



HAL
open science

Etude expérimentale et numérique de la dégradation d'éléments structurels en béton armé par corrosion sous courant imposé

Olfa Loukil

► **To cite this version:**

Olfa Loukil. Etude expérimentale et numérique de la dégradation d'éléments structurels en béton armé par corrosion sous courant imposé. Génie civil. Université Paris-Est, 2017. Français. NNT : 2017PESC1138 . tel-01759295

HAL Id: tel-01759295

<https://theses.hal.science/tel-01759295>

Submitted on 5 Apr 2018

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.



Thèse présentée pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Paris-Est

Spécialité : Matériaux et Structures

Par

Oifa LOUKIL

Ecole doctorale : Science, Ingénierie et Environnement

**Etude expérimentale et numérique
de la dégradation d'éléments structuraux en béton armé
par corrosion sous courant imposé**

Thèse soutenue le 17 octobre 2017 devant le jury composé de :

Valérie L'HOSTIS	Ingénieur-chercheur, CEA Saclay	Rapporteur
Raoul FRANCOIS	Professeur, INSA de Toulouse-UPS	Rapporteur
Thierry CHAUSSADENT	Chercheur, IFSTTAR	Directeur de thèse
Frédéric RAGUENEAU	Professeur, ENS de Cachan	Co-directeur de thèse
Lucas ADELAIDE	Chercheur, IFSTTAR	Examineur
Véronique BOUTEILLER	Chercheur, IFSTTAR	Examineur
Marc QUIERTANT	Chercheur, IFSTTAR	Examineur
Yves BERTHAUD	Professeur, UPMC	Examineur
Xavier BOURBON	Ingénieur-chercheur, ANDRA	Invité
Laurent TRENTY	Ingénieur-chercheur, ANDRA	Invité



Thèse présentée pour obtenir le grade de
Docteur de l'Université Paris-Est

Spécialité : Matériaux et Structures

Par

Oifa LOUKIL

Ecole doctorale : Science, Ingénierie et Environnement

**Etude expérimentale et numérique
de la dégradation d'éléments structuraux en béton armé
par corrosion sous courant imposé**

Thèse soutenue le 17 octobre 2017 devant le jury composé de :

Valérie L'HOSTIS	Ingénieur-chercheur, CEA Saclay	Rapporteur
Raoul FRANCOIS	Professeur, INSA de Toulouse-UPS	Rapporteur
Thierry CHAUSSADENT	Chercheur, IFSTTAR	Directeur de thèse
Frédéric RAGUENEAU	Professeur, ENS de Cachan	Co-directeur de thèse
Lucas ADELAIDE	Chercheur, IFSTTAR	Examineur
Véronique BOUTEILLER	Chercheur, IFSTTAR	Examineur
Marc QUIERTANT	Chercheur, IFSTTAR	Examineur
Yves BERTHAUD	Professeur, UPMC	Examineur
Xavier BOURBON	Ingénieur-chercheur, ANDRA	Invité
Laurent TRENTY	Ingénieur-chercheur, ANDRA	Invité

Résumé

La corrosion des aciers dans le béton armé conduit à la formation de produits de corrosion (PdC) qui, outre les pertes de section, génère des contraintes mécaniques à l'interface acier/béton qui mènent, à terme, à la fissuration du béton. Le diagnostic de ce type de dégradation est souvent difficile et limite l'évaluation de l'aptitude au service de l'ouvrage, la prédiction de l'évolution des dégradations et le choix adapté d'une méthode de réparation. L'objectif de cette étude est de préciser et de quantifier les relations entre les dégradations internes dues à la corrosion de l'armature (formation de PdC et fissuration du béton) et les dégradations externes (fissuration du béton).

Un programme expérimental a été défini pour appréhender ces mécanismes de dégradations. La corrosion des armatures des corps d'épreuve en béton armé confectionnés dans le cadre de cette étude a été générée de manière artificielle et accélérée en présence d'ions chlorure sous un courant imposé en considérant trois densités de courant (50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$) et différentes durées.

Les caractérisations électrochimiques avant et après corrosion accélérée ont permis de démontrer le passage de la corrosion passive à active des armatures dans le béton à l'échelle macroscopique. L'analyse au MEB des PdC créés à l'interface acier/béton (échelle microscopique) a montré une hétérogénéité importante de ces PdC autour de l'armature, en termes de répartition et d'épaisseurs (entre 0 et 1584 μm). Cette hétérogénéité peut s'expliquer par la dissymétrie géométrique des corps d'épreuve, les conditions de l'essai accéléré qui engendrent des environnements différents (gradients d'humidité, d'ions chlorure et d'oxygène) et la nature du matériau béton (granulats, porosité).

La fissuration interne (orientation, ouverture et longueur de fissures) et externe (ouverture maximale de fissure) du béton d'enrobage induite par la formation des PdC a été analysée. Les faciès de fissuration interne sont constitués d'une à cinq fissures réparties en trois groupes. Les premier et second groupes rassemblent les fissures horizontales et les fissures verticales progressant des côtés de plus petit enrobage. Le troisième groupe est formé des fissures obliques situées du côté opposé aux fissures horizontales. Les ouvertures de fissures internes sont comprises entre 0,1 et 0,4 mm et leurs longueurs entre 1 et 3 cm. Les ouvertures de fissures externes maximales, localisées sur les faces du faible enrobage, varient entre 0,1 et 0,7 mm.

L'effort maximum appliqué durant les essais d'arrachement diminue en fonction du taux de corrosion, mais ces taux se sont révélés trop faibles pour influencer la loi de l'interface acier/béton. Le mécanisme prépondérant de rupture observé est l'éclatement du béton d'enrobage qui est resté inchangé avec le niveau de corrosion.

Un scénario de « cause à effet » entre la corrosion de l'armature et la dégradation mécanique du béton a été proposé en prenant en compte l'ensemble des résultats.

A partir des nombreuses données expérimentales acquises, deux modèles ont été élaborés. Un premier modèle a été développé pour expliquer l'initiation et le développement de la corrosion des aciers. Les résultats numériques permettent de déterminer l'instant de transformation des PdC résistifs en des PdC conducteurs selon la densité de courant.

Une deuxième modélisation qui a pour objectif d'analyser le comportement mécanique du béton armé corrodé a été mise en place. Les résultats ont montré que la seule prise en compte des épaisseurs de PdC (donnée d'entrée expérimentale) n'était pas suffisante pour obtenir un résultat numérique en adéquation avec le faciès de fissuration interne obtenu expérimentalement. Dans une seconde étape, la prise en compte de nouvelles répartitions des épaisseurs des PdC a permis d'améliorer la concordance entre les résultats numériques et expérimentaux.

Abstract

Corrosion of steel in reinforced concrete generates iron oxides which induce tensile stresses at the steel/concrete interface leading to the concrete cover cracking and loss of reinforcing bar cross-section. The evaluation of such pathology remains difficult and consequently limits the assessment of the structure serviceability, the knowledge on the degradation evolution, and the choice of a suitable repair method. The aim of this study is to correlate internal degradations (corrosion products formation and concrete cracking) induced by steel corrosion to external degradations (concrete cracking).

The experimental program aims to determine these degradation mechanisms. The accelerated corrosion tests are carried out on reinforced concrete specimens in the presence of chloride ions by applying a constant current using three current densities (50,100 and 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$) during different exposure periods.

Electrochemical properties of reinforced concrete specimens are determined before and after the accelerated corrosion tests. The quantitative evaluation of the corrosion products at the steel/concrete interface based on SEM observations (microscopic scale) demonstrates an important heterogeneity in the distribution and thicknesses (between 0 and 1584 μm). This heterogeneity can be explained by different factors such as the non symmetric geometry of the specimens, the accelerated corrosion test environment (moisture, chloride ions and oxygen gradients), and the characteristics of concrete (aggregates, porosity).

The internal (angular position, width, and length of cracks) and external crack patterns (maximum crack width) induced by the formation of corrosion products are analyzed. One to five internal cracks are identified in the internal crack patterns and they are classified in three groups. The first and second groups contain horizontal and vertical cracks which propagate in the direction of the shortest concrete cover. The third group is constituted of oblique cracks which are located in the opposite side of the horizontal cracks. The widths of the internal cracks range between 0.1 to 0.4 mm and their lengths between 1 to 3 cm. The maximum external crack widths are between 0.1 to 0.7 mm and are located on the shortest cover sides of the specimens.

The maximum effort applied during the pull-out tests decreases with increasing levels of corrosion. However, the corrosion levels reach during the tests are too low to affect the steel/concrete interface behavior. The failure mode identified during the testing is concrete splitting failure regardless the corrosion level. A cause/effect scenario is proposed between steel corrosion and the mechanical induced degradation considering all experimental results.

Based on experimental results, two models are proposed. The first one is developed to explain corrosion initiation and propagation. This model is able to determine the initiation time of corrosion products' modification for each current density.

The second model analyses the concrete cover mechanical behavior. The numerical results show that taking into account only the thickness of corrosion products (as an experimental input) does not generate a numerical cracking pattern similar to the experimental one. Then, complementary calculations considering a different distribution of the corrosion product's thicknesses allow enhancing the agreement between experimental and numerical results.

Remerciements

Je remercie en premier lieu Madame Valérie L'Hostis et Monsieur Raoul François d'avoir accepté de rapporter mes travaux de thèse, d'avoir donné de leur temps. Leurs analyses critiques et tous leurs questionnements pointus lors de la soutenance ont enrichi la discussion scientifique.

Je remercie aussi Monsieur Yves Berthaut pour avoir bien voulu examiner ces travaux et de présider le jury.

Ces travaux n'auraient pas pu être aussi aboutis sans la participation de tous les intervenants dans ce projet. Vous m'avez laissé libre de mes choix, tout en étant présents et en me guidant avec votre expertise.

Ma reconnaissance est grande, mais si je ne devais en retenir que quelques points ...

Thierry Chaussadent, merci pour toutes les discussions constructives, pour ta disponibilité et pour ta volonté de vouloir en faire toujours plus, faisant de cette thèse ce qu'elle est aujourd'hui.

Frédéric Ragueneau, ce fut un immense plaisir de travailler avec toi. Merci pour toutes les discussions constructives sur la partie numérique et mécanique.

Cette thèse est le fruit d'une collaboration entre l'IFSTTAR, LMT Cachan et l'Andra. Je remercie Xavier Bourbon et Laurent Trenty pour avoir suivi ces travaux avec attention durant ces trois ans et pour avoir mis en œuvre les moyens financiers indispensables à la conception et à la préparation des essais expérimentaux.

Lucas Adelaide, merci pour ta disponibilité sans relâche jusqu'à la conclusion et pour ta confiance et surtout ton soutien et tes encouragements continus tout au long du parcours. Avec émotion, merci pour tout.

Marc Quiertant, merci pour ta disponibilité, tes explications détaillées à mes questions, tes encouragements, ta confiance et ton écoute. Merci pour tes coup de main au laboratoire surtout pour déplacer les prismes dédiées aux essais pull-out. C'était un immense plaisir de travaillé avec toi.

Véronique Bouteiller, merci pour ton implication continue dans ce travail de thèse. Merci pour tes commentaires et critiques qui m'ont aidé à mettre en avant les bonnes questions à se poser pour les pistes de recherche de la thèse.

De nombreuses personnes ont participé au bon avancement de cette étude sur les plans techniques et administratifs. Je souhaite ici les remercier :

Minh Orcesi, Nina Coulaty Chin, Joel Billo, Franck Guirado, Marc Estivin, Jean Claude Renaud, Béatrice Desrues. Je n'oublie pas non plus la participation de Michel Grasset (IFSTTAR Nantes) qui a apporté son savoir scientifique pour l'utilisation et l'interrogation sur les observations au MEB.

Tous ont su m'apporter quelque chose, d'une manière ou d'une autre. Qu'ils en soient remerciés ici.

A mi-chemin entre le professionnel et le personnel, j'ai pu faire la connaissance de personnes ayant joué un rôle dans ces travaux, d'un point de vue humain :

Nissrine Boujia, Badreddine Kchakech, Nadia Massousi, Yolaine Tissier, Benjamain Terrade, Agahte Bouchry.

J'ai particulièrement apprécié l'accueil qui m'a été réservé par l'équipe ainsi que l'implication dont elle a su faire preuve dans le cadre de ce projet pourtant long et délicat.

Enfin sur un plan personnel, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mes parents qui m'ont toujours soutenu et qui m'ont donné tous les moyens pour mener à bien mes projets durant toutes ces années d'études. C'est grâce à eux si j'ai pu accomplir ces travaux. Qu'ils soient assurés ici de la place qu'ils prennent dans ma vie. J'ai également une pensée particulière pour ma sœur et mon frère.

Je souhaite remercier mes amies Rania et Manel pour leurs soutiens continus.

Pour finir, ces remerciements seraient incomplets si je ne citais pas Omar qui partage ma vie. S'il n'est pas intervenu sur le plan technique dans ces travaux, il est incontestablement celui qui m'a apporté le plus psychologiquement et humainement. Je le remercie pour la patience dont il a su faire preuve, les sacrifices qu'il a consentis tout au long de ces travaux et le calme qu'il a su garder lorsqu'il a dû supporter mon caractère au retour des journées difficiles. Il a su me canaliser tout au long de cette thèse et ses précieux conseils se sont toujours révélés pertinents. Qu'il soit assuré ici de ma gratitude et de l'importance du rôle qu'il a joué et qu'il continue à jouer pour moi.

Table des matières

Résumé	5
Introduction générale	31
Chapitre I Etude bibliographique	35
I.1 Corrosion naturelle et accélérée du béton armé	37
I.1.1 Introduction	37
I.1.2 Corrosion naturelle des armatures induite par la pénétration d'ions chlorure	39
I.1.3 Essais de corrosion accélérée, suivi de corrosion et densité de courant	42
I.1.4 Nature chimique, propriétés physiques et propriétés mécaniques des PdC	53
I.1.5 Conséquences mécaniques de la corrosion sur le béton armé	56
I.2 Comportement mécanique de la liaison acier/béton	64
I.2.1 Caractérisation mécanique de la liaison acier/béton	65
I.2.2 Paramètres influents sur le comportement de la liaison acier/béton (autres que la corrosion)	77
I.3 Modèles tenant compte du comportement du béton armé corrodé	80
I.3.1 Introduction	80
I.3.2 Modèles empiriques	81
I.3.3 Modèles analytiques	82
I.3.4 Modèles numériques : modèles du comportement du béton corrodé dû à l'expansion des PdC	84
I.4 Bilan et choix	87
Chapitre II Programme de recherche	91
II.1 Objectifs de l'étude expérimentale	93
II.2 Corps d'épreuve	95
II.2.1 Formulation du béton	95
II.2.2 Description et fabrication des prismes en béton armé	96
II.2.3 Caractérisations mécaniques des propriétés du béton	99
II.3 Essai de corrosion accélérée	102
II.3.1 Essais du projet Applet	102
II.3.2 Essai de faisabilité	103
II.3.3 Campagne expérimentale	104
II.4 Caractérisations	107
II.4.1 Caractérisations électrochimiques	107
II.4.2 Caractérisations des fissurations et des PdC	110
Chapitre III Corrélation entre les grandeurs électriques et les mécanismes de corrosion	121

III.1	Introduction	123
III.2	Analyse du suivi de la tension électrique au cours de l'essai de corrosion accélérée	123
III.3	De l'analyse à la modélisation	128
III.3.1	Hypothèses prises en compte	128
III.3.2	Lien entre les phénomènes électrochimiques et le circuit électrique.....	129
III.4	Implémentation du modèle	131
III.4.1	Phase 1	131
III.4.2	Phase 2.....	133
III.4.3	Phase 3.....	135
III.5	Résultats de la modélisation.....	135
III.5.1	Identification des paramètres du modèle	135
III.5.2	Prédiction des courbes de tension pour les densités de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	137
III.5.3	Amélioration de l'identification des paramètres du modèle	138
III.5.4	Application du modèle à l'étude de Sanz [12].....	142
III.6	Conclusions.....	144
III.7	Pistes d'amélioration	145
Chapitre IV	Evolution physico-chimique de la corrosion	147
IV.1	Introduction	149
IV.2	Caractérisations électrochimiques non destructives de la corrosion	149
IV.2.1	Caractérisations électrochimiques.....	149
IV.2.2	Comparaison des caractérisations électrochimiques pour une même charge totale de courant	155
IV.3	Caractérisation des PdC à l'échelle microscopique	157
IV.3.2	Evolution des PdC en fonction de la durée de la Corrac.....	169
IV.3.3	Evaluation des PdC en fonction de la charge totale de courant.....	170
IV.3.4	Coefficients de gonflement des PdC	172
IV.4	Bilan des caractérisations de la corrosion	174
Chapitre V	Evolution des faciès de fissuration et de l'adhérence acier/béton	175
V.1	Introduction	177
V.2	Caractérisation du faciès de fissuration interne en fonction des paramètres de la corrosion accélérée.....	177
V.2.1	Photographies du faciès de fissuration interne	178
V.2.2	Caractérisation du faciès de fissuration interne de chaque prisme	182
V.2.3	Détermination "statistique" du faciès de fissuration interne.....	186
V.3	Caractérisation du faciès de fissuration externe en fonction des paramètres de la corrosion accélérée.....	193

V.3.1	Inspection visuelle des faces des prismes.....	193
V.3.2	Evolution des désordres visuels externes en face F en fonction du temps	197
V.3.3	Ouverture maximale de la fissure externe	200
V.3.4	Ouverture maximale de la fissure externe en fonction de la charge totale	202
V.4	Corrélation interne/externe	206
V.4.1	Indicateur macroscopique relatif à la fissuration interne et externe.....	206
V.4.2	Complémentarité des approches pour établir un bilan de la corrosion.....	208
V.5	Adhérence acier/béton	212
V.5.1	Evolution de la résistance de l'interface acier/béton pour une même charge totale de courant	212
V.5.2	Mode de rupture.....	213
V.5.3	Comportement de l'interface acier/béton	216
V.5.4	Bilan des essais d'arrachement.....	218
V.6	Principales conclusions de l'étude de la dégradation du béton et de l'interface acier/béton due à la corrosion	218
V.7	Perspectives et pistes d'amélioration.....	219
Chapitre VI	Modélisation du comportement mécanique de prismes en béton armé corrodés	221
VI.1	Introduction	223
VI.2	Approche de modélisation	224
VI.2.1	Comportement mécanique du matériau béton.....	224
VI.2.2	Théorie de l'endommagement et choix du modèle	225
VI.2.3	Régularisation en énergie de fissuration [168].....	227
VI.2.4	Mode de calcul des ouvertures de fissures.....	228
VI.2.5	Prise en compte de l'hétérogénéité du béton	229
VI.2.6	Modélisation de l'expansion des PdC.....	230
VI.2.7	Synthèse	234
VI.3	Modélisations	235
VI.3.1	Géométrie	235
VI.3.2	Paramètres du modèle de béton	236
VI.3.3	Etude paramétrique.....	237
VI.3.4	Détermination de l'expansion fissurante : approche de type inverse	250
VI.3.5	Etude quantitative de la fissuration interne et externe	253
VI.3.6	Etude comparative vis-à-vis de la littérature	254
VI.4	Conclusions.....	258
VI.5	Perspectives.....	259
	Conclusions générales et perspectives.....	261
	Références	265

