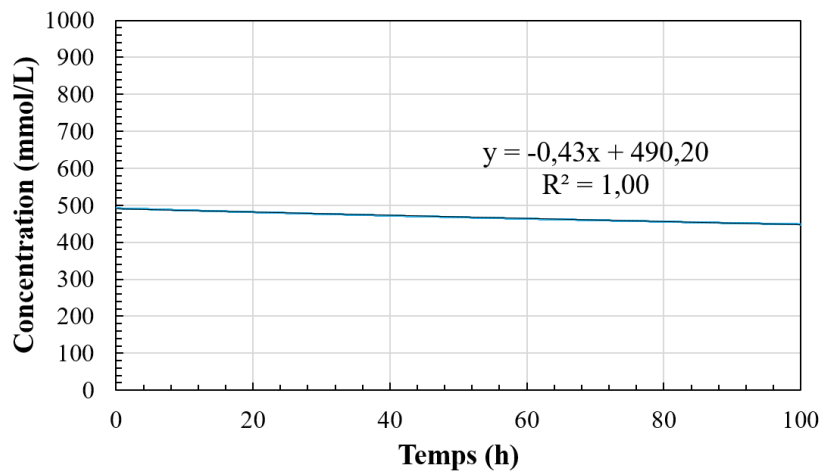


FIGURE 4.45 – Évolution de la concentration moyenne en chlorures dans la cellule amont.

La diminution de la concentration moyenne en chlorures est bien linéaire, comme supposé au début de la section. De plus, la vitesse de diminution de la concentration en chlorures est proche de $0,5 \text{ mmol L}^{-1} \text{ h}^{-1}$, ce qui va nous permettre de comparer les résultats entre les deux simulations.

La figure 4.46 donne l'évolution de la concentration en chlorures dans la cellule aval en fonction du temps, ainsi que le coefficient de diffusion trouvé pour cette simulation (en rouge), où la concentration en chlorures dans la cellule amont est laissée libre d'évolution avec une concentration initiale imposée à 500 mmol L^{-1} .

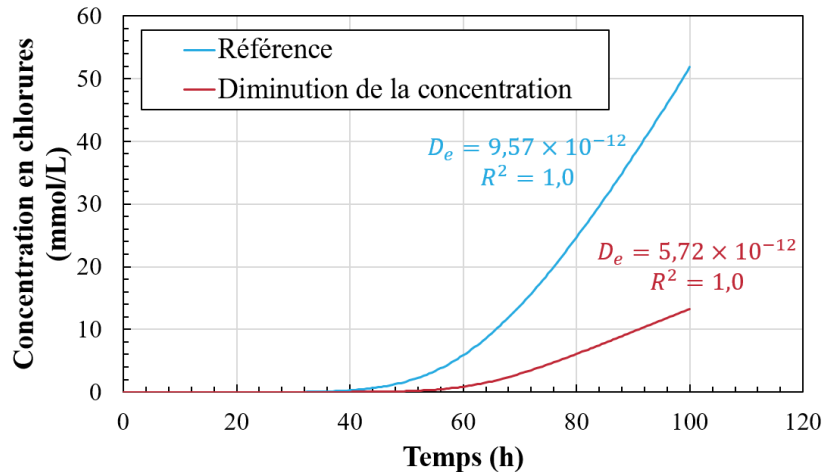


FIGURE 4.46 – Évolution de la concentration en chlorures dans la cellule aval en fonction du temps dans le cas de la diminution de la concentration amont (en rouge) et de l'essai de référence en 3D avec une cellule cylindrique (en bleu).

Le coefficient de diffusion obtenu avec la concentration en chlorures dans la cellule amont laissée libre est de $5,72 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, soit presque 2 fois moins que la valeur de référence ($9,57 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$). En comparaison, lorsque la diminution de concentration est imposée sur le bord de la cellule, comme dans le cas de la figure 4.43, la différence avec la valeur de référence se situait autour de 4 %. Cette différence de coefficient de diffusion entre les deux simulations peut s'expliquer par la différence dans la façon d'imposer la concentration. En effet, dans le cas de la cellule amont complète, la concentration au bord de la cellule est plus faible que dans le reste de la cellule du fait de l'électrode présente sur le bord, comme le montre la figure 4.47. Ainsi, cet essai serait équivalent à une concentration imposée plus faible sur le bord de la cellule. Cependant, ce résultat est à nuancer par rapport à l'expérimental car l'électrode est placée sur le bord de la cellule afin d'imposer une différence de potentiel de 12 V aux bornes du béton, alors qu'expérimentalement, la différence de potentiel est appliquée aux extrémités des cellules aval et amont. La différence de potentiel a été imposée numériquement aux bornes du béton et non aux bornes du spécimen pour des raisons de simplicité. En effet, dans l'équation de Nernst-Planck (équation (4.4)), c'est la tension aux bornes du spécimen qui intervient et non aux bornes des cellules. Il aurait été possible d'imposer la tension aux bornes des cellules mais l'identification du coefficient de diffusion aurait alors nécessité la détermination de la tension aux bornes du spécimen.

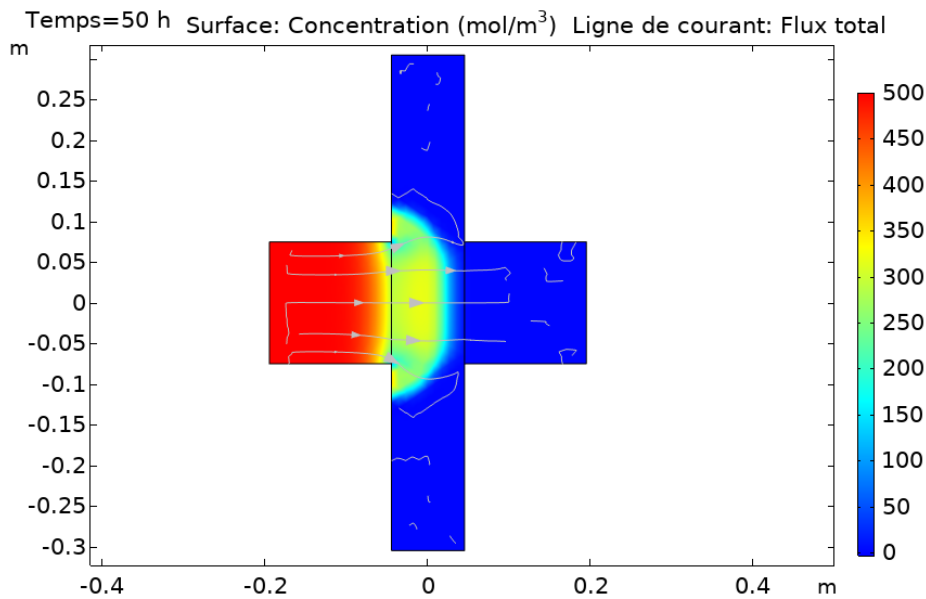


FIGURE 4.47 – Concentration (en mol m⁻³ h⁻¹, équivalent à mmol L⁻¹ h⁻¹) sur une coupe au centre du spécimen, à t=50 h.

En conclusion, ces résultats militent en faveur d'un changement de solution pour minimiser l'effet de la diminution de la concentration des chlorures dans la cellule amont sur l'identification du coefficient de diffusion. Il sera également constaté au [chapitre 5](#) que le changement de solution permet d'éviter la formation d'hypochlorites dans la cellule aval.

4.8.3 Conclusion

Dans cette partie, les incertitudes concernant la position des cellules et le maintien de la concentration en chlorures dans la cellule amont ont été testées. Un décalage entre l'axe de la cellule aval et l'axe de la cellule amont influence peu le coefficient de diffusion identifié. En effet, puisque les électrodes se situent dans la cellule, le champ électrique reste appliqué exactement entre les deux cellules, il se trouve juste légèrement en biais. Mais ceci n'a pas d'influence sur les transports des chlorures autre que la trajectoire qui n'est plus parfaitement rectiligne, mais toujours entre les deux cellules amont et aval.

La vérification sur le maintien de la concentration amont a démontré qu'une diminution de concentration imposée sur le bord de la cellule amont est attendue en laboratoire. Les résultats ont montré que plus la concentration diminue vite, plus le coefficient de diffusion est éloigné de la valeur de référence. Une seconde simulation en imposant seulement une concentration initiale dans le compartiment amont a montré que les valeurs de vitesse de diminution de la concentration en chlorures testées étaient représentatives. Cependant, le coefficient de diffusion identifié grâce à la cellule aval est plus éloigné de la valeur de référence. Ce résultat montre qu'il faudrait idéalement éviter la diminution de la concentration en chlorures dans la cellule amont en changeant la solution dans la cellule amont.

4.9 Conclusion

Le logiciel COMSOL Multiphysics® a permis de simuler les essais de migration sous champ électrique en régime stationnaire en faisant varier plusieurs paramètres et configurations.

En premier lieu, des simulations avec différentes tailles de maillage ont permis de vérifier que celui-ci n'influait pas les résultats obtenus dès lors que la taille caractéristique du maillage n'excède pas 40 mm. Par la suite, l'influence de la taille de la cellule utilisée pour les essais a été testée : si la largeur n'a pas d'effet sur le coefficient de diffusion, ce dernier diminue avec l'augmentation de la hauteur de la cellule. La hauteur idéale se trouve entre 10 et 15 cm. La valeur de la concentration amont n'a pas d'influence sur le coefficient de diffusion, tandis que l'augmentation du potentiel électrique entraîne l'augmentation du coefficient identifié. Enfin, les simulations réalisées avec différentes positions des cellules ont permis d'identifier un effet de bord lié aux électrodes et un effet de paroi lié aux extrémités du spécimen testé.

Par la suite, des configurations avec deux ou trois cellules ont été testées. Ainsi, la distance idéale entre deux cellules, déterminée numériquement, est de 15 cm pour un spécimen de longueur 61 cm avec deux cellules : en dessous de cette valeur, les cellules s'influencent mutuellement et les coefficients de diffusion identifiés sont artificiellement augmentés, tandis qu'au-dessus de cette valeur, les cellules se trouvent trop proches des parois et la réflexion des chlorures sur celles-ci diminue leur temps de parcours et conduit à une augmentation du coefficient de diffusion. Expérimentalement, il a été trouvé une distance entre les cellules idéale comprise entre 10 et 21 cm. Pour cela, une vaporisation de nitrate d'argent sur un spécimen ayant précédemment subi un essai de migration accélérée a été réalisée. Lorsque trois cellules sont présentes, la distance minimale entre les cellules, déterminée numériquement, est de 10 cm. Par ailleurs, l'inversion du champ électrique en quinconce dans les cellules n'a pas d'intérêt pour les cellules trop proches puisque cela entraîne une augmentation du coefficient de diffusion identifié et n'a pas d'effet sur des distances plus grandes. Cette idée sera donc écartée pour les essais.

Le but du programme expérimental étant de mesurer des coefficients de diffusion dans des cas de béton fissuré, des simulations ont été effectuées en considérant des fissures remplies d'eau, puisque les essais en laboratoire requiert la saturation complète du béton. Le coefficient de diffusion dans le béton fissuré augmente avec l'ouverture de fissure et d'autant plus vite quand la fissure est droite. Une partition du flux entre le béton sain et la fissure a également permis de calculer le coefficient de diffusion dans la fissure et a permis de retrouver le coefficient de diffusion de l'eau. En outre, l'impact de la position des cellules par rapport à la fissure a été étudié. Ainsi, une fissure située au-delà de 7,5 cm de la cellule n'a pas d'influence sur le coefficient de diffusion mesuré au niveau de la cellule. En revanche, une augmentation du coefficient de diffusion a pu être remarquée dans le cas où la fissure se trouve plus proche de la cellule. Avec une distance minimale de 7,5 cm conseillée entre les cellules, la présence d'une fissure dans une cellule n'a donc pas d'influence significative sur la mesure du coefficient de diffusion dans une autre cellule, tant que cette distance minimale entre les cellules est respectée. Ainsi, le placement des cellules les unes par rapport aux autres, ainsi que par rapport aux fissures sera un enjeu à considérer dans le programme expérimental. Au vu des effets de bord et de paroi et de la distance minimale à respecter entre les cellules, la longueur du spécimen devra être augmentée par rapport à la longueur modélisée dans ces études numériques, afin que les effets cités ci-dessus restent négligeables en présence de 3 cellules sur le spécimen.

Enfin, une simulation en 3D d'une mesure du coefficient de diffusion a montré des résultats similaires aux simulations 2D. En respectant la distance minimale de 10 cm entre les 3 cellules, des coefficients de diffusion similaires ont été trouvés avec une très légère surestimation de ce coefficient dans la cellule centrale. Par la suite, des simulations de mauvais alignement des cellules en vis-à-vis l'une de l'autre, avec une différence d'axe jusqu'à 1 cm, ont donné des coefficients de diffusion très proches de la valeur de référence. L'alignement minutieux des cellules ne semble donc pas être un enjeu pour le programme expérimental. De même, des simulations ont été réalisées quant au maintien de la concentration dans la cellule amont, avec

différentes vitesses de diminution de cette concentration. Plus la diminution de la concentration amont est forte, plus le coefficient de diffusion identifié est faible. Une seconde simulation en laissant la concentration amont se réguler à partir d'une concentration initiale a montré une diminution bien plus importante du coefficient de diffusion. Au regard des résultats obtenus, pendant les essais de migration au laboratoire, il sera important de vérifier le bon maintien de la concentration amont ou de changer éventuellement la solution dans les cellules amont.

Chapitre 5

Développement expérimental de l'essai de migration sur tirant en béton armé maintenu sous chargement de traction

Dans ce chapitre, il est question du développement expérimental qui a été nécessaire pour transformer un essai de migration classique en un essai réalisé sur un tirant en béton armé maintenu sous chargement de traction.

Sommaire

5.1	Essais préliminaires de migration sous champ électrique	118
5.1.1	Essais successifs sur le même spécimen	118
5.1.2	Choix du type d'armature	119
5.1.3	Optimisation de la tension imposée	123
5.1.4	Apport du changement de solution	124
5.1.5	Optimisation de l'épaisseur du tirant	125
5.1.6	Variabilité des mesures de diffusion	127
5.1.7	Bilan des essais de migration	128
5.1.8	Conclusion	129
5.2	Développement du dispositif de maintien de la charge	130
5.2.1	Conception du dispositif	130
5.2.2	Vérification expérimentale	131

Ce chapitre aborde le développement expérimental de l'essai de migration sur tirant en béton armé maintenu sous chargement de traction. La première section concerne le développement du protocole expérimental de l'essai de migration à partir de la norme NT Build 355 [21]. Les paramètres ont été modifiés afin d'intégrer une armature dans le tirant et une épaisseur de béton plus grande que le suggère la littérature. La seconde section traite de l'obtention d'un patron de fissuration représentatif de la réalité des structures. Enfin, le développement du dispositif de maintien de la charge est évoqué dans la dernière section à travers sa conception via des modèles de calculs de complexité variable et les essais expérimentaux associés.

5.1 Essais préliminaires de migration sous champ électrique

Cette première section s'intéresse au développement du protocole expérimental concernant l'essai de migration et aux modifications apportées pour la réalisation de l'essai sur tirant en béton armé d'une épaisseur de 10 cm. Les essais réalisés, leurs objectifs et les différents paramètres utilisés sont fournis dans le [tableau 3.4](#) du [chapitre 3](#). De même, les essais sont nommés selon le numéro de l'objectif et la caractéristique du spécimen. Les noms des essais sont également donnés dans le [tableau 3.4](#). Pour chaque objectif, les essais sont réalisés sur des tirants issus de la même coulée de fabrication et ayant le même âge. Enfin, les conditions de stockage sont les mêmes pour tous les tirants et sont indiquées dans le [chapitre 3](#), tout comme tous les paramètres des essais de migration. Dans cette section, seules les conditions qui diffèrent de celles du [chapitre 3](#) seront détaillées.

Dans cette section, l'évolution de la concentration aval en fonction du temps est donnée pour chaque condition testée. Le coefficient de diffusion effectif D_e déterminé par régression linéaire à l'aide de l'[équation \(3.4\)](#) est également fourni. Enfin, le coefficient de détermination de la régression linéaire est aussi indiqué, pour confirmer que le régime stationnaire est bien atteint lors de l'essai de migration. Le récapitulatif des essais réalisés est disponible dans le [chapitre 3](#). Le nom des essais correspond au numéro de l'objectif testé suivi de la condition testée.

5.1.1 Essais successifs sur le même spécimen

Initialement, il a été considéré de faire plusieurs essais à la suite sur le même spécimen, afin de réaliser une comparaison entre plusieurs essais de migration avec les mêmes conditions et une ouverture de fissure variable. Pour tester cette possibilité, deux essais de migration ont été réalisés successivement sur le même spécimen ([figure 5.1](#)). Entre les deux essais, les spécimens ont été plongés dans une solution à 0,3 N de $NaOH$ pour maintenir leur saturation.

Les coefficients de diffusion identifiés sur les deux essais sont différents avec un coefficient de diffusion pour le deuxième essai ($3,10 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$) valant presque le double que dans le premier essai ($1,65 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$). Cette différence peut s'expliquer par la présence de chlorures dans la solution porale après le premier essai. Ces chlorures sont à nouveau entraînés par le champ électrique et se joignent aux ions chlorures du nouvel essai, augmentant artificiellement la concentration en aval.

Par la suite, un seul essai a été effectué sur chaque zone de mesure pour ne pas surestimer le coefficient de diffusion.

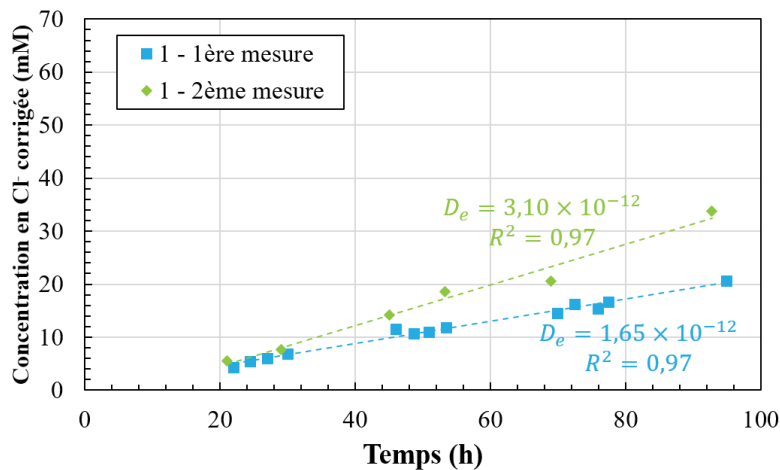


FIGURE 5.1 – Impact de deux essais successifs sur le même spécimen sur le coefficient de diffusion : évolution de la concentration en ions chlorures.

5.1.2 Choix du type d'armature

Afin de se rapprocher de la réalité des structures, il a été choisi dans ce projet d'effectuer des mesures de diffusion sur un tirant en béton armé. La très grande majorité des ouvrages en béton armé utilisent des armatures en acier conventionnel (nuance canadienne 400W). Cependant, l'utilisation d'une telle armature, corrodable, est problématique en présence de chlorures et d'un champ électrique. La configuration de l'essai de migration tel que décrit dans la norme NT Build 355 [21] (sous-section 2.2.3.1) reviendrait alors à effectuer un essai de corrosion accélérée de l'armature [61] et induirait un endommagement supplémentaire non souhaité dans le tirant. Ceci causerait des enjeux de sécurité en lien avec le maintien du chargement. De plus, la consommation d'ions chlorures par le processus de corrosion induirait des valeurs non représentatives du coefficient de diffusion effectif.

Afin de vérifier cette hypothèse, un essai de migration a été mené sur un spécimen de béton non chargé de 100 mm d'épaisseur avec une armature d'acier conventionnel (diamètre de 11,3 mm) en son centre (figure 5.2). Le champ électrique imposé dans le béton était de 8,5 V/cm. Après 7 jours d'essai, tel qu'anticipé, une fissure traversante s'est formée sous l'effet de la corrosion de l'armature, des tâches de rouille visibles sur la surface sont apparues (figure 5.2) et l'essai a été arrêté.

L'utilisation d'une armature conventionnelle n'étant pas envisageable pour les raisons évoquées précédemment, trois solutions de remplacement ont été envisagées : une armature en acier recouverte d'une gaine isolante, généralement utilisée pour isoler des câbles électriques, une armature en acier recouverte de résine époxy et une armature composite en fibres de verre et résine époxy (figure 5.3). Ces armatures alternatives ont un diamètre égal à celui des armatures en acier conventionnel, soit un diamètre de 11,3 mm. Des essais mécaniques et des essais de migration ont été réalisés pour connaître l'impact de ces armatures alternatives sur le patron de fissuration et sur la diffusion.

Essais de migration

Les tirants avec l'armature conventionnelle recouverte d'une gaine isolante n'a pas présenté de fissure. Pour cette raison, les essais de migration ont été réalisés uniquement avec une armature classique recouverte

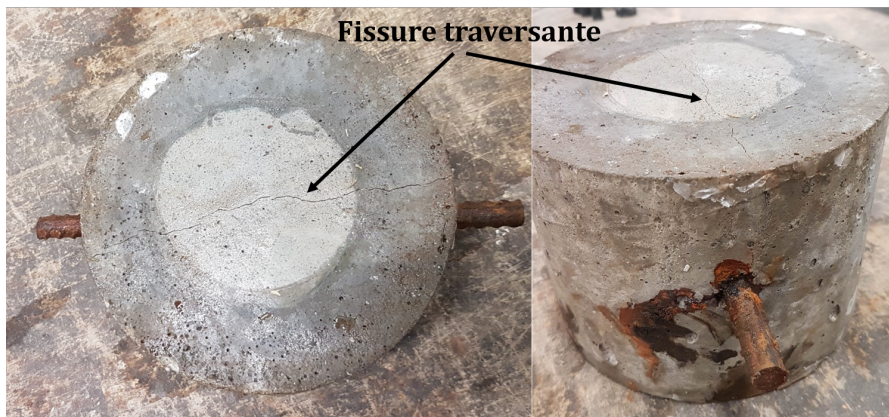


FIGURE 5.2 – Fissuration et rouille liées à la corrosion de l'armature en acier après 7 jours d'exposition au champ électrique et aux chlorures d'un essai de migration.

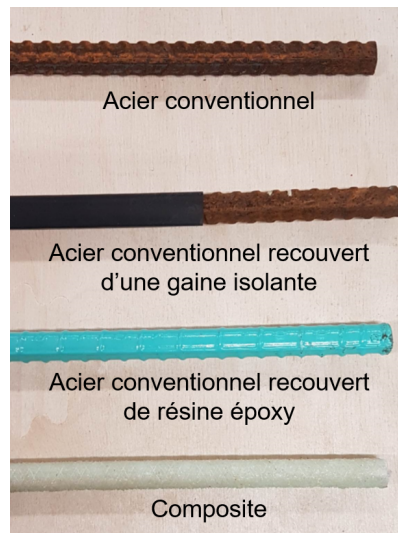


FIGURE 5.3 – Armatures en acier conventionnel classique, recouverte d'une gaine isolante, recouverte de résine époxy et armature composite en fibres de verre et résine époxy.

d'époxy et une armature composite. Pour pouvoir mesurer l'impact de la présence de chacune des armatures sur le coefficient de diffusion, un spécimen sans armature ("Référence") a également été testé. Les essais de migration pour ces trois conditions (figure 5.4) ont été réalisés sur des cylindres de diamètre 15 cm et d'épaisseur 2 cm, avec un champ électrique de 12 V cm^{-1} .

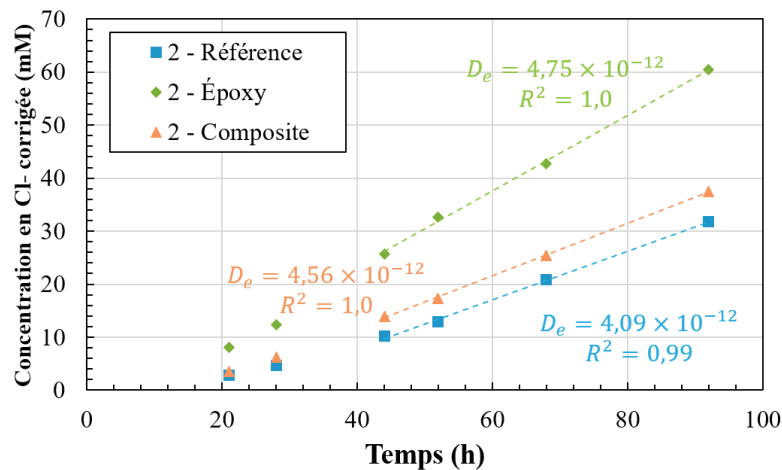


FIGURE 5.4 – Comparaison de l'effet des armatures : évolution de la concentration en ions chlorures.

Tout d'abord, les coefficients de détermination du coefficient de diffusion des chlorures sont, dans les trois cas, très proches de 1, ce qui prouve que le régime stationnaire a bien été atteint et que les résultats des essais sont fiables. De plus, une différence peut être observée dans les valeurs du coefficient de diffusion. Le coefficient de diffusion pour la référence est le plus faible ($4,09 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$). Pour l'armature composite, le coefficient de diffusion est 11% plus élevé que pour la référence, tandis que pour l'armature recouverte de résine époxy, la différence est de 16%. Les deux valeurs du coefficient de diffusion des spécimens avec armatures peuvent être considérées dans l'intervalle de variabilité du béton (sous-section 5.1.6). La légère surestimation du coefficient de diffusion en présence de l'armature recouverte de résine époxy peut s'expliquer par l'acier composant cette armature qui modifie la structure du champ électrique, entraînant une modification de la migration des ions chlorures. Enfin, aucun phénomène de corrosion n'a été observé le long de l'armature en acier recouverte d'époxy après l'essai de migration.

Essais mécaniques

Des tirants de béton (section 100 x 100 mm) avec les différentes armatures classique en acier conventionnel et alternatives (acier conventionnel recouvert d'une gaine isolante, acier conventionnel recouvert de résine époxy, composite) ont d'abord été soumis à des essais mécaniques pour évaluer la différence de fissuration obtenue par rapport à une armature en acier conventionnel. Trois essais pour chaque armature ont été réalisés. La figure 5.5 présente un exemple-type de patron de fissuration obtenu avant la plastification de l'armature pour chacun des cas testés.

Les tirants avec armature recouverte d'une gaine isolante n'ont pas fissuré, dû à un glissement important de la barre dans le béton. En effet, la présence de la gaine rend l'armature lisse (figure 5.3), ce qui entraîne la perte de l'effet des crénelures sur l'adhérence avec le béton. En ce qui concerne les tirants avec armature composite, ils ont présenté des fissures transversales (fissures attendues) beaucoup plus larges qu'avec les armatures en acier ainsi que des fissures de fendage (non souhaitées) dans le sens longitudinal du tirant (figure 5.5c). Finalement, les tirants avec armature en acier recouverte d'époxy (figure 5.5b) ont présenté le patron de fissuration le plus proche des tirants avec armature conventionnelle en acier (figure 5.5a), avec des ouvertures de fissures légèrement plus grandes. Après déchargement des tirants avec armature recouverte d'époxy, des vérifications ont pu démontrer que le chargement mécanique n'endommageait pas le revêtement époxy au joint des fissures. Cet aspect était important pour éviter une corrosion de

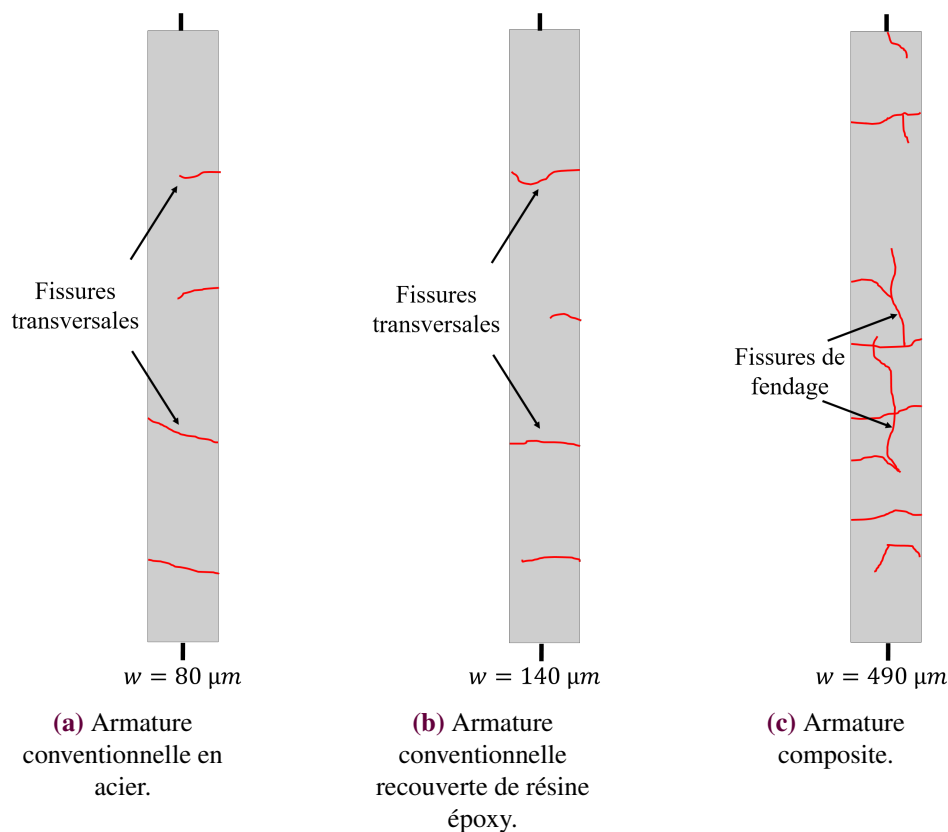


FIGURE 5.5 – Exemples de patrons de fissuration avant la plastification de l'armature et ouverture w de la première fissure après son apparition pour les différentes armatures étudiées pour le tirant.

l'armature pendant l'essai de migration. **Ainsi, les armatures en acier recouverte de résine époxy ont été sélectionnées pour la suite des essais, en raison de leurs propriétés mécaniques permettant de reproduire le patron de fissuration d'un tirant classique avec une armature conventionnelle et de leurs propriétés chimiques permettant la réalisation d'un essai de migration accélérée sans risque de corrosion.** Pour chaque groupe d'essais à venir, les essais sont réalisés avec des tirants dans la même configuration d'armatures (avec ou sans armature) afin de ne pas être gêné dans la comparaison par l'effet de la présence de l'armature. Lors de ces essais, une attention particulière sera portée à la qualité du revêtement époxy afin que celui-ci ne comporte aucun défaut pouvant induire la corrosion par piqûre à l'endroit du défaut.