Annexes279

Liste des figures

Figure I-1 Exemples de structures en béton armé corrodées [12].....	38
Figure I-2. Différents modèles conceptuels de la corrosion	39
Figure I-3. Illustration du processus électrochimique de corrosion d'une armature dans le béton (cité dans [27]).....	40
Figure I-4. Description schématique de l'interface acier/béton [28]	41
Figure I-5. Zonage de l'interface acier/béton [31].....	42
Figure I-6. Montage permettant de réaliser une corrosion à courant imposé [50].....	44
Figure I-7. a/ Schéma d'une réaction électrochimique et b/ circuit équivalent de Randles [21]	46
Figure I-8. Diagramme d'impédance Nyquist du circuit équivalent de Randles [21]	46
Figure I-9. Potentiel pendant l'essai de corrosion accélérée mesuré par rapport à une électrode au calomel saturée en fonction du temps pour a/ une densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, b/ une densité de courant de 500 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (en présence (marqueur noir) ou pas (marqueur blanc) des ions chlorure dans la solution [8].....	47
Figure I-10. Suivi du potentiel de l'armature au cours du processus de corrosion [60].....	48
Figure I-11. Effet du degré de corrosion (défini par la densité de courant de corrosion) sur le temps de fissuration [72]	51
Figure I-12. a/ Evolution du potentiel de corrosion de corps d'épreuves corrodés de façon accélérée et naturelle en fonction du temps dans un milieu chloruré (i: $\mu\text{A}/\text{cm}^2$), b/ Evolution de l'ouverture maximale de fissures de corps d'épreuves corrodés de façon accélérée et naturelle en fonction du temps dans un milieu chloruré (i: $\mu\text{A}/\text{cm}^2$) [73].....	52
Figure I-13. Volume relatif des PdC par rapport au volume fer métal [14].....	53
Figure I-14. Analyse du module de Young (GPa) des PdC par micro-indentation couplée à la tomographie aux rayons X [91].....	56
Figure I-15. Effets de la corrosion sur le comportement mécanique de structures en béton armé corrodées [95]	57
Figure I-16. Effets de la corrosion sur le béton armé [80]	57
Figure I-17. Perte d'épaisseur d'acier par année en fonction des ouvertures de fissures maximales mesurées en surface [79]	59
Figure I-18. Evolution de l'ouverture de fissure en fonction de la perte de section d'acier pour deux densités de courant (10 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (specimen 21) et 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (specimen 6)) [33]	60
Figure I-19. Fissuration externe des corps d'épreuves étudiés par Qiao [97].....	60
Figure I-20. Critère de prédiction du faciès de fissuration dans l'étude de Tsutsumi [98]	61
Figure I-21. Mode de rupture du béton d'enrobage selon Bazant [3]	61
Figure I-22. Mécanisme de fissuration du béton d'enrobage [72].....	62
Figure I-23. Relevé de l'ouverture des fissures dans l'enrobage d'après [100]	62
Figure I-24. Faciès de fissuration; a/ armature centrée, b/ armature en coin d'après Caré [101].....	63

Figure I-25. Evolution du faciès de fissuration en fonction de l'épaisseur des couches de PdC pour une corrosion uniforme (la longueur de la fissure la plus longue et l'épaisseur de la couche de PdC sont précisées sous chaque section) [31].....	64
Figure I-26. a/ Adhérence parfaite de l'armature au milieu cimentaire, b/ Partie de la loi d'adhérence associée [A-B] [104].....	65
Figure I-27. Phase de fissuration progressive, a/ Mécanismes de dégradation, b/ Partie de la loi d'adhérence associée [B-C] [104].....	66
Figure I-28. Extraction d'une armature lisse a/ Glissement de l'armature, b/ Partie de la loi d'adhérence associée [104].....	66
Figure I-29. Première phase du comportement de la liaison acier/béton selon [108] a) Ecrasement du béton fissuration et petit glissement (U_A) entre surfaces b) Courbe effort/glissement lors d'un essai d'arrachement.....	67
Figure I-30. Deuxième phase du comportement de la liaison acier/béton selon [108] a) Fissures de cisaillement, propagation des fissures radiales et augmentation du glissement d'interface b) Courbe effort/ glissement atteignant le pic.....	68
Figure I-31. Troisième phase du comportement de la liaison acier/béton selon [108] a) Propagation des fissures de cisaillement et mécanismes de friction béton-béton b) Courbe effort/glissement en phase post-pic (trajet [C-E].....	68
Figure I-32. Différents types de ruine due à un essai d'arrachement [108].....	69
Figure I-33. Différents essais de caractérisation de l'interface acier/béton [110].....	70
Figure I-34. Schéma de principe de l'essai d'arrachement décrit dans la Rilem [111].....	71
Figure I-35. Essai de type push-in [107].....	72
Figure I-36. Essai de double tirant [107].....	73
Figure I-37. Exemple d'essai de flexion mené sur une poutre [108].....	74
Figure I-38. Résistances en cisaillement mesurées lors d'essais d'arrachement effectués sur des éprouvettes ayant subi un même degré de corrosion (défini en pourcentage de perte de masse) selon Al-Sulaimani [62].....	75
Figure I-39. Caractéristiques géométriques d'une armature nervurée [108].....	78
Figure I-40. Comparaison des résultats numériques de Jin avec les observations de Fischer (a) et (b) [188] et les simulations analytiques de Zhao (c) [150].....	87
Figure II-1. Récapitulatif du programme de recherche de l'étude de la dégradation d'éléments structurels par corrosion.....	94
Figure II-2. Prismes pour l'étude de la caractérisation des fissures et des PdC : a) Vue longitudinale, b) Vue en section (dimension en mm).....	96
Figure II-3. Prismes pour l'étude de l'adhérence acier/béton: a) Vue longitudinale, b) Vue en section, c/ Détail des gaines (dimensions en mm).....	97
Figure II-4. Photos des corps d'épreuves.....	97
Figure II-5. Surfaçage des éprouvettes au soufre.....	99
Figure II-6. Test de compression.....	100
Figure II-7. Essai de traction.....	100
Figure II-8. Dispositifs permettant la mesure du module d'Young et du coefficient de Poisson.....	101
Figure II-9. Essai de corrosion intentiostatique du projet ANR Applet.....	103

Figure II-10. Corps d'épreuve de l'essai de faisabilité.....	103
Figure II-11. Essai de faisabilité en corrosion galvanostatique.....	104
Figure II-12. Branchements des prismes en série pour l'essai de corrosion accélérée (dimensions en mm).....	105
Figure II-13. Illustration de l'essai de corrosion accélérée (série 1).....	105
Figure II-14. Mesures électrochimiques d'un prisme.....	108
Figure II-15. Enregistrement du potentiel $E = f(t)$ (P008).....	109
Figure II-16. Enregistrement du courant = f (tension) (P008).....	109
Figure II-17. Enregistrement de l'impédance en mode Nyquist (P008).....	110
Figure II-18. a) Fissuration externe (Faces T et F), b) Plan de découpe des prismes (dimensions en cm), c) Prisme découpé, d) Tranches T10, T13 et T16, e) Echantillons E10, E13 et E16, f) Méthodologie de délimitation en cadran de C1 à C8.....	111
Figure II-19. Découpe des tranches issues des prismes : a/ scie de l'IFSTTAR, b/ scie de FORBETON.....	113
Figure II-20. Méthodologie - estimation de l'orientation des fissures.....	114
Figure II-21. Méthodologie - estimation de la longueur des fissures.....	114
Figure II-22. Les différentes étapes de préparation de l'échantillon pour l'observation au MEB : a/ Séchage des tranches, b/ Résinage sous vide dans le Citovac, c/ Tranche résinée après 24 h de polymérisation de la résine, d/ Découpe de la tranche à l'aide de la scie Axitom, e/ Echantillon résiné et découpé, f/ Polissage de l'échantillon, g/ Echantillon poli, h/ Métallisation de l'échantillon, i/ Echantillon métallisé avec indication des cadrans, j/ Mise sous vide de l'échantillon dans le dessiccateur, k/ Microscope Electronique à Balayage (MEB).....	116
Figure II-23. Méthode adoptée pour la mesure de l'épaisseur des PdC.....	117
Figure II-24. a/ Observation de l'épaisseur des PdC d'un cadran au MEB, b/ Superposition des cartographies de Si, Ca et Fe et identification des épaisseurs minimale et maximale (P016-7j-200-E13-C7 et C2).....	118
Figure II-25. Montage de l'essai d'arrachement a) Plan de principe Solidworks, b) Photo prise lors d'un essai d'arrachement, c) Photo du capteur de déplacement.....	119
Figure III-1. Suivi de tension électrique au cours de l'essai de corrosion accélérée; a) 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, b) 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, c) 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	124
Figure III-2. Evolution du suivi de la tension électrique (50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (couleur verte), 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (couleur bleu), 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (couleur rouge)) en fonction de la charge totale de courant.....	127
Figure III-3. Evolution de la résistance électrique (50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (couleur verte), 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (couleur bleu), 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (couleur rouge)) en fonction de la charge totale de courant.....	128
Figure III-4. Lien entre les phénomènes électrochimiques et le modèle du circuit électrique durant la phase 1.....	129
Figure III-5. Lien entre les phénomènes électrochimiques et le modèle du circuit électrique durant la phase 2.....	130
Figure III-6. Lien entre les phénomènes électrochimiques et le modèle du circuit électrique durant la phase 3.....	131
Figure III-7. Définition de la variable a (mm).....	132

Figure III-8. Résistivité électrique de corps d'épreuve en béton en fonction de leur âge pour un rapport e/c de 0,57 et 0,76 [197].....	136
Figure III-9. Comparaison de l'évolution de la tension entre l'expérience et le numérique sans recalage	138
Figure III-10. Evolution du coefficient d'amplification de l'épaisseur de PdCR en fonction de la densité de courant.....	139
Figure III-11. Comparaison du suivi de tension expérimental et numérique (avec affinage des paramètres « ϵ » et « C_{cl} »)	141
Figure III-12. Détermination de l'instant de formation des PdCC.....	141
Figure III-13. Evolution de la tension en fonction de la perte de section au cours de l'essai de corrosion accélérée sur des prismes en béton armé (3 % $CaCl_2$ au gâchage) [12].....	142
Figure III-14. Comparaison du suivi de tension expérimental de l'étude de Sanz [12] et numérique (sans identification des paramètres)	143
Figure III-15. Comparaison du suivi de tension expérimental de l'étude de Sanz [12] et numérique (avec modification de l'épaisseur de la couche résistive).....	144
Figure IV-1. Caractérisations électrochimiques des prismes en béton pour la densité 50 $\mu A/cm^2$ avant Corrac, après Corrac et après dépolarisation de l'armature; a) Potentiel libre, b) Résistance, c) Densité de courant de corrosion	152
Figure IV-2. Caractérisations électrochimiques des prismes en béton pour la densité 100 $\mu A/cm^2$ avant Corrac, après Corrac et après dépolarisation de l'armature; a) Potentiel libre, b) Résistance, c) Densité de courant de corrosion	153
Figure IV-3. Caractérisations électrochimiques des prismes en béton pour la densité 200 $\mu A/cm^2$ avant Corrac, après Corrac et après dépolarisation de l'armature; a) Potentiel libre, b) Résistance, c) Densité de courant de corrosion	154
Figure IV-4. Caractérisations électrochimiques des prismes en béton (après la dépolarisation des armatures) en fonction de la charge totale de courant ; a) Potentiel libre, b) Résistance, c) Densité de courant de corrosion	156
Figure IV-5. Image au MEB et superposition des cartographies de Si, Ca et Fe d'un cadran non corrodé (P023-14j-50-E10-C5)	161
Figure IV-6. Image au MEB, superposition des cartographies de Si, Ca et Fe et identification d'une surface corrodée de l'armature (P016-7j-200-E16-C7).....	161
Figure IV-7. Identification du décollement au niveau de l'interface acier/béton (P017-17,5j-200-E10-C8 et C1)	161
Figure IV-8. Image au MEB, cartographie de Fe et identification d'une fissure communicante (P016-7j-200-E13-C3)	162
Figure IV-9. Impacts de la géométrie du corps d'épreuve et des conditions d'essais de Corrac sur la formation des PdC	163
Figure IV-10. Localisation et épaisseurs moy _C (en μm) des PdC à l'interface acier/béton des prismes soumis à Corrac pour les densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu A/cm^2$ (pour trois échantillons E10, E13 et E16)	164
Figure IV-11. Localisation et épaisseur des PdC sur la circonférence de l'armature et en fonction de la durée de la corrosion dans l'étude de Cao [187].....	167
Figure IV-12. Localisation et épaisseur des PdC (T_r sur l'axe des ordonnées) sur la circonférence de l'armature dans l'étude de Zhao [150].....	168

Figure IV-13. Localisation et épaisseurs des PdC (T_d sur l'axe des ordonnées) sur la circonférence de l'armature dans l'étude de Zhao [102].....	169
Figure IV-14. Evolution des épaisseurs moy _C (en μm) et localisation des PdC à l'interface acier/béton des prismes soumis à la Corrac en fonction de la durée de la Corrac pour les densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (pour trois échantillons E10, E13 et E16) ...	170
Figure IV-15. M, moy_{C} pour une même charge totale de courant selon la densité de courant ; a) 700 $\mu\text{A.j}/\text{cm}^2$, b) 1400 $\mu\text{A.j}/\text{cm}^2$, c) 3500 $\mu\text{A.j}/\text{cm}^2$	171
Figure IV-16. Images au MEB et cartographies de fer de la couche de PdC pour une charge totale de courant de 700 $\mu\text{A.j}/\text{cm}^2$ pour les densités de courant; a) 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (P023-14j-50-E16-C8), b) 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (P031-7j-100-E16-C8), c) 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (P016-7j-200-E13-C8)	171
Figure IV-17. Evolution de l'épaisseur des PdC (M, moy_{C1-8}) et de l'épaisseur de fer perdu en fonction de la charge totale de courant.....	172
Figure IV-18. Evolution du coefficient de gonflement des PdC en fonction de la charge totale de courant	173
Figure V-1. Caractérisations du faciès de fissuration pour le prisme P027-70j-50; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures.....	183
Figure V-2. Caractérisations du faciès de fissuration pour le prisme P011-35j-100; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures.....	184
Figure V-3. Caractérisations du faciès de fissuration pour le prisme P017-17,5j-200; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures.....	185
Figure V-4. Evolution du faciès de fissuration interne "moyenné sur les 16 tranches" en fonction de la durée de corrosion pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures.....	188
Figure V-5. Evolution du faciès de fissuration interne "moyenné sur les 16 tranches" en fonction de la durée de corrosion pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures.....	189
Figure V-6. Evolution du faciès de fissuration interne "moyenné sur les 16 tranches" en fonction de la durée de corrosion pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures.....	190
Figure V-7. Faciès de fissuration interne; a/ Armature centrée, b/ Armature en coin [101]..	192
Figure V-8. Faciès de fissuration interne de l'étude de Qiao [97].....	192
Figure V-9. Localisation (en T et/ou F) et ouverture maximale de la fissure externe pour les densités de courant ; a) 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, b) 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, c) 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	201
Figure V-10. Evolution de l'ouverture maximale de la fissure externe en fonction de la charge totale de courant.....	202
Figure V-11. Faciès de fissuration externe de l'étude d'El Maaddawy [46]	203
Figure V-12. Représentation de l'évolution de l'ouverture de fissure externe en fonction de la charge totale de courant d'après plusieurs études (Auteur –densité de courant $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ d'acier-référence)	205
Figure V-13. Evolution des surfaces totales de fissuration en fonction de la charge totale de courant	207
Figure V-14. Evolution de la surface totale de fissuration en fonction de la moyenne des PdC sur les huit cadrans de la circonférence de l'armature en considérant la moyenne sur les trois échantillons E10, E13 et E16 'M,moyC1-8'	208

Figure V-15. Localisation des PdC et faciès de fissuration résultant d'après l'étude de Zhao [150].....	210
Figure V-16. Mécanismes de fissuration interne et conséquence sur la fissuration externe lors de l'essai de corrosion accélérée sous courant imposé et apport d'ions chlorures	212
Figure V-17. Evolution de la résistance en cisaillement en fonction de la charge totale de courant	213
Figure V-18. Ruine d'un corps d'épreuve (P064-28j-50) qui montre l'éclatement du béton d'enrobage	214
Figure V-19. Représentation synthétique de plusieurs études menées sur l'arrachement des armatures, représentées dans le plan (c/d) (ζ_{max}/f_{ct}) (soit épaisseur d'enrobage/diamètre de l'armature, résistance en cisaillement de l'interface acier/béton/résistance à la traction du béton).....	215
Figure V-20. Positionnement des résultats de notre étude par rapport aux études menées sur l'arrachement des armatures, représentées dans le plan (c/d) (ζ_{max}/f_{ct})	216
Figure V-21. Evolution de l'effort en fonction du déplacement pour des essais d'arrachement réalisés sur les corps d'épreuve corrodés suivant une densité de courant de 50 $\mu A/cm^2$ à différentes échéances (28j et 78j).....	217
Figure V-22. Evolution de l'effort en fonction du déplacement pour des essais d'arrachement réalisés sur les corps d'épreuve corrodés suivant une densité de courant de 100 $\mu A/cm^2$ à différentes échéances (T=0j, 7j, 14j, 21j, 28j et 35j).....	217
Figure V-23. Evolution de l'effort en fonction du déplacement pour des essais d'arrachement réalisés sur les corps d'épreuve corrodés suivant une densité de courant de 200 $\mu A/cm^2$ à différentes échéances (T=0j, 19,5j)	218
Figure VI-1. Comportement mécanique du béton en traction [203]	225
Figure VI-2. Approches de régularisation ; a) Approche non locale ; b) Approche énergétique	227
Figure VI-3. Méthode d'extraction de l'ouverture de fissure [223]	229
Figure VI-4. Exemple de déplacement imposé au matériau béton situé à l'interface acier/béton	232
Figure VI-5. Description de l'expansion semi-uniforme a) Localisation et épaisseur des PdC observés au MEB et b) Modélisation de l'expansion équivalente.....	233
Figure VI-6. Description de l'expansion homothétique a) Localisation et épaisseur des PdC observés au MEB et b) Modélisation de l'expansion équivalente.....	233
Figure VI-7. Description de l'expansion elliptique a) Localisation et épaisseur des PdC observés au MEB et b) Modélisation de l'expansion équivalente.....	234
Figure VI-8. a) Géométrie prise en compte lors de la modélisation de la section du prisme, b) Répartition des cadrans du contour interne du béton (dimensions en mm).....	236
Figure VI-9. Simulation 2D de la réponse contrainte/déformation d'un carré de béton de dimensions 1 m x 1 m (a) sollicité en compression uniaxiale, (b) sollicité en traction uniaxiale	237
Figure VI-10. Variation de la finesse du maillage a) 11842 éléments, b) 6492 éléments et c) 2892 éléments.....	238
Figure VI-11. Cartographies de fissuration obtenues en fin de chargement pour les différents maillages a) 11842 éléments, b) 6492 éléments et c) 2892 éléments.....	238

Figure VI-12. Vue des conditions d'appui du prisme lors de l'essai de corrosion accélérée	239
Figure VI-13. Conditions aux limites testées : a) CL1, b) CL2, c) CL3	239
Figure VI-14. Cartographies de fissuration obtenues en fin de chargement pour les différentes conditions aux limites étudiées a) CL1, b) CL2 et c) CL3	240
Figure VI-15. Répartition de la déformation limite élastique du béton ε_{d0} a) répartition homogène, b) $\lambda = 8$ mm, c) $\lambda = 12$ mm, d) $\lambda = 20$ mm, e) $\lambda = 60$ mm, f) $\lambda = 80$ mm	241
Figure VI-16. Cartographie de fissuration a) répartition homogène, b) $\lambda = 8$ mm et c) $\lambda = 12$ mm, d) $\lambda = 20$ mm, e) $\lambda = 60$ mm, f) $\lambda = 80$ mm	242
Figure VI-17. Fissuration expérimentale et numérique due à l'expansion des PdC pour une charge totale de courant de $3500 \mu\text{A.j/cm}^2$ (densité de courant de $100 \mu\text{A/cm}^2$)	247
Figure VI-18. Comparaison entre les fissurations numériques (expansion semi-uniforme sur C1) et expérimentales (densité de courant de $50 \mu\text{A/cm}^2$) pour une charge totale de $3500 \mu\text{A.j/cm}^2$	251
Figure VI-19. Comparaison entre les fissurations numériques (expansion semi-uniforme sur C2) et expérimentales (densité de courant de $100 \mu\text{A/cm}^2$) pour une charge totale de $3500 \mu\text{A.j/cm}^2$	252
Figure VI-20. Comparaison entre les fissurations numériques (expansion semi-uniforme sur C1 ; C2) et expérimentales (densité de courant de $200 \mu\text{A/cm}^2$) pour une charge totale de $3500 \mu\text{A.j/cm}^2$	252
Figure VI-21. Confrontation entre les principaux résultats expérimentaux et numériques relatifs à la fissuration	254
Figure VI-22. Etude de Fischer [188] ; a) Corps d'épreuve, b) Faciès de fissuration	255
Figure VI-23. Etude de Du [151]; a) Expansion elliptique adoptée, b) Cartographie d'endommagement	256
Figure VI-24. Etude d'Ozbolt [230] ; a) Chargement adopté, b) Cartographie d'endommagement associée	256
Figure VI-25. Etude expérimentale de Zhao [185] ; a) Corps d'épreuve, b) Faciès de fissuration	258
Figure VI-26. Modélisation de l'étude de Zhao [185] ; a) Pression exercée , b) Cartographie de fissuration	258
Figure VI-27. Suivi de dépolarisation des armatures pour la densité de courant de $50 \mu\text{A/cm}^2$	289
Figure VI-28. Suivi de dépolarisation des armatures pour la densité de courant de $100 \mu\text{A/cm}^2$	289
Figure VI-29. Suivi de dépolarisation des armatures pour la densité de courant de $200 \mu\text{A/cm}^2$	290
Figure VI-30. a/ Pénétration des ions chlorure en fonction de la charge totale de courant (moyenne sur quatre mesures), b/ Illustration de la zone des 4 mesures effectuées	291
Figure VI-31. Détection de PdC dans la partie de prisme située hors la contre électrode pour les trois densités de courant; a) $50 \mu\text{A/cm}^2$, b) $100 \mu\text{A/cm}^2$, c) $200 \mu\text{A/cm}^2$	292
Figure VI-32. Evolution du faciès de fissuration interne avec la durée de Corrac pour la densité de courant de $50 \mu\text{A/cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	297

Figure VI-33. Evolution du faciès de fissuration interne avec la durée de Corrac pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	298
Figure VI-34. Evolution du faciès de fissuration interne avec la durée de Corrac pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	299
Figure VI-35. Evolution de la fissure H en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	300
Figure VI-36. Evolution de la fissure H' en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	301
Figure VI-37. Evolution de la fissure V en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	302
Figure VI-38. Evolution de la fissure H en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	303
Figure VI-39. Evolution de la fissure O en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	304
Figure VI-40. Evolution de la fissure V en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	305
Figure VI-41. Evolution de la fissure H en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	306
Figure VI-42. Evolution de la fissure H' en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	307
Figure VI-43. Evolution de la fissure V en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	308
Figure VI-44. Evolution de la fissure O en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	309
Figure VI-45. Evolution de la fissure O en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	310
Figure VI-46. Détail du faciès de fissuration pour le prisme P023-14J-50; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	311
Figure VI-47. Détail du faciès de fissuration pour le prisme P025-28J-50; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	312
Figure VI-48. Caractérisations du faciès de fissuration pour le prisme P027-70j-50; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures	313

Figure VI-49. Détail du faciès de fissuration pour le prisme P031-7J-100; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures.....	314
Figure VI-50. Détail du faciès de fissuration pour le prisme P005-14J-100; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures.....	315
Figure VI-51. Détail du faciès de fissuration pour le prisme P008-21J-100; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures.....	316
Figure VI-52. Détail du faciès de fissuration pour le prisme P009-28J-100; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures.....	317
Figure VI-53. Caractérisations du faciès de fissuration pour le prisme P011-35j-100; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures.....	318
Figure VI-54. Détail du faciès de fissuration pour le prisme P014-3,5J-200; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures.....	319
Figure VI-55. Détail du faciès de fissuration pour le prisme P016-7J-200; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures.....	320
Figure VI-56. Caractérisations du faciès de fissuration pour le prisme P017-17,5j-200; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures.....	321
Figure VI-57. Caractérisations électrochimiques pour la densité 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ à deux moments différents ; avant essai de corrosion accélérée « avant Corrac » et après essai de corrosion accélérée « après Corrac »; a) Potentiel, b) Résistance, c) Densité de courant de corrosion	323
Figure VI-58. Caractérisations électrochimiques pour la densité 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ à deux moments différents ; avant essai de corrosion accélérée « avant Corrac » et après essai de corrosion accélérée « après Corrac »; a) Potentiel, b) Résistance, c) Densité de courant de corrosion	324
Figure VI-59. Caractérisations électrochimiques pour la densité 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ à deux moments différents ; avant essai de corrosion accélérée « avant Corrac » et après essai de corrosion accélérée « après Corrac »; a) Potentiel, b) Résistance, c) Densité de courant de corrosion	325

Liste des tableaux

Tableau I-1. Les différents enrobages, diamètres, rapports e/c, finalités d'études (Corrosion accélérée= Corrac, Pull-Out = PO) et densités des courants de quelques études de la littérature	50
Tableau I-2. Propriétés physiques des différents PdC issus de corrosion naturelle [72]	54
Tableau I-3. Coefficients de gonflement des PdC issus d'essais de corrosion accélérée dans la littérature	54
Tableau I-4. Propriétés mécaniques de PdC issus de corrosion galvanostatique	55
Tableau I-5. Classification et synthèse de quelques études expérimentales de la liaison acier/béton en présence de corrosion [134].....	75
Tableau II-1. Formulation du béton.....	95
Tableau II-2. Synthèse des prismes et leur emploi	98
Tableau II-3. Caractérisations mécaniques du béton (moyenne sur 3 éprouvettes).....	102
Tableau II-4. Paramètres utilisés lors de la corrosion des prismes pour l'étude de fissuration et des PdC (surface = 172,8 cm ²).....	106
Tableau II-5. Paramètres utilisés lors de la corrosion des prismes pour l'étude d'arrachement	106
Tableau III-1. Paramètres d'entrée du modèle pour simuler l'évolution de la courbe de tension de la densité de courant de 100 µA/cm ²	136
Tableau III-2. Paramètres définis invariables dans le modèle	136
Tableau III-3. Paramètres identifiés à partir des résultats de l'essai de la densité de courant de 100 µA/cm ²	136
Tableau III-4. Résistivités des PdC en fonction de leur nature.....	137
Tableau III-5. Valeurs des paramètres rectifiés selon la densité de courant	138
Tableau III-6. Invariance du coefficient de diffusion apparent D_{app} quelle que soit la densité de courant	140
Tableau III-7. Paramètres d'entrée du modèle pour l'étude de Sanz [12]	143
Tableau IV-1. Localisation et épaisseurs maximale et minimale des PdC pour la densité de courant 50 µA/cm ²	158
Tableau IV-2. Localisation et épaisseurs maximale et minimale des PdC pour la densité de courant 100 µA/cm ²	159
Tableau IV-3. Localisation et épaisseurs maximale et minimale des PdC pour la densité de courant 200 µA/cm ²	160
Tableau IV-4. Etudes retenues pour la comparaison des épaisseurs de PdC Paramètres des études de Cao [187] et Zhao [150]	165
Tableau V-1. Evolution du faciès de fissuration interne "le moins dégradé" pour les densités de courant de 50, 100 et 200 µA/cm ² pour les tranches situées sous la contre électrode ...	180
Tableau V-2. Evolution du faciès de fissuration interne "le plus dégradé" pour les densités de courant de 50, 100 et 200 µA/cm ² pour les tranches situées sous la contre électrode.....	181
Tableau V-3. Existence d'une fissure de type H', H, V, O et O' dans les différents prismes étudiés par analyse destructive	186

Tableau V-4. Pourcentage des faces (16 faces étudiées) qui présentent une fissure H', H, V, O ou O'	186
Tableau V-5. Photos des désordres visuels externes des faces T et F en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (L'astérisque renseigne les prismes étudiés à l'aide d'analyses destructives).....	195
Tableau V-6. Photos des désordres visuels externes des faces T et F en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (L'astérisque renseigne les prismes étudiés à l'aide d'analyses destructives).....	196
Tableau V-7. Photos des désordres visuels externes des faces T et F en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (L'astérisque renseigne les prismes étudiés à l'aide d'analyses destructives).....	197
Tableau V-8. Photos des désordres visuels externes en face F (zoom sur la partie de prisme située sous la contre électrode) au cours de la Corrac	199
Tableau V-9. Etudes retenues pour la comparaison des ouvertures de fissures externes ..	204
Tableau V-10. Bilan de l'état de fissuration, de l'interface à la fissuration interne jusqu'à l'extérieur du prisme	209
Tableau VI-1. Caractérisations mécaniques du béton (moyenne sur les éprouvettes des coulages C1 et C2).....	235
Tableau VI-2. Paramètres du modèle de béton de Mazars régularisé en énergie.....	236
Tableau VI-3. Analogie entre la localisation et l'épaisseur des PdC expérimentales et leurs prises en compte dans la modélisation	243
Tableau VI-4. Evolution des cartographies de fissuration en fonction du type d'expansion (l'ouverture de fissure correspondant à la trace du tenseur d'ouverture de fissure)	246
Tableau VI-5. Effet de la localisation de l'expansion semi-uniforme sur le faciès de fissuration (expansion en μm).....	249
Tableau VI-6. Analyse qualitative de l'influence des paramètres étudiés sur le faciès de fissuration.....	250
Tableau VI-7. Corrélation d'image au cours de l'essai de corrosion accélérée.....	284
Tableau VI-8. Evolution du faciès de fissuration interne "le moins dégradé" pour les densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour les tranches situées hors la contre électrode....	294
Tableau VI-9. Evolution du faciès de fissuration interne "le plus dégradé" pour les densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour les tranches situées hors la contre électrode....	295
Tableau VI-10. Localisation des PdC et faciès de fissuration expérimentale et numérique pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une charge de courant 700 $\mu\text{A.j}/\text{cm}^2$	327
Tableau VI-11. Localisation des PdC et faciès de fissuration expérimentale et numérique pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une charge de courant 1400 $\mu\text{A.j}/\text{cm}^2$	328
Tableau VI-12. Fissuration expérimentale et numérique due à l'expansion des PdC pour une charge totale de courant.....	329
Tableau VI-13. Localisation des PdC et faciès de fissuration expérimentale et numérique pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une charge de courant 700 $\mu\text{A.j}/\text{cm}^2$	330
Tableau VI-14. Localisation des PdC et faciès de fissuration expérimentale et numérique pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une charge de courant 1400 $\mu\text{A.j}/\text{cm}^2$	331
Tableau VI-15. Localisation des PdC et faciès de fissuration expérimentale et numérique pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une charge de courant 700 $\mu\text{A.j}/\text{cm}^2$	332

Tableau VI-16. Localisation des PdC et faciès de fissuration expérimentale et numérique pour la densité de courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une charge de courant $1400 \mu\text{A.j}/\text{cm}^2$	333
Tableau VI-17. Fissuration expérimentale et numérique due à l'expansion des PdC pour une charge totale de courant.....	334

Liste des annexes

Annexe 1.	Méthode de confection des prismes	281
Annexe 2.	Abaque des durées de vibration pour prismes 12,5 x 10 x 50 cm ³	282
Annexe 3.	Abaque des durées de vibration pour éprouvettes 16 x 32	283
Annexe 4.	Corrélation d'image par ARAMIS.....	284
Annexe 5.	Démonstration de l'expression de V_e (vitesse de formation de la couche de passivation) 287	
Annexe 6.	Détail de calcul de la résistivité d'un béton chloruré	288
Annexe 7.	Suivi de la dépolarisation des armatures	289
Annexe 8.	Pénétration des ions chlorure.....	291
Annexe 9.	Etude de la partie de prisme située hors la zone de la contre électrode en termes de PdC	292
Annexe 10.	Épaisseurs $M_{\min_{C1-8}}$, $M_{\text{moy}_{C1-8}}$, $M_{\max_{C1-8}}$ des PdC ; a) 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, b) 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, c) 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	293
Annexe 11.	Etude de la partie de prisme située hors la contre électrode en termes de fissuration	294
Annexe 12.	Évolution des fissures en fonction de la durée de Corrac	300
Annexe 13.	Détail du faciès de fissuration de chaque prisme.....	311
Annexe 14.	Courbes de suivi de tension pour l'étude d'arrachement	322
Annexe 15.	Caractérisations électrochimiques pour les prismes de l'étude d'arrachement 323	
Annexe 16.	Détails des ouvertures de fissure pour les prismes de l'étude d'arrachement pour les densités de courant ; a) 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, b) 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, c) 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	326
Annexe 17.	Localisation des PdC et faciès de fissuration expérimentale et numérique.....	327
Annexe 18.	Mise en parallèle des cartographies de contraintes principales de traction Sigma 11 issues de l'expansion semi-uniforme et des faciès de fissuration	335

Nomenclature du Chapitre III

ρ_{bs}	Résistivité du béton sain
ρ_{bc}	Résistivité du béton chloruré
ρ_i	Résistivité des PdC résistifs (Produits de Corrosion résistifs= PdCR)
R_{bs}	Résistance du béton sain
R_{bc}	Résistance du béton chloruré
R_f	Résistance d'une zone de PdCC (Produits de Corrosion conducteurs = PdCC)
R_{i0}	Résistance initiale des PdC résistifs
R_{eqn}	Résistance équivalente de l'interface corrodée à la n ^{ème} zone de PdCC
R_t	Résistance totale du circuit
I	Courant appliqué
I_i	Courant qui passe dans l'interface
I_C	Courant qui passe dans le condensateur
C_i	Capacité de l'interface
e	Epaisseur de la couche résistive au cours de la première phase
e_i	Epaisseur initiale de la couche résistive
TR	Coefficient de tortuosité du béton
a	Largeur moyenne (moyenne entre la largeur corrodée du prisme (75 mm) et le diamètre de l'armature (20 mm)) (mm)
D	Diamètre de l'armature
L	Longueur corrodée du prisme
C_{cl}	Vitesse de migration des ions chlorure
C	Enrobage du béton
t_{crit}^1	Premier temps critique
t_{crit}^n	n ^{ème} temps critique
Z	Valence de l'ion Fe II ou Fe III
F	Constante de Faraday
$MPdCR$	Masse molaire des PdCR
Mv	Masse volumique des PdCR
$Ve(t)$	Vitesse de formation de la couche résistive

Nomenclature du Chapitre IV

$min_{/C}$	Epaisseur minimale des PdC par cadran, pour chaque échantillon
$max_{/C}$	Epaisseur maximale des PdC par cadran pour chaque échantillon
$moy_{/C}$	Epaisseur moyenne des PdC par cadran pour chaque échantillon (soit la moyenne de $min_{/C}$ et de $max_{/C}$)
$M, moy_{/C}$	Moyenne de $moy_{/C}$ par cadran en considérant les trois échantillons E10, E13 et E16
M, moy_{C1-8}	Moyenne de $moy_{/C}$ en considérant les huit cadrans, en considérant les trois échantillons E10, E13 et E16,

Introduction générale

Introduction générale

D'après les projets européens BRIME¹⁾ (2005) et CONREPNET²⁾ (2007), parmi l'ensemble des pathologies susceptibles de causer une perte de performance des structures en génie civil, la corrosion des armatures est la plus importante [1]. Depuis une dizaine d'années à l'Ifsttar des études sont en cours, certains résultats du projet ANR APPLLET³⁾ et des opérations de recherches APOS (Auscultation pour des ouvrages sûrs) et MCV (Maîtrise du cycle de vie des ouvrages) ont mis en évidence l'importance de la notion de performance d'un ouvrage vis-à-vis de la corrosion des armatures en regard de la durée de service.

Le phénomène de dégradation des structures en béton armé par la corrosion est très complexe et implique de multiples causes et effets. Les conséquences de la corrosion sont une perte de section utile d'armature (intensifiant la contrainte sur celle-ci), une perte d'adhérence de l'interface acier/béton (réduisant la capacité de transmission de l'effort à l'armature), une fissuration du béton d'enrobage (diminuant la protection de l'armature) et donc globalement une perte de capacité portante de l'élément structurel atteint de cette pathologie.

Les études de corrosion des armatures en milieu cimentaire sont essentielles pour comprendre les mécanismes mis en jeu et les replacer dans un contexte de gestion des ouvrages d'art (OA) dans le génie civil ou dans un contexte d'ouvrages destinés au stockage de déchets radioactifs. La cinétique de croissance des produits de corrosion est également un enjeu majeur étant donné les durées de vie de ces ouvrages : 50 ans en moyenne pour le génie civil et 300 ans pour le nucléaire.

Dans le domaine du génie civil, les ponts du domaine routier national sont inspectés périodiquement (trois ans) et font l'objet d'une classification IQOA "Image de la Qualité des Ouvrages d'Art". Dans une stratégie de gestion du parc d'ouvrages vieillissants, avec des budgets restreints, il est important de proposer des outils de diagnostic (inspections visuelles, techniques non destructives, analyses destructives,...) dont les résultats pourront aider à la prise de décision (prévention, maintenance et réparation). Lorsqu'il s'agit de corrosion d'ouvrages, les signes visuels annonciateurs des dégradations sont essentiellement des tâches de produits de corrosion, des fissures (au droit des armatures) des épaufrures voire de la délamination du parement béton. La corrosion est un phénomène qui évolue sur plusieurs dizaines d'années et qui nécessite une connaissance des matériaux, des environnements et des processus évolutifs. Une meilleure connaissance de ce phénomène pourrait permettre la réalisation de simulations sur le long terme avec des visées de prédiction de durée de vie.

Dans le domaine du nucléaire, l'Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs (Andra) se préoccupe de la définition et de la mise en œuvre de solutions de gestion sûres pour l'ensemble des déchets radioactifs. Une des solutions proposées repose sur la création d'un stockage en formation géologique, à près de 500 m de profondeur. Les déchets de moyenne activité à vie longue seront stockés dans des structures faisant appel à la fois à des colisages et des alvéoles de stockage en béton armé. Ces structures seront scellées à terme. De ce fait cette zone sera alors hors maintenance. Pour conforter cette solution, il est

¹⁾ BRIME : BRIdge Management in Europe (2005)

²⁾ CONREPNET : Network on the performance-based repair of reinforced concrete structures (2007)

³⁾ Agence Nationale de la Recherche, Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabilisTe (2007-2010)

légitime d'apporter le maximum d'éléments pour augmenter la fiabilité, la sûreté et la durabilité des colis de stockage qui constituent la première barrière de confinement.