Vérification de l'impact d'une armature

Par la suite, afin de quantifier la différence induite par la présence de l'armature sur un spécimen similaire à celui utilisé dans l'essai final, un essai de migration a été réalisé sur un spécimen avec une épaisseur de 10 cm, comme envisagé pour l'essai final (figure 5.6). Lors de cet essai, le champ électrique maximal pouvant être appliqué avec le matériel à disposition au laboratoire était de 8,5 V/cm. Un spécimen a été testé sans armature ("Référence") tandis que l'autre comportait une armature en acier recouverte d'époxy ("Époxy").

La figure 5.6 montre une diminution de la concentration en ions chlorures dans le temps, au lieu d'une augmentation attendue à mesure que les chlorures traversent le spécimen, pour tous les points de

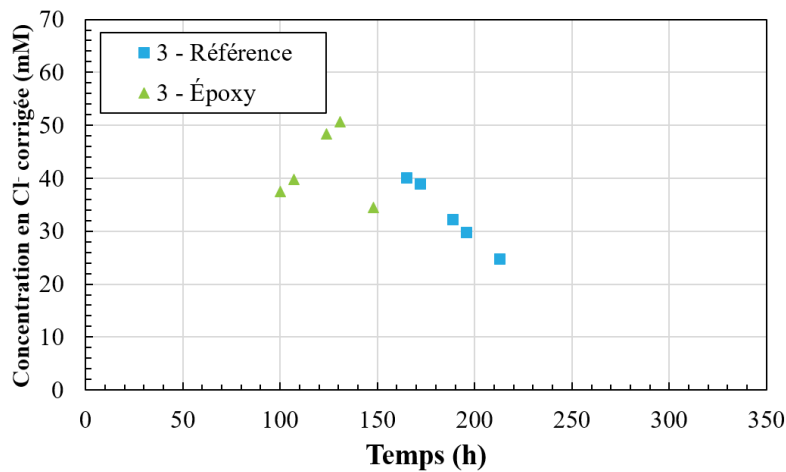


FIGURE 5.6 – Effet d’une mauvaise combinaison de paramètres (épaisseur des spécimens, tension, etc.) sur la concentration en chlorures.

mesure du spécimen de référence et pour le dernier point du spécimen "Époxy". Cette diminution peut s’expliquer par la formation de dichlore ou d’hypochlorites dans le compartiment aval qui consomment les ions chlorures. Bien que ces deux espèces chimiques ne puissent pas être détectées par titration, leur présence semble confirmée par la forte odeur de chlore se dégageant du compartiment aval pour ces essais. Ces réactions électrochimiques de transformation des chlorures ont déjà été observées dans la littérature et sont provoquées par un potentiel électrique trop élevé dans le compartiment aval, qui fait basculer l’équilibre chimique vers une présence des composés chlorés plutôt que des chlorures [64].

Plusieurs solutions sont possibles pour empêcher la formation de composés chlorés pendant ces essais. Il est possible de diminuer la tension imposée, ceci réduit par conséquent le potentiel d’électrode dans le compartiment aval. Néanmoins, ce potentiel d’électrode varie pendant l’essai du fait des transferts d’ions et peut se retrouver trop élevé pendant l’essai alors qu’il ne l’est pas au début. Cette solution peut donc être couplée avec le changement de solution aval à intervalle régulier [33]. Ces deux solutions ont donc été testées. Il a également été décidé de réduire l’épaisseur des spécimens durant les prochains essais puisqu’il est attendu que la diminution de la tension allonge le délai avant l’obtention du régime permanent et donc la durée des essais.

5.1.3 Optimisation de la tension imposée

Deux essais de migration ont été réalisés avec des tensions plus faibles que pour l’essai précédent (5 et 6,5 V cm⁻¹ contre 8,5 V cm⁻¹ précédemment). Les spécimens testés ont tous les deux une épaisseur de 10 cm. Le spécimen "5 V" ne contient pas d’armature, tandis que le spécimen "6,5 V" contient une armature en acier recouverte d’époxy. Puisque le but de l’essai est de vérifier que les chlorures ne se transforment pas en composés chlorés, cela n’a pas d’importance que les spécimens ne soient pas les mêmes. L’évolution de la concentration en chlorures pour les deux essais est donnée sur la figure 5.7.

Il n’y a pas de diminution de concentration dans les deux cas, ce qui montre que les chlorures ne se sont pas transformés en composés chlorés. Les deux tensions peuvent donc être utilisées pour effectuer les essais. En revanche, la concentration en chlorures est plus élevée lorsque la tension vaut 6,5 V cm⁻¹, ce qui permet d’atteindre le seuil de détection des chlorures en titration (2,5 mmol L⁻¹) plus rapidement. Avant ce seuil,

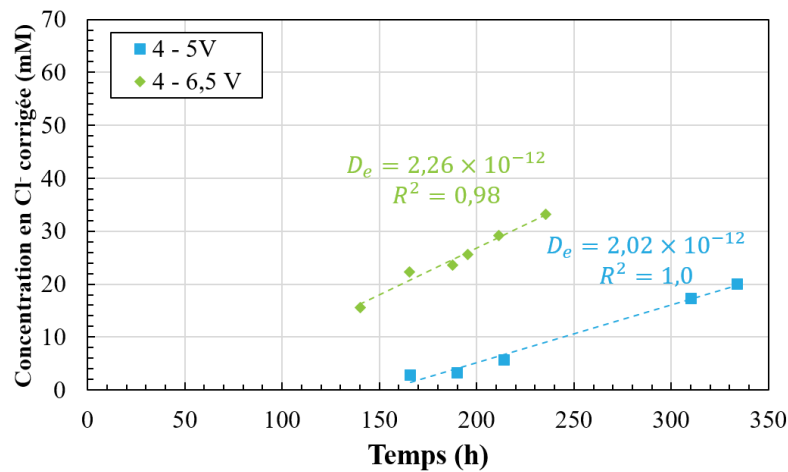


FIGURE 5.7 – Optimisation de la tension imposée aux bornes du spécimen : évolution de la concentration en ions chlorures.

la concentration en chlorures mesurée n'est pas précise. Ainsi, la tension de $6,5 \text{ V cm}^{-1}$ permet d'éviter la formation de composés chlorés tout en allongeant peu la durée de l'essai. Pour cette raison, elle est utilisée pour la suite des essais.

5.1.4 Apport du changement de solution

Bien que l'essai précédent avec la tension choisie n'ait pas présenté les signes d'une transformation des chlorures en composés chlorés, il a été choisi de tester l'apport d'un changement de solutions pour éviter d'éventuels problèmes en présence d'une fissure dans le tirant. Pour cela, deux essais ont été réalisés sur des cylindres d'épaisseur 8,5 cm avec une tension de $6,5 \text{ V cm}^{-1}$. L'épaisseur a été modifiée pour diminuer la durée de l'essai. Aucun changement de solution n'a été effectué pour le spécimen de référence et un changement de solution dans le compartiment aval a respectivement été réalisé pour le spécimen "Aval" 5 jours après le début des essais (figure 5.8).

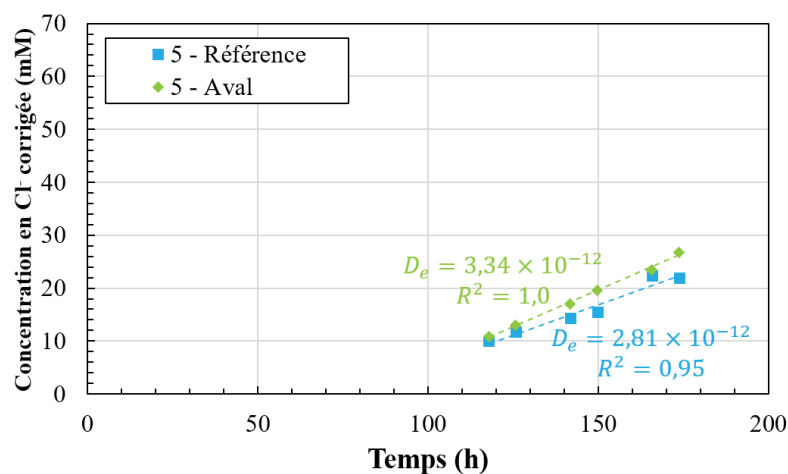


FIGURE 5.8 – Apport du changement de solution dans le compartiment aval : évolution de la concentration en ions chlorures.

Pour les deux essais avec changement de solution dans le compartiment aval et de référence, il est possible d'observer une augmentation de la concentration en ions chlorure, en comparaison à la diminution observée à la [figure 5.6](#). Ceci confirme l'effet bénéfique de la diminution du champ électrique lors de ces essais. Aussi, la courbe verte, correspondant à l'essai avec le renouvellement de la solution dans le réservoir aval du dispositif, est très linéaire avec un coefficient de détermination supérieur à 0,99. Cet essai avec un renouvellement de la solution aval ne présente aucune diminution de concentration dans le temps. De son côté, la courbe de l'essai de référence, en bleu, est moins linéaire avec un coefficient de détermination plus faible de 0,95. De plus, le dernier point de cette courbe a une valeur de concentration plus faible que le point précédent, ce qui semble indiquer un possible début de diminution de la concentration en ions chlorures dans le compartiment aval. Une telle diminution impliquerait un début de formation des composés chlorés.

Ainsi, la combinaison de la diminution de la tension imposée et du renouvellement de la solution dans le compartiment aval du dispositif de diffusion permet l'obtention de mesures fiables du coefficient de diffusion sur des spécimens plus épais que ceux habituellement utilisés pour ce type d'essai. Ces mesures permettent d'éviter la formation de composés chlorés et sont appliquées pour la suite des essais.

5.1.5 Optimisation de l'épaisseur du tirant

Essais de migration

Pour diminuer la durée de l'essai, il a été envisagé de diminuer l'épaisseur du spécimen testé. Des essais de diffusion ont ainsi été réalisés sur des tirants de deux épaisseurs (7 cm et 8,5 cm) en chargeant les spécimens jusqu'à la fissuration puis en les déchargeant. La configurations des spécimens est donnée sur la [figure 5.9](#). Les seules différences entre les tirants se trouvent au niveau de l'épaisseur et de la fissuration. En effet, deux fissures se sont ouvertes sur le tirant d'une épaisseur de 7 cm et une seule s'est ouverte sur le tirant d'une épaisseur de 8,5 cm. L'évolution de la concentration en chlorures dans les compartiments aval des différents essais et les coefficients de diffusion sont présentés sur la [figure 5.10](#).

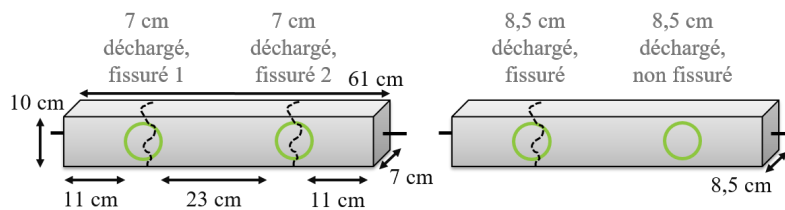


FIGURE 5.9 – Schématisation des essais réalisés sur tirants fissurés de différentes épaisseurs.

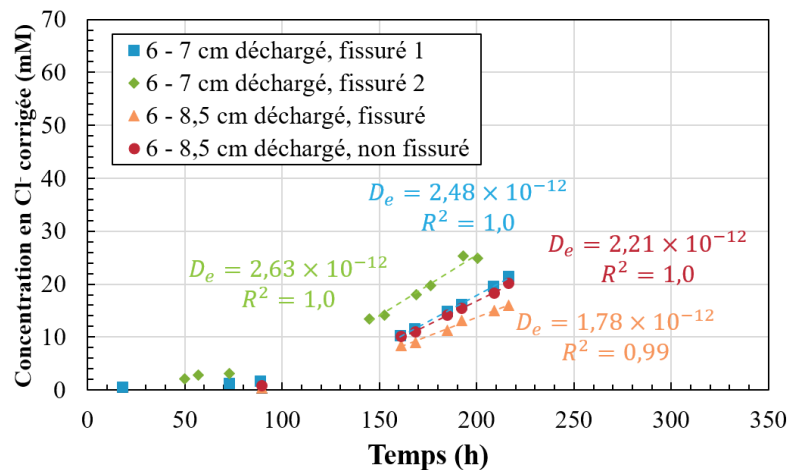


FIGURE 5.10 – Optimisation de l'épaisseur du spécimen et impact de la macro-fissuration sur le coefficient de diffusion : évolution de la concentration en ions chlorures.

Comme attendu en présence de la fissuration, les coefficients de diffusion des essais sur béton fissuré "7 cm" sont plus grands que le coefficient de diffusion pour le tirant "8,5 cm" non fissuré. En revanche, l'essai sur le tirant "8,5 cm déchargé, fissuré" présente un coefficient de diffusion plus faible que le tirant de même épaisseur non fissuré, contrairement à ce qui était attendu. Aucune anomalie n'a été décelée pour ce résultat. En revanche, la zone de mesure "8,5 cm déchargé, non fissuré" fait partie d'un tirant ayant subi un chargement, ce qui pourrait expliquer le résultat. En effet, ce béton a subi un endommagement diffus lors du chargement, même si aucune fissure ne s'est ouverte sur cette zone. Ainsi, le coefficient de diffusion mesuré à cet endroit peut être plus élevé que la valeur qui aurait pu être mesurée sur du béton n'ayant pas subi de chargement. Il est néanmoins étonnant que la valeur mesurée sur du béton avec endommagement diffus soit plus grande que celle mesurée sur une fissure, bien que la différence entre les valeurs se situe dans la zone de variabilité des résultats (sous-section 5.1.6).

Par ailleurs, pour toutes les mesures réalisées, les concentrations en chlorures atteintes à partir de 150 h sont au-dessus du seuil de détection en titration et dans les mêmes ordres de grandeur. **Ainsi, il n'y a pas de préférence pour choisir une épaisseur du tirant ou l'autre par rapport à la rapidité de réalisation de l'essai.**

Essais mécaniques

Une campagne d'essais a été réalisée pour étudier l'impact de la section du tirant sur la fissuration. Une réduction de la section pourrait potentiellement réduire la durée de l'essai de migration et le risque de transformation des chlorures en composés chlorés. Un béton à hautes performances a été utilisé pour cette campagne. Puisque l'objectif du projet est de réaliser la mesure du coefficient de diffusion sous maintien d'une charge ayant permis la première localisation de la fissuration mais pas la deuxième, les patrons de fissuration ont été étudiés juste après la localisation de la première fissure (figure 5.11).

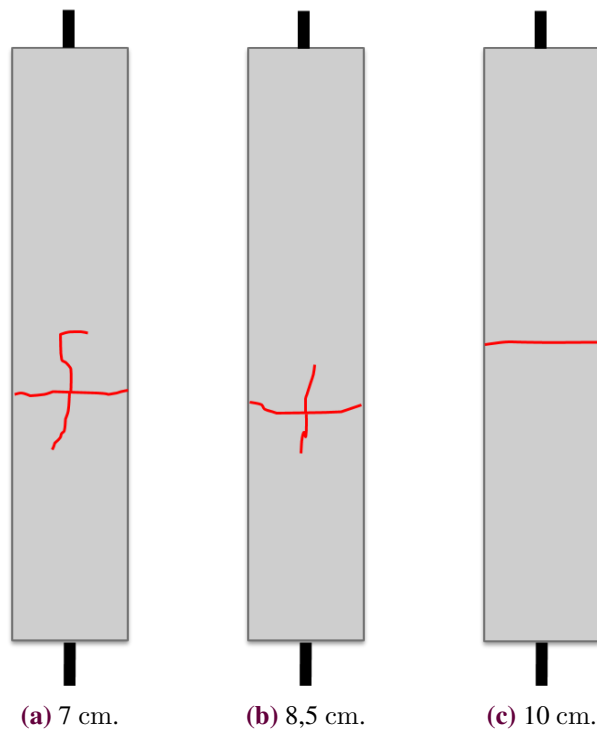


FIGURE 5.11 – Exemples de patrons de fissuration après la localisation de la première fissure pour les différentes épaisseurs étudiées pour le tirant.

Des fissures de fendage sont apparues avec la création de la première fissure transversale dans les tirants d'épaisseur 7 cm (figure 5.11a) et 8,5 cm (figure 5.11b). Par ailleurs, plus l'épaisseur du tirant est petite, plus la fissure de fendage est longue. En revanche, aucune fissure de fendage n'a été observée sur le tirant d'épaisseur 10 cm (figure 5.11c). Or, bien que les fissures de fendage puissent être présentes dans les structures réelles, elles posent problème pour la réalisation des essais de migration. En effet, en présence d'une fissure de fendage, le flux des chlorures n'est plus unidirectionnel et les hypothèses appliquées pour retrouver le coefficient de diffusion ne sont plus applicables. De plus, lorsque les chlorures suivent la fissure de fendage et sortent de la zone de mesure, ils peuvent rejoindre une autre zone de mesure. Dans ce cas, il n'est plus possible de déterminer le coefficient de diffusion dans les deux zones de mesure. **Par conséquent, puisque le patron de fissuration du tirant avec armature conventionnelle ne contient pas de fissure de fendage, l'épaisseur de 10 cm est retenue pour la suite des essais.**

5.1.6 Variabilité des mesures de diffusion

Cette série d'essais de migration menée dans le programme préliminaire a eu pour objectif de connaître la variabilité intrinsèque du béton concernant le coefficient de diffusion et de quantifier l'impact du placement des cellules côte à côte. Pour cela, quatre essais ont été réalisés sur des prismes de béton armé avec une ou deux paires de cellules (figure 5.12). Pour rappel, tous les tirants testés pour cette série d'essais sont issus de la même gâchée et ont par conséquent le même âge. De plus, avant l'essai, ils ont subi les mêmes conditions de stockage et de conditionnement. Les résultats des essais sont donnés sur la figure 5.13.

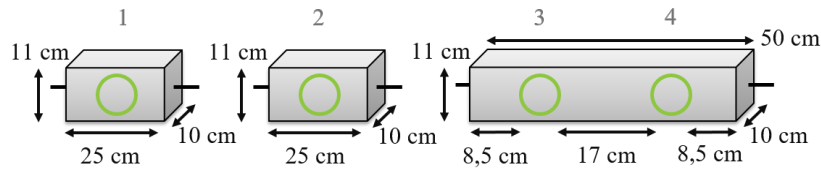


FIGURE 5.12 – Schématisation des essais réalisés sur spécimens individuels et sur zones adjacentes sur le même spécimen.

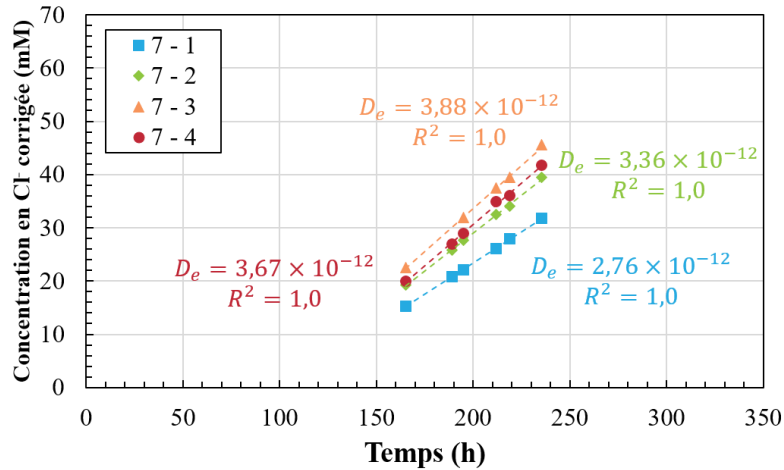


FIGURE 5.13 – Variabilité du coefficient de diffusion et impact des cellules adjacentes l'une sur l'autre : évolution de la concentration en ions chlorures.

Les quatre coefficients de diffusion mesurés sont proches avec un écart-type égal à $0,5 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$. Les essais réalisés sur des prismes individuels ont des coefficients de diffusion légèrement plus faibles que ceux réalisés sur des zones adjacentes du même prisme. Néanmoins, les valeurs obtenues restent peu élevées par rapport au coefficient de diffusion sur spécimen individuel ("2"). En effet, la différence entre le plus grand coefficient de diffusion mesuré sur zone adjacente ("3") et la valeur la plus proche mesurée sur spécimen individuel ("2") est du même ordre de grandeur que la différence entre les coefficients de diffusion mesurés sur spécimens individuels ($0,52$ contre $0,6 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$). **Ainsi, les valeurs mesurées sur les zones adjacentes sont représentatives de la variabilité intrinsèque du béton vis-à-vis du coefficient de diffusion. Il peut donc être considéré qu'il n'y a pas d'impact de placer des cellules côte à côte sur le même tirant, tant que la distance minimale de 10 cm entre les cellules est respectée (chapitre 4).**

5.1.7 Bilan des essais de migration

Enfin, un dernier essai a été mené sur un tirant dans la configuration finale. Pour cela, un tirant de dimensions $10 \times 11 \times 100 \text{ cm}^3$ (figure 5.14), armé avec une armature classique recouverte d'époxy a été chargé jusqu'à obtenir une fissure dans la zone centrale puis déchargé. La largeur du tirant a été modifiée de 10 cm à 11 cm pour permettre d'accrocher plus facilement les cellules. Un tirant court de référence non chargé a également été testé en parallèle. L'impact du chargement et de la macro-fissuration sur le coefficient de diffusion après déchargement est présenté sur la figure 5.15.

Tout d'abord, les coefficients de détermination R^2 du coefficient de diffusion sont égaux à 1, ce qui

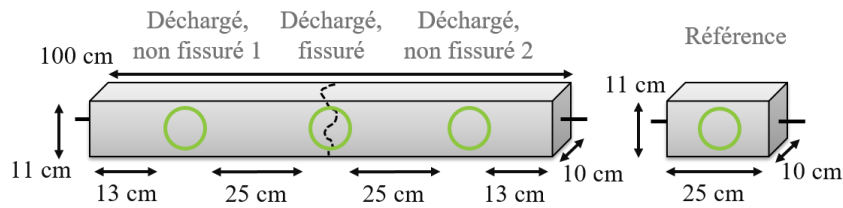


FIGURE 5.14 – Schématisation des essais réalisés sur le tirant court de référence et sur le tirant chargé puis déchargé avec deux zones de mesure non fissurées et une zone fissurée.

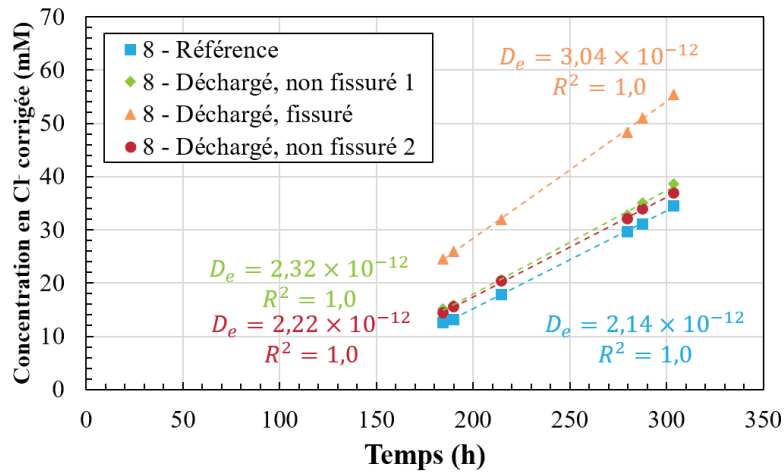


FIGURE 5.15 – Impact du chargement et de la macro-fissuration sur le coefficient de diffusion après déchargement : évolution de la concentration en ions chlorures.

signifie que la relation entre la concentration et le temps est bien linéaire, confirmant l'atteinte du régime permanent. **Par conséquent, les modifications apportées au protocole pour réaliser les essais permettent d'obtenir une mesure du coefficient de diffusion fiable.**

De plus, le coefficient de diffusion du béton déchargé fissuré ($3,04 \times 10^{-12}$ m² s⁻¹) est plus élevé que les coefficients de diffusion des zones déchargées non fissurées ($2,32 \times 10^{-12}$ et $2,22 \times 10^{-12}$ m² s⁻¹), eux-mêmes légèrement plus grands que le coefficient de diffusion de référence dans le béton non chargé ($2,14 \times 10^{-12}$ m² s⁻¹). **Ainsi, le chargement mécanique augmente le coefficient de diffusion dans le béton, quel que soit le type d'endommagement obtenu (diffus ou localisé).** L'impact de l'endommagement diffus est à relativiser en raison de la proximité des coefficients de diffusion des zones déchargées non fissurées avec le coefficient de diffusion de référence (8,4 % et 3,7 % d'écart relatif entre la référence et les zones déchargées non fissurées respectivement 1 et 2). En effet, il pourrait aussi s'agir de la variabilité intrinsèque du béton.

5.1.8 Conclusion

Les différents essais de migration présentés dans ce chapitre ont permis d'optimiser la procédure expérimentale. Ainsi, les essais du programme principal décrit dans le **chapitre 6** seront réalisés sur des tirants de 10 cm d'épaisseur contenant une armature en acier conventionnel recouverte de résine époxy. Une attention particulière sera apportée à la qualité du revêtement pour éviter tout risque de corrosion. La tension imposée entre les cellules est choisie égale à 65 V (correspondant à un champ électrique de 6,5 V cm⁻¹). Un changement de solution du compartiment aval est aussi ajouté pour éviter la transformation

des ions chlorures en composés chlorés. Il peut être réalisé lorsque le régime permanent est atteint (7 j pour le programme principal).

De plus, il n'est pas possible de réaliser des essais de migration successifs sur le même tirant, au risque de surestimer le coefficient de diffusion lors du second essai. En revanche, si la distance minimale de 10 cm entre les cellules est respectée, il est possible d'effectuer des essais sur des zones adjacentes du tirant sans augmentation significative du coefficient de diffusion.

Enfin, l'effet de l'endommagement créé par un chargement puis un déchargement a été investigué. Dans le cas de la fissuration macroscopique, le coefficient de diffusion est nettement plus élevé que pour un spécimen qui n'a pas subi de chargement. En revanche, dans les zones où la localisation de la fissure n'a pas eu lieu, l'endommagement diffus (le tirant est déchargé lors des mesures) n'a pas permis de relever une augmentation significative du coefficient de diffusion. Il est possible que les micro-fissures se soient refermées lors du déchargement. Le maintien du chargement pendant les essais de migration devrait permettre de mesurer un effet plus conséquent.

5.2 Développement du dispositif de maintien de la charge

Les travaux présentés dans cette section ont été réalisés par Olivier Simon-Boursier, étudiant à la maîtrise en génie civil à Polytechnique Montréal sous la direction de Jean-Philippe Charron et Clélia Desmettre. Pour des raisons personnelles, il n'a pas été en mesure de terminer sa maîtrise et de publier le mémoire associé à ses travaux. Pour cette raison, un résumé des travaux réalisés pour la mise au point du dispositif de maintien de la charge est présenté dans ce qui suit.

5.2.1 Conception du dispositif

L'objectif du dispositif de maintien de la charge est de maintenir en dehors de la presse hydraulique, le même état d'endommagement en traction que celui obtenu dans la presse, pour le niveau de sollicitation visé. Ainsi, après avoir défini le concept général du dispositif de maintien de la charge (figure 5.16), il a fallu dimensionner les pièces qui le composent en gardant en tête deux objectifs.

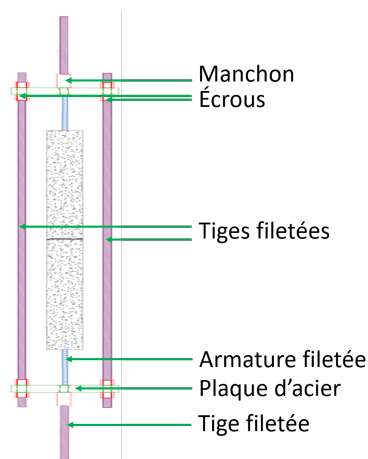


FIGURE 5.16 – Dispositif de maintien de la charge.

Le premier objectif a été de minimiser la flexion dans les plaques supérieures et inférieures ainsi que dans les tiges filetées afin de minimiser la perte de déplacement du tirant, et donc l'éventuelle refermeture des fissures formées. Ce premier objectif devait être atteint tout en gardant en tête le deuxième objectif qui consistait à limiter la masse du montage pour en simplifier la manutention de la position horizontale à verticale et inversement. En effet, l'installation du tirant dans le dispositif a lieu à l'horizontal pour des questions pratiques. Le tout est ensuite remis en position verticale pour l'installation dans la presse et le chargement du tirant. Une fois la charge transférée de la presse au dispositif de maintien de charge, le tout est à nouveau remis en position horizontale pour mesurer l'ouverture de fissure ainsi que pour effectuer les essais de diffusion.

Des modèles sectionnels simples, utilisant la théorie des poutres et des plaques, ont permis de définir l'ordre de grandeur des plaques d'extrémités en fonction de deux cas de chargement considérés, soit l'application d'une charge ponctuelle au centre de la plaque correspondant à la charge visée dans les essais ainsi que pour la charge correspondant à la plastification de l'armature. Ce dernier cas représente la charge maximale qui pourrait être appliquée, pour ce projet ou de futurs projets utilisant ce système de maintien de charge. L'épaisseur de la plaque a ensuite été précisée via des modélisations par éléments finis du dispositif dans son ensemble (plaques + tiges filetées + barre d'armature), avec le logiciel ABAQUS. Différentes analyses paramétriques portant sur la géométrie des plaques inférieures et supérieures (sections rectangulaire ou nervurée), sur l'épaisseur de ces plaques et sur le diamètre des tiges filetées, ont permis d'arriver à la configuration finale de ce dispositif, qui est présentée sur la [figure 5.17](#). Afin de trouver un bon compromis entre perte de déplacement dans le tirant lors du transfert de charge et poids du montage pour les aspects de manutention, un critère de déplacement total d'environ 0.05 mm sur toute la longueur du tirant, pour les niveaux de chargement utilisés dans ce projet, a été fixé.