L'objectif de cette thèse est d'étudier les liens entre les produits de corrosion à l'interface armature/béton (formation et évolution) et la fissuration du béton jusqu'au parement qui vont en résulter. Pour répondre à cet objectif, ce travail de recherche associe une étude expérimentale et une étude numérique qui permettent de décrire l'évolution de la fissuration en fonction de la cinétique de corrosion des armatures.

Les corps d'épreuve sont des prismes en béton armé reproduisant assez fidèlement la formulation, l'enrobage et l'armature d'éléments en béton armé réels. La formation des produits de corrosion qui ont conduit à la fissuration du béton ont été produits "artificiellement" à l'aide d'un essai de corrosion accélérée avec différents paramètres (densités de courant de corrosion de 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ et durées de corrosion de 3,5 à 78 jours). La démarche consiste à suivre l'essai de corrosion et à caractériser électrochimiquement des prismes en béton armé. Les courbes d'enregistrement de la tension en fonction du temps des prismes corrodés ont ensuite été explicitées grâce à des phénomènes physiques pouvant avoir lieu sur les prismes en béton armé et ont fait l'objet d'une proposition de modélisation.

Pour la modélisation de la dégradation mécanique résultant de la corrosion, certaines des données d'entrée du modèle proviennent de la campagne expérimentale. Finalement, les cartographies de fissuration numériques ont été comparées aux faciès de fissuration expérimentaux.

Ce manuscrit de thèse comporte six chapitres.

Le **chapitre I** présente une étude bibliographique en trois parties. La première partie s'intéresse à l'aspect phénoménologique du processus de corrosion pour une meilleure compréhension des mécanismes ainsi qu'à l'utilisation de la corrosion accélérée comme moyen d'accélérer l'apparition des fissures et d'engendrer de la formation des produits de corrosion. La seconde partie expose un état de l'art sur la liaison acier/béton par le biais d'une description du comportement mécanique selon différents essais en présence ou non de corrosion. La troisième partie est une synthèse des différents modèles de comportement d'éléments structurels en béton armé corrodé. Ce premier chapitre bibliographique constitue une base de réflexion pour la mise en place et la justification du programme expérimental et numérique.

Le **chapitre II** décrit l'ensemble du programme expérimental réalisé, en commençant par la fabrication d'une centaine de corps d'épreuve en béton armé, puis en analysant les essais de corrosion accélérée mis en place et enfin en caractérisant les produits de corrosion et les faciès de fissuration avec différentes techniques d'observations et d'analyses (non destructives ou destructives, à différentes échelles globales (macroscopique) ou locales (microscopique)).

Le **chapitre III** analyse les courbes d'enregistrement des tensions d'alimentation « relatives » aux prismes, définies par la différence de potentiel entre l'anode (armature du prisme) et la cathode (grille de titane platinée) en fonction du temps. Ces courbes ont été explicitées à partir des phénomènes physiques pouvant avoir lieu dans le prisme en béton armé et ont fait l'objet d'une proposition de modélisation.

Le **chapitre IV** qualifie, dans un premier temps, l'état de corrosion des prismes en béton armé avant, juste après corrosion accélérée et après la dépolarisation à l'aide de caractérisations électrochimiques non destructives (à l'échelle macroscopique). Dans un

second temps, les résultats des caractérisations des produits de corrosion formés à l'interface acier/béton (en termes d'épaisseur et de localisation) réalisées à l'aide d'analyses au microscope électronique à balayage (MEB) sont présentés.

Le **chapitre V** présente les résultats expérimentaux des faciès de fissuration interne et externe et les corrélations qui peuvent exister entre les dégradations internes et externes du prisme en béton armé. Ce chapitre analyse également l'évolution de l'interface acier/béton selon le taux de corrosion en réalisant des essais d'arrachement.

Le **chapitre VI** propose une modélisation numérique de la fissuration de prismes en béton armé corrodés et vise à formuler une interprétation cohérente des résultats obtenus expérimentalement vis-à-vis de la fissuration du béton.

Pour terminer le manuscrit, les principales conclusions de ce travail sont résumées et des perspectives de recherches complémentaires sont énoncées.

Chapitre I Etude bibliographique

Chapitre I Etude bibliographique

Ce premier chapitre porte sur une analyse bibliographique de (i) la corrosion "naturelle" ou "accélérée" du béton armé, (ii) du comportement mécanique de la liaison acier/béton et (iii) des modèles de comportement du béton armé corrodé qu'ils soient empiriques, analytiques ou numériques.

I.1 Corrosion naturelle et accélérée du béton armé

I.1.1 Introduction

L'alcalinité du béton (pH voisin de 13 pour des bétons sains) assure aux armatures un environnement protecteur pour lequel les aciers en carbone sont passivés [2]. La solution interstitielle contenue dans les pores influence le phénomène de passivation, l'amorçage et la propagation de la corrosion [3], [4].

Deux principaux agents agressifs sont à l'origine de la corrosion naturelle des armatures dans le béton armé. Le premier est le gaz carbonique qui en réagissant avec la portlandite du béton conduit à un abaissement de pH (à environ 9). Lorsque le front de carbonatation atteint l'armature, l'environnement n'est plus passivant et l'amorçage de la corrosion peut se produire [5] [6]. Le deuxième agent agressif correspond aux ions chlorure provenant de sels de déverglaçage ou d'un environnement marin, par exemple. Lorsque les ions chlorure atteignent un certain seuil de concentration au niveau des armatures, des piqûres peuvent apparaître [4], [7], [8], [9], [10], [11], [12].

Selon la nature des agents agressifs (CO_2 , Cl^-), les propriétés mécaniques et chimiques de la liaison acier/béton sont altérées de manière différente [5]. En effet, la carbonatation du béton conduit à une corrosion généralisée de l'armature alors que la présence d'ions chlorure au niveau des armatures conduit à une corrosion localisée par piqûres.

Durant la phase active de corrosion, l'accumulation des produits de corrosion (PdC) ayant des volumes molaires plus importants que celui du fer se traduit par l'apparition de contraintes de traction dans le béton. Les concentrations de contraintes générées produisent des fissures se propageant de l'interface acier/béton vers le parement, dès que la limite en traction du béton est dépassée. Les fissures ainsi créées dans l'enrobage peuvent être débouchantes en parement, ce qui conduit à accélérer le phénomène de corrosion en facilitant la pénétration d'espèces agressives [5].

En 1982, Tuutti a proposé un modèle conceptuel de la corrosion en deux phases : la phase d'initiation et la phase de propagation [13]. La phase d'initiation correspond à la pénétration des agents agressifs à travers l'enrobage en béton et à la rupture de la couche passive. Cette phase est pilotée par des mécanismes de transfert à travers les pores du béton (diffusion, capillarité) du dioxyde de carbone ou des ions chlorure. Dans la phase de propagation, les armatures sont dépassivées et les PdC se forment. La croissance des PdC du fait de leur volume important (jusqu'à 6,5 fois le volume du fer métal [12], [14]) provoque des contraintes mécaniques entraînant l'apparition de fissures et l'éclatement du béton en parement. Dans certains cas, cela peut conduire à la ruine de la structure (Figure I-1). Le processus de corrosion est régi par des phénomènes électrochimiques qui nécessitent la présence d'eau et d'oxygène. Des espèces chimiquement réactives, soit vis-à-vis du béton ou des PdC vont modifier les cinétiques réactionnelles. Il est d'usage de mentionner que la corrosion s'amorce dès la préparation du béton armé. Les densités de courant de corrosion sont très faibles mais ne sont pas nulles (de l'ordre de nA/cm^2 - état passif de la corrosion).

C'est la corrosion dite « active » qui s'amorce après modification des conditions physico-chimiques à l'interface acier/béton.



Figure I-1 Exemples de structures en béton armé corrodées [12]

Plusieurs modèles conceptuels de la corrosion ont été proposés. Les principaux sont représentés sur la Figure I-2.

- ❖ Tuutti a proposé un modèle composé de deux phases. La première est la phase d'initiation et la deuxième est la phase de propagation pour des structures contaminées par des ions chlorure (Figure I-2-a) [13].
- ❖ Le modèle de François s'attache à la description de la phase d'initiation [15]. Cette phase s'initie par une phase d'incubation, suivie d'une phase d'amorçage et d'une phase dormante (Figure I-2-b). Le modèle de François est valable pour les structures pré-fissurées en présence de chlorures.
- ❖ Bamforth a proposé un modèle avec une phase de propagation constituée de quatre étapes [16]. La première marque le démarrage de la corrosion à l'instant t_0 . La seconde correspond à l'apparition des fissures longitudinales à l'instant t_2 . Lors de la troisième étape, survient la perte de section effective de l'acier à partir de l'instant t_3 et la quatrième et dernière étape se manifeste par une ruine de la structure intervenant à l'instant t_4 (Figure I-2-c). Le modèle de Bamforth est applicable pour des structures contaminées par ions chlorure ou par gaz carbonique.
- ❖ Le modèle d'Otieno s'attache à la description de la phase de propagation constituée de trois étapes [17]. La première est l'initiation de la fissuration. La deuxième étape correspond à la rupture du béton d'enrobage. La troisième et dernière étape est celle de la ruine de la structure (Figure I-2-d). Le modèle d'Otieno est valable pour les structures contaminées par ions chlorure.

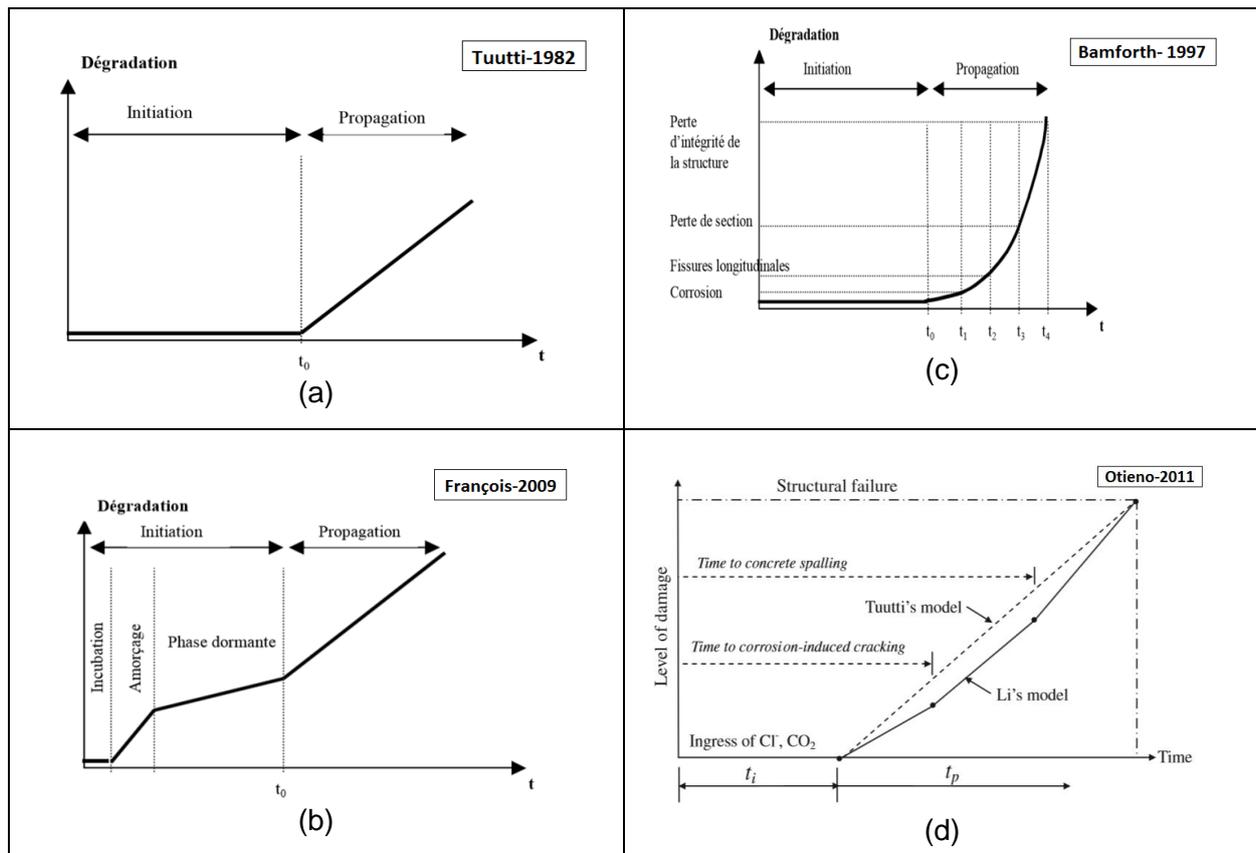


Figure I-2. Différents modèles conceptuels de la corrosion

Les travaux réalisés dans le cadre de cette thèse portent sur la corrosion induite par les ions chlorure. Ce choix provient du fait que la corrosion par des ions chlorure est plus préjudiciable que la corrosion induite par carbonatation.

I.1.2 Corrosion naturelle des armatures induite par la pénétration d'ions chlorure

Dans le cas de la corrosion induite par pénétration d'ions chlorure, le processus débute par la détérioration de la couche passive de PdC. Cette transformation s'accompagne de la naissance de nouveaux PdC ayant des propriétés différentes des précédents. Dans la suite, une description des phénomènes de corrosion à travers les phases passive et active de la corrosion est exposée pour une meilleure compréhension de l'évolution des PdC dans le temps.

I.1.2.1 PdC lorsque l'armature est en corrosion "passive"

L'armature est résistante à la corrosion car elle est protégée par un film passif (qui est constitué principalement de magnétite (Fe_3O_4) et de maghémite ($\gamma - Fe_2O_3$)) dans le milieu basique qui est le béton en conditions atmosphériques. L'épaisseur de ce film est de quelques nanomètres (5 à 15 nm) [18]. Suda a trouvé que la couche passive dans le béton armé est constituée de magnétite (Fe_3O_4), de goethite ($\alpha - FeOOH$) et de lépidocrocite ($\gamma - FeOOH$) [19]. La goethite ($\alpha - FeOOH$), la lépidocrocite ($\gamma - FeOOH$) et la maghémite ($\gamma - Fe_2O_3$) présentent des conductivités électriques inférieures à celle de la magnétite et

sont responsables d'une augmentation des propriétés protectrices du film passif [20], [21], [22]. Poursaee a montré que la couche passive dans le béton armé est constituée de magnétite (Fe_3O_4), de maghémite ($\gamma - \text{Fe}_2\text{O}_3$) et d'hématite ($\alpha - \text{Fe}_2\text{O}_3$) [23].

Dans la thèse de Nasser, à l'état de corrosion passive, la présence de défauts d'interface semble augmenter la cinétique de formation de la couche par transformation des oxydes préexistants comme la magnétite [24].

La majorité des auteurs affirment qu'il y a une présence de magnétite et d'autres PdC. La connaissance de ces PdC reste délicate du fait de leurs compositions complexes, de leur instabilité et de leur transformation en milieu oxygéné.

I.1.2.2 PdC lorsque l'armature est en corrosion "active"

Dès lors que l'eau et l'oxygène sont présents et que l'interface acier/béton est contaminée, le système peut évoluer vers des conditions de corrosion active avec des densités de courant de corrosion qui peuvent atteindre plusieurs $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. La détérioration de la couche protectrice de l'acier (dépassivation) provoque la mise à nu de la surface du métal et réamorçe la corrosion. Ce phénomène est entretenu par la présence importante des ions chlorure.

I.1.2.2.1 Corrosion localisée

Le phénomène de corrosion par pénétration d'ions chlorure survient lorsque la concentration d'ions chlorure atteint un certain seuil [3], [7], [9]. Etant donné qu'il s'agit d'une corrosion par piqûre, l'attaque se limite à des zones, très localisées et qui peuvent progresser rapidement en profondeur et/ou en longueur alors que le reste de l'armature reste intacte. Les altérations à l'interface métal/solution interstitielle favorisent la corrosion localisée de l'acier. Des auteurs attribuent un caractère aléatoire à la croissance de ces attaques [25], [26].

La Figure I-3 montre le principe de détérioration de l'interface acier/béton due à la corrosion par pénétration d'ions chlorure.

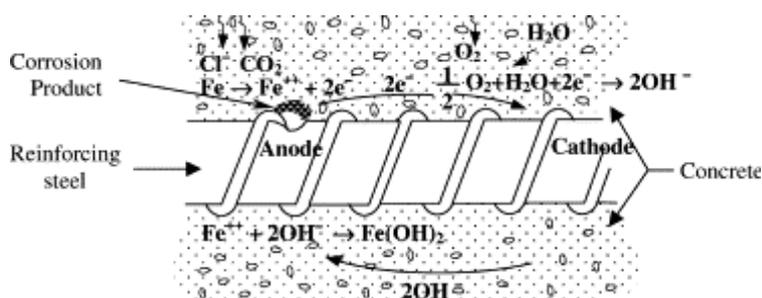


Figure I-3. Illustration du processus électrochimique de corrosion d'une armature dans le béton (cité dans [27])

Dans les travaux de L'Hostis [28], pour des zones faiblement corrodées (épaisseur des PdC de quelques μm), la couche de PdC est constituée de magnétite. Pour les zones fortement corrodées (épaisseur des PdC de 500 μm) est composée de goéthite et de maghémite. L'akaganeite, qui présente une caractéristique des attaques par ions chlorure, est présente à l'interface métal/ PdC dans certaines piqûres (Figure I-4).

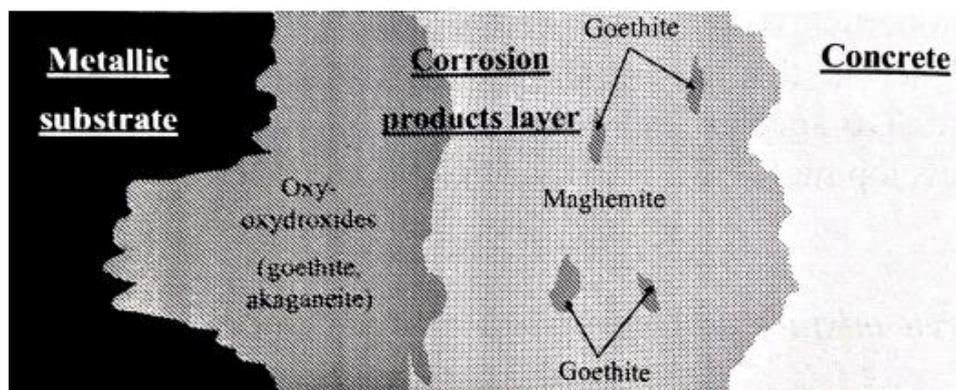


Figure I-4. Description schématique de l'interface acier/béton [28]

Dans le rapport d'APPLET [29], les couches de corrosion formées en présence de chlorures contiennent toutes de la Ferrihydrite, complétée par d'autres oxy-hydroxydes de fer (goéthite, lépidocrocite et akaganéite).