Les plaques supérieures et inférieures du dispositif de maintien de la charge sont des plaques en acier de nuance 44W, de dimensions $64 \times 200 \times 400 \text{ mm}^3$, perforées de 4 trous de diamètre 34 mm pour les tiges filetées et d'un trou central de diamètre 14 mm pour l'armature. Des filets ont été ajoutés sur la plaque supérieure (celle positionnée en haut lors de la sollicitation dans la presse) pour permettre l'installation d'un système de sécurisation permettant de relier cette plaque à la tête de la presse ([figure 5.18](#)). Les tiges filetées utilisées sont de diamètre 1"1/4 (environ 31 mm) et de longueur 55"3/4 (environ 1416 mm). Les écrous sont de diamètre intérieur 1"1/4. Le manchon du dispositif de maintien de la charge, permettant de relier la barre d'armature à la tige filetée fixée dans les mâchoires de la presse, est celui utilisé par Desmettre [30]. Le filetage conique de ce manchon permet une transmission progressive des contraintes et donc d'éviter les concentrations de contrainte à la jonction entre la barre d'armature et le manchon. Les extrémités des barres d'armatures utilisées dans ce projet ont donc été filetées par la même compagnie qui possède le brevet de ce type de manchon.

5.2.2 Vérification expérimentale

Une fois le dispositif de maintien de charge fabriqué, un petit programme d'essais a été mené sur ce dispositif, avec armature seule puis avec tirant en béton armé, pour valider les valeurs numériques de conception du dispositif. Pour ce faire, différents capteurs de déplacement ont été disposés sur le dispositif ([figure 5.17](#)) et des analyses DIC ont également été menées sur les plaques en acier pour évaluer leur déformation, ainsi que sur les tirants en béton armé pour évaluer le déplacement du tirant et ses ouvertures de fissures, avant et après le transfert de charge dans le dispositif. Différents protocoles d'essais ont également été menés pour évaluer l'influence du niveau de chargement et des ouvertures correspondantes sur ces résultats. Certains essais ont également été réalisés en maintenant la charge un certain temps pour

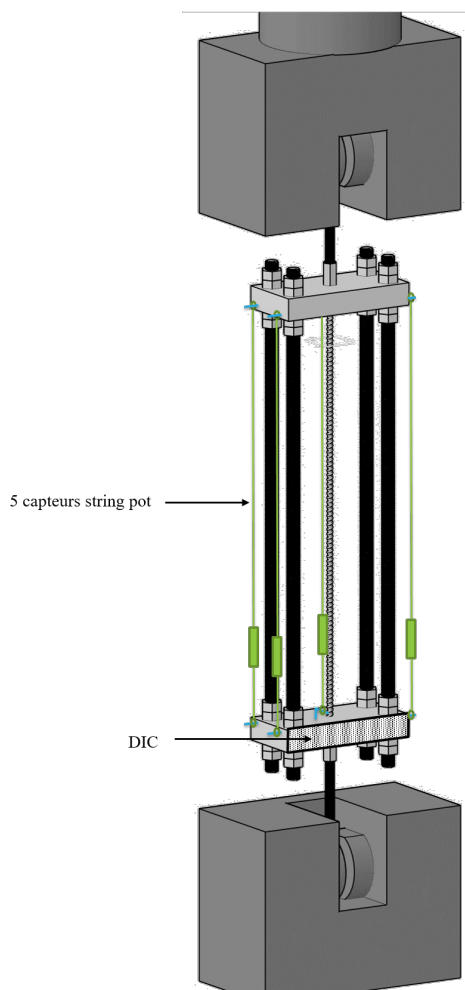


FIGURE 5.17 – Configuration finale du dispositif de maintien de la charge.

évaluer les possibles retours additionnels du déplacement du tirant dû à la viscoélasticité du béton.

Un essai complet regroupant les différentes étapes de la procédure de chargement et de mise en place du dispositif a été menée afin de vérifier la bonne conception du dispositif préalablement aux essais du programme expérimental. Ainsi, les étapes de chargement, de transfert de la charge au dispositif, de maintien de la charge par le dispositif et de sortie du dispositif de la presse ont été réalisées. Ces étapes, rappelées dans la procédure décrite dans l'**Annexe B**, ont été réalisées d'abord sans la présence du tirant puis avec un tirant à l'intérieur du dispositif. Dans les deux cas, des capteurs LVDT ont été placés entre les plaques d'extrémités le long des tiges filetées et le plus proche possible du centre des plaques. De plus, une analyse par corrélation d'images a été effectuée dans le premier cas sur une des plaques d'extrémités et pour le second sur le tirant placé dans le dispositif.

Cet essai a permis de démontrer les points suivants :

- La conception du montage a été validée : les déplacements numériques au centre des plaques inférieures et supérieures ainsi qu'au niveau des connections tiges filetées/plaques ont été vérifiés expérimentalement ;
- Lors du chargement du tirant, des déformations de traction sont enregistrées dans les différentes zones (macro-fissurées ou non) du tirant chargé ;

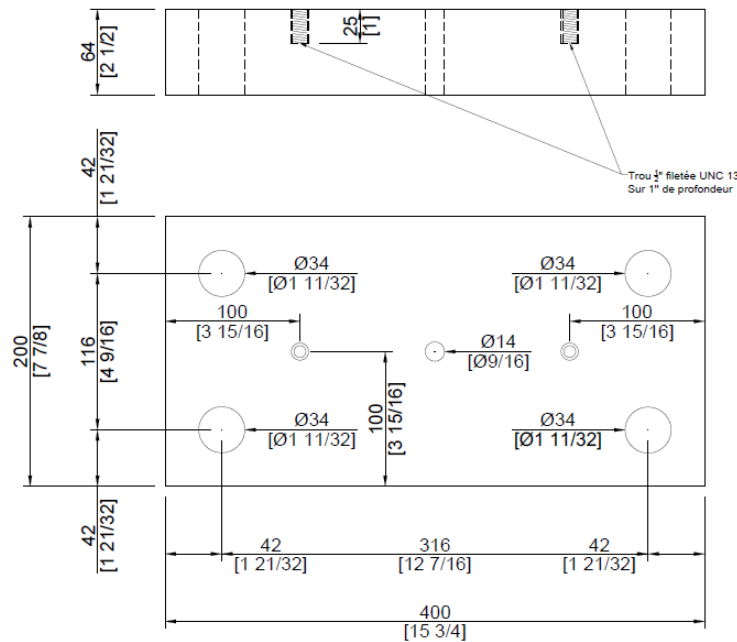


FIGURE 5.18 – Dessin de définition de la plaque supérieure en acier utilisée dans le dispositif de maintien de la charge.

- L'ouverture de fissure mesurée varie peu lors du transfert de la charge au système de maintien et des déformations sont toujours présentes dans les zones chargées non fissurées malgré un possible léger retour de déplacement lors de la formation de la macrofissure et/ou lors du transfert de charge au dispositif de maintien de charge.
- L'ouverture de fissure varie peu dans le temps une fois le tirant dans le système de maintien de charge, pour les durées étudiées durant la phase de validation du dispositif, durée un peu plus courte cependant que celle des essais de diffusion.

Ainsi, le dispositif de maintien de la charge et le protocole de mise en place associé permettent un bon maintien du chargement du tirant et une bonne conservation de l'ouverture de la fissure engendrée dans ce dernier, pendant toute la durée de l'essai de migration. L'ouverture de fissure exacte sera mesurée avant et après les essais de migration pour s'assurer que la fissure ne se referme pas sur le long terme.

Chapitre 6

Détermination du coefficient de diffusion dans des conditions de fissuration proches de la réalité des structures

Dans ce chapitre, les résultats du programme principal seront présentés.

Sommaire

6.1	Méthode d'analyse des résultats	136
6.2	Résultats obtenus	137
6.2.1	Fiabilité des résultats	137
6.2.2	Résultats généraux	138
6.2.3	Effet du temps et du chargement sur les zones non macro-fissurées	139
6.2.4	Effet d'une fissure localisée	141
6.3	Conclusion	145

Dans ce chapitre, les résultats du programme expérimental principal seront analysés selon le type de condition étudiée ("référence"; "chargé, non fissuré"; "chargé, fissuré"). Une première section est consacrée à la méthode d'analyse des résultats. La seconde section traite de l'analyse des résultats.

6.1 Méthode d'analyse des résultats

Cette section présente un exemple de résultats obtenus sur différentes zones d'un tirant en béton armé et sur un tirant de référence associé pour une échéance donnée (figure 6.1). Elle correspond à l'essai 4, réalisé 124 jours après la coulée du béton. Durant cet essai, des mesures de concentration en chlorures ont été réalisées sur le tirant de référence, de même que sur le tirant chargé pour deux conditions "chargé, non fissuré" et une condition "chargé, fissuré". L'ouverture de la fissure dans le tirant chargé a été calculée en considérant la moyenne des mesures prises tous les 5 mm sur toutes les faces (selon la méthodologie présentée dans le chapitre 3). Cet essai a été sélectionné parce que le régime transitoire a été capturé pour l'une des conditions testées.

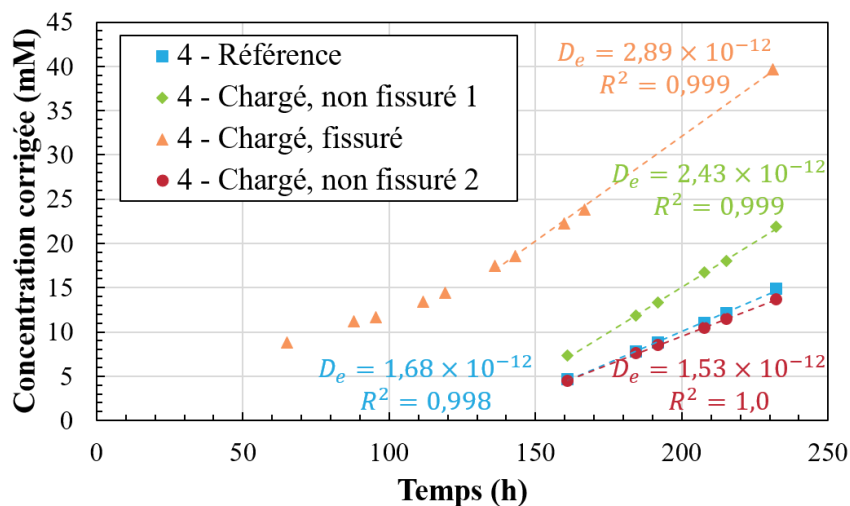


FIGURE 6.1 – Exemple des résultats obtenus pour l'essai 4 : évolution temporelle de la concentration corrigée, coefficients de diffusion (D_e) et coefficients de détermination de la régression linéaire (R^2).

Le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton est déterminé en régime permanent, c'est-à-dire lorsque la concentration corrigée évolue linéairement en fonction du temps. Dans ce cas, une régression linéaire permet de le déterminer. Le coefficient de détermination de la régression linéaire (R^2) permet de confirmer que le régime linéaire est bien atteint lorsque sa valeur est proche de 1. Dans le cas présenté sur la figure 6.1, la régression linéaire a été réalisée sur au minimum 5 points. Les coefficients de détermination sont tous très proches de 1, ce qui confirme la fiabilité des résultats. Les premiers points de la condition "chargé, fissuré" font partie du régime transitoire, pendant lequel la pente de l'évolution de la concentration évolue, et n'ont pas été pris en compte dans la détermination du coefficient de diffusion.

La condition fissurée présente le coefficient de diffusion le plus élevé ($2,89 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$), lié à la présence de la fissuration. Son ouverture de fissure est mesurée égale à 245 μm . Le modèle parallèle de Tognazzi [81], appliqué sur la zone d'influence des chlorures d'une largeur de 17 cm (mesurée dans la sous-section 4.3.1), est associé au modèle de Djerbi [32] pour calculer une valeur théorique du coefficient de diffusion dans le béton fissuré (sous-section 2.3.2.2). La valeur théorique calculée, égale à

$3,7 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, est très différente de la valeur mesurée expérimentalement. Cette différence peut être expliquée par la façon dont la fissure est prise en compte dans les deux modèles. En effet, le modèle de Tognazzi considère une fissure avec des bords parallèles et droits dans laquelle le coefficient de diffusion est calculé par l'intermédiaire du modèle de Djerbi. Or, le modèle de Djerbi a été obtenu empiriquement. Il peut donc être supposé que les fissures contiennent une rugosité et une tortuosité assez faible, puisque les échantillons obtenus étaient petits. Ainsi, la tortuosité n'est pas complètement représentée dans la valeur théorique obtenue. Au contraire, la fissure créée expérimentalement dans le tirant présente une tortuosité assez importante et une constrictivité liée à la présence d'une armature. Ce point sera développé dans la [sous-section 6.2.4](#).

L'impact d'une zone chargée non macrofissurée sur le coefficient de diffusion est moins marqué. En effet, pour la condition "chargé, non fissuré 1", le coefficient de diffusion est plus grand que la référence ($2,43 \times 10^{-12}$ contre $1,68 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$), tandis que la condition "chargé, non fissuré 2" donne un coefficient de diffusion dans la même gamme que la référence ($1,53 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$). Il est pour le moment difficile de conclure sur cet impact avec seulement les mesures de l'essai 4. L'effet du chargement dans des zones autres que la fissure sera abordé dans la [sous-section 6.2.3](#).

Par la suite, seuls les coefficients de diffusion des chlorures dans le béton seront donnés et l'évolution de la concentration dans le temps ne sera pas présentée. Les résultats seront analysés selon les conditions testées, l'âge du béton et l'ouverture de fissure mesurée.

6.2 Résultats obtenus

Pour rappel, le programme expérimental a consisté à mesurer les coefficients de diffusion sur des tirants maintenus sous chargement en condition fissurée ou non fissurée. Sur l'ensemble des essais, les ouvertures de fissure varient entre 80 et 245 μm puisque, dans la littérature, une augmentation du coefficient de diffusion dans la fissure a été relevée sur cette gamme [32, 39, 45]. Pour chaque tirant maintenu sous chargement, une mesure du coefficient de diffusion est aussi effectuée sur un tirant non chargé ("référence"). Néanmoins, pour certains essais, la mesure du coefficient de diffusion des chlorures n'a pas été possible en raison de la non-étanchéité du silicone autour de la zone à tester ou de fuites sur les cellules de diffusion. Lorsque la valeur de référence est manquante pour le calcul théorique du coefficient de diffusion dans le béton fissuré, une valeur extrapolée à partir de la tendance obtenue sur la [figure 6.4](#) est utilisée. Un récapitulatif des essais réalisés, avec les différentes conditions testées, est donné dans le [tableau 3.6](#) du [chapitre 3](#).

6.2.1 Fiabilité des résultats

Pour commencer, les coefficients de détermination des pentes de concentration ayant mené au calcul des coefficients de diffusion de tous les essais réalisés dans le programme principal sont donnés dans le [tableau 6.1](#).

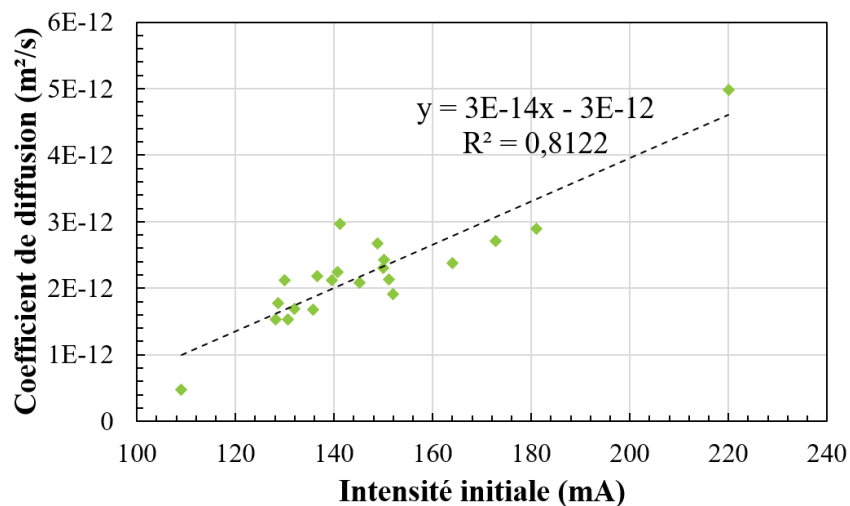
Les valeurs des coefficients de détermination sont toutes supérieures à 0,97, ce qui montre que le régime permanent était bien atteint pour tous les essais. Par ailleurs, ces valeurs permettent de valider la procédure expérimentale et de confirmer la fiabilité des résultats.

Une seconde vérification a été effectuée grâce à la mesure de l'intensité électrique traversant le béton au début de l'essai. En effet, le coefficient de diffusion est lié par la relation linéaire de Nernst-Einstein

TABLEAU 6.1 – Coefficients de détermination des régressions linéaires permettant la détermination des coefficients de diffusion.

Numéro de l'essai	Coefficients de détermination R^2				
	Référence	Chargé, non fissuré 1	Chargé, non fissuré 2	Chargé, fissuré 1	Chargé, fissuré 2
1	0,999	1,00	0,999	-	-
2	0,982	0,998	0,999	-	-
3	0,998	1,00	-	0,996	-
4	0,998	0,999	1,00	0,999	-
5	1,00	1,00	0,999	0,999	-
6	1,00	1,00	0,999	0,997	-
7	0,999	0,993	-	-	-
8	-	1,00	0,997	0,999	-
9	-	0,997	-	1,00	-
10	0,997	0,996	-	0,997	0,998
11	-	0,998	0,998	0,978	-

à la conductivité électrique du béton, elle-même fonction linéaire de l'intensité électrique. Cette relation linéaire entre le coefficient de diffusion et l'intensité électrique est utilisée pour calculer le coefficient de diffusion selon la norme ASTM C1760 [73] et est bien retrouvée sur la [figure 6.2](#) sur l'ensemble des essais. Ceci signifie que les modifications effectuées dans le cadre du développement du protocole expérimental permettent de mesurer des coefficients de diffusion fiables.

**FIGURE 6.2** – Coefficients de diffusion des essais 1 à 6 en fonction de l'intensité électrique au début de l'essai.

6.2.2 Résultats généraux

La [figure 6.3](#) donne les coefficients de diffusion de tous les essais réalisés dans le programme expérimental principal, en distinguant les différentes conditions ("référence", "chargé, non fissuré" et "chargé,

fissuré"). La moyenne des conditions "chargé, non fissuré" est également donnée pour chaque essai.

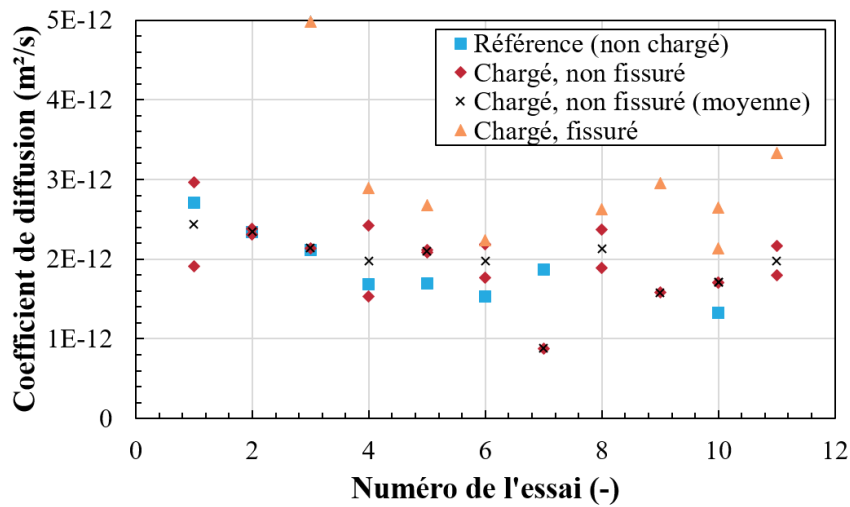


FIGURE 6.3 – Coefficients de diffusion obtenus pendant le programme expérimental principal en condition de "référence", "chargé, non fissuré" et "chargé, fissuré".

Les coefficients de diffusion en condition fissurée se distinguent des autres valeurs, ce qui montre l’impact de la fissuration sur la diffusion. L’ampleur de l’écart sur le coefficient de diffusion entre la condition fissurée et la condition non fissurée dépend de l’état d’endommagement et cela sera discuté plus tard. En revanche, la moyenne des conditions "chargé, non fissuré" se trouve proche des valeurs de référence, bien que globalement légèrement au-dessus, laissant penser à un impact léger du chargement sur le coefficient de diffusion. Ces résultats seront exploités plus en détails dans les sections qui suivent.

6.2.3 Effet du temps et du chargement sur les zones non macro-fissurées

La figure 6.4 présente les coefficients de diffusion mesurés expérimentalement sur les zones chargées non fissurées et les valeurs de référence en fonction de l’âge du béton au début de l’essai de migration. Les barres verticales représentent les différentes valeurs obtenues pour chaque échéance (valeur minimale et maximale). Le graphique est présenté avec des échelles logarithmiques en abscisse et en ordonnée afin de visualiser la relation entre l’âge du béton et le coefficient de diffusion. La valeur de la condition "chargé, non fissuré" de l’essai 7 a été considérée aberrante étant donné sa faible valeur par rapport à toutes les autres mesures de coefficient de diffusion et n’a pas été prise en compte dans la figure 6.4.

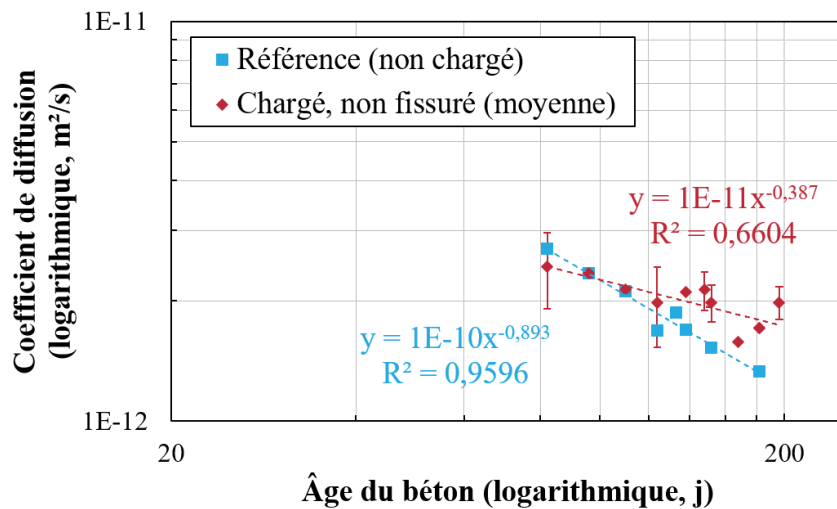


FIGURE 6.4 – Coefficients de diffusion et plages de valeurs pour chaque échéance dans le béton "chargé, non fissuré" et valeur de référence en fonction de l'âge du béton.

Les coefficients de diffusion des spécimens de référence et des zones "chargées non fissurées" du tirant chargé diminuent linéairement par rapport aux échelles logarithmiques sur la plage de temps étudiée. La tendance est moins marquée pour la condition "chargé, non fissuré" en raison de la variabilité dans ces zones. En revanche, la diminution pour la référence (non chargée) est en cohérence avec le modèle décrivant l'évolution du coefficient de diffusion $D_e(t)$ en fonction du temps t (équation (6.1)), valable pour des bétons de 0 à 40 mois d'âge, introduit par Mangat et Molloy [49] et repris par Andrade *et al.* [4], de même que Stanish et Thomas [76]. Le coefficient D_i correspond au coefficient de diffusion mesuré au temps égal à 1 h et m est un coefficient déterminé empiriquement.

$$D_e(t) = D_i t^{-m} \quad (6.1)$$

Les valeurs identifiées pour ce modèle sont données sur la figure 6.4. La valeur identifiée pour le coefficient m est plus faible pour la condition "chargée, non fissurée" (0,387) que pour la référence (0,893). Ceci est en cohérence avec le fait que le coefficient de diffusion dans les zones chargées non fissurées diminue moins rapidement avec le temps que dans le cas de la référence. De plus, la valeur de D_i identifiée pour la condition "chargé, non fissuré" est plus faible que celle de la référence, ce qui correspond au fait que le coefficient de diffusion est d'abord plus élevé pour la référence que pour la condition "chargée, non fissurée". L'effet de l'endommagement semble donc moindre au jeune âge.

Par ailleurs, la variabilité des résultats sur les zones chargées non fissurées est assez grande. Plusieurs hypothèses peuvent être envisagées pour l'expliquer. En effet, lors du chargement du tirant en béton armé en traction, le béton comporte d'abord un endommagement diffus, sous forme de micro-fissuration ou ouverture de la porosité. Puis, la localisation d'une macro-fissure referme partiellement et localement la porosité [80]. Ainsi, suivant la position de la zone non fissurée par rapport à la fissure, il est possible d'avoir un endommagement très différent à la même échéance sur les deux zones où l'essai de migration est réalisé. En outre, plus l'ouverture de fissure est grande, plus l'ouverture de la porosité a de chances de s'être refermée. Il est donc possible d'avoir un endommagement très différent entre deux spécimens, dépendamment de l'ouverture de fissure associée au tirant. Enfin, le niveau de chargement atteint dans le tirant est différent d'un essai à un autre, ce qui pourrait avoir eu un impact sur la zone non fissurée. Par exemple, le fait d'avoir parfois partiellement déchargé certains spécimens pour atteindre un certain

critère d'ouverture de fissure (surtout pour les fissures fines) fait en sorte de réduire l'impact de la zone non fissurée, qui se trouve alors partiellement déchargée. Toutes ces raisons expliquent probablement la faible valeur du coefficient de détermination de la régression linéaire pour la condition "chargée, non fissurée" (0,66 contre 0,96 pour la référence). Une nouvelle campagne expérimentale sur des tirants atteignant tous le même niveau de chargement ou tous le même niveau d'ouverture de fissure pourrait permettre de diminuer la variabilité et de mieux évaluer l'effet du chargement sur les zones non macro-fissurées.

Il est cependant possible d'observer une tendance globale concernant l'impact du chargement sur la diffusion. En effet, 15 coefficients de diffusion sur les 18 mesurés en condition "chargée, non fissurée" sont égaux ou supérieurs à la valeur de référence à la même échéance (mesurée ou extrapolée grâce à la courbe de tendance). Ceci montre que le chargement, bien qu'il ne mène pas à une macro-fissuration visible et mesurable, a tendance à entraîner une hausse du coefficient de diffusion et cette hausse par rapport à la référence semble être plus marquée lorsque l'âge du béton augmente et que sa porosité à l'état sain se stabilise. En effet, lorsque le béton est jeune, la matrice cimentaire est grossière et la micro-fissuration l'affecte moins. Au contraire, la matrice plus mature comporte une porosité plus fine et est par conséquent plus sensible à la micro-fissuration.

6.2.4 Effet d'une fissure localisée

Lors des essais de migration sur le tirant maintenu sous chargement, les coefficients de diffusion obtenus sur la zone macro-fissurée ont été comparés avec les résultats de référence obtenus sur le tirant non chargé à la même échéance (mesurés ou, si manquant, extrapolés à partir de la courbe de tendance de la [figure 6.4](#)). L'ouverture de fissure a été mesurée pour cette configuration avec la méthodologie décrite dans le [chapitre 3](#). Enfin, le modèle parallèle de Tognazzi [81], considérant un échantillon de la largeur d'une cellule (8 cm), est associé au modèle de Djerbi [32] pour calculer une valeur théorique du coefficient de diffusion dans le béton fissuré (voir [chapitre 2](#)). La [figure 6.5](#) présente les mesures pour les tirants de référence, la zone macro-fissurée et la valeur théorique en fonction de l'ouverture de fissure. Les coefficients de diffusion mesurés sur le tirant de référence sont associés à l'ouverture de fissure de la zone macro-fissurée mesurée à la même échéance.

Les valeurs mesurées sur les zones "chargées, fissurées" se distinguent nettement des valeurs de référence. De plus, les coefficients de diffusion des chlorures mesurés pour cette condition et calculés théoriquement augmentent globalement de façon linéaire avec l'ouverture de fissure. En revanche, il est attendu que les valeurs mesurées sur les zones "chargées, fissurées" coïncident avec celles théoriques, ce qui n'est pas le cas. Une explication peut être trouvée dans la taille du tirant en béton fissuré considéré par le modèle de Tognazzi. En effet, dans la littérature, les essais de migration sont généralement réalisés sur des cylindres de diamètre très proche des cellules de diffusion. Par conséquent, la surface des cellules est considérée dans le modèle de Tognazzi. Or, dans ce programme expérimental, les tirants étudiés sont de taille prismatique plus grande que la largeur d'une cellule. De plus, dans le [chapitre 4](#), il a été déterminé que les chlorures se diffusent sur une zone de 17 cm plutôt que sur la largeur de la cellule (8 cm). La [figure 6.6](#) donne de nouveau les résultats expérimentaux sur les zones "chargé, fissuré" et de "référence", mais cette fois, les valeurs théoriques sont calculées à partir de la zone d'influence de largeur 17 cm.

De nouveau, le coefficient de diffusion des chlorures calculé théoriquement augmente linéairement avec l'ouverture de fissure. De plus, l'écart entre les valeurs théoriques et les valeurs mesurées sur les zones "chargées, fissurées" est bien moins grands dans le cas où toute la zone d'influence des chlorures est prise en compte que dans le cas où seule la largeur des cellules de diffusion est prise en compte. La prise en

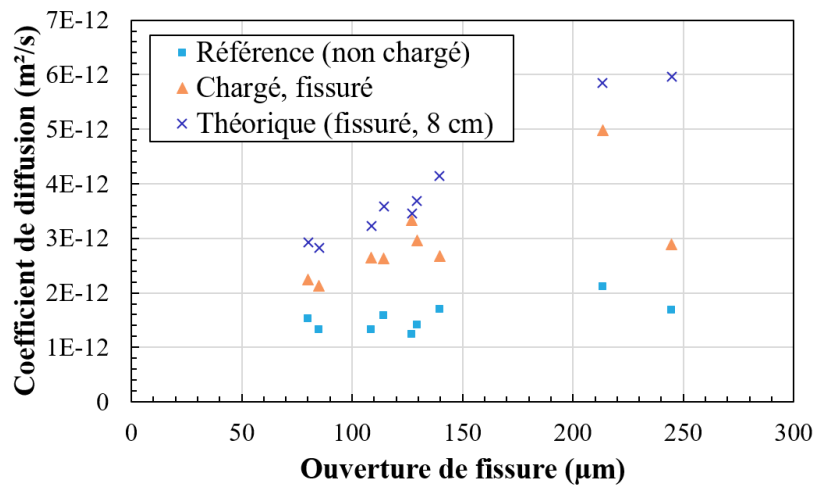


FIGURE 6.5 – Coefficients de diffusion dans le béton fissuré : valeurs expérimentales, valeurs de référence (mesurés ou, si manquant, extrapolés à partir de la courbe de tendance de la figure 6.4) et valeurs théoriques calculées en considérant un échantillon de la largeur de la cellule (8 cm).

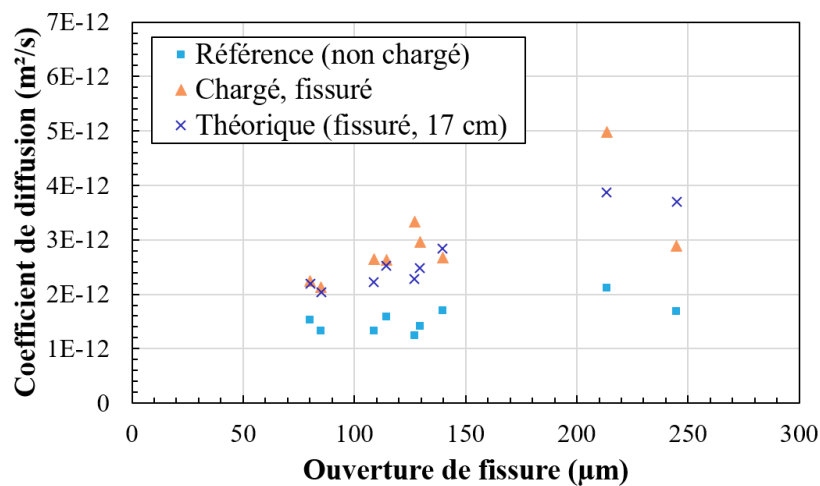


FIGURE 6.6 – Coefficients de diffusion dans le béton fissuré : valeurs expérimentales, valeurs de référence (mesurés ou, si manquant, extrapolés à partir de la courbe de tendance de la figure 6.4) et valeurs théoriques calculées en considérant un échantillon de la largeur de la zone d'influence des chlorures déterminées dans le chapitre 4 (17 cm).

compte de la zone d'influence est donc plus appropriée à utiliser dans les calculs théoriques que la largeur des cellules de diffusion si ces deux zones ne coïncident pas. Ainsi, dès que les mesures de coefficient de diffusion s'effectuent sur des spécimens différents de ceux utilisés généralement dans la littérature, il semble donc nécessaire de déterminer la zone sur laquelle les chlorures se propagent pour pouvoir utiliser le modèle de Tognazzi.

Sur toute la gamme d'ouvertures de fissure étudiées (80 à 150 μm), les valeurs mesurées sur la zone macro-fissurée se distinguent fortement des valeurs de référence, ce qui montre bien l'impact de la macro-fissuration sur la diffusion des chlorures. Par ailleurs, le coefficient de diffusion augmente linéairement avec l'ouverture de fissure (excepté pour le dernier point), ce qui était également attendu. Il semble également

que la valeur de référence ait un impact fort sur le coefficient de diffusion calculé théoriquement, puisque les variations de l'un sont retrouvées chez l'autre. Ainsi, la diminution du coefficient de diffusion théorique pour la plus grande ouverture de fissure peut s'expliquer par la valeur de référence associée qui est plus faible.

Le modèle théorique reproduit assez bien l'expérimental pour de faibles valeurs d'ouvertures de fissures (80 à 150 μm). Ce résultat indique une bonne fiabilité des mesures. En revanche, l'écart entre les valeurs mesurées expérimentalement et les valeurs calculées théoriquement semble se creuser lorsque l'ouverture de fissure dépasse 200 μm . Une explication possible pour justifier des coefficients de diffusion théoriques plus élevés que les mesures expérimentales se trouve dans les hypothèses prises en compte dans le modèle. En effet, la partition des flux de Tognazzi considère des fissures droites avec des bords parallèles [81], comme montré sur la *figure 6.7a*. Or, le coefficient de diffusion utilisé à l'intérieur de la fissure est déterminé par l'intermédiaire du modèle de Djerbi [32]. Ce dernier a été obtenu empiriquement sur des fissures apparues sur des éprouvettes cylindriques, de diamètre 11 cm et hauteur 22 cm, sous chargement de compression ou de traction indirecte. Du fait de la différence de chargement, de composition du béton, de forme et de taille d'échantillon, la rugosité, la constrictivité et la tortuosité de la fissure obtenue chez Djerbi sont différentes de celles des fissures du programme expérimental principal. Puisque le spécimen est plus petit, la tortuosité peut être raisonnablement supposée plus petite. Ainsi, la tortuosité n'est pas complètement représentée dans la valeur théorique obtenue, c'est-à-dire que la distance réellement parcourue par les chlorures est plus grande que la longueur considérée dans le modèle théorique. La prise en compte de ce phénomène dans les modèles devrait diminuer le coefficient de diffusion théorique. Deux autres phénomènes supplémentaires, non pris en compte dans le modèle, peuvent intervenir, comme montré sur la *figure 6.7b* :

- La fissure est pincée du fait de la présence de l'armature (constrictivité). Ainsi l'ouverture de fissure est plus large sur la face extérieure du tirant, là où elle est mesurée, qu'à l'intérieur du tirant. Ce phénomène diminue la valeur du coefficient de diffusion théorique.
- Le tirant peut également comporter une décohésion d'interface au joint de la fissure le long de l'armature. Cette décohésion augmente le flux transverse de chlorures et par conséquent, les chlorures sont ralentis dans l'axe testé. Ce phénomène diminue également le coefficient de diffusion théorique.

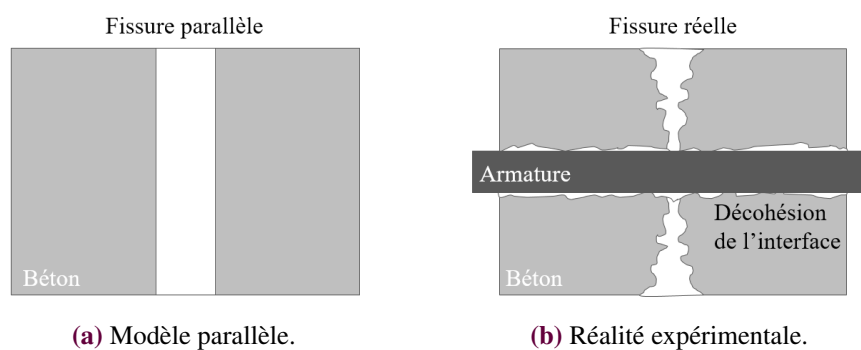


FIGURE 6.7 – Schématisation de la fissure a) telle que prise en compte dans le modèle, b) présente expérimentalement.

En plus de ces phénomènes de pincement et de décohésion de l'armature non considérés dans le modèle théorique, d'autres phénomènes peuvent s'ajouter :

- Une explication possible pour les coefficients de diffusion mesurés expérimentalement plus élevés que les valeurs théoriques est la présence d'une multi-fissuration non détectée lors des mesures d'ouverture de fissure au microscope.

- Il est difficile de bien caractériser la fissuration dans tout son volume. En effet, jusqu'à présent, une ouverture de fissure moyenne mesurée sur quelques points de la surface extérieure du tirant est considérée, alors qu'en réalité, une fissure réelle présente de nombreuses variations d'ouverture dans son volume.

La présence des phénomènes de tortuosité, de pincement, et de décohésion, non pris en compte dans le modèle (ou partiellement) peuvent expliquer des valeurs théoriques du modèle plus élevées que les valeurs expérimentales mesurées. Le calcul du coefficient de diffusion à partir d'une modélisation fine de la fissuration prenant en compte les phénomènes de tortuosité, de constrictivité et de décohésion pourrait permettre de diminuer le coefficient de diffusion calculé et de réduire les écarts entre les valeurs théoriques et celles mesurées expérimentalement. Cette analyse sera réalisée dans le [chapitre 7](#).

En revanche, l'utilisation d'une hypothèse erronée pour la multi-fissuration entraîne une sous-estimation de l'ouverture de la fissure et peut par conséquent expliquer des valeurs théoriques plus faibles que les valeurs expérimentales.

En ce qui concerne la caractérisation de la fissure, elle peut autant avoir sur-estimé que sous-estimé l'ouverture de fissure et donc entraîner une valeur théorique plus élevée ou plus faible que les valeurs expérimentales. Plusieurs hypothèses de calculs pour l'ouverture de fissure moyenne, en considérant différemment la zone fissurée, ont été considérées pour tenter de diminuer l'écart entre les valeurs théoriques et les valeurs expérimentales. L'ouverture a initialement été mesurée sur toutes les faces du tirant. Néanmoins, la mesure du coefficient de diffusion a théoriquement été réalisée sur un cylindre entre les cellules, en raison de l'hypothèse selon laquelle le flux de chlorures est unidirectionnel. En réalité, les simulations effectuées dans le [chapitre 4](#), ainsi que la pulvérisation de nitrate d'argent sur un spécimen après un essai de migration, ont montré que les chlorures se diffusent sur une zone plus grande. La problématique est alors de savoir quelle zone doit être considérée dans le calcul d'une ouverture de fissure et comment la prendre en compte dans l'équation de partition des flux (introduite avec ses notations dans le [chapitre 2](#) et appelée en [équation \(6.2\)](#)).

$$(A_{sain} + A_f) \times D_{global} = A_{sain} \times D_{sain} + A_f \times D_f \quad (6.2)$$

Les différentes configurations testées sont les suivantes et sont illustrées sur la [figure 6.8](#) :

- La configuration 1 a consisté à effectuer une moyenne de l'ouverture de fissure sur toutes les faces du spécimen ([figure 6.8a](#)) et à comparer cette ouverture de fissure moyenne w à la zone d'influence des ions chlorures (17 cm, déterminé dans le [chapitre 4](#)). Ainsi, dans l'[équation \(6.2\)](#), A_f a été remplacée par w et A_{sain} par $(17 \text{ cm} - w)$. Cette configuration est celle utilisée dans la présentation des résultats de la [figure 6.6](#).
- Les surfaces en contact avec les cellules de diffusion sont considérées pour la configuration 2 ([figure 6.8b](#)). Pour cela, une surface de fissuration est calculée à partir des mesures d'ouvertures de fissure et de la longueur de la fissure à l'intérieur des surfaces en contact. Cette surface de fissuration est utilisée à la place de A_f , tandis que la somme des surfaces en contact avec les cellules de diffusion moins la surface de fissuration est utilisée à la place de A_{sain} dans l'[équation \(6.2\)](#). Enfin, une ouverture de fissure équivalente w est calculée avec l'[équation \(6.3\)](#) pour calculer un coefficient de diffusion théorique avec le modèle de Djerbi.

$$w = \frac{A_f}{\sqrt{A_{sain} - A_f}} \quad (6.3)$$

- Pour la configuration 3, toutes les faces du tirant sur une zone de 17 cm autour des cellules de diffusion sont utilisées pour le calcul de l'ouverture de fissure moyenne (figure 6.8c). Ainsi, une surface de fissuration est calculée à partir des mesures d'ouverture de fissure et de la longueur de la fissure et remplace A_f . La surface de béton sain correspond à la somme des surfaces des faces considérées, à laquelle est retirée A_f . L'ouverture de fissure équivalente est également calculée avec l'équation (6.3).

En plus de ces trois configurations, les configurations 1 et 2 ont été testées en ne considérant soit que la surface aval ou que la surface amont. Par la suite, la configuration 1 a été testée en prenant en compte les deux surfaces aval et amont en même temps, puis en considérant l'ouverture de fissure moyenne minimale et maximale entre les surfaces amont et aval. Un total de 10 configurations différentes a donc été testé pour définir la meilleure hypothèse de calcul pour mesurer l'ouverture de fissure.

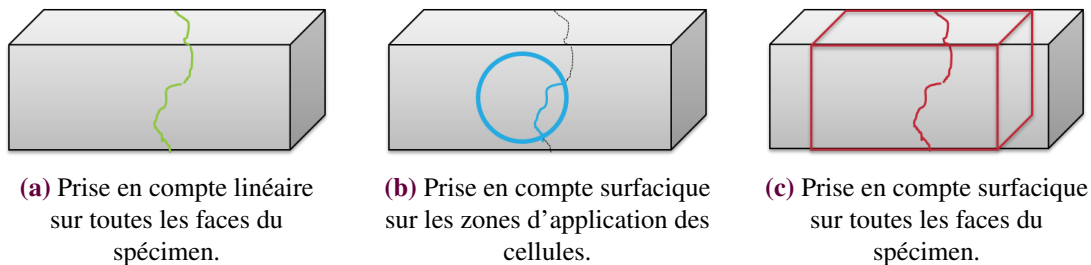


FIGURE 6.8 – Différentes configurations pour la prise en compte de la fissuration.

Les résultats des différentes hypothèses de calcul pour la prise en compte de l'ouverture de fissure moyenne dans le tirant n'ont pas apporté d'amélioration et ont creusé les écarts entre les résultats expérimentaux et théoriques. Pour cette raison, seule la première configuration a été présentée et analysée dans la figure 6.6.

D'autres techniques de mesure pourraient être envisagées pour améliorer la prise en compte de la fissuration. Par exemple, des améliorations pourraient être apportées en réalisant des mesures complémentaires d'ouvertures de fissure par tomographie à rayons X dans un spécimen ne contenant pas d'armatures en acier. Dans le cas du programme expérimental principal, la présence de l'armature et du système de maintien de la charge, ainsi que la grande taille du spécimen n'a pas permis d'utiliser cette technique. Une méthode sonore ou ultra-sonore pourrait également être utilisée pour caractériser l'endommagement, mais elle ne permettrait pas de retrouver une valeur de l'ouverture de fissure pour comparer aux valeurs théoriques. Enfin, une mesure de perméabilité (à l'eau ou au gaz) pourrait permettre une corrélation avec les autres mesures.

Une dernière considération qui pourrait intervenir dans la caractérisation de la fissure est l'éventuelle formation de composés dans la fissure, liée à des phénomènes d'auto-cicatrisation ou de cristallisation du $NaCl$. De telles réactions pourraient réduire la concentration en chlorures disponibles ou libres de se déplacer et donc diminuer le coefficient de diffusion, ainsi que l'ouverture de fissure moyenne dans le tirant.

6.3 Conclusion

Au cours de ce programme expérimental, des essais de migration ont été menés sur des tirants en béton armé maintenus sous chargement de traction, c'est-à-dire dans des conditions très proches de la réalité des

structures. Ces essais ont permis de déterminer le coefficient de diffusion des chlorures dans différentes conditions de chargement (non fissuré et macro-fissuré). Des tirants de référence, non chargés et non fissurés, ont également été testés.

L'effet de la maturité du béton sur le coefficient de diffusion a été mis en évidence sur les tirants de référence et les zones chargées non fissurées, avec une diminution du coefficient de diffusion en fonction du temps selon la forme $D_e(t) = D_i t^{-m}$, en accord avec le modèle empirique introduit par Mangat et Molloy [49]. Il est à noter que le coefficient de diffusion diminue plus fortement pour les tirants de référence que pour les zones chargées non fissurées.

En revanche, la variabilité des résultats sur les zones chargées non fissurées pour une même échéance est très grande. Cette variabilité peut être liée à la refermeture de la porosité du béton à proximité de la localisation de la macro-fissure. Cependant, 15 mesures sur 18 ont donné des coefficients de diffusion sur des zones chargées non fissurées plus élevés que le coefficient de diffusion de référence. Ce résultat montre que la présence du chargement, même s'il ne mène pas à une fissuration visible, peut véritablement entraîner une augmentation du coefficient de diffusion.

La position de la zone non-fissurée par rapport à la fissure, l'éventuelle non-uniformité du relâchement des efforts autour de la fissure ainsi que le niveau de chargement associé à l'ouverture de fissure obtenue ont aussi des impacts sur le comportement de ces zones. Par exemple, le fait d'avoir parfois partiellement déchargé certains tirants pour atteindre un certain critère d'ouverture de fissure (surtout pour atteindre les fissures fines) fait en sorte de réduire l'impact de la zone non fissurée (qui se trouve alors partiellement déchargée).

Les coefficients de diffusion des chlorures mesurés sur les zones "chargées, fissurées" augmentent linéairement en fonction de l'ouverture de fissure sur la plage variant de 80 à 150 μm . Les coefficients de diffusion mesurés sur la macro-fissuration ont également été comparés aux valeurs de référence et à des valeurs théoriques calculées avec le modèle de Tognazzi associé à celui de Djerbi à partir des ouvertures de fissure mesurées. La macro-fissure se distingue nettement des valeurs de référence. En revanche, au contraire de ce qui est attendu, les valeurs théoriques sont différentes de celles mesurées, en particulier pour les grandes ouvertures de fissure (supérieures à 200 μm). Ceci peut s'expliquer par les phénomènes de tortuosité, constrictivité et décohésion du béton au niveau de l'armature qui ne sont pas pris en compte dans le modèle. D'autres possibilités sont la présence d'une multi-fissuration non détectée pendant la mesure de l'ouverture de fissure et la difficulté à parfaitement caractériser la fissure dans tout son volume.

Afin de comprendre l'impact des phénomènes de tortuosité, constrictivité et décohésion, un modèle numérique de type lattice-particulaire a été développé pour tester les différentes configurations de macro-fissure (avec/sans constrictivité, tortuosité, etc). Le modèle et les résultats associés sont respectivement présentés dans le [chapitre 3](#) et dans le [chapitre 7](#).

Chapitre 7

Détermination numérique de l'impact de la fissure et de sa forme sur le coefficient de diffusion

Ce chapitre présente une justification des méthodes utilisées numériquement et les résultats des simulations de la diffusion dans différentes configurations de fissure.

Sommaire

7.1	Choix de la méthode de calcul du coefficient de diffusion des chlorures dans une poutre	148
7.2	Choix de la méthode de prise en compte de la fissuration	149
7.2.1	Simulations en 2D	149
7.2.2	Simulations en 3D	151
7.2.3	Prise en compte de la constrictivité et de la tortuosité dans le modèle théorique	153
7.3	Choix du coefficient de diffusion considéré dans la fissure	155
7.4	Impact de la forme des fissures	160
7.4.1	Résultats des simulations	160
7.4.2	Prise en compte expérimentale	165
7.5	Conclusion	167

Dans ce chapitre, le modèle lattice-particulaire DEAP est utilisé pour simuler la diffusion dans des tirants de béton armé ou non armé. Tel que décrit dans le [chapitre 3](#), les tirants sont reproduits avec un modèle numérique composé de particules rigides dont les centres sont reliés par des poutres. Dans un premier temps, des discussions sont proposées sur la méthode utilisée pour le calcul du coefficient de diffusion associé à une poutre du modèle, la prise en compte des poutres cassées suite à un chargement et le coefficient de diffusion utilisé pour les poutres cassées. Enfin, différentes configurations de fissure sont étudiées pour comprendre les phénomènes impactant la diffusion et un retour sur les résultats expérimentaux est proposé.

7.1 Choix de la méthode de calcul du coefficient de diffusion des chlorures dans une poutre

Dans le [sous-section 3.4.4](#) du [chapitre 3](#), il a été démontré que le coefficient de diffusion des chlorures D_{AB} sur une poutre AB est défini par l'[équation \(7.1\)](#), avec les notations définies dans la [sous-section 3.4.4](#).

$$D_{AB} = D_{\perp} \times \left(\frac{x_B - x_A}{l_{AB}} \right)^2 + D_{//} \times \left(\frac{y_B - y_A}{l_{AB}} \right)^2 + D_{//} \times \left(\frac{z_B - z_A}{l_{AB}} \right)^2 \quad (7.1)$$

Une version approximée de la définition du coefficient de diffusion D_{AB} a été également donnée par l'[équation \(7.2\)](#).

$$D_{AB} = D_{\perp} \times \frac{|x_B - x_A|}{l_{AB}} + D_{//} \times \frac{|y_B - y_A|}{l_{AB}} + D_{//} \times \frac{|z_B - z_A|}{l_{AB}} \quad (7.2)$$

Une comparaison est réalisée entre le coefficient de diffusion exact ([équation \(7.1\)](#)) et sa version approximée ([équation \(7.2\)](#)) et présentée à la [figure 7.1](#). Pour cela, des simulations sont réalisées en 2D sur un spécimen en béton de dimensions $0,1 \times 0,1 \text{ m}^2$, sur un maillage aléatoire. La longueur moyenne des poutres est $0,001 \text{ m}$. Le chargement est appliqué de façon constante sur toute la face de la poutre et varie de 0 à $120 \text{ }\mu\text{m}$.

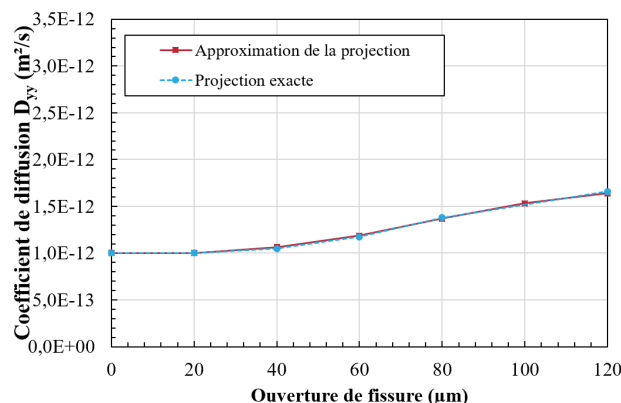


FIGURE 7.1 – Comparaison des méthodes de calcul du coefficient de diffusion.

Les deux courbes sont confondues, ce qui signifie que l'approximation introduite par l'[équation \(7.2\)](#) est bonne. **Pour la suite des simulations, l'approximation du coefficient de diffusion sera donc utilisée.**

7.2 Choix de la méthode de prise en compte de la fissuration

Lors de la résolution mécanique dans DEAP, de nombreuses poutres dans le tirant en béton armé peuvent atteindre le critère de rupture et être cassées. Ainsi, pour une poutre cassée reliant deux particules, la fissure se produit à l'interface entre les particules, orthogonalement à la poutre cassée. Or, le calcul de diffusion est effectué sur le réseau de poutres, ce qui signifie que, lors de la prise en compte de la fissuration, les poutres comptabilisées pour la diffusion dans la fissure (en bleu sur la [figure 7.2](#)) sont orthogonales à cette dernière. Pour éviter ce problème, des poutres "parallèles" à la fissure (en rouge sur la [figure 7.2](#)) ont été introduites à partir des sommets des poutres cassées mécaniquement, comme décrit dans la méthode présentée dans la [sous-section 3.4.3](#). La question peut alors se poser de savoir s'il faut prendre en compte uniquement les poutres "parallèles" à la fissure ou également les poutres cassées mécaniquement pour évaluer le coefficient de diffusion des chlorures sur le tirant en béton armé fissuré.

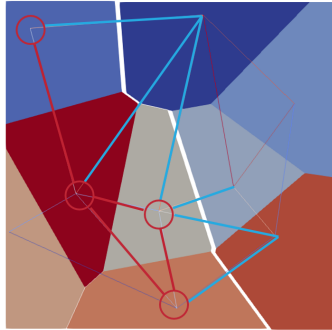


FIGURE 7.2 – Fissuration dans un maillage irrégulier (en blanc) avec les poutres cassées mécaniquement (en bleu) et les poutres "parallèles" considérées rompues (en rouge).

Pour répondre à cette question, différentes simulations ont été menées en 2D ([sous-section 7.2.1](#)) ou 3D ([sous-section 7.2.2](#)), avec des paramètres différents, dans le but de comparer la prise en compte de la fissuration par les poutres bleues (cassées mécaniquement), par les poutres rouges (ajoutées "parallèlement" à la fissure) ou par les deux types de poutres. Les caractéristiques des différentes simulations sont données dans le [tableau 3.10](#). Les résultats des simulations numériques sont comparés à des valeurs théoriques obtenues par l'intermédiaire de la combinaison du modèle de Tognazzi [81] et du modèle de Djerbi modifié ([équation \(7.3\)](#)). Ceci revient à calculer le coefficient de diffusion théorique sur une fissure droite (maillage régulier) pour chacune des ouvertures de fissure testées. Enfin, seules les valeurs diagonales du tenseur de diffusion, correspondant au coefficient de diffusion sur chacune des directions, sont étudiées.

$$D_f = \begin{cases} D_{sain} & \text{si } w \leq w_{sain} \\ \left(D_{eau} - D_{sain} \right) \frac{w - w_{sain}}{w_{eau} - w_{sain}} + D_{sain} & \text{si } w_{sain} \leq w \leq w_{eau} \\ D_{eau} & \text{si } w_{eau} \leq w \end{cases} \quad (7.3)$$

avec $D_{sain} = 1 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, $D_{eau} = 1,4 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, $w_{sain} = 30 \text{ }\mu\text{m}$ et $w_{eau} = 90 \text{ }\mu\text{m}$.

7.2.1 Simulations en 2D

Dans le cas des simulations en 2D, la fissure est obtenue selon l'axe y tel qu'illustré sur la [figure 7.3](#). Par conséquent, il est attendu d'observer une grande augmentation du coefficient de diffusion des chlorures

selon la direction y et une plus petite selon l'axe x (figure 7.4).

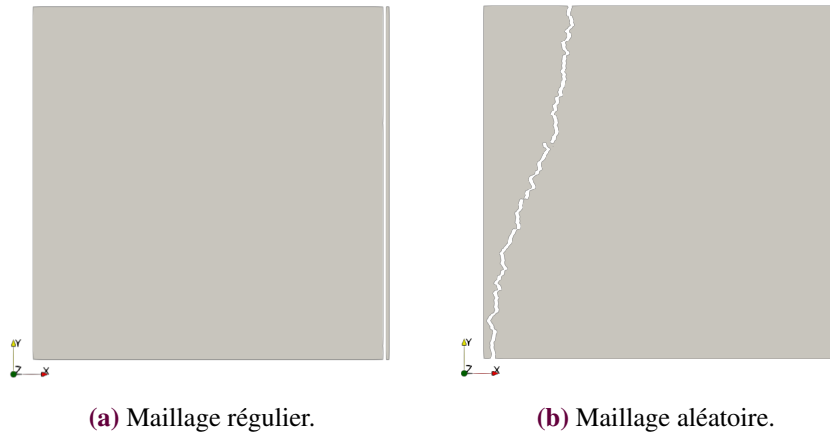
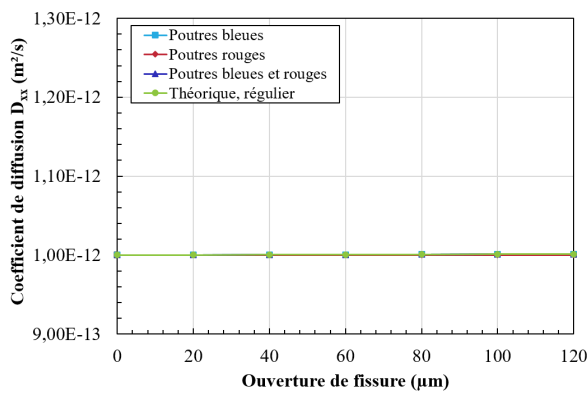
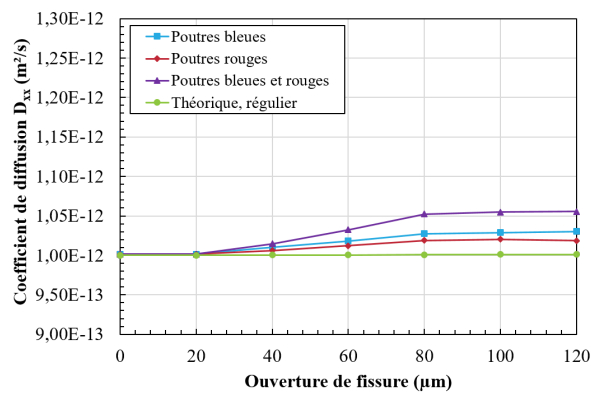


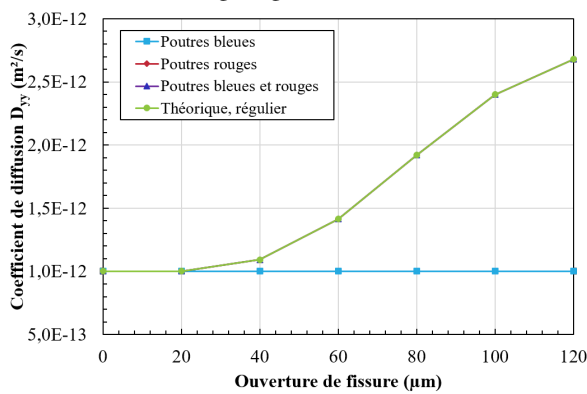
FIGURE 7.3 – Faciès de fissuration obtenus pour un chargement imposé de 150 µm (déplacement $\times 10$).



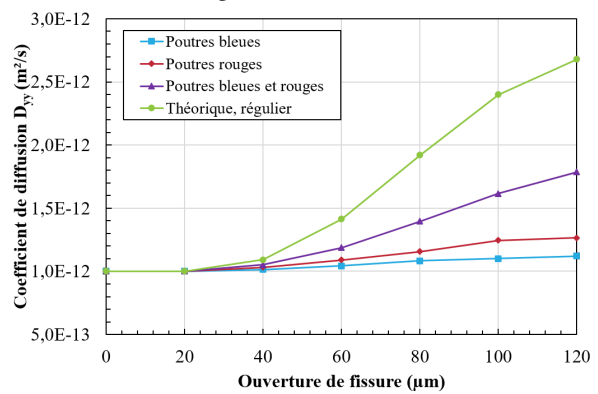
(a) Maillage régulier, selon l'axe x .



(b) Maillage aléatoire, selon l'axe x .



(c) Maillage régulier, selon l'axe y .



(d) Maillage aléatoire, selon l'axe y .

FIGURE 7.4 – Comparaison en 2D, selon différents paramètres, des prises en compte de la fissuration (poutres bleues, poutres rouges et poutres bleues et rouges) par rapport au résultat théorique sur le maillage régulier.

La figure 7.4a montre effectivement, dans le cas d'un maillage régulier, des coefficients de diffusion des chlorures sur l'axe x égaux à la valeur imposée pour le coefficient de diffusion ($1 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$)

sur du béton sain pour toute la gamme d'ouverture de fissure étudiée. En effet, la fissure est droite selon l'axe y . Il est par conséquent normal de ne pas retrouver d'impact de la fissure sur la diffusion selon l'axe x . En revanche, dans le cas d'un maillage aléatoire, les coefficients de diffusion issus des simulations sont légèrement plus élevés en raison de la disposition de la fissure qui ne se trouve plus totalement sur l'axe y (figure 7.4b).