I.1.2.2.2 Réactions électrochimiques

La corrosion des armatures en acier dans le béton est un processus électrochimique qui implique l'existence d'une anode, d'une cathode et d'un milieu électrolytique pour constituer une pile électrochimique. La création des piles sur l'armature conduit à la dissolution du métal dans les zones anodiques selon la réaction suivante :



La réaction (1) rend l'acier chargé négativement. Les surfaces d'acier qui sont adjacentes aux surfaces anodiques commencent à fonctionner comme des cathodes et une formation de PdC commence. Les électrons libérés de la surface anodique se déplacent de l'acier vers la zone cathodique tout en créant dans l'armature un courant électrique I qui circule de la surface cathodique à la surface anodique. Simultanément à la diffusion des ions chlorure, une diffusion de l'oxygène a également lieu du béton vers l'armature. L'oxygène dissous dans la solution interstitielle du béton réagit avec les électrons qui proviennent de l'acier et en présence d'eau, il se forme des hydroxydes OH^{-} .



Le circuit électrique est fermé par l'électrolyte dans les pores du béton qui conduit à la diffusion des ions hydroxyde OH^{-} jusqu'à atteindre la surface anodique. Les hydroxydes qui arrivent à la zone anodique neutralisent électriquement les ions ferreux Fe^{2+} dissous dans les pores. Ce qui conduit à la formation d'hydroxyde ferreux :



I.1.2.2.3 L'interface acier/béton

Quel que soit l'âge du béton armé corrodé, l'espace délimité entre l'acier et le béton peut se décomposer en 4 zones comme le montre les travaux de Liu [30], Bhargava [14], Zhao [31] sur la Figure I-5 et Michel [32] :

- le métal d'origine (acier non corrodé),
- la couche des produits denses (CPD) (autrement dit, la couche des PdC),
- le milieu transformé qui fait partie de la matrice cimentaire du béton dans laquelle les PdC ont diffusé et
- le béton d'origine.

Ce découpage résulte d'une vision schématique simplifiée qui ne rend pas compte du développement des couches de PdC ni de leur évolution chimique. Les PdC diffusés préalablement dans les pores situés à l'interface armature/béton n'exercent de pression sur le béton que lorsque les vides sont remplis. Il a été constaté que l'accumulation des PdC autour de l'armature influence la vitesse de corrosion. La cinétique est liée à la diminution des surfaces cathodiques est engendrée par l'augmentation de la taille des zones anodiques qui contribue à une diminution de la cinétique de corrosion.

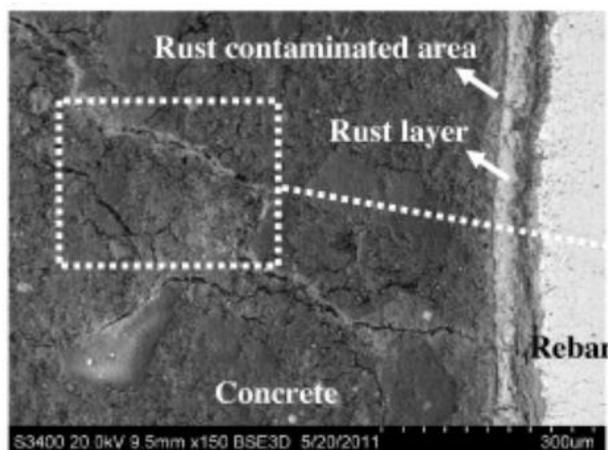


Figure I-5. Zonage de l'interface acier/béton [31]

I.1.3 Essais de corrosion accélérée, suivi de corrosion et densité de courant

I.1.3.1 Essais de corrosion accélérée

La corrosion d'une structure en béton armé en milieu naturel peut nécessiter plusieurs décennies pour que les fissures soient visibles à l'œil nu sur le parement en béton. Aussi, afin d'étudier la corrosion dans des délais plus courts, des méthodes accélérées ont été développées en laboratoire.

Deux types de méthodes, l'une chimique (ajout d'ions chlorure ou brouillard salin ou cycles immersion/séchage) et l'autre électrique (courant ou potentiel imposés) sont décrites dans la littérature pour accélérer la corrosion des armatures noyées dans du béton.

I.1.3.1.1 Méthodes chimiques

a) Ajout d'ions chlorure dans le béton lors du gâchage

Pour accélérer la corrosion des armatures dans le béton, la méthode la plus rapide et la plus utilisée consiste à ajouter des ions chlorure dans l'eau de gâchage du béton [30], [33], [34], [35]. Pour des échantillons qui contiennent 1,53 % d'ions chlorure par rapport au poids du béton avec des rapports enrobage/diamètre qui varient entre 1,6 et 4,8 le temps de fissuration dû à la corrosion se situe entre 0,72 et 3,85 années [30]. Choi [34] a étudié l'influence de la teneur en ions chlorure (de 0,6 à 3,6 kg/m³) introduits lors du gâchage de corps d'épreuves en béton armé avec différents rapports e/c (e/c = 0,4 pour 425 kg/m³ de ciment et e/c = 0,6 pour 228 kg/m³ de ciment) sur le potentiel libre. A partir d'une teneur de chlorure de 3,2 kg/m³, les valeurs du potentiel libre deviennent plus électro-négatives et un état de corrosion actif se stabilise.

L'avantage de cette méthode est l'obtention d'une corrosion rapide. L'inconvénient majeur est que le type de corrosion qui se développe peut se révéler assez différent d'une corrosion naturelle :

- Dans la vie d'un ouvrage, la corrosion active des armatures débute plusieurs années après la construction. Durant la période de service de la structure, la résistance mécanique du béton va évoluer au fur et à mesure de la pénétration des ions chlorure.
- L'introduction d'ions chlorure dans le béton à l'état frais réduit le temps de prise et modifie la microstructure du béton. La présence des ions chlorure dans la composition du béton contribue à diminuer le rapport C/S du C-S-H ce qui engendre une structure plus poreuse [36].
- La teneur uniforme en ions chlorure dans le béton ne représente pas le processus naturel de pénétration de ces derniers qui conduit généralement à un profil décroissant en fonction de la profondeur. La concentration uniforme d'ions chlorure dans le béton a tendance à engendrer une corrosion uniforme. De plus une teneur en ions chlorure uniforme le long des armatures n'est pas représentative des zones anodiques et cathodiques d'un ouvrage réel.

b) Cycles d'immersion/séchage dans une solution saline

Sur un ouvrage en environnement marin, différentes zones ont été décrites [37]: la zone immergée, la zone de marnage, la zone d'éclaboussures et la zone atmosphérique exposée à un brouillard salin. La zone de marnage est sujette à des cycles d'immersion/ séchage avec immersion dans une solution saline. Les mécanismes de transfert d'ions chlorure sont la diffusion et la convection. Cette alternance de mécanismes de transfert d'ions chlorure accélère le phénomène de corrosion [11]. Les essais de cycles d'immersion/séchage reposent sur le même principe en laboratoire. Les corps d'épreuve sont soumis à des immersions dans une solution dont la composition est proche de celle de l'eau de mer (en général la solution est titrée à 35 g/L) et des séchages de manière cyclique répétée [38], [39], [40], [41].

L'accélération de la pénétration d'eau engendre une altération de la pâte de ciment conduisant à une augmentation de la porosité et du coefficient de diffusion [42].

I.1.3.1.2 Méthode climatique : Exposition au brouillard salin

L'exposition de corps d'épreuve en béton armé à un environnement dans lequel une solution saline (35% NaCl) est pulvérisée (brouillard salin) permet d'accélérer la corrosion [43], [15].

En utilisant cette technique, les corps d'épreuve sont soumis à la pénétration d'ions chlorure, d'eau et d'oxygène ce qui permet d'initier et de propager la corrosion.

Dans le but d'accélérer encore la corrosion, des cycles de mouillage par le biais du brouillard salin et de séchage peuvent être imposés.

La représentativité de cette méthode de corrosion accélérée est plus proche de la corrosion naturelle [44], [45].

I.1.3.1.3 Méthodes électriques

a) Corrosion potentiostatique

La corrosion potentiostatique consiste à imposer une tension électrique constante entre l'armature (anode) et une contre électrode (cathode). L'inconvénient de cette méthode est de ne pas pouvoir calculer la perte de masse de fer engendrée en utilisant l'équation de Faraday qui repose sur un courant et non sur une tension.

b) Corrosion galvanostatique

La corrosion galvanostatique consiste à imposer un courant constant entre l'armature (anode) et une contre électrode (cathode) (Figure I-6). Cette approche a été utilisée par El Maaddawy [46], Andrade [47], Richard [48], Bouteiller [49]. L'avantage majeur de cette méthode provient de la réduction significative du temps requis pour visualiser la fissuration du béton. Ainsi, l'instant d'apparition de la fissuration peut passer selon la densité de courant appliquée de plusieurs années à quelques jours. Il est plus pertinent de travailler avec une densité de courant constante pour pouvoir comparer les résultats de perte d'acier en gravimétrie avec les résultats de calcul théorique de Faraday.

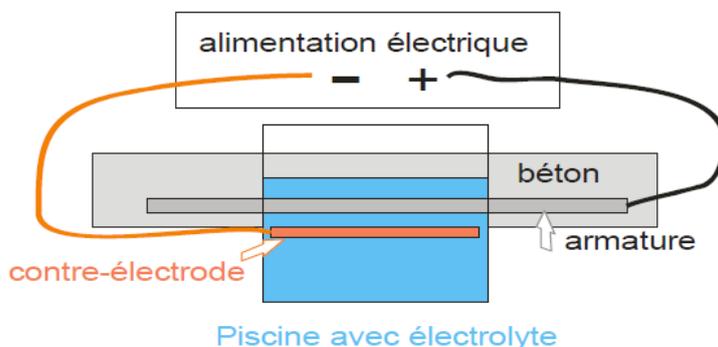


Figure I-6. Montage permettant de réaliser une corrosion à courant imposé [50]

Pour des densités de courants élevées, les phénomènes d'électrolyse de l'eau interviennent [51].

I.1.3.2 Les méthodes de suivi de la corrosion

Lors d'une campagne d'essai de corrosion accélérée, il est indispensable d'évaluer régulièrement l'état de corrosion des corps d'épreuve pour le relier aux différentes caractéristiques étudiées (par exemple au schéma de fissuration du béton d'enrobage). Des méthodes ont été développées pour suivre la corrosion. Elles peuvent être regroupées en trois groupes :

I.1.3.2.1 Méthode théorique : la loi de Faraday

L'épaisseur théorique $x(t)$ (m) de fer perdu pour un diamètre donné se calcule d'après la loi de Faraday selon l'équation (4):

$$x(t) = \frac{M}{\rho z F} it \quad (4)$$

Avec :

M la masse atomique (55,85 g/mol)

i est la densité de courant (A/m^2)

t est la durée (s)

ρ est la densité du métal (g/m^3)

z est la valence de l'ion Fe II ou Fe III

F est la constante de Faraday égale à (96485 Coulomb/mol)

I.1.3.2.2 Méthode non destructive

Le processus de corrosion est un processus électrochimique qui peut être étudié à l'aide de mesures électrochimiques non destructives telles que le potentiel libre, la résistance de polarisation linéaire et l'impédance.

Ces mesures doivent être réalisées sur un système acier/béton en "équilibre" dans son environnement afin de caractériser l'état de corrosion de l'armature. Elles sont non perturbatrices dans une gamme de sollicitation restreinte.

Potentiel libre, E_{corr}

Le potentiel libre E_{corr} correspond à la différence entre le potentiel d'une armature noyée dans le béton dans son environnement et le potentiel d'une électrode de référence posée sur le parement béton (au droit de l'acier) [52]. La valeur dépend très fortement de l'humidité, de la teneur en oxygène et de la pollution (CO_2 ou ions chlorure) du béton. L'unité est le millivolt (mV) ou le Volt (V) par rapport à une électrode de référence. La valeur du potentiel de corrosion indique qualitativement une probabilité de corrosion du métal dans son environnement [53]. D'après Elsener, le potentiel de l'acier passivé se situe entre -125 et +100 mV/ECS (ECS : Electrode de Calomel Saturée). Lorsque le potentiel évolue vers des valeurs plus électronégatives, la probabilité de corrosion du métal augmente.

Résistance de polarisation linéaire, R_p

A partir de faibles sollicitations de surtension anodique et/ou cathodique, l'enregistrement du courant qui est fonction de la tension permet de remonter à la résistance de polarisation linéaire (5). L'unité de la résistance de polarisation linéaire est l'ohm (Ω).

$$R_p = \left(\frac{\Delta E}{\Delta I} \right)_{\Delta E \rightarrow 0} = \frac{\beta_a \beta_c}{2,3 I_{corr} (\beta_a \beta_c)} = \frac{B}{I_{corr}} \quad (5)$$

Où I_{corr} est le courant de corrosion, les coefficients β_a et β_c (en mV/décade) sont issus des pentes de droites de TAFEL anodique et cathodique. L'inverse de la pente est égal à la

somme de la résistance de polarisation linéaire et la résistance de l'électrolyte et de l'enrobage. Cette dernière résistance provient de la chute ohmique du béton.

Mesure d'impédance électrochimique « résistance de Nyquist »

Des chercheurs ont représenté l'interface acier/béton sous la forme d'un circuit électrique équivalent. Le circuit de Randles comporte une résistance électrique R_e (la résistance de l'électrolyte et de l'enrobage ou chute ohmique) en série avec un circuit parallèle constitué d'une résistance R_p (la résistance au transfert de charge) et d'un condensateur C qui décrit la double couche électrochimique (Figure I-7).

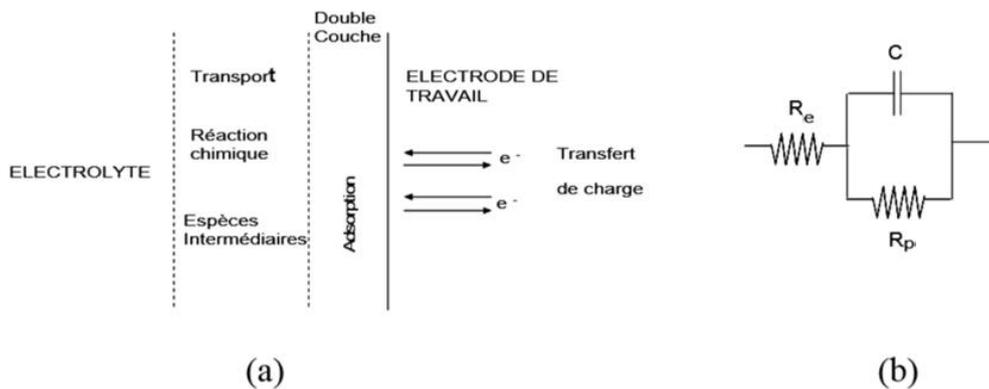


Figure I-7. a/ Schéma d'une réaction électrochimique et b/ circuit équivalent de Randles [21]

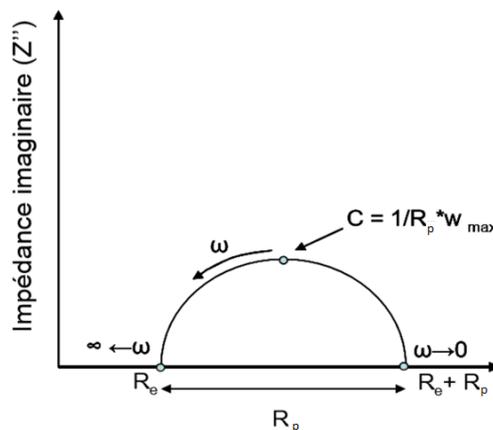


Figure I-8. Diagramme d'impédance Nyquist du circuit équivalent de Randles [21]

Le diagramme de Nyquist du circuit équivalent proposé par Randles est présenté sur la Figure I-8 et permet d'estimer les valeurs de R_e , R_p et C .

L'impédance électrochimique est une mesure fréquentielle dans le diagramme de Nyquist (Figure I-8), la partie imaginaire $-Z_{Im}$ est tracée en fonction de la partie réelle Z_{Re} . La partie réelle correspond à la contribution du courant électrique de la réaction électrochimique. La partie imaginaire traduit la contribution de charge du processus ionique [21], [54].

D'autres modèles de circuits électriques plus complexes ont été proposés dans la littérature. Jhon [55] a proposé un modèle pour des éprouvettes en béton immergées dans de l'eau de

mer. Ainsi, l'interface est réactive grâce aux composants capacitifs. Grâce à son modèle, Wenger [52] a démontré que la réponse à haute fréquence est liée à la formation d'une couche de $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Ce modèle n'est applicable que dans le cas des petites éprouvettes. Macdonald [56] a proposé un circuit équivalent nommé lignes de transmission. Selon ce modèle, les propriétés du béton et de l'acier sont résistives et la résistivité du béton est fonction de la position où la mesure est effectuée. Le modèle de Keddam [57] explique le développement de macrocellules de corrosion sur la surface de l'acier. Le modèle proposé par Dhoubi [58] permet d'identifier les PdC, la pâte de ciment et le béton d'enrobage.

Détermination du courant de corrosion, I_{corr}

L'équation de Stern and Geary [59] (6) permet de calculer le courant de corrosion de l'armature noyée dans le béton. L'unité est en général le $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. D'après Andrade [18], la valeur de la constante B est prise égale à 52 mV lorsque l'armature est passive et est égale à 26 mV lorsque l'armature est en corrosion active. S est la surface de l'armature considérée pour la mesure.

$$I_{corr} = \frac{B}{R_p \cdot S} \quad (7)$$

Utilisation des mesures du potentiel dans la littérature

Caré [8] a étudié le phénomène de corrosion depuis son initiation jusqu'à la fissuration visible des corps d'épreuves. Des mesures électrochimiques de potentiel pendant l'essai de corrosion accélérée, n'ont pas permis de déterminer le temps de dépassivation de l'armature (Figure I-9). La nature des PdC a été identifiée en relation avec le potentiel par rapport à une Electrode au Calomel Saturé:

- A -250 mV et à -500 mV : les PdC sont essentiellement de la goethite.
- A -600 mV, les PdC sont formés de rouille verte et de magnétite.

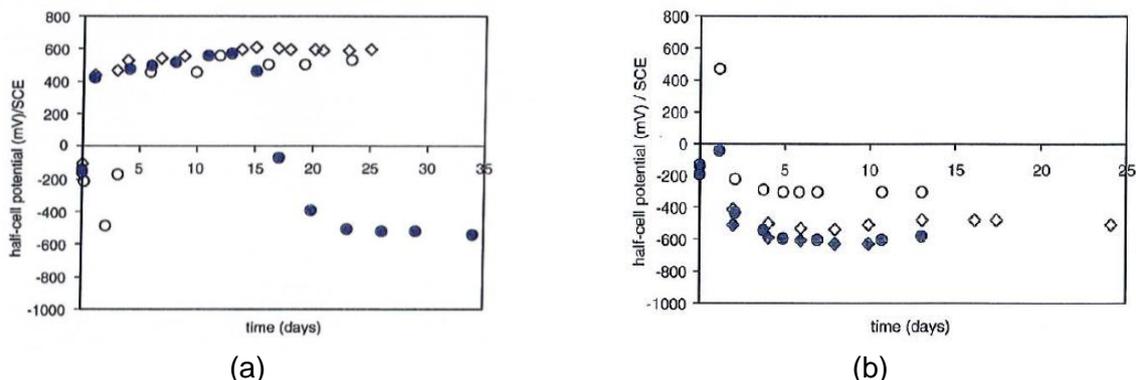


Figure I-9. Potentiel pendant l'essai de corrosion accélérée mesuré par rapport à une électrode au calomel saturée en fonction du temps pour a/ une densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, b/ une densité de courant de $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (en présence (marqueur noir) ou pas (marqueur blanc) des ions chlorure dans la solution [8]

La Figure I-10 montre l'évolution du potentiel pendant l'essai de corrosion accélérée de l'armature au cours d'une corrosion accélérée de $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ [60]. Avant l'essai, les valeurs

du potentiel de l'armature passive se situent entre -100 et -150 mV/ECS. Au cours de l'essai, l'armature se polarise progressivement et son potentiel diminue à - 400 mV/ECS.