Sur l'axe y , l'effet de la fissuration est beaucoup plus visible avec une grande augmentation du coefficient de diffusion avec l'ouverture de fissure. Pour le maillage régulier (figure 7.3a), les courbes obtenues avec les poutres rouges et avec les poutres bleues et rouges sont confondues avec la courbe théorique qui considère aussi une fissure droite (figure 7.4c). En revanche, la courbe correspondant aux simulations réalisées avec uniquement les poutres bleues est très éloignée de la courbe théorique. En effet, dans le maillage régulier, les poutres bleues sont alignées avec l'axe x . Ainsi, lorsque seules ces poutres sont cassées, la diffusion selon l'axe y ne prend en compte aucune augmentation locale du coefficient de diffusion. De cette manière, le coefficient de diffusion reste égal au coefficient de diffusion dans le béton sain.

Pour le maillage aléatoire, les courbes prenant en compte les différents types de poutre ne coïncident plus avec la courbe théorique (figure 7.4d). En effet, les valeurs théoriques correspondent à une configuration de fissure droite, alors que la fissure des simulations est tortueuse comme illustré sur la figure 7.3b. Néanmoins, la prise en compte des poutres "parallèles" à la fissure (poutres rouges et poutres rouges et bleues) permet d'observer une augmentation importante du coefficient de diffusion avec l'ouverture de fissure, tandis que l'utilisation seule des poutres bleues, cassées mécaniquement, ne permet pas d'observer une augmentation aussi forte.

Suite aux résultats des simulations réalisées en 2D, il est clair que l'utilisation seule des poutres bleues, correspondant aux poutres cassées mécaniquement, n'est pas adaptée et ne permet pas de montrer l'augmentation du coefficient de diffusion dans l'axe y de la fissure. En revanche, il n'est pas possible de conclure sur s'il est préférable de choisir l'utilisation unique des poutres "parallèles" ajoutées (poutres rouges) ou l'utilisation des deux types de poutres.

7.2.2 Simulations en 3D

Pour les simulations en 3D, la fissure est obtenue dans le plan (y, z) , tel qu'illustré dans la figure 7.5. Il est par conséquent attendu d'observer une grande augmentation du coefficient de diffusion des chlorures sur les axes y et z par rapport au coefficient de diffusion dans le béton non fissuré (figure 7.6).

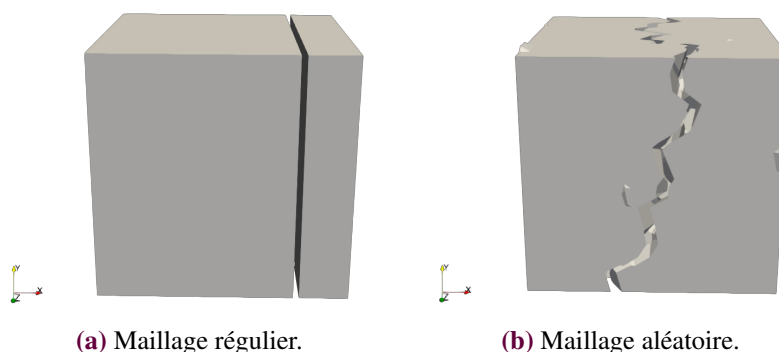
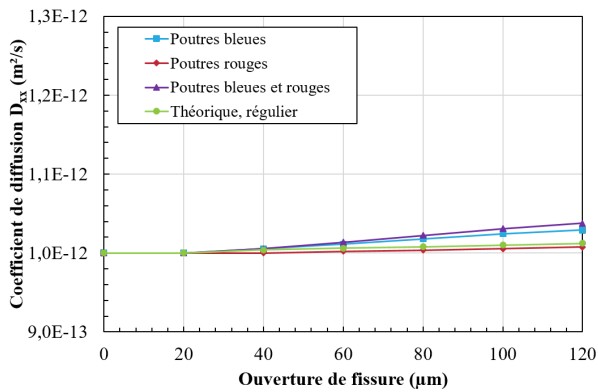
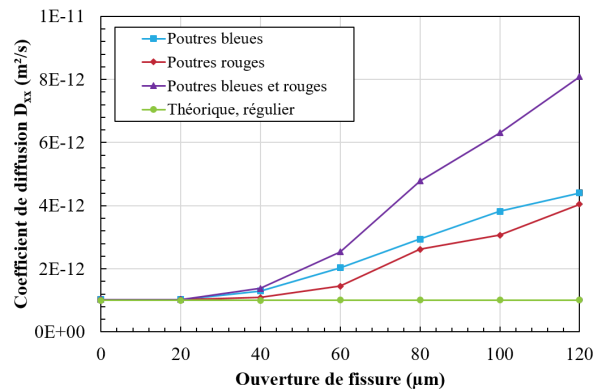


FIGURE 7.5 – Faciès de fissuration obtenus pour un chargement imposé de 150 µm (déplacement $\times 2$).

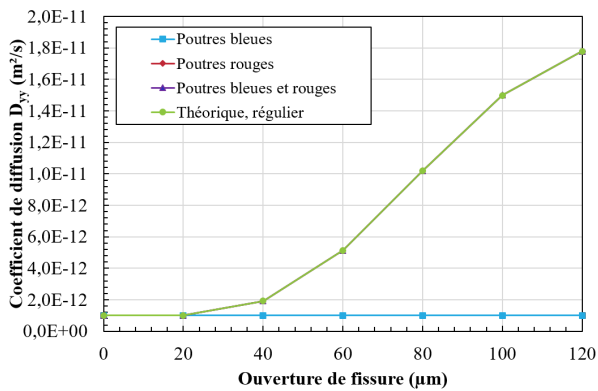
Pour rappel, les simulations en 3D ont été réalisées sur des spécimens plus petits que pour les simulations en 2D (côté de longueur 0,01 m contre 0,1 m) pour utiliser la même longueur moyenne de poutres. Or, pour une même ouverture de fissure, le coefficient de diffusion est plus élevé dans un spécimen plus petit car la fissure représente une plus grande proportion du spécimen. Par conséquent, pour la même ouverture de fissure, les valeurs théoriques du coefficient de diffusion sont plus élevées dans le cas des simulations en 3D que dans le cas de celles en 2D.



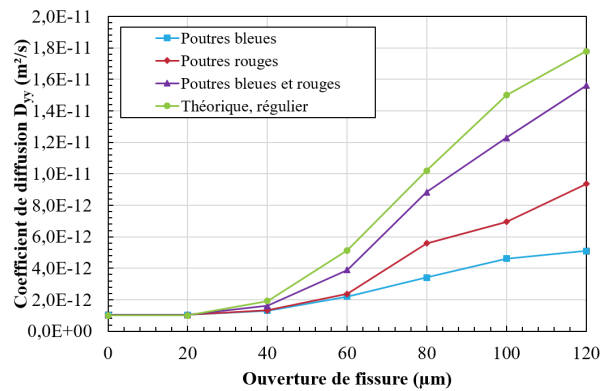
(a) Maillage régulier, selon l'axe x .



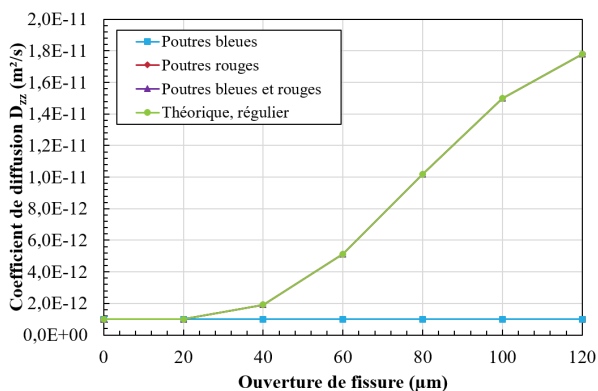
(b) Maillage aléatoire, selon l'axe x .



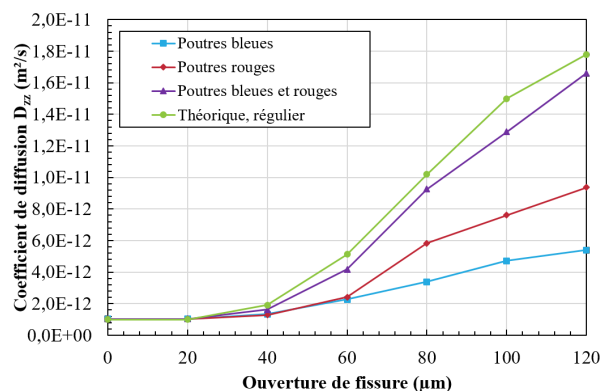
(c) Maillage régulier, selon l'axe y .



(d) Maillage aléatoire, selon l'axe y .



(e) Maillage régulier, selon l'axe z .



(f) Maillage aléatoire, selon l'axe z .

FIGURE 7.6 – Comparaison en 3D, selon différents paramètres, des prises en compte de la fissuration (poutres bleues, poutres rouges et poutres bleues et rouges) par rapport au résultat théorique sur le maillage régulier.

Comme dans les simulations en 2D, dans le cas d'un maillage régulier, les coefficients de diffusion des chlorures sur l'axe x sont proches de la valeur imposée sur du béton sain pour toutes les ouvertures de fissure étudiées (figure 7.6a). Dans le cas du maillage aléatoire, sur l'axe x , la différence entre les coefficients de diffusion des chlorures théoriques et issus des simulations est plus significative (figure 7.6b). Cette différence est liée à la disposition de la fissure qui n'est pas totalement parallèle au plan (y, z) , ce qui n'est pas pris en compte dans le calcul de la valeur théorique. Un calcul prenant en compte cette disposition et la tortuosité devrait permettre de faire une meilleure comparaison.

Les effets de la fissuration sont similaires sur les axes y et z . Ainsi, les analyses sont menées conjointement sur ces deux axes.

Dans le cas d'un maillage régulier, les courbes correspondant aux simulations prenant en compte les poutres rouges et les poutres bleues et rouges coïncident avec la courbe des valeurs théoriques. En revanche, comme dans le cas des simulations en 2D, l'utilisation des poutres bleues seules ne permet pas de prendre en compte l'effet de la fissuration (figures 7.6c et 7.6e). Ceci s'explique à nouveau par l'alignement des poutres bleues avec l'axe x , alors que la fissure se trouve dans le plan (y, z) .

Pour le maillage aléatoire, les simulations prenant en compte les poutres bleues et rouges fournissent les coefficients de diffusion les plus proches des valeurs théoriques. Les simulations utilisant uniquement les poutres rouges sont ensuite les plus proches des valeurs théoriques. Enfin, comme dans le cas du maillage régulier, les simulations utilisant seulement les poutres bleues ne permettent pas d'observer correctement l'impact de la fissuration (figures 7.6d et 7.6f).

De nouveau, l'utilisation des poutres bleues, correspondant aux poutres cassées mécaniquement, n'est pas adaptée pour représenter la diffusion dans l'axe y de la fissure. De plus, d'après les simulations réalisées sur le maillage aléatoire, l'utilisation conjointe des poutres bleues cassées mécaniquement et des poutres rouges "parallèles" semblent la meilleure option, même s'il existe une différence entre les valeurs issues des simulations et les valeurs théoriques. Cette différence est liée au modèle de fissure droite considérée pour le calcul des valeurs théoriques alors que la fissure est tortueuse dans le modèle aléatoire. Une étude sur la prise en compte de la tortuosité de la fissure dans les valeurs théoriques obtenues sur le maillage aléatoire est réalisée dans la sous-section 7.2.3 pour vérifier que la prise en compte conjointe des poutres bleues et rouges est la meilleure option.

7.2.3 Prise en compte de la constrictivité et de la tortuosité dans le modèle théorique

Lors des simulations réalisées sur des maillages aléatoires, les valeurs théoriques utilisées précédemment étaient calculées à partir d'ouverture de fissure droite, grâce à la combinaison du modèle de Tognazzi [81] et du modèle de Djerbi modifié (équation (7.3)). Or, en réalité, la fissure est tortueuse, ce qui modifie la longueur du trajet à parcourir par les chlorures et par conséquent le coefficient de diffusion des chlorures. De plus, dans le modèle théorique, l'ouverture de fissure est considérée constante sur toute la fissure, ce qui n'est pas nécessairement le cas dans un maillage aléatoire. Une meilleure prise en compte de la fissure consisterait à considérer sa constrictivité, c'est-à-dire sa variation d'ouverture dans le volume.

Pour cela, deux variantes de la combinaison des modèles de Tognazzi et de Djerbi, intégrant la variation de l'ouverture de fissure dans le tirant et la tortuosité de la fissure ont été considérées. Puisque la tortuosité est difficilement définissable en 3D, à cause des multiples chemins possibles pour les chlorures, les modèles

théoriques ont été comparés avec les simulations réalisées avec DEAP en considérant les résultats sur l'axe y en 2D sur un maillage aléatoire.

Le premier modèle théorique considéré utilise le modèle de Tognazzi combiné au modèle de Djerbi modifié. Précédemment, les surfaces considérées dans ce modèle étaient obtenues à partir d'une fissure droite et d'ouverture de fissure constante dans le volume. Dans le cas de ce modèle, la surface de la fissure est directement extraite de la simulation réalisée avec DEAP et prend en compte les variations d'ouverture de fissure dans le spécimen. Ce modèle permet de calculer un coefficient de diffusion des chlorures D_{droite} , en approchant une fissure tortueuse par une fissure droite dont la surface est celle de la fissure tortueuse.

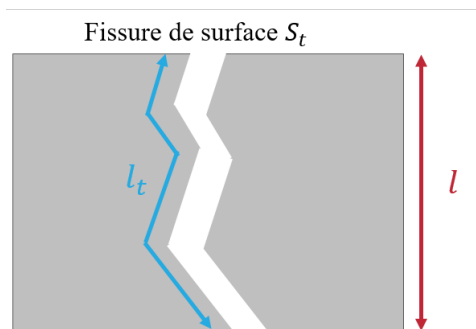


FIGURE 7.7 – Définition d'une fissure tortueuse et des grandeurs associées.

Le second modèle utilisé prend en compte la tortuosité. Pour cela, la longueur effective de la fissure tortueuse l_t et la longueur d'une fissure droite l sont introduites. La tortuosité τ peut alors être définie par l'équation (7.4).

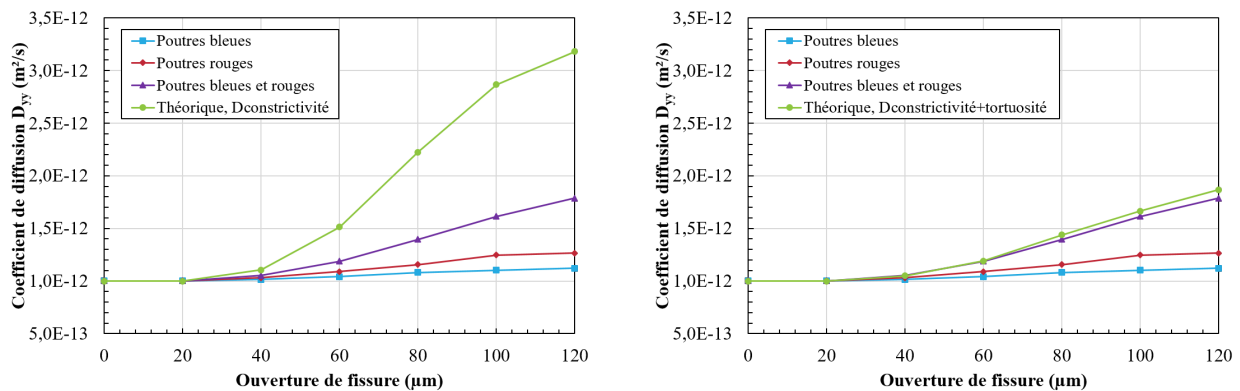
$$\tau = \frac{l}{l_t} \quad (7.4)$$

Dans la littérature, la tortuosité est alors prise en compte en multipliant le coefficient de diffusion obtenue sur une fissure droite par la valeur de la tortuosité. Or, la tortuosité est liée à la fissure et non au béton non fissuré résiduel. Pour cette raison, dans l'équation (7.5), la tortuosité, déterminée lors des simulations, a été introduite uniquement sur la fissure en utilisant le coefficient de diffusion du béton sain D_{sain} .

$$D_{tortueux} = D_{sain} + (D_{droite} - D_{sain}) \times \tau \quad (7.5)$$

Les deux modèles ont ensuite été comparés aux résultats des simulations prenant en compte les différents types de poutre (figure 7.8). Pour effectuer ces calculs, la longueur effective des fissures a été déterminée lors de chaque simulation et a permis de calculer la tortuosité pour chaque ouverture de fissure et de la prendre en compte dans le modèle théorique.

Pour le premier modèle (figure 7.8a), la prise en compte des surfaces réelles de la fissure (constrictivité) augmente les coefficients de diffusion obtenus par rapport à l'approximation par une ouverture constante (figure 7.4d). Néanmoins, puisque la tortuosité n'est pas introduite dans ce modèle, il reste difficile de le comparer aux résultats des simulations DEAP. Au contraire, le second modèle introduisant à la fois la constrictivité et la tortuosité diminue les valeurs du coefficient de diffusion, les rendant presque égaux aux résultats des simulations DEAP (figure 7.8b). **La comparaison avec les simulations confirme que l'approche considérant les poutres bleues et rouges donne les résultats les plus proches du modèle.**



(a) Valeur théorique intégrant la constrictivité de la fissure sur le spécimen.

(b) Valeur théorique intégrant la constrictivité et la tortuosité de la fissure sur le spécimen.

FIGURE 7.8 – Comparaison des modèles théoriques par rapport à des simulations réalisées en 2D avec les différentes prises en compte de la fissuration (poutres bleues, poutres rouges et poutres bleues et rouges).

Une dernière vérification a été effectuée en réalisant des simulations en 2D sur un spécimen fissuré grâce à un chargement de 120 µm en considérant les différents types de poutres et en faisant varier le niveau d'irrégularité du maillage entre 0 (maillage régulier) et 1 (maillage aléatoire). Des exemples des fissures obtenues sont données dans la figure 7.9. Ces simulations ont été réalisées sur deux maillages aboutissant à des maillages aléatoires différents (figure 7.10). Les deux modèles théoriques testés précédemment ont été utilisés pour la comparaison.

Tout d'abord, pour un niveau d'irrégularité égal à 0 (maillage régulier), les modèles théoriques et les simulations DEAP, exceptées celles considérant uniquement les poutres bleues, donnent le même coefficient de diffusion pour les deux maillages, ce qui correspond bien aux simulations réalisées dans la sous-section 7.2.1. De même, pour un niveau d'irrégularité égal à 1 (maillage aléatoire), les résultats de la figure 7.8 sont retrouvés pour les deux maillages. De plus, le modèle théorique prenant en compte uniquement la variation de l'ouverture de fissure (constrictivité) surestime le coefficient de diffusion dans les deux maillages et pour tous les niveaux d'irrégularité. Enfin, les simulations prenant en compte les poutres bleues et rouges dans la fissuration donnent les résultats les plus proches du modèle intégrant la constrictivité et la tortuosité.

Ainsi, pour la suite du projet, les poutres cassées mécaniquement et les poutres "parallèles" ajoutées seront considérées dans la fissuration. Par ailleurs, le modèle théorique combinant le modèle de Tognazzi, le modèle de Djerbi modifié et prenant en compte la constrictivité et la tortuosité sera considéré pour la comparaison avec les simulations DEAP.

7.3 Choix du coefficient de diffusion considéré dans la fissure

Puisque le béton est considéré saturé en eau, les fissures issues du chargement mécanique peuvent être considérées comme remplies d'eau. Par conséquent, il est légitime de se demander si le coefficient de diffusion appliqué dans les simulations DEAP pour les poutres cassées, représentant la fissure, ne peut pas être pris égal à celui de l'eau. Pour rappel, en raison des observations faites lors de ses essais de migration sur béton fissuré, Djerbi a introduit un modèle empirique permettant de déterminer le coefficient de diffusion dans la fissure en fonction de l'ouverture de fissure [32]. Ce modèle, modifié pour permettre la continuité

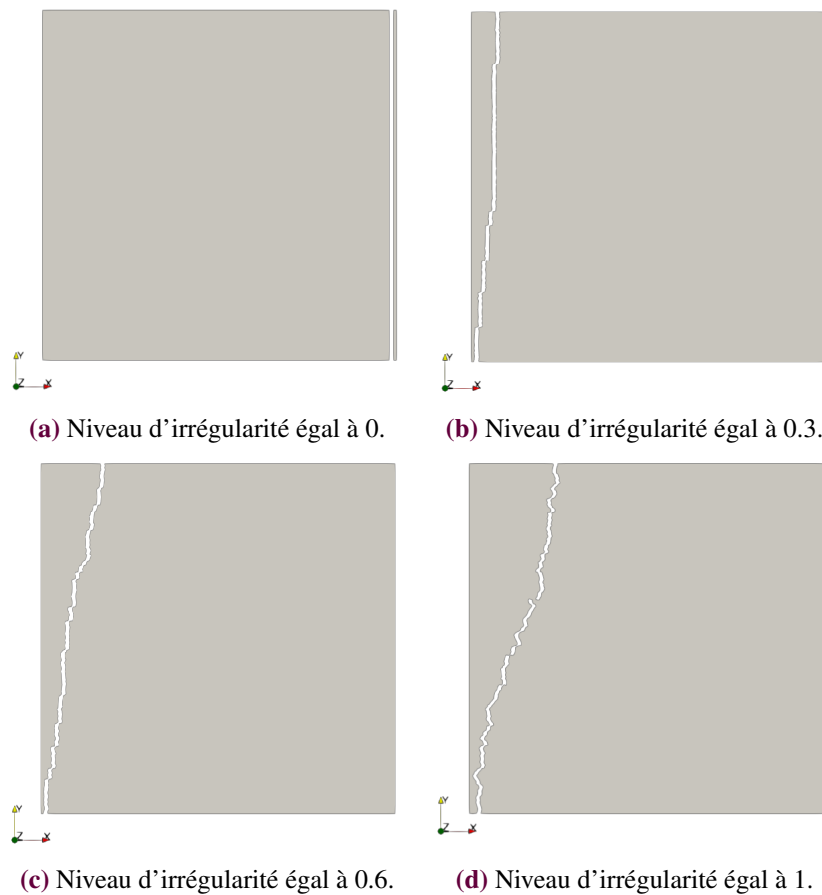


FIGURE 7.9 – Exemple de fissures obtenues pour le maillage 1 avec différents niveaux d'irrégularité (déplacement $\times 10$).

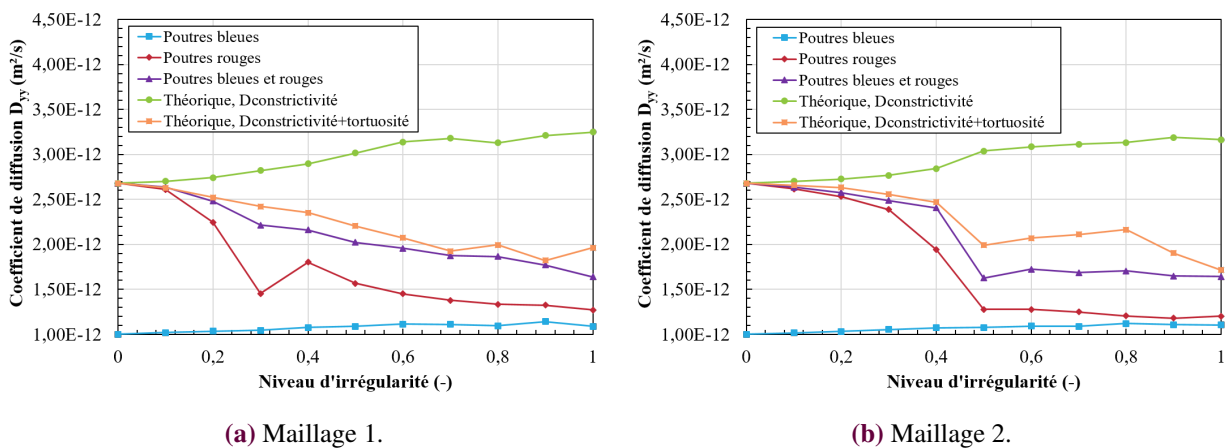


FIGURE 7.10 – Comparaison des prises en compte de la fissuration (poutres bleues, poutres rouges et poutres bleues et rouges) selon le niveau d'irrégularité du maillage.

avec le coefficient de diffusion dans le béton non fissuré, a été utilisé dans la section précédente.

Afin de répondre à ce questionnement, des simulations DEAP ont été réalisées en 2D sur des maillages régulier et aléatoire (figure 7.11). Les paramètres des différentes simulations réalisées sont détaillés dans le

tableau 3.11. Le modèle théorique incluant la constrictivité et la tortuosité, défini dans la sous-section 7.2.3, est utilisé pour la comparaison avec les simulations DEAP sur le maillage aléatoire.

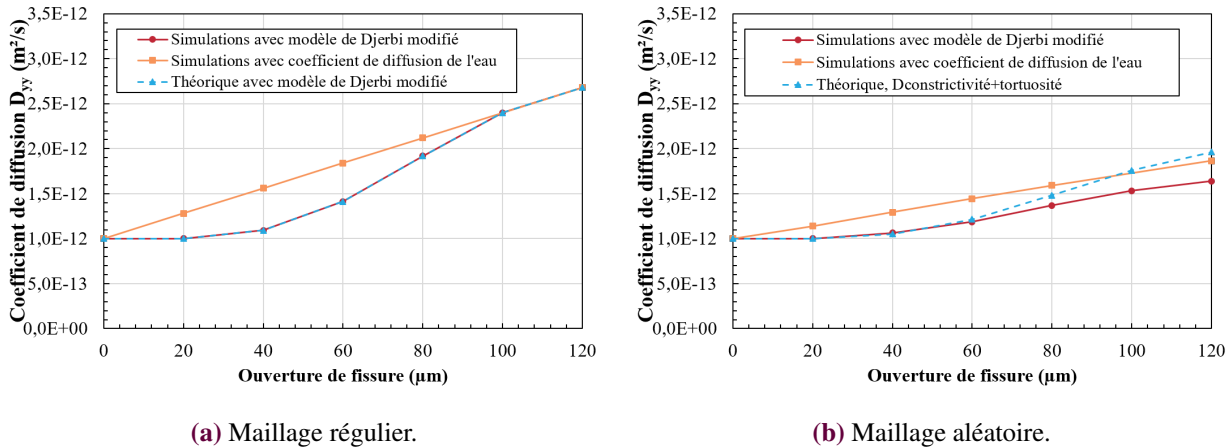


FIGURE 7.11 – Comparaison des simulations DEAP utilisant les différents coefficients de diffusion des chlorures dans la fissure et du modèle de Djerbi modifié théorique.

Les résultats des simulations DEAP avec les deux types de maillages, pour les ouvertures de fissure inférieures ou égales à 80 μm démontrent que la prise en compte du coefficient de diffusion des chlorures égal à celui dans l'eau donne des coefficients de diffusion plus grands que ceux obtenus avec la prise en compte du modèle de Djerbi ou avec le modèle théorique. En revanche, pour des ouvertures de fissure supérieures à 80 μm sur le maillage régulier, les deux simulations et le calcul théorique incluant l'effet de la constrictivité et de la tortuosité donnent les mêmes coefficients de diffusion. En effet, dans le modèle de Djerbi, le coefficient de diffusion dans la fissure est égal à celui de l'eau pour les ouvertures de fissures supérieures à 80 μm . Or, dans le cas du maillage régulier, toutes les poutres cassées ont une ouverture de fissure égale à celle imposée au chargement, expliquant l'égalité entre les simulations. Néanmoins, sur le maillage aléatoire, en fonction de leur orientation, les poutres n'ont pas nécessairement une ouverture de fissure aussi grande que le chargement imposé. Ceci explique que le modèle de Djerbi ne donne pas les mêmes résultats que la simulation prenant en compte le coefficient de diffusion des chlorures dans l'eau. Enfin, le modèle théorique avec constrictivité et tortuosité donne des résultats légèrement plus élevés que la simulation avec coefficient de diffusion de l'eau dans le cas du maillage aléatoire et des ouvertures de fissure supérieures à 100 μm . Un travail pour améliorer ce point du modèle théorique prenant en compte la tortuosité est proposée dans la suite.

Précédemment, le modèle théorique pour le maillage aléatoire prenait en compte la constrictivité et la tortuosité de la fissure à travers un coefficient appliqué après le calcul du coefficient de diffusion dans une condition droite. Le modèle proposé dans ce qui suit vise à prendre en compte la tortuosité directement dans le modèle de Djerbi. Celle-ci peut alors être intégrée pour tous les régimes du modèle de Djerbi ou seulement pour une partie. Ainsi, trois modèles de Djerbi modifiés peuvent être écrits à partir du modèle de Djerbi original :

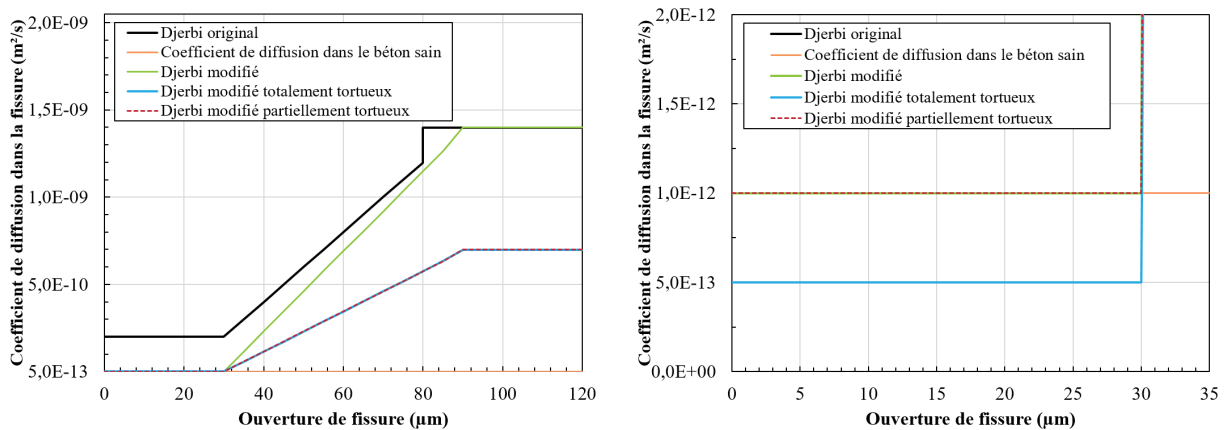
- le modèle de Djerbi modifié, ne prenant pas en compte la tortuosité (équation (7.3));
- le modèle de Djerbi modifié totalement tortueux (équation (7.6));
- le modèle de Djerbi partiellement tortueux (équation (7.7)).

$$D_f^{tortueux,t} = \tau D_f \tag{7.6}$$

$$D_f^{tortueux,p} = \begin{cases} D_{sain} & \text{si } w \leq w_{sain} \\ \tau \left(D_{eau} - D_{sain} \right) \frac{w - w_{sain}}{w_{eau} - w_{sain}} + D_{sain} & \text{si } w_{sain} \leq w \leq w_{eau} \\ \tau D_{eau} & \text{si } w_{eau} \leq w \end{cases} \tag{7.7}$$

avec $D_{sain} = 1 \times 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, $D_{eau} = 1,4 \times 10^{-9} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, $w_{sain} = 30 \text{ }\mu\text{m}$ et $w_{eau} = 90 \text{ }\mu\text{m}$.

De plus, pendant les simulations précédentes, dans le cas d'un maillage aléatoire, la longueur effective de la fissure était toujours très proche du double de la longueur de la fissure droite. Il a donc été choisi de travailler avec une tortuosité τ constante égale à 0,5 dans le cas des modifications apportées sur le modèle de Djerbi. Le coefficient de diffusion des chlorures calculé en prenant en compte la tortuosité sur différents régimes du modèle de Djerbi est présenté en comparaison au modèle de Djerbi original sur la figure 7.12a.



(a) Courbe complète

(b) Zoom sur le début de la courbe

FIGURE 7.12 – Comparaison des différents modèles de Djerbi modifiés pour prendre en compte la tortuosité.

La prise en compte de la tortuosité dans le premier régime du modèle de Djerbi (ouverture de fissure $< 30 \mu\text{m}$), pendant lequel le coefficient de diffusion dans la fissure est égal au coefficient de diffusion dans le béton, est aberrante. En effet, cela reviendrait à utiliser un coefficient de diffusion plus faible que celui du béton non fissuré dans les fissures fines. Par conséquent, la prise en compte de la tortuosité est faite uniquement sur les deuxième et troisième régimes du modèle (ouverture de fissure $> 30 \mu\text{m}$).

Par la suite, les résultats du modèle de Djerbi modifié partiellement tortueux sont comparés aux simulations réalisées en prenant en compte le modèle de Djerbi modifié et le coefficient de diffusion de l'eau dans la fissure (figure 7.13).

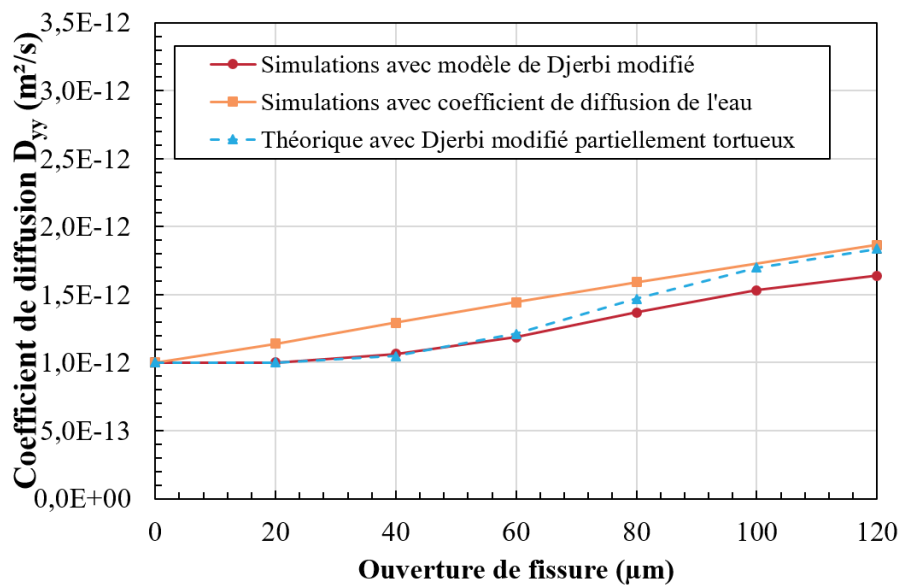


FIGURE 7.13 – Comparaison des simulations DEAP utilisant les différents coefficients de diffusion des chlorures dans la fissure et du modèle de Djerbi modifié partiellement tortueux théorique.

Comme précédemment, pour des ouvertures de fissure inférieures à $80 \mu\text{m}$, la théorie avec le modèle de Djerbi modifié partiellement tortueux donne les mêmes résultats que les simulations DEAP avec le modèle de Djerbi modifié. Au contraire, pour des ouvertures de fissures supérieures à $80 \mu\text{m}$, la théorie avec le modèle de Djerbi modifié partiellement tortueux coïncide avec les simulations DEAP réalisées avec le coefficient de diffusion dans l'eau. **Le modèle de Djerbi modifié partiellement tortueux, déterminé par l'équation (7.7), est donc adapté pour décrire théoriquement la diffusion dans une fissure tortueuse (maillage aléatoire).**

Concernant le choix de la modélisation à prendre en compte dans les simulations DEAP, ces dernières ont montré que le modèle utilisé dans la fissure était bien reproduit en sortie. Ainsi, la description du coefficient de diffusion des chlorures dans la fissure peut être réalisée par l'utilisation du modèle de Djerbi modifié ou du coefficient de diffusion dans l'eau. **Pour les simulations suivantes, le modèle de Djerbi modifié, défini dans l'équation (7.3), est utilisé pour calculer le coefficient de diffusion dans la fissure.**

7.4 Impact de la forme des fissures

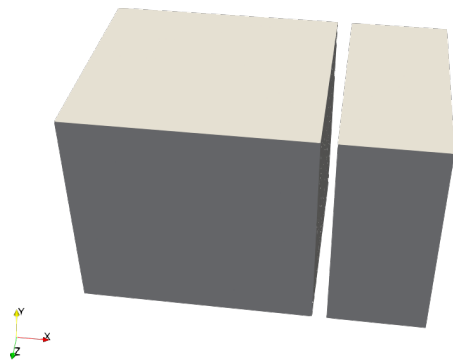
Cette section a pour objectif d'observer l'impact de la forme des fissures sur le coefficient de diffusion des chlorures à l'aide de simulations. En effet, dans le [chapitre 6](#), des écarts entre le coefficient de diffusion des chlorures mesuré sur le béton fissuré et le coefficient de diffusion théorique attendu ont été trouvés. Ces écarts étaient partiellement expliqués par la présence de phénomènes de constrictivité, de tortuosité et de décollement de l'armature, non pris en compte dans le modèle théorique, mais intégré à DEAP. Dans un premier temps, des simulations ont été menées pour déterminer l'impact des différents phénomènes sur le coefficient de diffusion. Dans une seconde partie, les résultats numériques ont été utilisés pour fournir une nouvelle analyse des résultats expérimentaux.

7.4.1 Résultats des simulations

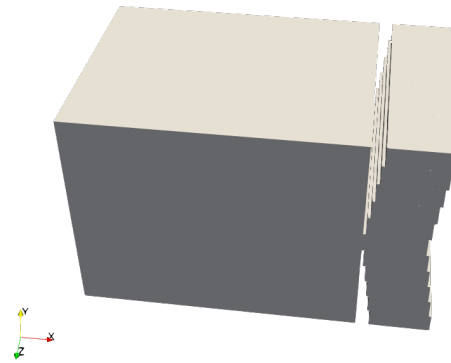
Des simulations avec DEAP ont d'abord été effectuées en 3D en ajoutant progressivement les phénomènes de constrictivité (pincement), tortuosité et présence d'armature. L'interface entre le béton et l'acier étant considérée parfaite pour les simulations, le phénomène de décollement de l'armature n'a pas pu être testé. Les paramètres des différentes simulations réalisées sont détaillés dans le [tableau 3.12](#). La gamme d'ouvertures de fissure étudiée, entre 0 et 300 μm correspond à celle qui avait été mesurée pendant le programme expérimental. Les différents faciès de fissuration sont disponibles sur la [figure 7.14](#). La [figure 7.15](#) présente les coefficients de diffusion, obtenus sur l'axe y , en fonction du déplacement imposé au tirant en béton armé lors de la simulation.

Les fissures simulées sont les suivantes :

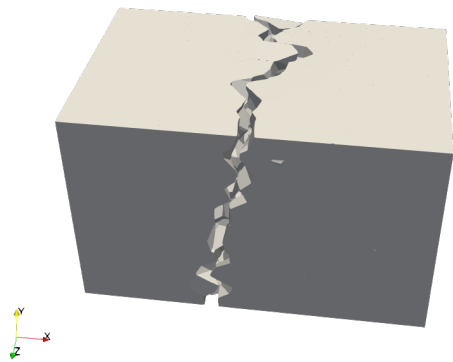
- La fissure droite comporte bien des bords parallèles et son ouverture est égale au déplacement imposé ([figure 7.14a](#));
- La fissure pincée comporte une diminution linéaire de l'ouverture de fissure avec une ouverture nulle pour la maille centrale, représentant artificiellement la présence d'une armature ([figure 7.14b](#));
- La fissure tortueuse présente une fissure sinueuse dont l'ouverture semble constante ([figure 7.14c](#)). La [figure 7.16a](#), utilisée plus tard pour l'analyse, montre la présence d'une microfissuration;
- La fissure tortueuse et pincée présente une grande microfissuration par rapport aux autres fissures. Le pincement est également nettement visible ([figure 7.14d](#));
- La fissure créée par le chargement sur la face dans le tirant armé est similaire à la fissure tortueuse et ne présente pas de pincement ([figure 7.14e](#));
- Dans le cas du tirant armé pour lequel le chargement est réalisé sur l'armature, deux fissures, ainsi qu'une fissure de fendage se sont ouvertes ([figure 7.14f](#)).



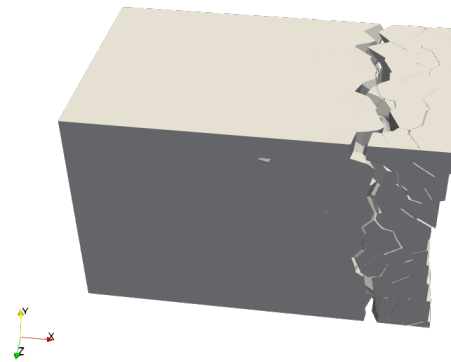
(a) Fissure droite.



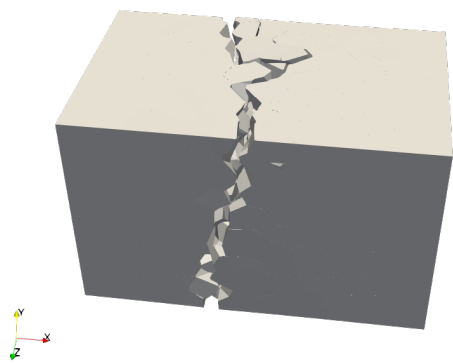
(b) Fissure pincée.



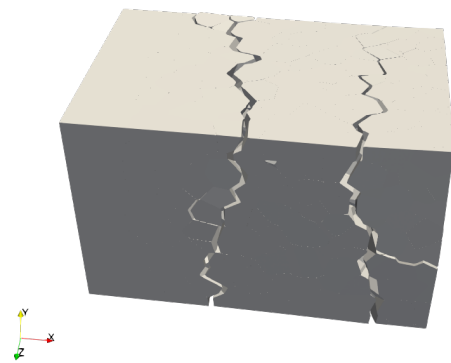
(c) Fissure tortueuse.



(d) Fissure pincée et tortueuse.



(e) Tirant armé, chargement sur la face.



(f) Tirant armé, chargement sur l'armature.

FIGURE 7.14 – Faciès des différentes fissures simulées obtenues pour un chargement imposé de $150\ \mu\text{m}$ (déplacement $\times 50$).

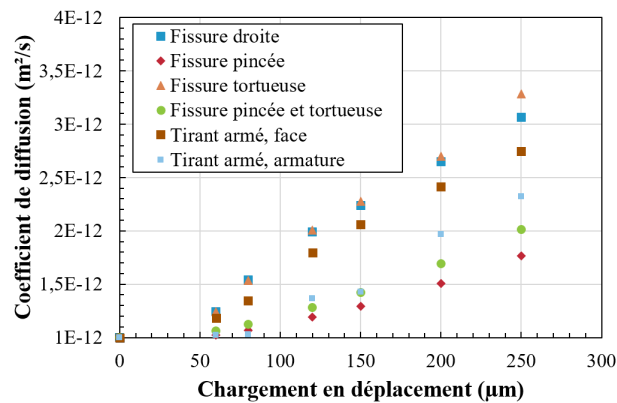


FIGURE 7.15 – Impact de la forme de la fissure sur le coefficient de diffusion en fonction du chargement en déplacement imposé.

Pour toutes les formes de fissure, le coefficient de diffusion des chlorures augmente avec le déplacement imposé. Néanmoins, l'augmentation n'est pas aussi importante suivant les différents faciès de fissuration :

- L'ajout d'un pincement par rapport à une fissure droite entraîne une diminution du coefficient de diffusion. En effet, l'ouverture de fissure est plus faible sur la majorité du volume du tirant (figure 7.14b) que le déplacement imposé, ce qui signifie que l'ouverture de fissure considérée pour cette analyse est surestimée par rapport aux autres cas.
- L'ajout de la tortuosité dans la fissure donne des coefficients de diffusion similaires à ceux obtenus dans la fissure droite. Pour les ouvertures de fissure les plus grandes, les coefficients de diffusion des chlorures retrouvés sont plus élevés dans la fissure tortueuse que dans la fissure droite en raison de la présence de micro-fissure dans le spécimen (figure 7.14c).
- Lorsque le pincement est combiné à la tortuosité, les coefficients de diffusion sont un peu plus élevés que pour la fissure pincée sans tortuosité, en raison de microfissures qui ne sont pas présentes dans la fissure pincée (figure 7.14d).
- La simulation de la présence d'une armature avec un chargement appliqué sur la face du tirant donne des coefficients de diffusion légèrement plus faibles que dans le cas d'une fissure droite. Ce résultat peut s'expliquer par le fait que l'interface entre l'armature et le béton est parfaite, ce qui signifie qu'il y a un petit pincement de la fissure au niveau de l'armature (figure 7.14e).
- Le fait de charger le tirant armé par le biais de l'armature diminue fortement le coefficient de diffusion. Dans ce cas, les effets discutés pour le cas du chargement par la face du tirant sont également présent dans ce cas. De plus, le fait de charger par l'intermédiaire de l'armature implique que le déplacement transmis au béton est plus faible que celui imposé, ce qui limite par conséquent l'ouverture de fissure. Enfin, la figure 7.14f montre que plusieurs fissures se sont ouvertes. Ceci diminue localement les ouvertures de fissure. Ainsi, le coefficient de diffusion dans la fissure peut devenir intermédiaire entre celui du béton et celui de l'eau.

Par la suite, un algorithme développé par Najjar *et al.* [53] a été utilisé pour déterminer l'ouverture de fissure sur tout le volume de la fissure pour les différentes simulations présentées sur la [figure 7.15](#) et décrites précédemment. La [figure 7.16](#) décrit la procédure de l'algorithme. Dans un premier temps, les simulations sont réalisées, permettant d'obtenir un faciès de fissuration ([figure 7.16a](#)). Par la suite, la fissure principale est extraite par l'algorithme de Najjar *et al.* ([figure 7.16b](#)). Enfin, la projection de l'ouverture de fissure est effectuée sur le plan (y, z) ([figure 7.16c](#)).

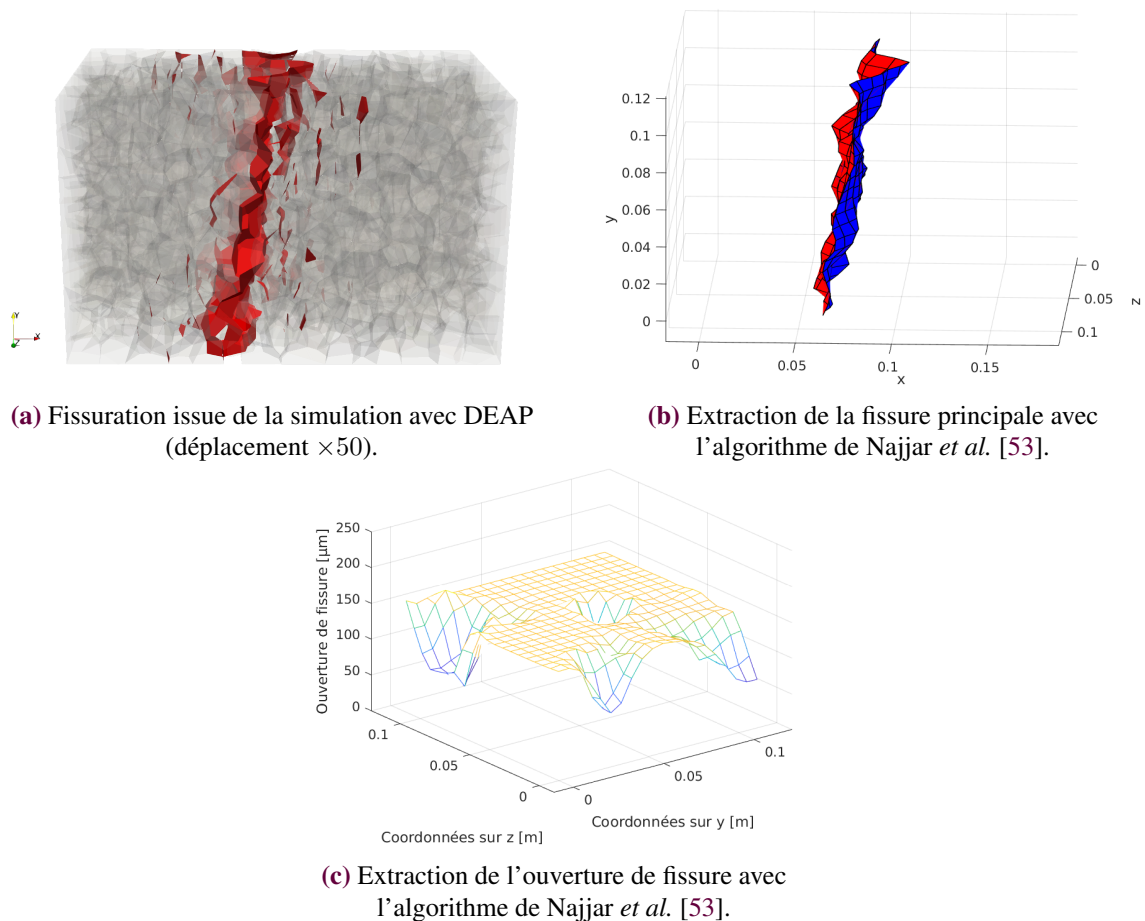
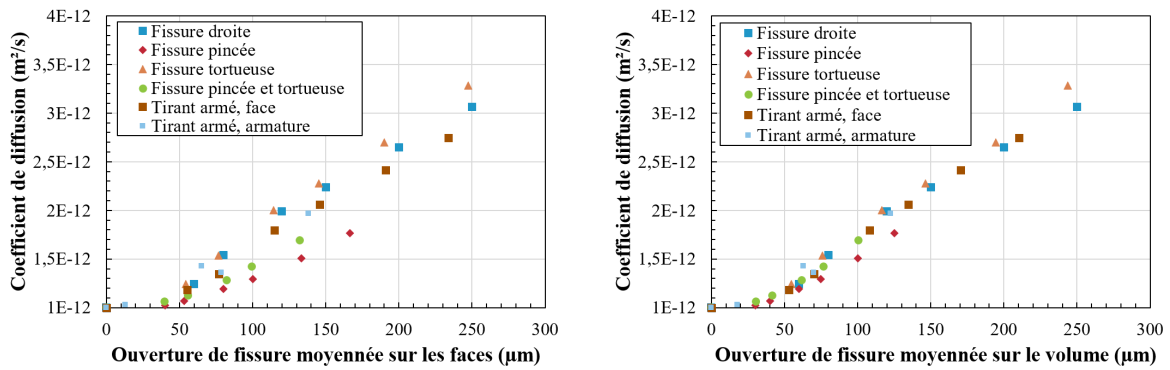


FIGURE 7.16 – Exemple d'extraction de l'ouverture de fissure pour la fissure tortueuse chargée avec un déplacement imposé de 150 μm .

Ainsi, le coefficient de diffusion a pu être tracé en fonction de l'ouverture de fissure moyenne sur les faces extérieures du tirant ([figure 7.17a](#)), correspondant aux mesures qui peuvent être réalisées expérimentalement, et en fonction de l'ouverture de fissure moyenne sur le volume ([figure 7.17b](#)).

L'utilisation de l'ouverture de fissure moyennée sur les faces extérieures du tirant diminue l'écart entre les différentes courbes. Deux tendances linéaires se distinguent dans l'évolution du coefficient de diffusion. L'évolution du coefficient de diffusion sur les simulations dans les deux cas de fissures pincées est assez éloignée des évolutions des autres simulations, qui ont une pente plus grande. Ce résultat est encore une fois lié à l'ouverture de fissure plus faible dans le volume que sur les faces extérieures.

Par ailleurs, l'évolution du coefficient de diffusion des chlorures dans le béton fissuré en fonction de l'ouverture de fissure moyennée sur le volume est la même pour toutes les formes de fissure tes-



(a) Résultats en fonction de l'ouverture de la fissure moyenne mesurée sur les faces extérieures du tirant.

(b) Résultats en fonction de l'ouverture de la fissure moyenne sur le volume.

FIGURE 7.17 – Impact de la forme de la fissure sur le coefficient de diffusion en fonction de différentes considérations pour l'ouverture de fissure.

tée. Ce résultat montre que les différences de pente dans les évolutions présentées sur les figures 7.15 et 7.17a étaient bien liées à une variation d'ouverture de fissure sur le volume, qui n'était pas prise en compte.

La relation entre l'ouverture de fissure moyenne sur les faces et l'ouverture de fissure moyennée sur le volume peut être tracée (figure 7.18).

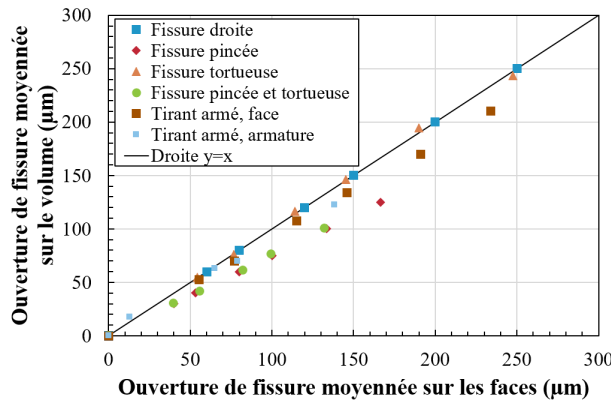


FIGURE 7.18 – Relation entre l'ouverture de fissure mesurée sur les faces et l'ouverture de fissure moyennée sur le volume, selon les différentes formes de fissure.

Les courbes correspondant aux fissures droite et tortueuse sont confondues avec la droite $y = x$. Ceci signifie que la tortuosité a peu d'impact sur la mesure de l'ouverture de fissure. Les simulations correspondant aux fissures pincée et pincée tortueuse présentent une évolution avec la même pente, bien plus faible que celle de la droite $y = x$, démontrant qu'une fissure pincée implique une grande différence entre son ouverture moyenne en surface et moyenne sur le volume. Enfin, les simulations réalisées sur le tirant en béton armé ont une même pente, légèrement plus faible que le droite $y = x$, ce qui confirme l'existence d'un pincement en présence de l'armature. Ce résultat avait déjà été montré par Oliver-Leblond *et al.* [55].

Ainsi, une courbe de référence, reliant l'ouverture de fissure en surface et l'ouverture de fissure dans le volume, pourrait permettre l'identification d'une ouverture de fissure moyenne dans le volume à partir de

la mesure expérimentale de l'ouverture de fissure sur les surfaces extérieures du spécimen. Il serait donc possible de calculer un coefficient de diffusion théorique sans matériel supplémentaire de mesure volumique de la fissuration (CT-scan ou autre).

7.4.2 Prise en compte expérimentale

Comme mentionné précédemment, la courbe reliant l'ouverture de fissure moyenne mesurée en surface du tirant et l'ouverture de fissure moyenne dans le volume peut être utilisée expérimentalement pour obtenir une meilleure caractérisation de la fissure. Cette section reprend les résultats expérimentaux du [chapitre 6](#) pour les analyser à partir de la caractérisation volumique de la fissure.

Les essais du programme expérimental principal ont été réalisés sur un tirant en béton armé avec un chargement appliqué sur l'armature. Par conséquent, la relation entre l'ouverture de fissure moyenne sur les surfaces extérieures et celle moyenne sur le volume est déterminée pour cette configuration ([figure 7.19](#)).

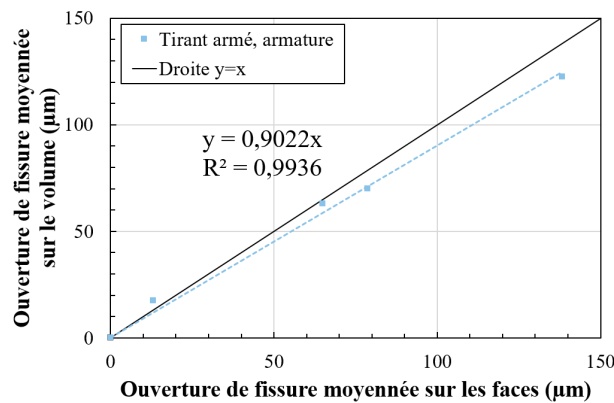
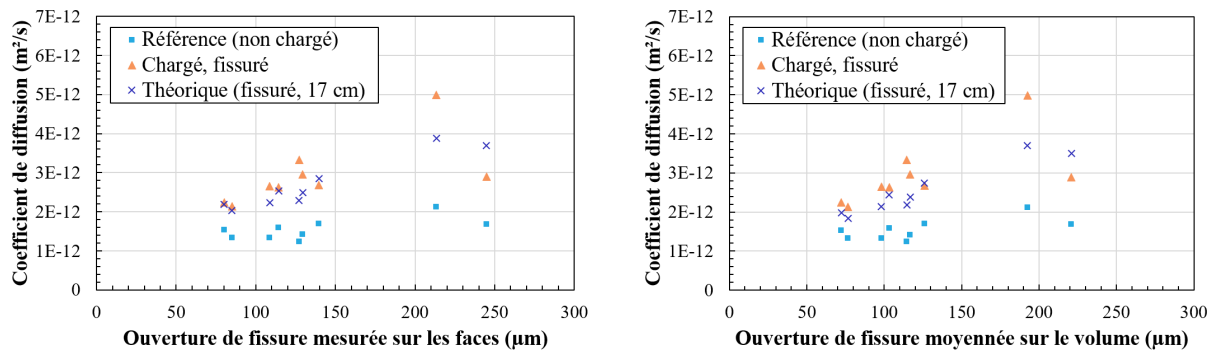


FIGURE 7.19 – Relation entre l'ouverture de fissure mesurée sur les faces et l'ouverture de fissure moyennée sur le volume dans le cas le plus proche de l'expérimental.

La pente de la droite est ensuite utilisée pour calculer les ouvertures de fissures moyenne dans le volume à partir des mesures expérimentales. Enfin, les résultats théoriques sont recalculés en prenant en compte l'ouverture de fissure moyenne dans le volume dans le modèle de Djerbi combiné au modèle de Tognazzi. Les résultats expérimentaux et les valeurs théoriques correspondantes sont présentés sur la [figure 7.20a](#) en fonction de l'ouverture de fissure mesurée expérimentalement en surface, et en fonction de l'ouverture de fissure moyennée sur le volume déterminée numériquement sur la [figure 7.20b](#).



(a) Résultats selon l'ouverture de fissure mesurée expérimentalement.

(b) Résultats avec la prise en compte de l'ouverture de fissure moyennée sur le volume.

FIGURE 7.20 – Résultats expérimentaux tracés en considérant l'ouverture de fissure mesurée expérimentalement et l'ouverture de fissure moyennée sur le volume.

La prise en compte de l'ouverture de fissure moyenne sur le volume réduit l'écart horizontal entre les différentes mesures. Par ailleurs, les valeurs théoriques du coefficient de diffusion diminuent avec cette prise en compte, puisque l'ouverture de fissure moyenne dans le volume est plus faible que celle déterminée à la surface du tirant.

Cependant, l'écart entre les coefficients de diffusion des chlorures dans le béton fissuré théoriques et les valeurs mesurées expérimentalement reste élevé. Cette différence peut s'expliquer par différents facteurs non pris en compte dans le modèle numérique :

- Tout d'abord, le maillage du modèle de tirant utilisé pour les simulations est assez grossier (longueur de poutre de 1 cm pour une section de $11 \times 11 \text{ cm}^2$) en raison du temps de calcul nécessaire pour réaliser les simulations. Un maillage plus fin pourrait permettre de mieux représenter la fissure.
- La génération du maillage dans DEAP utilise un niveau d'irrégularité pour passer d'un maillage régulier (valeur égale à 0) à un maillage aléatoire (valeur égale à 1). Dans les simulations présentées dans cette section, le niveau d'irrégularité a été choisi à 1. Cependant, aucune étude n'a été réalisée pour démontrer que cette valeur était celle à utiliser pour représenter au mieux la fissuration dans le béton. Il est possible qu'une valeur plus faible, menant à des constrictivités et des tortuosités réduites, soit plus adaptée pour décrire le comportement du béton.
- Enfin, les hétérogénéités du béton, comme la présence de granulats, ne sont pas modélisées dans les simulations. Or, les granulats modifient le patron de fissuration dans le béton. Leur prise en compte devrait également permettre d'obtenir une meilleure caractérisation du béton.

Globalement, le manque de données expérimentales sur la rugosité et la tortuosité des fissures dans la littérature ne permet pas de déterminer précisément le faciès de fissuration à obtenir numériquement. Il est alors difficile d'identifier les valeurs idéales des paramètres des simulations.

7.5 Conclusion

Ce chapitre a d'abord abordé sur les différents choix de méthodologie numérique qui ont été faits, puis des simulations numériques de la diffusion des chlorures dans le béton armé pour différentes configurations de fissuration ont été réalisées.