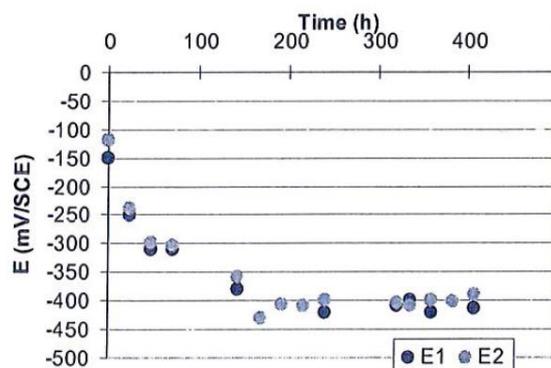


Figure I-10. Suivi du potentiel de l'armature au cours du processus de corrosion [60]

Des essais de corrosion accélérée avec une densité de $26\,542\ \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ont été réalisés sur des corps d'épreuves en béton armé différents par leurs résistances à la compression ; 20, 30, et 46 MPa [61]. L'évolution du potentiel a été étudiée pour les corps d'épreuves possédant une résistance à la compression de 20 MPa. Avant l'essai, le potentiel est de -230 mV. Après un jour de corrosion accélérée, le potentiel diminue de -230 mV à -469 mV et reste constant jusqu'à 7 jours de corrosion accélérée. Le courant de corrosion passe de $0,5\ \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (avant l'essai) à $55,6\ \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (après 1 jour de corrosion) et atteint $725\ \mu\text{A}/\text{cm}^2$ au bout de 7 jours. La densité de courant de corrosion augmente en fonction de la durée de corrosion accélérée.

I.1.3.2.3 Méthode destructive : gravimétrie

La technique utilisée pour le mesurer est la technique gravimétrique. Elle consiste à peser l'armature avant coulage et après corrosion dans un bain de Clark. Des auteurs tels que Al-Sulaimani [62], Aboosra [61] attribuent le terme « taux de corrosion » au pourcentage de perte de masse d'acier. El Maaddawy [46] a utilisé cette méthode et indique que la perte d'acier mesurée dans cette étude par gravimétrie et celle obtenue théoriquement par la loi de Faraday sont pratiquement identiques. Sanz [63] a utilisé la gravimétrie pour mesurer les pertes de masse d'un tube cylindrique de 20 mm de diamètre corrodé à différentes densités de courant 25, 100 et $400\ \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Les valeurs obtenues ont été comparées à celles calculées par la loi de Faraday. La perte de masse déterminée par gravimétrie est plus élevée que celle de Faraday. Ceci pourrait être dû à l'acidification du milieu et à la perte de parties d'acier qui ne sont pas réellement corrodées. La technique de calcul de perte de section par Faraday permet de suivre la corrosion au fil du temps sans avoir recours aux analyses destructives ce qui est un avantage non négligeable. Néanmoins, le courant peut être utilisé pour l'oxydation d'autres espèces ou bien le circuit peut être sujet à une perte électrique. En gravimétrie, plus le diamètre de l'armature est important et plus celle-ci est crantée, moins la mesure de perte de masse est précise.

I.1.3.3 Influence de la densité de courant sur le processus de corrosion

Parmi les méthodes présentées, celle au brouillard salin est la plus proche des conditions de corrosion naturelle mais au regard des contraintes temporelles, c'est la corrosion par courant imposé qui a été choisie dans le cadre des travaux de thèse.

L'objet de cette partie est de mettre en évidence l'influence de la densité de courant sur la corrosion de l'armature et la fissuration du béton induite.

La distribution des PdC autour de l'acier a une influence significative sur le comportement mécanique des éléments en béton armé corrodé. En effet, les couches de PdC formées renforcent l'interface acier/béton dans une première phase. Les méthodes d'accélération de la corrosion tendent à favoriser l'accumulation des PdC entre l'acier sain et le béton. La formation est beaucoup plus rapide que les processus de dissolution/précipitation nécessaires au transfert des PdC dans le béton autour des armatures [12]. Pour des valeurs élevées de densités de courant, les PdC n'ont plus le temps de diffuser dans les pores saturés d'eau et d'air. Par ailleurs, il faut faire attention à l'électrolyse de l'eau et à l'échauffement des matériaux.

Les densités de courant les plus citées dans la littérature varient entre 10 et 52 639 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (Tableau I-1). Dans l'étude de Moreno [64] une densité de courant de l'ordre de 10 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ a été utilisée alors que pour les essais de Lee [65] une densité de courant de l'ordre de 52 639 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ a été utilisée. L'utilisation de densités de courant en laboratoire inférieures à 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ est plus proche de la corrosion naturelle [33], [46]. Les méthodes accélérées induisent des différences dans les résultats comparativement à la corrosion naturelle. Formés très rapidement les PdC issus des essais accélérés présenteront des propriétés mécaniques différentes de produits plus « matures », formés plus lentement [66].

Plus la période de corrosion est longue (33 jours) et la densité de courant est faible (100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$), plus les PdC ont le temps de diffuser dans les pores du béton. Cela se rapproche le plus du processus réel de corrosion [46]. Plus la densité de courant est importante, plus le moment de l'apparition de la fissuration (T_{cr}) est précoce. Par exemple, pour une densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, $T_{cr} = 6,125$ jours et pour une densité de courant de 150 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, $T_{cr} = 3,625$ jours [67]. Conformément au processus décrit précédemment, Lu explique que pour les densités de courant les plus fortes, les PdC sont formés plus rapidement et leurs quantités sont plus importantes à cause de leur faible diffusion dans le béton (Figure I-11). Les déformations mesurées pour les échantillons corrodés à 350 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ et 500 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ sont plus importantes que celles mesurées pour 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. La densité de courant n'a aucune influence sur la trajectoire des fissures à l'état final mais influe sur l'ouverture des fissures.

Tableau I-1. Les différents enrobages, diamètres, rapports e/c, finalités d'études (Corrosion accélérée= Corrac, Pull-Out = PO) et densités des courants de quelques études de la littérature

Densité de courant ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$ d'acier)	Enrobage (mm)	Diamètre des armatures (mm)	Durées des essais de corrosion accélérée (jours)	Rapport e/c	Finalité de l'étude	Auteur [Ref]
10	-	16 et 20	-	-	Corrac	Moreno [64]
10/100	20 mm d'un côté et 30 mm de l'autre côté	16			Corrac	Andrade [68]
100	24	16	150		Corrac/PO	Rodriguez [69]
100	16	8	0-10-15-20 0-13 0-3-4		Corrac	Caré [8]
25 100 400	20 d'un côté et 50 de l'autre côté	20 (cylindre creux)	14,5 3,8 2,6		Corrac /PO	Sanz [63]
100 200 350 500	25	10 (haut) / 6 (milieu)	34 32 16 13	0,58	Corrac	EI Maaddawy [46]
500	24	12bas/8 haut			Corrac	Millard [60]
500	75 (y inclus la moitié du diamètre de l'acier)	4 Ø12	2 3 21		PO	Caré [70]
2 000	70	10			PO	Al Sulaimani [62]
	68	14				
	65	20				
	35	12				
10 400	63,5 (haut) 178 (bas)	12		0,45	PO	Almusallam [71]
17 792	69	12	1-7-15	0,65- 0,55-0,45	Corrac/PO	Abossra [61]
52 639	-	10	-	0,41	PO	Lee [65]

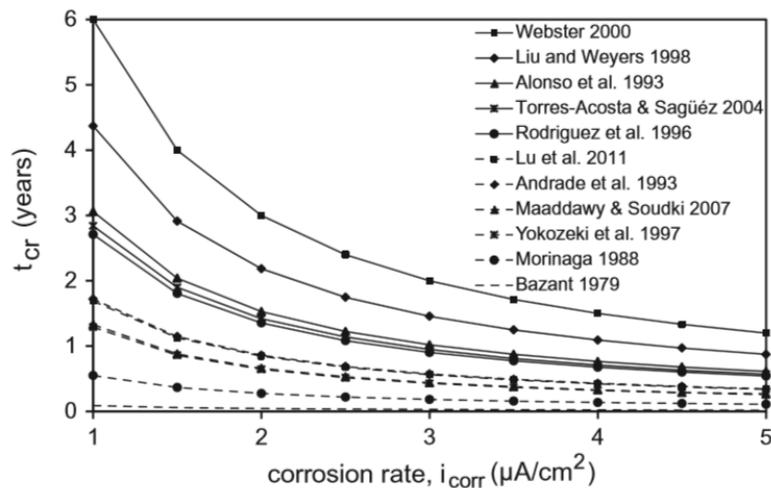


Figure I-11. Effet du degré de corrosion (défini par la densité de courant de corrosion) sur le temps de fissuration [72]

Le courant électrique a une influence directe sur la composition chimique de la solution présente dans les pores situés autour des armatures. Ceci mène à une réorganisation significative de la microstructure des hydrates à l'interface acier/béton et surtout à la formation de PdC possédant des propriétés différentes de celles mesurées sur des PdC naturels [5]. Cependant, Caré montre que pour une densité de courant de $100 \mu A/cm^2$, les PdC sont les mêmes que ceux formés naturellement [8]. Aveldaño [73] a comparé l'évolution du potentiel de corrosion ainsi que l'ouverture de fissure sur des corps d'épreuves corrodés à une densité de courant de $10 \mu A/cm^2$ et de $100 \mu A/cm^2$ par rapport à un corps d'épreuve corrodé naturellement. La Figure I-12 montre que le comportement des corps d'épreuves corrodés à $10 \mu A/cm^2$ (potentiel libre et ouvertures de fissures) est beaucoup plus proche du comportement des corps d'épreuves corrodés naturellement que de celui des corps d'épreuves corrodés à $100 \mu A/cm^2$.

Les valeurs de la densité de courant de corrosion instantanée J_{corr} calculées à partir de mesures en laboratoire, sont plus importantes que celles mesurées sur des ouvrages (entre $0,5$ et $1 \mu A/cm^2$ pour des ouvrages carbonatés et entre 5 et $10 \mu A/cm^2$ pour des ouvrages attaqués par des ions chlorure) [21]. Sanz [63] a indiqué que la densité de courant utilisée lors de ses essais ($400 \mu A/cm^2$) est très élevée par rapport aux valeurs observées sur des structures réelles.

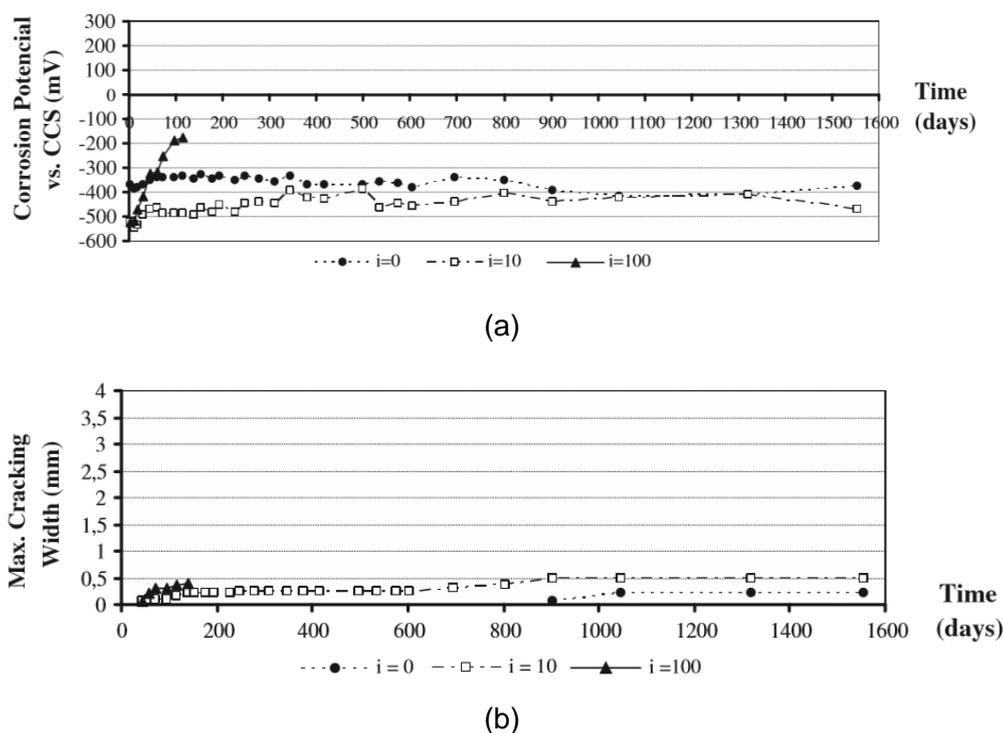


Figure I-12. a/ Evolution du potentiel de corrosion de corps d'épreuves corrodés de façon accélérée et naturelle en fonction du temps dans un milieu chloruré (i : $\mu\text{A}/\text{cm}^2$), b/ Evolution de l'ouverture maximale de fissures de corps d'épreuves corrodés de façon accélérée et naturelle en fonction du temps dans un milieu chloruré (i : $\mu\text{A}/\text{cm}^2$) [73]

Les travaux de Caré [70] montrent que l'utilisation d'une densité de courant de $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ reflète une cinétique de corrosion 5 fois plus élevée que celle générée par une densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$.

Sanz [12] a utilisé un béton avec des granulats de 8 mm de diamètre maximum, un rapport e/c égal à 0,5, un enrobage de 20 mm et 3 % de CaCl_2 mis lors du gâchage. Les prismes ont été corrodés à différentes densités 25, 100, $400 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ pendant différentes durées afin d'atteindre des valeurs de perte de section d'acier respectivement égale à 0,013, 0,025 et 0,028 mm. L'orientation des fissures a été étudiée sur des tranches non adjacentes d'un même prisme. Il a été constaté que la densité de courant appliquée n'a pas d'influence sur le nombre de fissure observées. La position angulaire des fissures varie d'un écart type maximum de 12° pour des prismes corrodés à la même densité. Plus la densité de courant est importante plus l'apparition de la première fissure est précoce et plus les ouvertures de fissures sont importantes. Ces résultats sont en accords avec ceux de El Maaddawy [46].

La densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ est souvent choisie car elle semble être un compromis acceptable entre la durée de l'essai de corrosion et la proximité des résultats ainsi obtenus avec les mécanismes observés naturellement. Cette densité a par exemple été choisie par Caré dans [70]. Des auteurs ont affirmé qu'en limitant la densité de courant à une valeur inférieure ou égale à $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, les essais semblent donner des résultats plus pertinents que pour les densités de courant plus importantes [46, 69, 70].

Il convient cependant de signaler que différentes densités de courant ont été utilisées selon l'objectif des recherches menées. Les chercheurs comme Abosrra [61], Al-Sulaimani [62], Almusallam [74], Fang [75] et Yoon [76], ont imposé des densités de courant très élevées pour produire des pertes de masse de fer élevés qui peuvent atteindre 10% afin d'assurer

une dégradation importante de l'interface acier/béton dont les effets sont sensibles lors d'un essai d'arrachement (Tableau I-1).

I.1.4 Nature chimique, propriétés physiques et propriétés mécaniques des PdC

I.1.4.1 Nature chimique des PdC

Lors de la transition de la corrosion passive à la corrosion active, le fer se dissout, entraînant, en milieu anoxique, la formation de la rouille verte. En milieu aéré, la lépidocrocite (8) se forme et se transforme ensuite. En présence de carbonates, de l'hydroxyde ferreux peut se former et va immédiatement se transformer en sidérite qui peut évoluer en fonction des conditions aux limites vers des composés mixtes Fe(II)/Fe(III) ou seulement Fe(III).

Selon Al Hajjar [21], une oxydation lente conduit aux PdC hydratés : γ -FeOOH (lépidocrocite) qui représente la rouille fraîchement formée, α -FeOOH (goethite) qui représente la rouille vieillie et du Fe_3O_4 (magnétite) [5] (9). Les produits formés dépendent des conditions du pH, du taux d'oxygène dans l'eau et des ions présents en solution.



I.1.4.2 Propriétés physiques des PdC

Au cours du processus de corrosion, les PdC créés occupent un volume de 2 à 6,5 fois plus important que le volume de fer métal perdu [77], [72], [78] (Figure I-13).

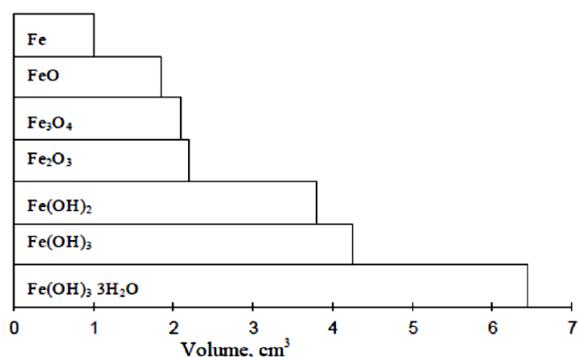


Figure I-13. Volume relatif des PdC par rapport au volume fer métal [14]

Le rapport volumique entre le volume spécifique d'un PdC et le volume spécifique du fer est généralement appelé coefficient d'expansion ou coefficient de gonflement.

Le Tableau I-2 récapitule les propriétés physiques des différents PdC issus de corrosion naturelle.

Tableau I-2. Propriétés physiques des différents PdC issus de corrosion naturelle [72]

Produit	Composition	Densité (g /cm ³)	Rapport de masse molaire des PdC par rapport à la masse molaire du fer	Coefficient de gonflement (rapport de volume)
Fer	Fe	7,87	1	1
Oxide de Fer	FeO	5,74	1,0778	1,70
Hématite	$\frac{1}{2}$ Fe ₂ O ₃	5,17	0,350	2,00
Magnétite	$\frac{1}{3}$ Fe ₃ O ₄	5,24	0,241	2,10
Geothite	α – FeOOH	4,26	0,629	2,91
Akaganeite	β – FeOOH	3,56	0,629	3,48
Lepidocrocite	γ – FeOOH	4,09	0,629	3,03
Hydroxide ferreux	Fe(OH) ₂	3,40	0,622	3,60
Hydroxide ferrique	Fe(OH) ₃	3,90	0,523	4,00
Oxyde ferrique hydraté	Fe(OH) ₃ , 3 H ₂ O		0,348	6,15

Le Tableau I-3 rassemble les coefficients de gonflement (rapport de volume) obtenus lors des essais de corrosion galvanostatique.