Dans un premier temps, une discussion a été faite sur la méthode de calcul du coefficient de diffusion dans une poutre du maillage. Puisque les simulations avec la formule théorique du coefficient de diffusion fournissent les mêmes résultats qu'avec une formule approchée, il a été choisi d'utiliser la formule approchée pour toutes les simulations présentées.

Dans les modèles lattice-particulaires, les poutres peuvent atteindre leur critère de rupture et casser. Dans ce cas, la fissure se produit à l'interface entre les particules, orthogonalement à la poutre cassée. Or, le calcul de diffusion est réalisé sur le réseau de poutres cassées perpendiculaires à la fissure, ce qui signifie que la diffusion parallèle à la fissuration n'est pas correctement prise en compte. Pour pallier ce problème, une ouverture de fissure a été attribuée aux poutres "parallèles" à la fissure. Des simulations ont alors montré, sur des maillages 2D et 3D, qu'il était nécessaire de considérer les poutres cassées mécaniquement (perpendiculaires à la fissure) et les poutres "parallèles" ajoutées dans le calcul de diffusion pour aboutir à des résultats similaires aux valeurs théoriques issues de la combinaison du modèle de Djerbi et de Tognazzi. Par ailleurs, dans le cas d'un maillage non régulier, il a été montré que la tortuosité doit être prise en compte dans le modèle théorique.

Une troisième discussion a été faite sur le choix du coefficient de diffusion considéré sur les poutres cassées. En effet, il est possible d'utiliser le modèle de Djerbi modifié, en calculant un coefficient de diffusion en fonction de l'ouverture de fissure, ou bien d'utiliser le coefficient de diffusion de l'eau pour toutes les ouvertures de fissure. Les simulations réalisées avec les deux options de coefficients de diffusion ont montré que le modèle utilisé dans les poutres était retrouvé en sortie. Par conséquent, les simulations peuvent être réalisés avec l'un ou l'autre des coefficients en fonction du résultat souhaité. Le modèle de Djerbi modifié dans le cadre de la thèse a été utilisé pour la suite du chapitre. Cette étude a également permis d'identifier un modèle prenant en compte la tortuosité au sein des différents régimes du modèle de Djerbi (équation (7.6)).

Par la suite, des simulations ont été effectuées sur différentes configurations de fissure en ajoutant progressivement, les phénomènes de pincement, constrictivité, tortuosité et ceux liés à la présence de l'armature. Les résultats des simulations ont permis de montrer que la tortuosité n'influence pas la diffusion des chlorures pour le modèle 3D. En revanche, la présence d'un pincement ou d'une constrictivité importante diminue l'ouverture de fissure moyenne sur le volume, ce qui implique une baisse du coefficient de diffusion des chlorures dans le tirant. La présence de l'armature dans le béton diminue également le coefficient de diffusion, mais de façon moindre, montrant la présence d'un léger pincement.

Enfin, l'utilisation d'un algorithme développé par Najjar *et al.* [53] a permis de déterminer une relation entre l'ouverture de fissure observable sur les surfaces extérieures du tirant numérique et celle moyennée sur le volume. Cette relation a ensuite été appliquée aux résultats expérimentaux. Cependant, avec l'utilisation de l'ouverture de fissure moyenne sur le volume de la fissure plutôt que mesurée sur la surface des tirants testés en laboratoire, les coefficients de diffusion déterminés théoriquement restent éloignés des coefficients de diffusion mesurée expérimentalement. Cette différence peut d'abord être expliquée par le maillage grossier du modèle numérique influant ainsi la relation déterminée. Ensuite, le niveau d'irrégularité choisi ou encore

les hétérogénéités du béton non représentées dans les simulations peuvent également expliquer les différences observées. Une meilleure représentation de la fissure dans son ensemble dans le modèle numérique pourrait permettre d'améliorer les résultats.

Chapitre 8

Conclusions et perspectives

8.1 Conclusions

8.1.1 Conception et validation de l'essai de migration sur tirant en béton armé

L'objectif de la conception de l'essai de migration utilisé dans ce projet était de mesurer le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton dans des conditions proches de la réalité des structures, c'est-à-dire dans un tirant en béton armé, maintenu sous chargement de traction uniaxiale et fissuré. Les innovations de l'essai conçu ont été de considérer un tirant avec armature pour la première fois, un tirant plus épais (10 cm) que les essais de la littérature (jusqu'à 5 cm), et de réaliser trois mesures de diffusion simultanées sur trois zones différentes du même tirant.

Dans un premier temps, des simulations numériques réalisées avec le logiciel Comsol Multiphysics® ont permis d'optimiser les paramètres de l'essai de migration en régime stationnaire, en évaluant leur impact sur le coefficient de diffusion mesuré ainsi que sur la durée de l'essai. Ainsi, la largeur des cellules de diffusion a été fixée à 10 cm. Il a également été montré que la concentration en chlorures dans la cellule amont de diffusion n'influence pas la mesure du coefficient de diffusion. Par ailleurs, plus la tension imposée entre les deux faces du béton est importante, plus le coefficient de diffusion identifié est élevé. De plus, des simulations réalisées avec deux ou trois cellules de diffusion sur la longueur du tirant ont permis de déterminer numériquement la distance minimale de 10 cm à respecter entre ces dernières pour éviter des interactions entre elles, interactions qui pourraient biaiser les coefficients de diffusion mesurés. Cette distance inter-cellules a également été confirmée expérimentalement. En outre, des simulations d'essais sur du béton fissuré ont aussi permis de préciser l'influence de la fissure sur le coefficient de diffusion déterminé. L'emplacement idéal des cellules de diffusion en cas de fissuration a été établi à 7,5 cm de la fissure pour ne pas voir son influence, ou sur la fissure. Enfin, il a été montré qu'une légère variation dans l'alignement des cellules de diffusion en vis-à-vis l'une de l'autre n'influence pas le coefficient de diffusion mesuré. En revanche, la diminution de la concentration en ions chlorures dans la cellule amont peut diminuer le coefficient de diffusion des chlorures mesuré et un changement de solution pourrait être préférable.

Par la suite, des essais de migration ont été effectués expérimentalement pour valider certains résultats des modélisations Comsol et continuer d'optimiser d'autres paramètres. Ces essais ont notamment permis de fixer l'épaisseur finale des tirants à 10 cm ainsi que la tension à imposer entre les faces du tirant en béton. Cette tension a été fixée à $6,5 \text{ V cm}^{-1}$ pour éviter la formation de composés chlorés dans la cellule aval de diffusion. Ces essais préliminaires ont également montré l'importance du choix

de l'armature. Une armature composite génère des fissures de fendage parasites et n'est pas adéquate. L'utilisation d'une armature en acier conventionnel entraîne une corrosion importante et rapide de celle-ci. Un recouvrement par résine époxy sur l'armature en acier permet de pallier ces problématiques, mais une attention particulière doit être portée à la qualité du recouvrement. Par ailleurs, un changement de solution a été ajouté à mi-essais afin d'assurer l'obtention de mesures fiables du coefficient de diffusion sur des tirants plus épais que ceux usuellement testés dans la littérature. Un essai de migration similaire à ceux réalisés dans le programme principal, mais sans le maintien du chargement dans le tirant, a permis de valider l'ensemble du protocole d'essai. En parallèle de ces vérifications expérimentales concernant l'essai de migration, un dispositif de maintien de la charge de traction dans le tirant en béton armé a été conçu dans le but de maintenir, en dehors de la presse hydraulique, le même état d'endommagement en traction que celui obtenu dans la presse, pour le niveau de sollicitation visé, et ce, pour toute la durée des essais de diffusion. Le dispositif de maintien de la charge a été conçu de telle sorte à atteindre cet objectif tout en limitant le poids de l'ensemble pour des questions pratiques de manipulation. Des vérifications expérimentales ont permis de valider le bon fonctionnement du dispositif de maintien du chargement.

8.1.2 Étude de la diffusion des chlorures dans le tirant en béton armé sous chargement de traction uniaxiale

Le programme expérimental principal de la thèse avait pour objectif de déterminer le coefficient de diffusion sur des tirants en béton armé maintenus sous chargement de traction, c'est-à-dire dans des conditions très proches de la réalité des structures, et sur des tirants de référence sains, non chargés. Le coefficient de diffusion des chlorures a ainsi pu être déterminé dans trois conditions :

- Zone d'un tirant non chargé et non fissuré ;
- Zone d'un tirant chargé et non fissuré ;
- Zone d'un tirant chargé et macro-fissuré.

Dans un premier temps, l'évolution des coefficients de diffusion mesurés dans la condition sous chargement non fissuré et dans la condition non chargée a mis en évidence un effet de maturité avec une diminution du coefficient de diffusion avec le temps. La diminution est plus forte pour les tirants de référence (non chargés et non fissurés) que pour les zones de tirant en conditions chargées et non fissurées. De plus, les résultats sur les zones chargées non fissurées ont montré que le chargement entraîne une véritable augmentation du coefficient de diffusion, même si aucune fissure n'est visible.

De plus, il a été montré que les coefficients de diffusion des chlorures mesurés dans les zones chargées et fissurées du tirant augmentent linéairement avec l'ouverture de fissure. Aussi, ces coefficients de diffusion sont nettement plus importants que ceux mesurés sur les tirants de référence non chargés et non fissurés. En revanche, contrairement à ce qui était attendu, les coefficients de diffusion mesurés dans ces zones chargées et macro-fissurées sont assez différents des valeurs théoriques calculées avec le modèle de Tognazzi associé à celui de Djerbi, dans lesquels ont été implémentées les ouvertures de fissure moyennes mesurées expérimentalement en surface du tirant. Cet écart est plus marqué pour les grandes ouvertures de fissure et peut s'expliquer par des phénomènes de tortuosité, constrictivité et décohésion du béton au niveau de l'armature, qui ne sont pas pris en compte dans le modèle de Tognazzi associé à celui de Djerbi.

8.1.3 Détermination numérique du coefficient de diffusion des chlorures dans le béton fissuré et initiation d'une méthode de prise en compte de la constrictivité dans les résultats expérimentaux

L'objectif de cette partie de la thèse était de fournir une modélisation numérique permettant de déterminer le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton armé fissuré, à partir d'un modèle lattice-particulaire déjà existant et décrivant le comportement mécanique du béton sous rupture.

La méthodologie développée dans les simulations a permis de proposer et valider une méthode alternative de prise en compte de la fissuration, permettant d'éviter le passage par un maillage différent du maillage mécanique. Un modèle théorique prenant en compte la tortuosité dans la fissure a également été proposé à partir du modèle de Djerbi existant.

Une fois la méthodologie numérique développée, des simulations ont été réalisées pour étudier la diffusion des chlorures dans des tirants en béton non armé ou armé avec différentes configurations géométriques de fissure. Ces simulations ont permis de démontrer, dans ce cas, que la tortuosité n'influence pas la diffusion des chlorures dans la fissure. En revanche, la présence de constrictivité dans la fissure diminue l'ouverture de fissure moyenne sur le volume et par conséquent le coefficient de diffusion des chlorures. Les résultats des simulations ont également montré la présence d'un léger pincement dans la fissure au niveau de l'armature du tirant en béton armé, ce qui réduit le coefficient de diffusion en comparaison au tirant en béton non armé.

Enfin, l'utilisation d'un algorithme de traitement mesurant l'ouverture de fissure numérique sur tout le volume du tirant a permis de déterminer une relation entre l'ouverture de fissure moyenne mesurable sur les surfaces extérieures et celle moyenne sur le volume. Cette relation a ensuite été appliquée aux résultats expérimentaux pour trouver une meilleure concordance avec les coefficients de diffusion déterminés expérimentalement et les valeurs obtenues avec les modèles théoriques.

8.2 Perspectives

Ce projet de recherche a permis de développer une base de données unique concernant les coefficients de diffusion dans le béton mesurés dans plusieurs conditions de chargement et de fissuration. Afin de confirmer les résultats, il serait d'abord intéressant de réaliser de nouveaux essais sur les mêmes conditions déjà testées (sous chargement avec fissures d'ouvertures comprises entre 80 et 250 μm et sous chargement sans fissure). De plus, des essais effectués en condition chargée fissurée avec des ouvertures de fissure inférieures à 80 μm pourrait compléter la base de données. Enfin, une seule formulation de béton a été testée. La réalisation d'essais sur des bétons de formulation différente pourrait élargir et compléter la base de données expérimentales.

Cette base de données pourrait être utilisée pour le dimensionnement de structures en béton armé vis-à-vis de la durabilité, en déterminant un coefficient de diffusion des chlorures à partir de l'ouverture de fissure admissible prévue en service. De même, lors de la détection de fissure pendant l'inspection de structures, une base de données comme celle envisagée permettrait de déterminer plus précisément la durée de vie restante pour la structure ou encore le délai dans lequel des réparations doivent être effectuées.

De plus, durant cette étude, la mesure de l'ouverture de fissure sur les surfaces extérieures des tirants a montré ses limites en ne permettant pas la description de la constrictivité et de la tortuosité de la fissure. Cependant, l'utilisation d'un modèle numérique de simulations de la fissure a permis de faire le lien entre l'ouverture de fissure moyenne sur la fissure et celle observable en surface du tirant. Ce modèle pourrait être amélioré avec une meilleure représentation de la fissure. Tout d'abord, l'utilisation d'un maillage plus fin dans les simulations numériques devrait affiner la description de la tortuosité, de la constrictivité et du pincement par l'armature. De plus, la prise en compte des hétérogénéités du matériau par la modélisation des granulats devrait donner des faciès de fissuration plus réalistes. Enfin, une description plus réaliste de l'interface entre l'acier et le béton devrait également permettre d'améliorer la description de la fissure. De cette manière, le lien entre l'ouverture de fissure moyenne dans le volume et l'ouverture de fissure observable sur les surfaces devrait être déterminée de façon plus précise, permettant ainsi un meilleur lien entre le numérique et l'expérimental.

Annexe A

Comparaison des paramètres des essais de migration de la littérature

Article	Specimen			Composition			Cure	Cellule amont		Cellule aval		Paramètres			Prélèvements		Mesures complémentaires					Résultats		Durée de l'essai	Commentaires supplémentaires
	Auteur	Épaisseur	Diamètre	Section	Type de béton	E/C		Ciment utilisé	Concentration	Volume	Concentration aval	Volume aval	Voltage	Voltage (V/cm)	Changement de solution	Méthode de mesure	Volume	Mesure voltage	pH	Conductivité	Courant	[Cl ⁻] amont	Coefficients de diffusion		
Andrade & Sanjuan [7]	0,5 cm	-	28,3 cm ²	BO	0,5	OPC type I/55A	Cure en eau pdt 24h, décoffrage, cure en chaux vive	0,5M NaCl (activité 0,68)	300 mL	Eau distillée	-	12V	24	-	Titration avec Mettler DL40RC + AgNO3.	5 mL	En mettant en contact des électrodes sur le béton, à chaque prélèvement	X	X	X	X	1E-12	-	70h	Mesure des chlorides testée avec une électrode mais non retenue car nécessaire de calibrer avec une solution de concentration similaire impossible car changement de concentration imprévisible + calcul du volume à faire précisément pour l'analyse. Attention à l'électrolyse de l'eau dans le compartiment amont
Djerbi [31]	5 cm	11 cm	78,5 cm ²	BO BHP	0,49 0,32 0,38	CPA CEMI 52,5 CEM I 52,5 PM ES CP2	Cure en chambre humide 24h, décoffrage, cure en eau pdt 3 mois + saturation selon AFPC-AFREM	0,025 N NaOH + 0,08 M KOH + 0,5 M NaCl	1,82L	0,025 N NaOH + 0,08 M KOH	1,82L	12V	2,4	1 fois par jour pour les spécimens sains, 2 fois pour les spécimens fissurés	Titration potentiométrique avec Metrohm 736 + AgNO3 0,05M	5 mL	Electrode sous forme de tige (cuivre nobium)	-	-	-	-	1E-12 5E-13 2,00E-13	60h 90h 190h	20j 1mois	-
Gérard & Marchand [36]	1,5 cm	9,5 cm	70,8 cm ²	BO	0,45	-	Cure humide pdt plusieurs semaines, cycle de gel-dégel, scellement, saturation sous vide dans l'eau distillée.	0,3 N NaOH + 0,5M NaCl	-	0,3N NaOH	-	10V	6,66666667	-	Titration potentiométrique avec électrode au nitrate d'argent	-	-	-	-	-	-	1,00E-12	-	-	-
Prince, Ollivier & Truc [64]	2 à 3,5 cm	-	78,5 cm ²	BO	0,5	CPA CEMI 52,5	-	0,025 N NaOH + 0,08 M KOH + 0,35 M NaOH	2,5L	0,025 N NaOH + 0,08 M KOH	2,5L	10 à 30V	-	-	Electrode de référence	-	Fils d'acier inoxydables	-	-	-	-	-	-	200h	-
Truc, Ollivier & Carcassès [83]	3 cm	11 cm	-	BHP BO BHP BO	0,32 0,55 0,32 0,55	CPA-CEMI 52,5 5 PMES 425 CPA-CEMI 52,5 PMES 364	Cure standard 14j, 1j de saturation sous vide	0,025 N NaOH + 0,083 M KOH + 0,564 M NaCl	-	0,025 N NaOH + 0,083 M KOH	-	12V	4	Tous les 2/3j en aval, tous les 5/7j en amont	Titration AgNO3 0,1M	0,5mL	-	-	-	-	-	1,00E-12	-	15j	-
Sanchez et al. [71]	~1 cm	6,3 cm	-	BO BO BHP	0,5 0,42 0,35	CEM I 52,5N	Cure KOH + NaOH pdt 6 mois, 1j de saturation sous vide	0,05/0,5 M Cl + composition aval	2L	0,245 N NaOH + 0,206 M KOH 0,327 N NaOH + 0,18 M KOH 0,387 N NaOH + 0,259 M KOH	1L	0,8V	0,8V	Pas de renouvellement	Chromatographie ionique	2,5 mL	-	X	-	X	-	1,00E-13 5,00E-12 1,00E-12	1 à 5j	80j	Formation d'hypochlorite à cause de l'augmentation de la température si champ électrique trop élevé (>300V/m ?)
Yang & Cho [91]	3 cm	10 cm	-	BO BHP	0,65 0,55 0,45 0,35	ASTM TYPE 1 PC	Cure humide, décoffrage, cure en eau pdt 3 mois, saturation sous vide, séchage pdt 1h, epoxy, saturation sous vide pdt 24h	0,5 M NaCl	4,75 L	0,3 N NaOH	4,75L	24V	8	-	Chromatographie ionique Metrohm 792	-	-	-	X	-	-	-	Jusqu'à 50h	70 à 300h	-
Tong & Gjorv [82]	5 cm	10 cm	-	BO	0,4 0,5 0,6 0,5	OPC OPC+ fumée de silice	Cure en eau pdt 6 mois, epoxy	0,6 M NaCl	-	-	-	12V	2,4	-	-	-	-	-	X	X	X	1e-13 à 1e-12	200h	500h	-
Castellote, Andrade & Alonso [18]	1 cm	7,5 cm	-	BO	0,4 0,45 0,4 0,4 0,4	OPC CEM I - 42,5 CEM I - 42,5 CEM II - 42,5 CEM IV - 32,5 CEM I - 52,5	Décoffrage à 24h, cure en eau pdt 28j, saturation sous vide	0,05/0,1/0,2/0,5 /1 M NaCl ou CuCl2	-	Eau distillée	-	12V	12	-	Titration potentiométrique	-	Electrode acier ou cuivre	X	X	-	-	1e-12 à 6e-12	50h pour électrodes acier, 150h pour électrodes cuivre	350h	-
Yang [89]	3 cm	10 cm	-	BHP BO	0,3 0,35 0,4 0,45 0,5 0,55 0,6 0,65	ASTM Type I Portland	Décoffrage, cure en eau pdt 28j, étanchéité avec epoxy, saturation sous vide pdt 24h	0,3 N NaOH + 0,52 M NaCl	-	0,3 N NaOH	-	24V	8	-	Titration potentiométrique avec solution de AgNO3	-	-	-	-	-	-	3,48E-12 4,77E-12 5,83E-12 6,05E-12 8,87E-12 1,05E-11 1,12E-11 1,32E-11	50h 35h 25h 18h 12h 12h 12h	-	-
Sun et al. [78]	3 cm	10 cm	-	BHP	0,35	Portland cement type 1	Décoffrage à 24h, cure en eau, saturation sous vide pdt 48h	0,5 M NaCl	-	0,3 N NaOH	-	30	10	-	Titration potentiométrique avec AgNO3 0,01 N	-	-	-	-	-	-	6,19E-12 6,35E-12 7,06E-12	-	-	-
Tang [79]	20 cm ?	10 cm	-	BO	0,4 0,4 0,5	-	Plastique le 1er j, eau pdt 6j, décoffrage à 7j, cure en eau puis immersion en eau saturée en chaux	0,85 M NaCl	-	0,3 N NaOH	-	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2e-14 à 2e-13 1,00E-12 3e-13 à 8e-13	-	1000h	-
Zhang et Gjorv [95]	5 cm	10 cm	-	BO	0,5	OPC	Cure en eau pdt 2 mois, résine epoxy, saturation sous vide	0,3 M NaCl	-	-	-	6,9,12	1,2 / 1,8 / 2,4	-	Méthode spectrophotométrique	-	-	-	-	-	-	2,9 à 3,7 e-12	13j	20j	-

Delagrave, Marchandet Samson [27]	1,5 cm	9,5 cm	-	Mortier	0,25 0,45	ASTM III (Sans/Avec fumée de silice, 0/30/50% de sable) ASTM I (Sans/Avec fumée de silice, 0/30/50% de sable) ASTM V (0/30/50% de sable)	Scellement, décoffrage à 24h, cure en eau saturée en chaux vive pendant 3 mois, saturation sous vide en eau distillée pdt 24h,	0,3 N NaOH + 0,5 M NaCl	-	0,3 N NaOH	-	10	6,66666667	-	Titration potentiométrique avec électrode au nitrate d'argent	-	Electrode en titane recouverte de ruthenium	-	-	X	-	1 à 2 e-13 1,00E-13 4 à 9,5 e-12 2 à 4 e-12 5 à 8,5 e-12	-	3 semaines	-
Yang et Cho [90]	3 cm	10 cm	-	BHP BO	0,35 0,45 0,55 0,65	ASTM I (sans ajout, avec laitiers, avec cendres volantes)	Décoffrage, cure en eau, scellement avec epoxy, saturation sous vide avec eau désaérée pdt 24h	0,52 M NaCl	4,75 L	0,3 N NaOH	4,74 L	24	8	-	Chromatographie ionique Metrohm 792	-	-	-	-	-	-	4,95E-12 3,19E-12 2,57E-12 8,12E-12 4,68E-12 3,75E-12 1,03E-11 5,70E-12 4,21E-12 1,34E-11 6,07E-12 4,67E-12	-	170 à 270h	-
McGrath et Hooton [51]	3 cm	10 cm	-	BP	0,49	CSA Type 10	Cure en eau pdt 1 an	0,3 N NaOH + 0,5 M NaCl	1,5 L	0,3 N NaOH	0,6 L	6 12 12 20 30	2 4 4 6,666 10	-	Electrode d'argent	-	Electrode en acier inoxydable	-	-	-	-	4,10E-12 3,30E-12 3,90E-12 5,70E-12 6,30E-12	10j 3 à 4j	25j 10j	-
Prince, Pérami et Espagne [65]	-	10 cm	-	-	-	-	-	0,1 M NaCl	1,2 L	0,1 N NaOH	0,2 L	30	-	Tous les jours	-	-	Electrode en carbone	X	X	X	-	-	-	-	Expérimentation un peu différente de l'essai classique
Andrade et al. [5]	0,5 cm	-	28,3 cm ²	BO (différence dans la procédure de fabrication)	0,5	CEM I	Cure en eau pdt 24h, décoffrage, cure en chaux vive	0,5 M NaCl	300 mL	Eau distillée	-	12	24	-	Titration avec Mettler DL40RC + AgNO3.	-	Electrode en acier	-	-	X	X	8,00E-13 2,16E-12	-	300 à 400h	-
Yang et al [92]	5 cm	10 cm	-	BO	0,4	ASTM I (sans ajout, avec laitiers, avec cendres volantes, avec les 2)	Décoffrage, cure en eau pdt 6 mois, scellement avec epoxy, saturation sous vide dans l'eau désaérée pdt 24h	0,5 M NaCl	4,75L	0,3 N NaOH	4,75L	60	12	-	Titration potentiométrique avec solution AgNO3 0,01 N	-	-	-	-	-	-	5,30E-12 2,70E-12 1,90E-12 3,10E-12	24h 60h 60h 96h	480h	-

Annexe B

Protocoles expérimentaux

Protocole de mise en place mécanique

Matériel requis :

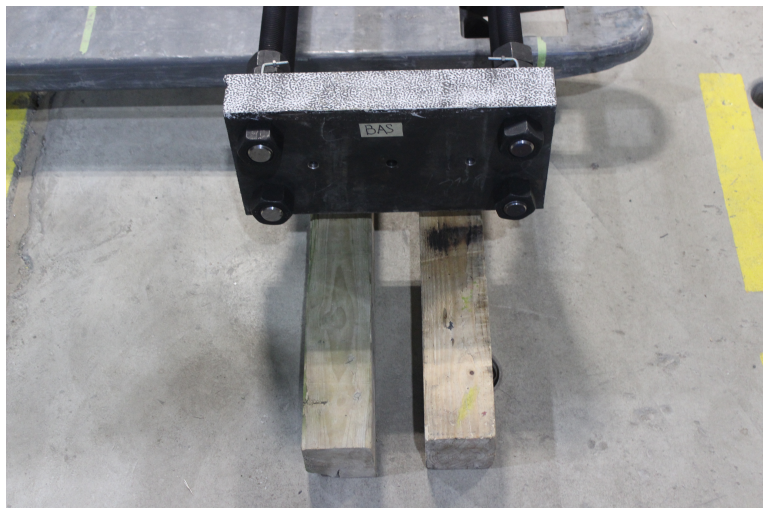
- Deux élingues courtes
- Grosse clé à mollette
- Deux escabeaux
- Boîte de morceaux de styrofoam et 4''x4''
- Petits niveaux
- Guide de réglage de la mâchoire
- Dispositif de blocage de la rotation
- Clé allen pour le blocage de rotation
- Maillet en plastique

Matériel de protection requis :

- Gants de manutention

Mise en charge du tirant :

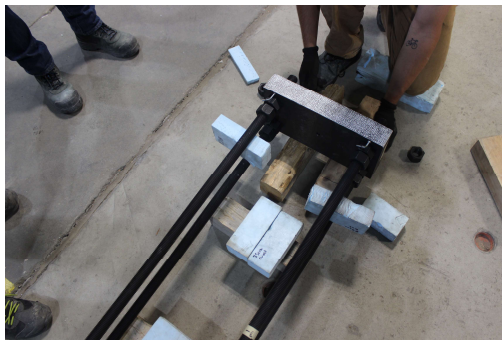
1. Sur l'ordinateur du programme, ouvrir le fichier « *P2500-1_Tirant Diffusion(avec Beton).cfg* ». Appuyer sur « Reset ». Cliquer droit sur les lignes du bas puis sur *clear*. Faire un reset dans les valeurs lues en bas. Passe en commande manuelle. Modifier la consigne de déplacement pour lui donner le déplacement effectif lu en bas de l'écran. Enlever la commande manuelle. Allumer l'hydraulique.
2. Vérifier que le crochet est bien présent dans la presse. Vérifier que les mâchoires en place sont les mâchoires 0/25 mm. Au besoin, ajuster la mâchoire fixe de sorte qu'elle se trouve au milieu de la presse en utilisant le guide en bois. Remonter la traverse de la presse presque au maximum (une quinzaine de cms de la butée) pour avoir le dégagement nécessaire. Faire attention aux boyaux et câbles électriques qui peuvent accrocher. Remonter le vérin pour obtenir une distance de 2.25m entre le bas de la presse et le haut.
3. Monter le cadre blanc de support des LVDT sur le tirant en béton.
4. Le dispositif de maintien est stocké sur des morceaux de bois, les déplacer de sorte à avoir la place pour le manchon entre les morceaux de bois et de la place pour les écrous sur les côtés. Les morceaux doivent aussi dépasser vers l'extérieur du système de maintien pour pouvoir basculer le spécimen.



5. Mettre des 4''x4'' et du styrofoam 2'' sous les tiges filetées. Mettre les supports armature sous les tiges filetées.



6. Mettre un styrofoam de 8,5cm de haut entre les tiges filetées, proche de la plaque qui va être retirée (maintien des tiges filetées pendant que la plaque est enlevée)



7. Sur la plaque identifiée comme celle du haut, enlever les boulons de l'extrémité, sortir la plaque en tirant avec les manilles. Ne jamais manipuler la plaque du bas.
8. Mettre le spécimen de béton sur le bois+styrofoam. Le glisser dans le trou de la plaque fixée (plaque du bas). Visser le manchon. Déplacer le tirant pour venir appuyer le manchon contre la plaque du bas.
9. Faire ensuite glisser l'autre plaque pour mettre les tiges filetées dans les trous. Au besoin, soulever les tiges pour les aligner avec les trous dans la plaque.



10. Rentrer ensuite l'armature dans la plaque en tapant sur la plaque avec un maillet en plastique et en jouant avec la position du spécimen. Faire en sorte que tous les filets de l'armature sortent de la plaque. Attention à ne pas sortir les tiges de leur emplacement. Visser ensuite le manchon. Accoter les boulons sur la plaque. Mettre les boulons supérieurs pour fixer la plaque. Ajouter les blocs de styrofoam entre les tiges filetées et le tirant pour bloquer la rotation du tirant. Vérifier que les manilles de la plaque supérieure sont bien fixées à la plaque et fixer les élingues (les plus courtes) sur les manilles.



11. Procéder au basculement du spécimen. Au fur et à mesure de la levée, vérifier que les boulons et le manchon ne frottent pas.



12. Serrer les fourches du lift de sorte que l'armature passe entre les fourches mais que les fourches passent entre les tiges filetées.



13. Prendre le spécimen avec le lift. Mettre un 4''x4'' de chaque côté de la plaque métallique et le serrer avec des serre-joints afin de maintenir le spécimen. Déplacer le tout jusqu'à la presse.



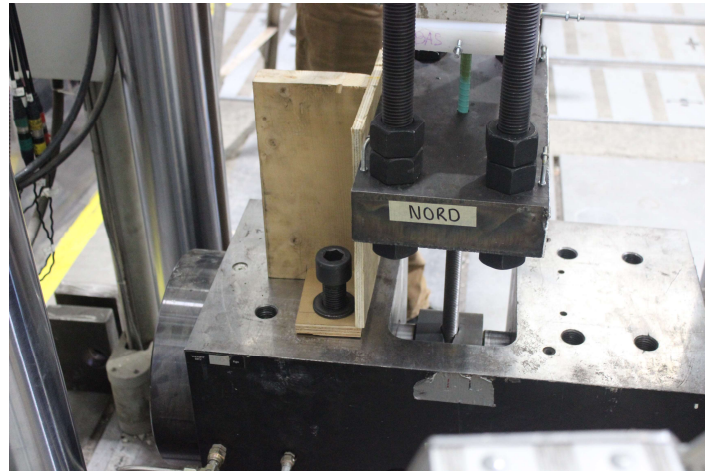
14. Mettre des cales de bois devant les poteaux de la presse pour éviter de les accoter. Mettre en place le périmètre de sécurité. Mettre des plaques d'acier dans les trous du béton pour faciliter le passage du lift.



15. Monter les fourches du lift à niveau. Ajuster la hauteur du vérin pour ne pas que le système de maintien de la charge accroche le crochet.
16. Passer la plus courte des élingues dans le crochet de la presse et dans les deux crochets du système de maintien. Enlever les serres et les 4''x4''. Faire glisser le spécimen au milieu de la presse.



17. Vérifier que les tiges filetées 7/8'' ne sont pas trop endommagées, si c'est le cas en recouper de la même longueur. Parmi les tiges filetées de 7/8'' : visser la plus longue tige en haut. Ajuster ensuite la hauteur du lift pour que la tige prenne le maximum de la grippe. Glisser le spécimen pour s'accoter sur la mâchoire à l'ouest (mâchoire fixe). Fermer la mâchoire du haut (environ 2000 psi dans les mâchoires).
18. Baisser les fourches du lift sans les enlever (sécurité). Visser la tige basse. Ajuster la hauteur du vérin pour prendre le maximum de la grippe. Accoter les mâchoires basses. Passer en mode force. Fermer la mâchoire.
19. Mettre en place le dispositif de blocage de la rotation en le vissant sur la plaque du bas de la presse.



20. Enlever les styrofoams qui bloquent la rotation du tirant à l'intérieur du système de maintien de la charge. Placer les LVDT (et éventuellement les linear pots). Vérifier que les LVDT ne sont pas en compression. Si tous les LVDT sont en compression ou en traction, le plus simple est de déplacer le support blanc des LVDT.
21. Sur l'ordinateur qui fait l'acquisition des données, ouvrir TCS pour windows. Vérifier que l'on est dans le bon dossier avec le bandeau du haut de la fenêtre. Cliquer sur « *Megadac information* » / « *get map from* ». Sélectionner *3415_aug2022.txt*. Cliquer sur « *Map input* » puis sur « *save map* ». Fermer et cliquer sur non (pas d'enregistrement).
22. Ouvrir un nouveau fichier. Cliquer sur « *sample run acquisition* » / « *scan* ». Les lumières doivent s'allumer sur le contrôleur du bas.
23. Vérifier que les LVDT fonctionnent correctement. Pour les linear pots, ajuster le niveau de la plaque en dévissant des boulons pour éviter qu'ils soient trop en extension.
24. Dévisser les 4 boulons supérieurs de la plaque du haut.
25. Faire un auto offset sur l'ordinateur du programme. Ouvrir MTS test suite et ouvrir le programme « *P2500-1_Olivier Simon-Boursier_Monotonic* ».
26. Sur l'ordinateur d'acquisition des données, décocher « *scan* » et appuyer sur « *Bal* ». Appuyer à nouveau sur « *scan* ».
27. Au début de l'essai, noter la différence d'effort entre l'ordinateur du programme et celui d'acquisition.
28. S'il y a une erreur de calibration, cliquer sur « *Check and balance sensor offsets* ». Lancer un scan pour savoir quel capteur est mal réglé. Dévisser à nouveau les boulons pour descendre la plaque jusqu'à ce que l'erreur s'annule. Arrêter le scan avant de fermer la fenêtre.
29. Lancer l'essai avec les paramètres suivants :
 - Vitesse de charge/décharge : 0.1mm/min ;

- Fréquence : 5 Hz ;
 - Moyenne LVDT : -0.2 mm.
30. Faire un décompte pour lancer l'essai en même temps sur les deux ordinateurs. Sur l'ordinateur d'acquisition des données, vérifier que le voyant à côté de rec est bien vert.
 31. Mettre les LVDTs de la moyenne sur l'axe Est-Ouest.

Maintien de la charge :

1. Avant toute manipulation dans la presse, s'assurer que le contrôle de l'essai est en déplacement et que le mode manuel est activé.
2. Mettre les niveaux sur la plaque supérieure dans les deux directions de la plaque.
3. Commencer par serrer les boulons (haut) en dessous de la plaque supérieure 1 à 1 en petits à-coups à la main et en maintenant l'horizontalité. Serrer au maximum possible à la main. Accoter les boulons doubles (bas) aux boulons (haut).
4. Serrer les boulons au-dessus de la plaque avec la grosse clé à molette.



5. Noter le déplacement maximal atteint pour savoir comment décharger.
6. Décharger à la même vitesse (0.1mm/min).
7. Le programme décharge seul jusqu'à -1 kN. Lorsque le programme s'arrête, ramener manuellement la force à 0kN.
8. Sur l'ordinateur d'acquisition, arrêter l'acquisition en cliquant sur « rec » et « scan ». Cliquer ensuite sur « Process recorded data ». Vérifier qu'on est dans le bon dossier. Cocher « Export entire data sets ». Aller dans l'onglet « export data » et rentrer le nom dans « export file name ». Cliquer sur « start ». Quand la jauge d'exportation est à 100%, vérifier que le fichier existe bien.
9. Enlever l'instrumentation.

Décharge du système de maintien :

1. Une fois le système placé dans la presse comme indiqué précédemment dans la partie « Mise en charge du tirant », ramener manuellement la presse à une charge un peu plus élevée que le déplacement maximal noté précédemment.
2. Desserrer les boulons du haut de la plaque supérieure avec la grosse clé à molette.
3. Descendre la plaque supérieure en desserrant les boulons du bas.
4. Décharger manuellement la presse.

5. Visser les boulons du bas pour que la plaque s'accote au manchon. Visser enfin les boulons du haut.

Sortie du système de maintien de la presse :

1. Faire tourner les supports de linear pots.
2. Remettre les cales de bois devant la presse pour éviter de l'accrocher.
3. Amener les fourches du lift sous la plaque supérieure.
4. Remettre les blocs de styrofoam pour éviter la rotation du tirant dans le système de maintien.
5. Enlever le support contre la rotation du système de maintien.
6. Monter les fourches du lift au plus près de la plaque sans toucher.
7. Ouvrir la mâchoire du bas.
8. Monter le vérin pour avoir l'espace suffisant pour dévisser la tige du bas.
9. Remonter les fourches.
10. Ouvrir la mâchoire du haut. Le spécimen va tomber sur les fourches.
11. Descendre les fourches pour avoir l'espace nécessaire pour dévisser la tige du haut.
12. Faire glisser le système de maintien sur les fourches.
13. Remettre les 4"x4" et les serres pour bloquer le déplacement du système sur les fourches.
14. Enlever l'élingue.
15. Sortir le système.

Bibliographie

- [1] *Accelerated chloride penetration*. NT Build 443. Nordtest Method, 1995.
- [2] C.-M. ALDEA, M. GHANDEHARI, S. P. SHAH et A. KARR. « Estimation of water flow through cracked concrete under load ». In : *ACI Structural Journal* 97.5 (2000), pages 567-575.
- [3] C. ANDRADE, M. CASTELLOTE, C. ALONSO et C. GONZÁLEZ. « Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests. Part I : Comparison between several methods of calculation ». In : *Materials and Structures* 33.1 (jan. 2000), pages 21-28.
- [4] C. ANDRADE, M. CASTELLOTE et R. D'ANDREA. « Measurement of ageing effect on chloride diffusion coefficients in cementitious matrices ». In : *Journal of Nuclear Materials* 412.1 (mai 2011), pages 209-216.
- [5] C. ANDRADE, M. A. SANJUÁN, A. RECUERO et O. RÍO. « Calculation of chloride diffusivity in concrete from migration experiments, in non steady-state conditions ». In : *Cement and Concrete Research* 24.7 (1994), pages 1214-1228.
- [6] C. ANDRADE. « Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements ». In : *Cement and Concrete Research* 23.3 (mai 1993), pages 724-742.
- [7] C. ANDRADE et M. A. SANJUÁN. « Experimental procedure for the calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from migration tests ». In : *Advances in Cement Research* 6.23 (juill. 1994), pages 127-134.
- [8] A. ASSELIN. « Méthodologie pour l'évaluation du coefficient de diffusion des chlorures dans le béton armé sous chargement de traction ». In : *AJCE. Congrès Français du Génie Civil : Ville du futur et changement climatique*. Tome 41. ENS Paris Saclay, 2023.
- [9] A. ASSELIN, J.-P. CHARRON, C. DESMETTRE, F. BENBOUDJEMA et C. OLIVERLEBLOND. « Diffusion des chlorures dans un tirant en béton armé maintenu sous chargement de traction : approche expérimentale ». In : *21e édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton (RF)2B*. Montréal, Canada, juill. 2023.
- [10] A. ASSELIN, J.-P. CHARRON, C. DESMETTRE, F. BENBOUDJEMA et C. OLIVERLEBLOND. « Numerical Simulations for the Determination of Chloride Diffusivity in Reinforced Concrete Under Tensile Load ». In : *International RILEM Conference on Synergising Expertise towards Sustainability and Robustness of Cement-based Materials and Concrete Structures*. Sous la direction d'A. JĘDRZEJEWSKA, F. KANAVARIS, M. AZENHA, F. BENBOUDJEMA et D. SCHLICKE. RILEM Bookseries. Cham : Springer Nature Switzerland, 2023, pages 473-484.

- [11] A. ASSELIN, J.-P. CHARRON, C. DESMETTRE, O. SIMON-BOURSIER, F. BENBOUDJEMA et C. OLIVER-LEBLOND. « Évaluation du coefficient de diffusion des chlorures dans le béton armé sous chargement mécanique ». In : *25ème Congrès Français de la Mécanique 2022*. Nantes, France, août 2022.
- [12] V. BAROGHEL-BOUNY. *Développement d'une approche globale, performantielle et prédictive de la durabilité des structures en béton (armé) sur la base d'indicateurs de durabilité. Bilan et perspectives*. Marne-la-Vallée : AFGC, déc. 2008, page 313.
- [13] V. BAROGHEL-BOUNY, P. BELIN, M. MAULTZSCH et D. HENRY. « AgNO₃ spray tests : advantages, weaknesses, and various applications to quantify chloride ingress into concrete. Part 1 : Non-steady-state diffusion tests and exposure to natural conditions ». In : *Materials and Structures* 40.8 (août 2007), pages 759-781.
- [14] A. BEN FRAJ. « Transfert dans les bétons non saturés : influence des laitiers et de l'endommagement mécanique ». These de doctorat. Nantes : Nantes, jan. 2009.
- [15] N. BENKEMOUN, M. N. HAMMOOD et O. AMIRI. « Embedded finite element formulation for the modeling of chloride diffusion accounting for chloride binding in meso-scale concrete ». In : *Finite Elements in Analysis and Design* 130 (1^{er} août 2017), pages 12-26.
- [16] N. BENKEMOUN, M. N. HAMMOOD et O. AMIRI. « A meso-macro numerical approach for crack-induced diffusivity evolution in concrete ». In : *Construction and Building Materials* 141 (juin 2017), pages 72-85.
- [17] *CONCEPTION DES BÉTONS POUR UNE DURÉE DE VIE DONNÉE DES OUVRAGES Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction Etat de l'art et Guide pour la mise en oeuvre d'une approche performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité*. AFGC, juill. 2004.
- [18] M. CASTELLOTE, C. ANDRADE et C. ALONSO. « Measurement of the steady and non-steady-state chloride diffusion coefficients in a migration test by means of monitoring the conductivity in the anolyte chamber. Comparison with natural diffusion tests ». In : *Cement and Concrete Research* 31.10 (oct. 2001), pages 1411-1420.
- [19] N. CHAN. « Étude de la variabilité expérimentale et modélisation discrète du comportement des matériaux cimentaires : effet combiné du séchage et d'un chargement mécanique ». Mémoire de thèse. Gif-sur-Yvette : Université Paris-Saclay, juill. 2021. 275 pages.
- [20] S. CHATTERJI et M. KAWAMURA. « Electrical double layer, ion transport and reactions in hardened cement paste ». In : *Cement and Concrete Research* 22.5 (1^{er} sept. 1992), pages 774-782.
- [21] *Chloride diffusion coefficient from migration cell experiments*. NT Build 355. Nordtest Method, 1997.
- [22] *Chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments*. NT Build 492. Nordtest Method, 1999.
- [23] M. COLLEPARDI. « Quick method to determine free and bound chlorides in concrete ». In : *RILEM International Workshop on Chloride Penetration into Concrete*. RILEM International Workshop on Chloride Penetration into Concrete. St-Rémy-lès-Chevreuse, France : RILEM Publications SARL, 1997, pages 10-16.

- [24] M. COLLEPARDI, A. MARCIALIS et R. TURRIZIANI. « Penetration of Chloride Ions into Cement Pastes and Concretes ». In : *Journal of the American Ceramic Society* 55.10 (oct. 1972), pages 534-535.
- [25] G. A. D'ADDETTA. « Discrete models for cohesive frictional materials ». Accepted : 2004-08-31 ISBN : 9783000140150 Journal Abbreviation : Diskrete Modelle für kohäsive Reibungsmaterialien. Mémoire de thèse. Université de Stuttgart, 2004.
- [26] A. DALY. *Modelling of deterioration in bridges*. Rapport technique. Transport Research Laboratory : European Commission under Transport, 1999.
- [27] A. DELAGRAVE, J. MARCHAND et E. SAMSON. « Prediction of diffusion coefficients in cement-based materials on the basis of migration experiments ». In : *Cement and Concrete Research* 26.12 (déc. 1996), pages 1831-1842.
- [28] A. DELAPLACE. *Modélisation discrète appliquée au comportement des matériaux et des structures*. Habilitation à Diriger les Recherches. LMT Cachan : École Normale Supérieure de Cachan - ENS Cachan, 2008.
- [29] C. DESMETTRE et J.-P. CHARRON. « Water permeability of reinforced concrete with and without fiber subjected to static and constant tensile loading ». In : *Cement and Concrete Research* 42.7 (juill. 2012), pages 945-952.
- [30] C. DESMETTRE. « Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques ». Mémoire de thèse. Montréal : École Polytechnique de Montréal, déc. 2011. 242 pages.
- [31] A. DJERBI. « Influence de l'endommagement mécanique sur la perméabilité au gaz et sur la diffusion des ions chlorure des bétons ». Mémoire de thèse. Nantes : Université de Nantes, 2007. 203 pages.
- [32] A. DJERBI, S. BONNET, A. KHELIDJ, V. BAROGHEL-BOUNY et J. ROGEL. « Migration des ions chlorure dans des bétons fissurés ». In : *Congrès Transfert AUGC 2006* (2006), page 10.
- [33] A. DJERBI, S. BONNET, A. KHELIDJ et V. BAROGHEL-BOUNY. « Influence of traversing crack on chloride diffusion into concrete ». In : *Cement and Concrete Research* 38.6 (juin 2008), pages 877-883.
- [34] A. FICK. « On liquid diffusion ». In : *Journal of Membrane Science* 100.1 (mars 1995), pages 33-38.
- [35] C. FU, H. YE, X. JIN, D. YAN, N. JIN et Z. PENG. « Chloride penetration into concrete damaged by uniaxial tensile fatigue loading ». In : *Construction and Building Materials* 125 (oct. 2016), pages 714-723.
- [36] B. GÉRARD et J. MARCHAND. « Influence of cracking on the diffusion properties of cement-based materials Part I : Influence of continuous cracks on the steady-state regime ». In : *Cement and Concrete Research* (2000), page 7.
- [37] P. GRASSL et J. BOLANDER. « Three-Dimensional Network Model for Coupling of Fracture and Mass Transport in Quasi-Brittle Geomaterials ». In : *Materials* 9 (1^{er} sept. 2016).
- [38] H. J. HERRMANN et S. ROUX. *Statistical models for the fracture of disordered media*. Elsevier. 1990.
- [39] M. ISMAIL, A. TOUMI, R. FRANÇOIS et R. GAGNÉ. « Effect of crack opening on the local diffusion of chloride in inert materials ». In : *Cement and Concrete Research* 34.4 (avr. 2004), pages 711-716.

- [40] M. ISMAIL, A. TOUMI, R. FRANÇOIS et R. GAGNÉ. « Effect of crack opening on the local diffusion of chloride in cracked mortar samples ». In : *Cement and Concrete Research* 38.8 (août 2008), pages 1106-1111.
- [41] S. JACOBSEN, J. MARCHAND et L. BOISVERT. « Effect of cracking and healing on chloride transport in OPC concrete ». In : *Cement and Concrete Research* 26.6 (juin 1996), pages 869-881.
- [42] S. Y. JANG, B. S. KIM et B. H. OH. « Effect of crack width on chloride diffusion coefficients of concrete by steady-state migration tests ». In : *Cement and Concrete Research* 41.1 (jan. 2011), pages 9-19.
- [43] S. KESSLER, C. THIEL, C. U. GROSSE et C. GEHLEN. « Effect of freeze–thaw damage on chloride ingress into concrete ». In : *Materials and Structures* 50.2 (déc. 2016), page 121.
- [44] M. KURUMATANI, H. ANZO, K. KOBAYASHI, S. OKAZAKI et S. HIROSE. « Damage model for simulating chloride concentration in reinforced concrete with internal cracks ». In : *Cement and Concrete Composites* 84 (1^{er} nov. 2017), pages 62-73.
- [45] Y. LI, X. CHEN, L. JIN et R. ZHANG. « Experimental and numerical study on chloride transmission in cracked concrete ». In : *Construction and Building Materials* 127 (nov. 2016), pages 425-435.
- [46] C. C. LIM, N. GOWRIPALAN et V. SIRIVIVATNANON. « Microcracking and chloride permeability of concrete under uniaxial compression ». In : *Cement and Concrete Composites* 22.5 (oct. 2000), pages 353-360.
- [47] Q.-f. LIU et al. « Numerical study on cracking and its effect on chloride transport in concrete subjected to external load ». In : *Construction and Building Materials* 325 (28 mars 2022), page 126797.
- [48] Z. LOUNIS. « Probabilistic modeling of chloride contamination and corrosion of concrete bridge structures ». In : 4th International Symposium on Uncertainty Modeling and Analysis. 2003, pages 447-451.
- [49] P. S. MANGAT et B. T. MOLLOY. « Prediction of long term chloride concentration in concrete ». In : *Materials and Structures* 27.6 (juill. 1994), pages 338-346.
- [50] L. MARSAVINA, K. AUDENAERT, G. DE SCHUTTER, N. FAUR et D. MARSAVINA. « Experimental and numerical determination of the chloride penetration in cracked concrete ». In : *Construction and Building Materials* 23.1 (jan. 2009), pages 264-274.
- [51] P. F. MCGRATH et R. D. HOOTON. « Influence of voltage on chloride diffusion coefficients from chloride migration tests ». In : *Cement and Concrete Research* 26.8 (août 1996), pages 1239-1244.
- [52] C. MOUKARZEL et H. J. HERRMANN. « A vectorizable random lattice ». In : *Journal of Statistical Physics* 68.5 (1^{er} sept. 1992), pages 911-923.
- [53] O. NAJJAR, T. HEITZ, C. OLIVER-LEBLOND et F. RAGUENEAU. « Toward the development of a three-step coupled modeling for the assessment of air leakage ratio through cracked reinforced concrete walls ». In : *Academic Journal of Civil Engineering* 41.1 (12 juin 2023). Number : 1, pages 234-244.
- [54] J. O’ROURKE, C.-B. CHIEN, T. OLSON et D. NADDOR. « A new linear algorithm for intersecting convex polygons ». In : *Computer Graphics and Image Processing* 19.4 (1^{er} août 1982), pages 384-391.

- [55] C. OLIVER-LEBLOND, A. DELAPLACE et F. RAGUENEAU. « Modelling of three-dimensional crack patterns in deep reinforced concrete structures ». In : *Engineering Structures* 83 (jan. 2015), pages 176-186.
- [56] C. OLIVER-LEBLOND. « Comportement à rupture des structures : description à deux échelles des mécanismes locaux appliquée aux matériaux fragiles renforcés ». Mémoire de thèse. Cachan : École Normale Supérieure de Cachan, sept. 2013. 202 pages.
- [57] J. OLLIVIER et A. VICHOT. *La durabilité des bétons : bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement*. Collection de l'association technique de l'industrie des liants hydrauliques. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, 2008.
- [58] C. L. PAGE, N. R. SHORT et A. EL TARRAS. « Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes ». In : *Cement and Concrete Research* 11.3 (mai 1981), pages 395-406.
- [59] S.-S. PARK, S.-J. KWON et S. H. JUNG. « Analysis technique for chloride penetration in cracked concrete using equivalent diffusion and permeation ». In : *Construction and Building Materials* 29 (avr. 2012), pages 183-192.
- [60] *Part 11 : Determination of the chloride resistance of concrete, unidirectional diffusion*. Norme européenne EN 12390-11 :2015. 2015.
- [61] I. PETRE-LAZAR. « Évaluation du comportement en service des ouvrages en béton armé soumis à la corrosion des aciers, outil d'aide à la décision ». Mémoire de thèse. Québec : Université Laval, sept. 2001. 282 pages.
- [62] N. POLLMANN, F. LARSSON, K. RUNESSON, K. LUNDGREN, K. ZANDI et R. JÄNICKE. « Modeling and computational homogenization of chloride diffusion in three-phase meso-scale concrete ». In : *Construction and Building Materials* 271 (15 fév. 2021), page 121558.
- [63] A. POUYA et A. COURTOIS. « Définition de la perméabilité équivalente des massifs fracturés par des méthodes d'homogénéisation ». In : *Comptes Rendus Geoscience* 334.13 (oct. 2002), pages 975-979.
- [64] W. PRINCE, J. P. OLLIVIER et O. TRUC. « Aspects électrochimiques de l'essai accéléré de perméabilité aux ions chlorures ». In : *Materials and Structures* 32.4 (mai 1999), pages 243-251.
- [65] W. PRINCE, R. PÉRAMI et M. ESPAGNE. « Mechanisms involved in the accelerated test of chloride permeability ». In : *Cement and Concrete Research* 29.5 (mai 1999), pages 687-694.
- [66] A. RIMA. « Étude du comportement des ancrages chevillés dans les ouvrages de génie civil des installations nucléaires françaises ». Mémoire de thèse. Université Paris-Saclay, 25 nov. 2021.
- [67] P. RIVA, L. BRUSA, P. CONTRI et L. IMPERATO. « Prediction of air and steam leak rate through cracked reinforced concrete panels ». In : *Nuclear Engineering and Design* (1999).
- [68] S. H. RIZKALLA, B. L. LAU et S. H. SIMMONDS. « Air Leakage Characteristics in Reinforced Concrete ». In : *Journal of Structural Engineering* 110.5 (1^{er} mai 1984). Publisher : American Society of Civil Engineers, pages 1149-1162.
- [69] J. G. ROTS, S. INVERNIZZI et B. BELLETTI. « Saw-tooth softening/stiffening - a stable computational procedure for RC structures ». In : *Computers and Concrete* 3.4 (1^{er} août 2006). Number : 4, pages 213-233.

- [70] M. SAITO et H. ISHIMORI. « Chloride permeability of concrete under static and repeated compressive loading ». In : *Cement and Concrete Research* 25.4 (mai 1995), pages 803-808.
- [71] T. SANCHEZ, P. HENOCQ, O. MILLET et A. AÏT-MOKHTAR. « Coupling PhreeqC with electro-diffusion tests for an accurate determination of the diffusion properties on cementitious materials ». In : *Journal of Electroanalytical Chemistry* 858.113791 (fév. 2020).
- [72] T. SANCHEZ. « Étude comparative de la diffusion d'espèces anioniques et cationiques dans les matériaux cimentaires : étude expérimentale et numérique ». Mémoire de thèse. La Rochelle : Université de La Rochelle, 2018. 161 pages.
- [73] *Standard Test Method for Bulk Electrical Conductivity of Hardened Concrete*. ASTM C1760-12. ASTM, 2021.
- [74] *Standard Test Method for Determining the Apparent Chloride Diffusion Coefficient of Cementitious Mixtures by Bulk Diffusion*. ASTM C1556-11a. ASTM, 2016.
- [75] *Standard Test Method for Resistance of concrete to rapid freezing and thawing*. ASTM C666. ASTM, 1977.
- [76] K. STANISH et M. THOMAS. « The use of bulk diffusion tests to establish time-dependent concrete chloride diffusion coefficients ». In : *Cement and Concrete Research* 33.1 (jan. 2003), pages 55-62.
- [77] SUBCOMMITTEE 4 : STANDARDIZED TEST METHODS FOR CREEP AND SHRINKAGE. « Measurement of time-dependent strains of concrete ». In : *Materials and Structures* 31.8 (oct. 1998), pages 507-512.
- [78] G. SUN, Y. ZHANG, W. SUN, Z. LIU et C. WANG. « Multi-scale prediction of the effective chloride diffusion coefficient of concrete ». In : *Construction and Building Materials* 25.10 (oct. 2011), pages 3820-3831.
- [79] L. TANG. « Precision of the Nordic test methods for measuring the chloride diffusion/migration coefficients of concrete ». In : *Materials and Structures* 34 (oct. 2001), pages 479-485.
- [80] M. TERRIEN. « Émission acoustique et "comportement mécanique post-critique" d'un béton sollicité en traction ». In : *BLPC* 105 (1980), pages 65-72.
- [81] C. TOGNAZZI, J.-P. OLLIVIER, M. CARCASSES et J.-M. TORRENTI. « Couplage fissuration-dégradation chimique des matériaux cimentaires : Premiers résultats sur les propriétés de transfert ». In : *Ouvrages, Géomatériaux et Interactions* (1^{er} jan. 1998), pages 69-84.
- [82] L. TONG et O. E. GJØRV. « Chloride diffusivity based on migration testing ». In : *Cement and Concrete Research* 31.7 (juill. 2001), pages 973-982.
- [83] O. TRUC, J. P. OLLIVIER et M. CARCASSÈS. « A new way for determining the chloride diffusion coefficient in concrete from steady state migration test ». In : *Cement and Concrete Research* 30.2 (fév. 2000), pages 217-226.
- [84] V. TURGEON-MALLETTE. « Durabilité du béton fibré à ultra-haute performance Effet de la présence de microfissures sur la migration des ions chlorure ». Mémoire de maîtrise. Québec : Université de Laval, 2019. 110 pages.
- [85] M. VASSAUX, C. OLIVER-LEBLOND, B. RICHARD et F. RAGUENEAU. « Beam-particle approach to model cracking and energy dissipation in concrete : Identification strategy and validation ». In : *Cement and Concrete Composites* 70 (juill. 2016), pages 1-14.

- [86] M. VASSAUX. « Comportement mécanique des matériaux quasi-fragiles sous sollicitations cycliques : de l'expérimentation numérique au calcul de structures. » Mémoire de thèse. Cachan : École Normale Supérieure de Cachan, 2015. 226 pages.
- [87] Y. WANG et al. « Water absorption and chloride diffusivity of concrete under the coupling effect of uniaxial compressive load and freeze–thaw cycles ». In : *Construction and Building Materials* 209 (juin 2019), pages 566-576.
- [88] T. WU et L. DE LORENZIS. « A phase-field approach to fracture coupled with diffusion ». In : *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. Phase Field Approaches to Fracture 312 (1^{er} déc. 2016), pages 196-223.
- [89] C. C. YANG. « On the relationship between pore structure and chloride diffusivity from accelerated chloride migration test in cement-based materials ». In : *Cement and Concrete Research* 36.7 (juill. 2006), pages 1304-1311.
- [90] C. C. YANG et S. W. CHO. « An electrochemical method for accelerated chloride migration test of diffusion coefficient in cement-based materials ». In : *Materials Chemistry and Physics* 81.1 (juill. 2003), pages 116-125.
- [91] C. C. YANG et S. W. CHO. « The relationship between chloride migration rate for concrete and electrical current in steady state using the accelerated chloride migration test ». In : *Materials and Structures* 37.7 (août 2004), page 456.
- [92] C. C. YANG, S. W. CHO, J. M. CHI et R. HUANG. « An electrochemical method for accelerated chloride migration test in cement-based materials ». In : *Materials Chemistry and Physics* 77.2 (jan. 2003), pages 461-469.
- [93] L. YAO, L. REN, G. GONG et J. ZHANG. « Simulation of Chloride Diffusion in Concrete Based on a New Mesoscopic Numerical Method ». In : *Advances in Civil Engineering* 2020 (18 août 2020). Publisher : Hindawi, e5318106.
- [94] Y. YAO et al. « Recommendation of RILEM TC 246-TDC : test methods to determine durability of concrete under combined environmental actions and mechanical load : Test method to determine the effect of applied stress on chloride diffusion ». In : *Materials and Structures* 50.2 (avr. 2017), page 155.
- [95] Y. YAO et al. « Test methods to determine durability of concrete under combined environmental actions and mechanical load : final report of RILEM TC 246-TDC ». In : *Materials and Structures* 50.2 (avr. 2017), page 123.
- [96] T. ZHANG et O. E. GJØRV. « An electrochemical method for accelerated testing of chloride diffusivity in concrete ». In : *Cement and Concrete Research* 24.8 (jan. 1994), pages 1534-1548.
- [97] M. ŞAHMARAN. « Effect of flexure induced transverse crack and self-healing on chloride diffusivity of reinforced mortar ». In : *Journal of Materials Science* 42.22 (nov. 2007), pages 9131-9136.
- [98] B. ŠAVIJA. « Experimental and numerical investigation of chloride ingress in cracked concrete ». Mémoire de thèse. Delft : Technische Universiteit Delft, oct. 2014. 233 pages.