Tableau I-3. Coefficients de gonflement des PdC issus d'essais de corrosion accélérée dans la littérature

Densité de courant (μA /cm ²)	PdC	Coefficient de gonflement (rapport de volume)	Auteur [Ref]
10 et 100	-	2	Andrade [79], Molina [80]
-	-	2	Walton [81] Liu [30]
100	-	2,94	Vu [82]
250	Fe ₂ O ₃ et Fe ₃ O ₄	2	Michel [83]
500	Fe ₂ O ₃ et Fe ₃ O ₄	-	Millard [60]
	-	3,39	Bhargava [84]

Dans les travaux expérimentaux et numériques de Andrade [79] et Molina [80], un facteur d'expansion égale à 2 est attribué aux PdC générés à partir de corrosions accélérées à 10 μA/cm² et 100 μA/cm². Ceci valide le choix d'un facteur de gonflement de 2 par Walton [81] et Liu [30] dans leurs modélisations. Cependant, des valeurs plus importantes ont été obtenues dans les travaux de Vu [82] où une valeur de 2,94 a été mentionnée pour une corrosion accélérée à 100 μA/cm². Bhargava [84] s'est basé sur les travaux expérimentaux de Liu [30] et a trouvé une valeur de 3,39. Michel [83] détermine un facteur de gonflement égal à 2 pour des PdC issus d'un essai de corrosion accélérée ayant une densité de 250 μA/cm². Les PdC déterminés par spectroscopie Raman sont Fe₂O₃ et Fe₃O₄. Les mêmes PdC ont été déterminés par Millard [60] pour une densité de courant de 500 μA/cm².

Un rapport d'épaisseur de PdC sur la perte de section d'acier a été calculé par Caré [85]. Des valeurs du coefficient de gonflement entre 1,5 et 11,5 ont été identifiées lors des essais de corrosion accélérée menés à une densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

I.1.4.3 Propriétés mécaniques des PdC – Module d'Young

Des études ont été réalisées afin d'identifier les propriétés mécaniques des PdC formés lors d'essais de corrosion accélérée par courant imposé. Ces produits sont très différents physiquement et chimiquement de ceux formés (et maturés) naturellement. La difficulté majeure est la dispersion des propriétés mécaniques des différents PdC et la capacité d'estimer leurs propriétés mécaniques (Tableau I-4). Expérimentalement, les propriétés mécaniques des PdC sont obtenues par la technique de micro-indentation (mesure des propriétés mécaniques des PdC) combinée aux observations au microscope électronique à balayage (observation de la couche des PdC) et à la micro-spectrométrie Raman (identification de la nature des PdC).

Tableau I-4. Propriétés mécaniques de PdC issus de corrosion galvanostatique

Module d'Young E (GPa)	Techniques utilisées	Densité de courant ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Auteur [Ref]
0,06 et 0,04	corrélation d'image (Corelli ^{LMT}) + modèle CORDOBA	100	Nguyen [86], L'Hostis [87]
0,1		-	Suda [88]
0,13	Observations expérimentales d'épaisseur de PdC + calculs analytiques.	100	Caré [85]
Entre 0,1 et 0,3		-	Yoshioka [89]
2 et 20	Analyse d'image + simulations numérique	-	Pease [90]
49,5 à 67,5	Micro-indentation + tomographie	-	Šavija [91]

Yoshioka a trouvé que le module d'élasticité des couches de PdC prises dans leur ensemble est compris entre 0,1 GPa et 0,3 GPa [89]. Caré a rapporté un module élastique de 0,14 GPa obtenu à partir des observations expérimentales d'épaisseur de PdC issues de corrosion accélérée et de calculs analytiques [85].

Une autre étude récente par micro-indentation couplée à de la tomographie donne un module élastique confiné allant de 49,5 à 67,5 GPa [91]. Les PdC de cette étude sont issus d'essais de corrosion potentiostatique (imposition d'une tension variable entre 30 et 5 V). L'étude montre aussi que le module élastique des PdC est plus important lorsqu'ils subissent un confinement (Figure I-14).

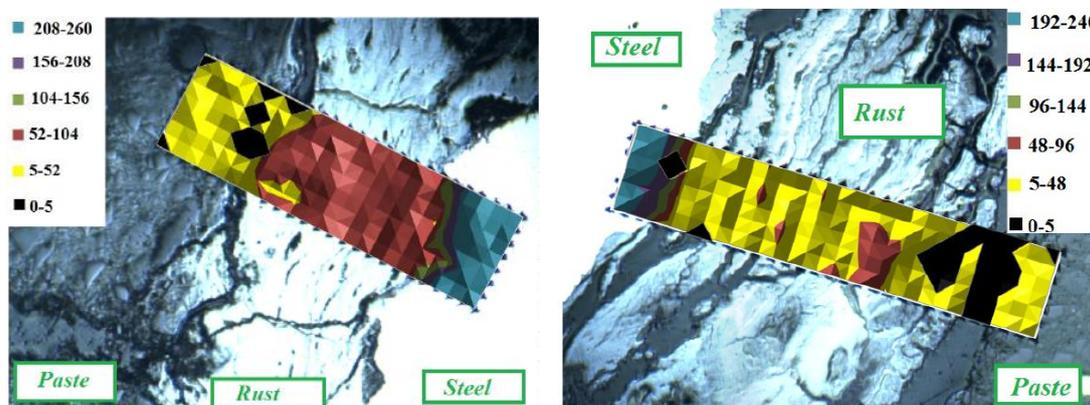


Figure I-14. Analyse du module de Young (GPa) des PdC par micro-indentation couplée à la tomographie aux rayons X [91]

Dans le cadre de la modélisation numérique du comportement du béton armé corrodé, Molina [80] suppose en absence de données expérimentales que les propriétés mécaniques des PdC sont proches de celles de l'eau.

Nguyen [86] et Caré [85] ont analysé certains effets des couches de PdC. Des éprouvettes cylindriques en mortier armé ont été corrodées de manière accélérée par courant imposé d'une densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. L'épaisseur de la couche de corrosion a été relevée par mesure optique au cours de l'essai. Ainsi, une étude par corrélation d'image (Corelli ^{LMT}) du gonflement des PdC a permis la mesure des déplacements et des déformations du mortier au cours de l'essai. Le modèle CORDOBA a été utilisé pour modéliser l'essai [86], [87]. Le module élastique des PdC, estimé par ces travaux, est alors compris entre 0,04 et 0,06 GPa.

Suda [88] a proposé une valeur du module d'élasticité des PdC supérieure ou égale à 0,1 GPa. Les propriétés mécaniques des PdC ont aussi été déterminées numériquement par analyse inverse. Pease [90] a rapporté un module élastique entre 2 et 20 GPa qui a été évalué à partir de la déformation de l'acier et du mortier par analyse d'image et des simulations numériques.

Il s'avère que les valeurs des modules d'élasticité des PdC sont très différentes d'une étude à l'autre car elles dépendent de la méthode utilisée expérimentalement, de l'état de confinement des PdC, de leur maturité et des hypothèses prises en compte lors des calculs.

I.1.5 Conséquences mécaniques de la corrosion sur le béton armé

La corrosion des armatures dans le béton entraînent une perte de la section d'acier, une dégradation de l'interface entre l'acier et le béton et une fissuration du béton d'enrobage (Figure I-15). La progression de la corrosion entraîne la réduction de la capacité de l'armature puisque sa section se réduit soit localement ou uniformément selon le type de corrosion. Dans le cas où la corrosion est localisée, les attaques sont concentrées et la section de l'acier est plus affectée à certains endroits suivant la concentration en ions

chlorure [92]. Dès lors que le processus de corrosion est dans la phase de propagation, les PdC présents à l'interface acier/béton prennent plus de volume. Ceci se traduit par l'apparition de contraintes de traction dans le béton. Lorsque la limite de traction du béton est dépassée, des fissures se propagent depuis l'interface acier/béton vers le parement [79], [93] (Figure I-16). La fissuration du béton d'enrobage favorise alors la pénétration d'oxygène, d'ions chlorure et de CO_2 à travers le béton [94].

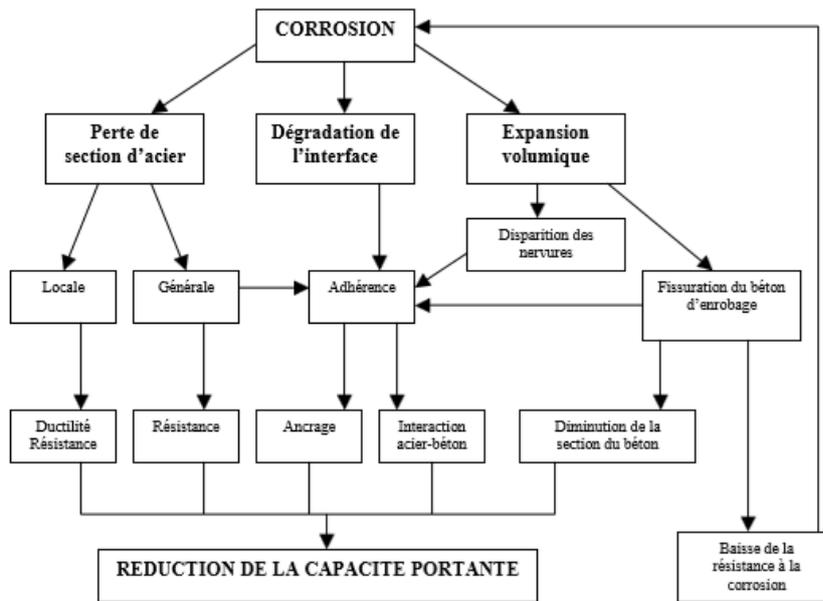


Figure I-15. Effets de la corrosion sur le comportement mécanique de structures en béton armé corrodées [95]

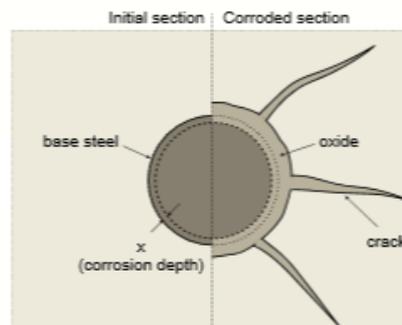


Figure I-16. Effets de la corrosion sur le béton armé [80]

Lors de simulations numériques, Du [96] a proposé une description du processus de fissuration qui comporte quatre phases :

- a/ La phase de fissuration interne
- b/ La phase de fissuration externe
- c/ La phase de propagation de la fissuration

d/ La phase de fissuration ultime

Le phénomène de pénétration d'une partie des PdC dans les fissures n'a pas été pris en compte car difficilement modélisable. Ce phénomène provoque des pressions qui s'appliquent sur les parois des fissures. Ce qui a pour effet d'accélérer le processus de fissuration du béton. En conséquence, les phénomènes de délamination du béton d'enrobage apparaissent comme une conséquence de cette pénétration des PdC dans les fissures et sont reconnus comme étant les causes essentielles de la diminution de la capacité portante de la structure.

I.1.5.1 Fissures externes

Andrade [79] a étudié l'évolution de l'ouverture de fissure en fonction de la perte d'épaisseur d'acier par année sur des prismes en béton armé de dimension (150 x 150 x 380 mm³) (3 % CaCl₂ au gâchage) avec des enrobages de 30 mm et 20 mm et des armatures de diamètre 16 mm centrées ou placées au coin. Les ouvertures de fissures ont été mesurées sur la surface du plus faible enrobage. D'après la Figure I-17, plus la perte d'épaisseur d'acier par année est importante plus l'ouverture de fissure est importante.

Lors d'essais de corrosion accélérée menés à une densité de courant de 100 µA/cm² durant 34 jours, des ouvertures de fissures comprises entre 0,3 et 0,4 mm ont été observées (voir prismes I, II et III de la Figure I-17) pour une perte d'épaisseur d'acier par année de 100 µm/année.

Lors d'essais de corrosion accélérée menés à une densité de courant de 10 µA/cm², les mêmes ouvertures de fissures ont été observées (voir prisme IV de la Figure I-17) mais pour une perte d'épaisseur d'acier par année de 50 µm/année.

Cet effet serait attribué d'une part à la cinétique de diffusion des PdC (plus la densité de courant est faible, plus les déformations engendrées sont importantes) et d'autre part au coefficient de gonflement des PdC qui devrait être différent selon la densité de courant appliquée [79].

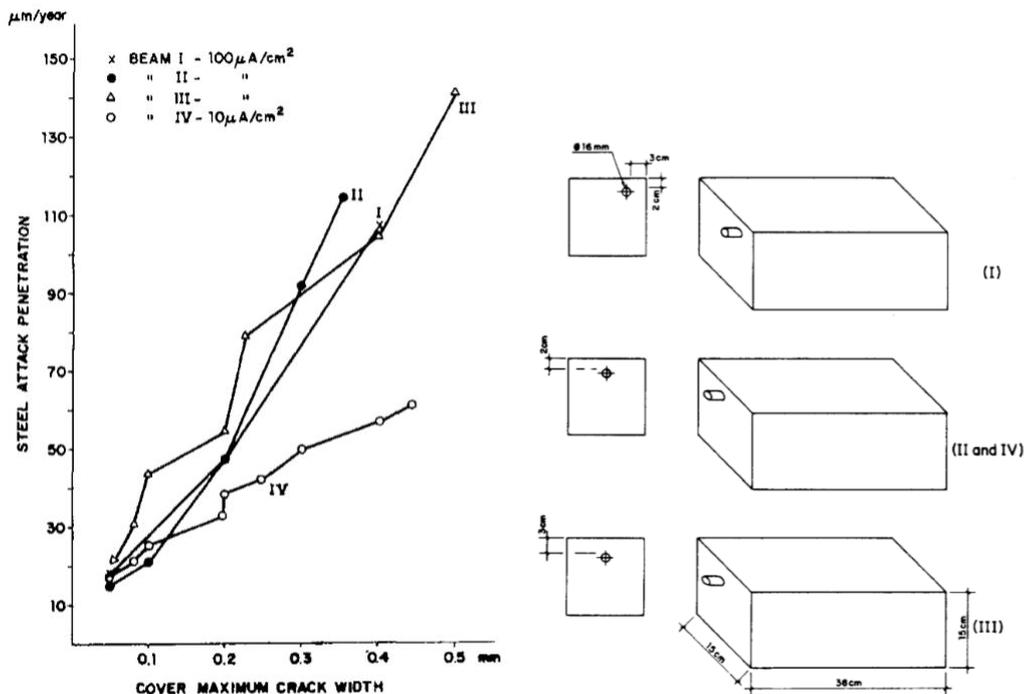


Figure I-17. Perte d'épaisseur d'acier par année en fonction des ouvertures de fissures maximales mesurées en surface [79]

La localisation de la fissure dépend de l'enrobage le plus faible quelque soit le positionnement de l'armature (en coin (prisme I) ou centré (prismes II, IV et III)). Dans le cas d'une armature en coin, une deuxième fissure apparait sur le deuxième plus faible enrobage ($c = 30$ mm).

Alonso [33] s'est basé sur la même géométrie de prisme et a testé deux densités de courant 10 et $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ sur certains prismes en béton armé avec un enrobage variable (70 mm et 20 mm), une armature de diamètre 16 mm et des granulats de dimension maximale 12 mm [33]. Les ouvertures de fissures ont été mesurées à l'aide d'un fissuromètre de précision 0,01 mm (Figure I-18).

La pente de la courbe de l'ouverture de fissures en fonction de la perte de section d'acier dépend de l'enrobage et de la densité de courant appliquée :

- Pour des densités de courant de 10 et $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (enrobage de 70 mm), la pente est 3 fois plus importante pour la densité la plus faible (Figure I-18). D'un point de vue mécanique, plus le chargement est lent plus les déformations sont importantes.
- Pour les mêmes densités de courant (10 et $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$) mais avec un enrobage de 20 mm, la pente est 6 fois plus importante pour la densité la plus faible.

Par conséquent, selon Alonso, plus la densité de courant est faible, plus l'ouverture de fissures atteint des valeurs importantes pour des pertes de sections d'acier faibles et plus l'enrobage est faible, plus l'ouverture de fissure résultante est importante.

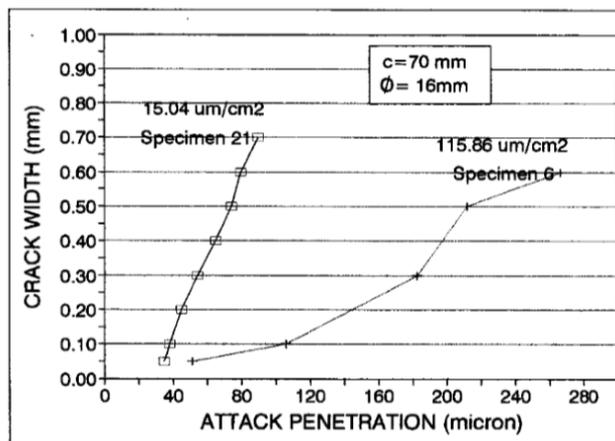


Figure I-18. Evolution de l'ouverture de fissure en fonction de la perte de section d'acier pour deux densités de courant ($10 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (specimen 21) et $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (specimen 6)) [33]

Qiao [97] a réalisé des essais de corrosion accélérée avec une densité de courant de $900 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une durée de 86 heures. Ces essais ont été réalisés sur des corps d'épreuve en béton armé de dimension $(200 \times 500 \times 200 \text{ mm}^3)$ avec des enrobages de 10 et 30 mm et un béton présentant les caractéristiques mécaniques suivantes (module élastique $E = 30,75 \text{ GPa}$, résistance en compression $R_c = 38,75 \text{ MPa}$, résistance en traction $R_t = 2,94 \text{ MPa}$). La Figure I-19 présente deux résultats :

- Pour un enrobage de 30 mm, une seule fissure longitudinale avec une ouverture de fissure maximale égale à 0,25 mm a été mesurée (Figure I-19-a).
- Pour un enrobage de 10 mm, plusieurs fissures colmatées avec des PdC (marquées en bleu sur la Figure I-19-b) ont été détectées. L'ouverture maximale de la fissure longitudinale est de 0,4 mm.

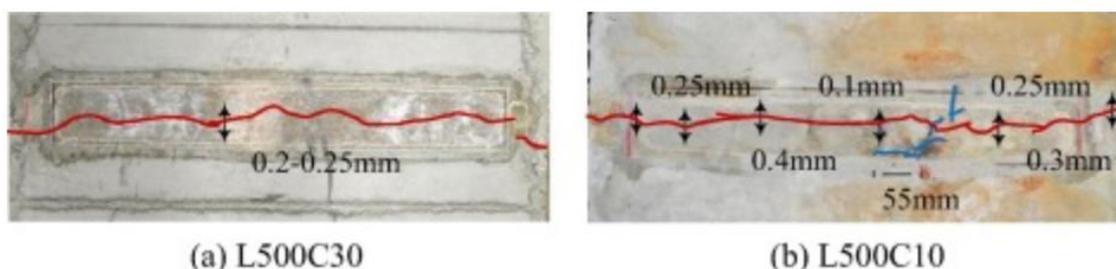


Figure I-19. Fissuration externe des corps d'épreuves étudiés par Qiao [97]

La localisation et l'ouverture des fissures externes dépendent de l'enrobage, de la durée et de la densité de la corrosion accélérée et des caractéristiques mécaniques du béton.

I.1.5.2 Fissures internes

La formation des fissures ne dépend pas seulement de la nature et de la quantité des PdC formés à l'interface acier/béton mais également des propriétés mécaniques du béton (résistance en traction, module d'Young, comportement après fissuration, ...).

Dans le cas d'un matériau poreux ou présentant une décohésion acier/béton, des degrés de liberté existeront et retarderont ainsi le développement des contraintes appliquées sur le béton par les PdC.

Dans des bétons compacts, les PdC ne diffusent que partiellement dans la matrice cimentaire et donc la majeure partie du fer oxydé participera à la croissance de la couche de PdC. Jamali [72] a montré que les fissures apparaissent plus vite sur un béton compact. Ce paramètre n'a pas été spécifiquement pris en compte lors d'études empiriques alors qu'il l'est pour les modèles analytiques et numériques. À partir de ces modèles, le constat réalisé est que plus le module d'élasticité est faible, plus le matériau est souple, plus il va être « tolérant » vis-à-vis d'une déformation locale. Plus le module sera élevé, plus la rupture serait retardée et le comportement serait fragile et non ductile [72].

Tsutsumi [98] propose, dans le cas d'une seule armature de diamètre D et d'un enrobage C , un coefficient $k = \frac{2C+D}{D}$ qui prédit le faciès de fissuration tel que :

- Si $k < 3$, deux fissures inclinées apparaissent (Figure I-20-a)
- Si $k \geq 3$, deux fissures horizontales et une fissure verticale apparaissent (Figure I-20-b)

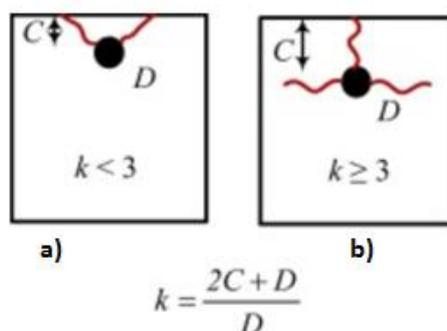


Figure I-20. Critère de prédiction du faciès de fissuration dans l'étude de Tsutsumi [98]

Le mode de rupture (délamination ou éclatement) dépend principalement de l'enrobage C et de l'espacement S entre les armatures (Figure I-21).

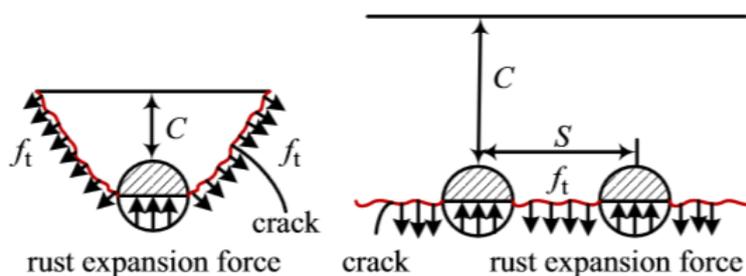


Figure I-21. Mode de rupture du béton d'enrobage selon Bazant [3]

Zhou montre que le mode de rupture passe de l'éclatement à la délamination lorsque $S \geq 3,8C + 2,4d$ (S étant l'espacement entre 2 armatures, C l'enrobage du béton et d le diamètre de l'acier) [99].

Jamali [72] indique que lorsque l'enrobage est plus petit que l'espacement entre les armatures, dans le cas d'une corrosion, des fissures planes inclinées d'un angle de 45° par rapport à l'horizontale apparaissent ce qui engendre un éclatement du béton à la surface. A l'inverse, si l'enrobage est plus grand que l'espacement entre les armatures, une coalescence des microfissures survient, ce qui conduit à une délamination du béton d'enrobage (Figure I-22).

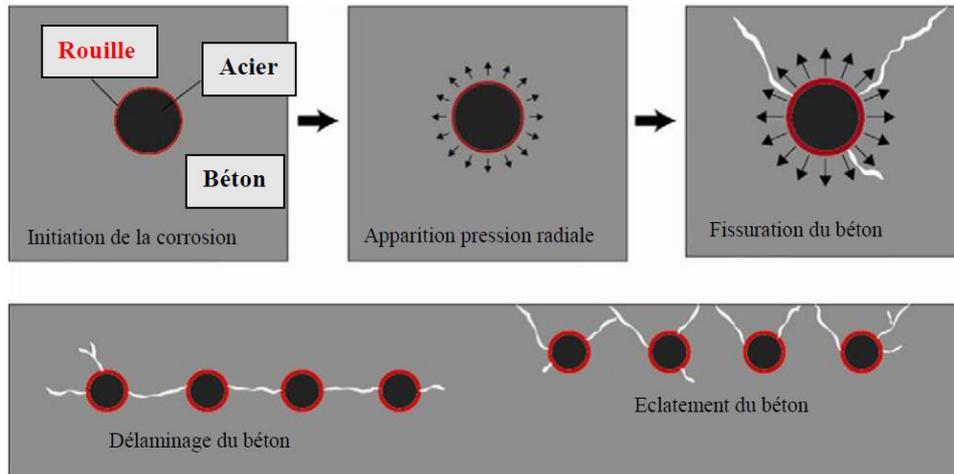


Figure I-22. Mécanisme de fissuration du béton d'enrobage [72]

Borosnyoi [100] a révélé les ouvertures de fissures grâce à une injection de résine. La répartition des ouvertures de fissures autour de l'armature a été étudiée. Les ouvertures de fissures mesurées autour de l'armature (de l'ordre de 0,02 mm), sont de plus en plus importantes au fur et à mesure qu'elles sont observées à proximité de la surface extérieure du béton (0,26 mm à la surface) (Figure I-23).

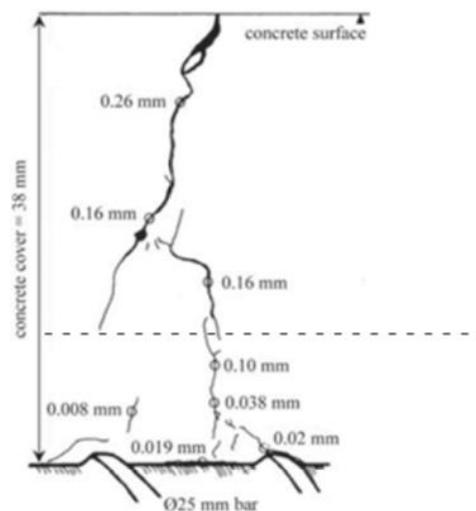


Figure I-23. Relevé de l'ouverture des fissures dans l'enrobage d'après [100]

Caré a réalisé des essais de corrosion accélérée à $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ pendant 25 jours sur des prismes en mortier. Le faciès de fissuration change selon l'emplacement de l'armature [101]. Sur la Figure I-24-a, pour une armature centrée, le faciès de fissuration est constitué de deux fissures obliques (OC), d'une fissure verticale (VC) et d'une fissure interne (IC). Pour une armature située en coin, le faciès de fissuration est constitué d'une fissure latérale (LC), d'une fissure verticale (VC) et d'une fissure interne (IC).

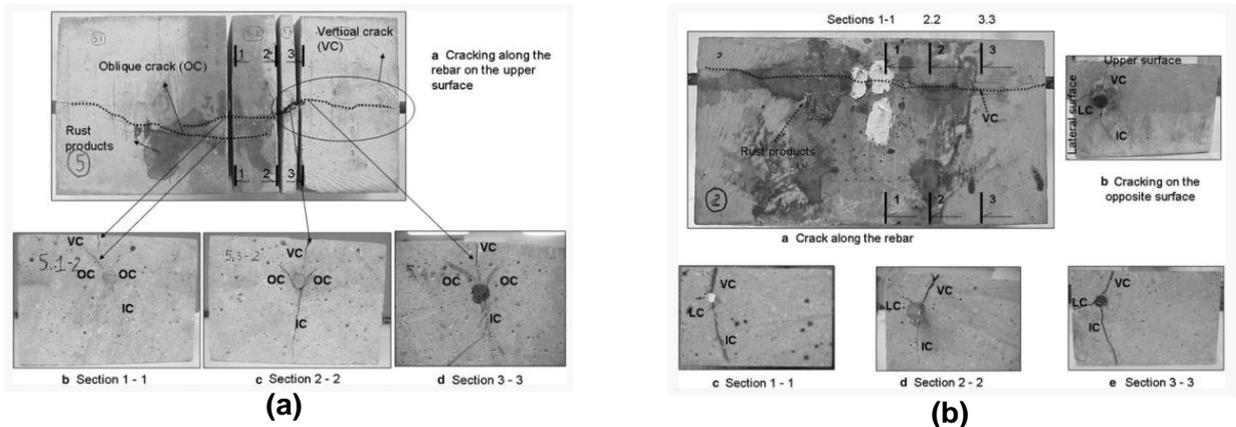


Figure I-24. Faciès de fissuration; a/ armature centrée, b/ armature en coin d'après Caré [101]

Pour des essais de corrosion accélérée, sur des éprouvettes cylindriques en béton munies d'une armature de 16 mm de diamètre et soumises à une densité de courant de corrosion de $300 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (la contre électrode est placée tout autour du cylindre), Zhao signale que l'épaisseur de la couche de PdC et la longueur des fissures semblent être linéairement proportionnelles [31] (Figure I-25). De plus, Zhao [102] a trouvé que les fissures sont localisées aux endroits où l'épaisseur de la couche de PdC est la plus importante.

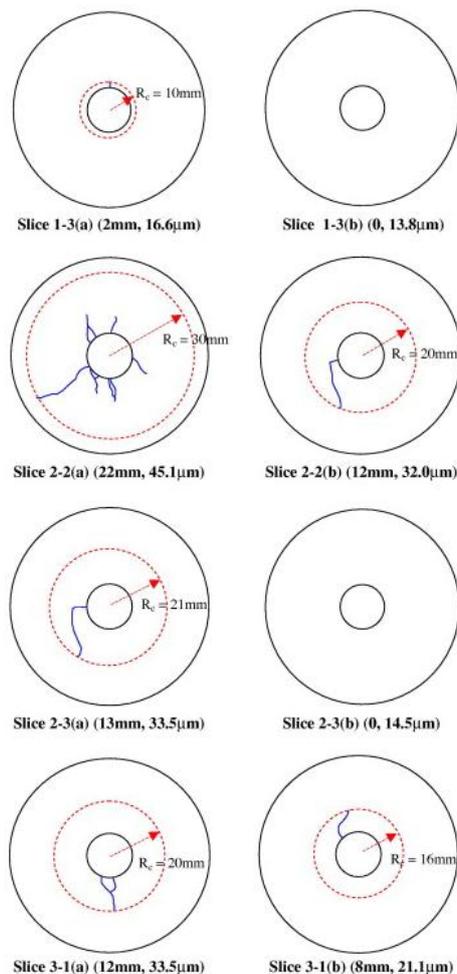


Figure I-25. Evolution du faciès de fissuration en fonction de l'épaisseur des couches de PdC pour une corrosion uniforme (la longueur de la fissure la plus longue et l'épaisseur de la couche de PdC sont précisées sous chaque section) [31]

Lors d'essais expérimentaux montrant l'influence des paramètres géométriques et matériaux, certains auteurs ont travaillé avec des mortiers [60], [8, 70] et [63]. D'autres se sont intéressés au béton tels que El Maaddawy [46], Abosrra [61], Al Sulaimani [62], Rodriguez [69] et Almusallam [74]. Les résultats obtenus sur l'orientation des fissures sur les corps d'épreuve en mortier armé [60], [85], [103] sont différents entre eux et différents de ceux des corps d'épreuve en béton armé [12]. Cette hétérogénéité de résultats est attribuée à plusieurs paramètres géométriques, mécaniques et électrochimiques. En effet, l'échelle d'étude (celle des diamètres d'armature et des enveloppes en béton ou mortier), la taille des granulats, la formulation utilisée et la méthode de corrosion accélérée influent fortement sur le comportement des corps d'épreuves au cours du processus de corrosion.

I.2 Comportement mécanique de la liaison acier/béton

L'équilibre d'une structure en béton armé n'est possible qu'au travers le transfert d'effort entre le béton constitutif de l'ouvrage et ses armatures internes. Cependant, un des effets préjudiciables de la corrosion des armatures du béton armé est la modification du comportement de l'interface entre l'acier et le béton. Il est important de noter que la compréhension du comportement de la liaison acier/béton est un élément déterminant pour

la prédiction de l'état de fissuration du béton d'enrobage (ouverture des fissures et espacement entre celles-ci) dû au phénomène de corrosion sous chargement [62].

Etudier et analyser la dégradation d'une structure en béton armé soumise à la corrosion nécessite d'évaluer le comportement de la liaison entre l'acier et le béton à différents stades de la pathologie. Dans cette section, les aspects phénoménologiques du mécanisme d'adhésion entre acier et béton ainsi que les différents essais d'adhérence mis en œuvre en laboratoire sont exposés. Ces aspects phénoménologiques sont envisagés pour le cas d'une interface « saine » (sans corrosion) ou perturbée par des PdC. Les facteurs exerçant une influence notable sur l'évolution de la dégradation de la liaison acier/béton ainsi que ses différents modes de ruines sont précisés.

I.2.1 Caractérisation mécanique de la liaison acier/béton

I.2.1.1 Description de la liaison acier/béton

L'adhérence est définie par les forces de liaison qui s'opposent au glissement des armatures par rapport au béton qui les enrobe suite à une sollicitation provoquant un déplacement relatif de l'armature vis-à-vis du milieu cimentaire.

Cette adhérence est principalement due :

- A des forces d'origine chimique correspondant à un "collage". Ces forces sont de faible intensité. Au cours de cette phase, la cohésion est parfaitement assurée entre l'acier et le béton (adhérence chimique). A ce stade, la contrainte d'adhérence augmente progressivement alors qu'un très faible glissement est observé (assimilé à la déformation élastique du béton) (Figure I-26).

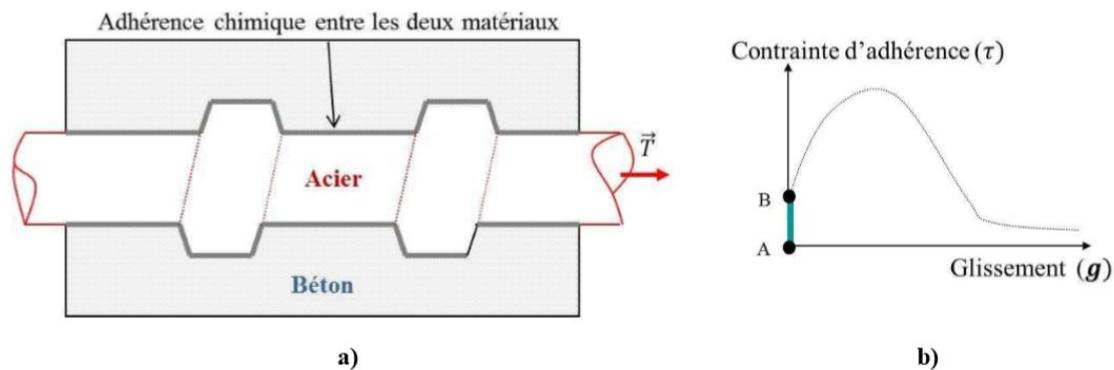


Figure I-26. a/ Adhérence parfaite de l'armature au milieu cimentaire, b/ Partie de la loi d'adhérence associée [A-B] [104]

- Dès lors que l'adhérence chimique est rompue, l'armature commence à se déplacer dans le béton.
- En présence de nervures, le béton se trouvant en face de celles-ci va se comprimer en s'opposant au déplacement de l'armature. Il s'ensuit une augmentation de la contrainte d'adhérence (entre les points B et C de la Figure I-27) qui s'accompagne d'un glissement croissant entre les deux matériaux. Des microfissures à 45° apparaissent dans le béton dans la direction des sollicitations en compression.

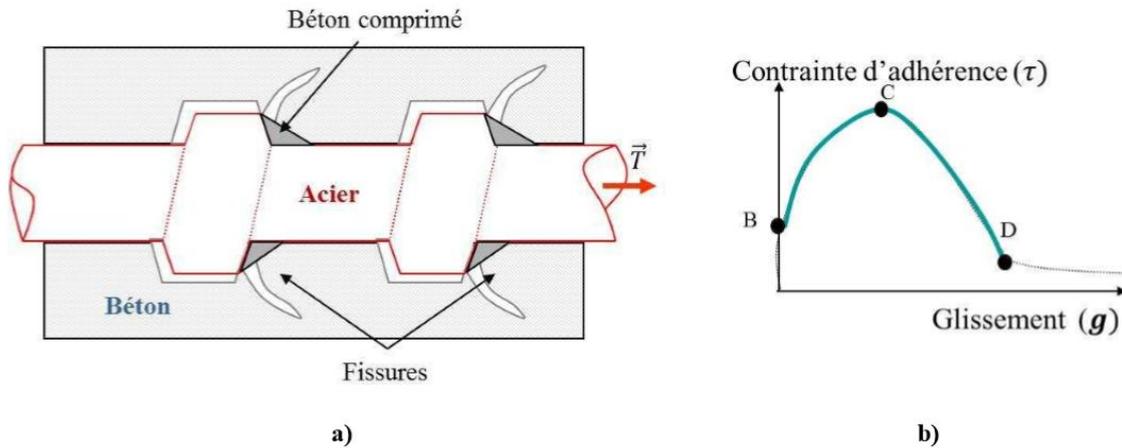


Figure I-27. Phase de fissuration progressive, a/ Mécanismes de dégradation, b/ Partie de la loi d'adhérence associée [B-C] [104]

- Si l'armature ne contient pas de nervures (armature de type « rond lisse »), les interactions mécaniques entre les deux matériaux sont assimilables à un phénomène de frottement (Figure I-28).

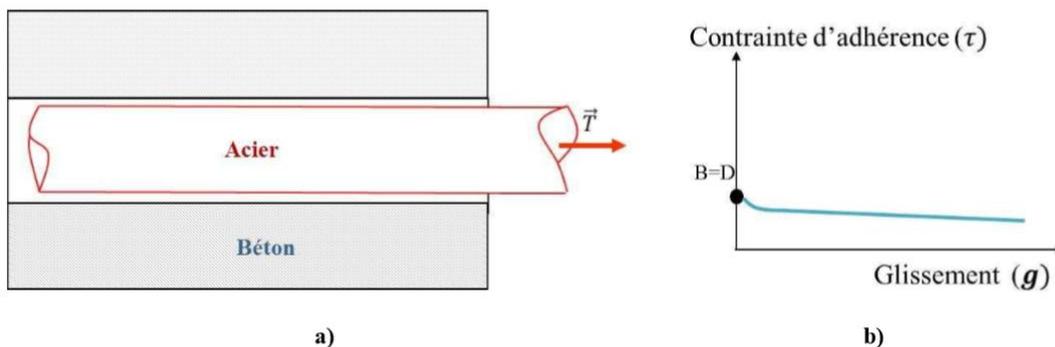


Figure I-28. Extraction d'une armature lisse a/ Glissement de l'armature, b/ Partie de la loi d'adhérence associée [104]

Lors de ses travaux sur l'adhérence à l'interface acier/béton, Rehm a déterminé quelques caractéristiques de la liaison acier/béton pour des armatures non corrodées [105] :

- Les armatures possédant des nervures avec un angle inférieur à 40° (par rapport à l'axe horizontal de l'armature) se comportent comme des armatures lisses.
- La résistance ultime de la liaison armature nervurées/béton est liée à la résistance en traction du béton.

Lutz [106] propose une décomposition de l'ensemble du processus de dégradation de la liaison, pour le cas d'une rupture par glissement à l'interface d'une armature HA selon trois étapes :

- une première étape appelée phase « d'adhérence chimique » ou « adhérence parfaite »
- une seconde étape appelée « première phase de dégradation »
- une dernière étape appelée « seconde phase de dégradation ».

Durant la première étape, les contraintes se répartissent entre l'acier et le béton. Le comportement de la liaison est relayé par la mise en place de bielles de compression dans le béton au droit des nervures. Ensuite, le béton est légèrement comprimé au niveau des nervures et de légères fissures apparaissent dont l'inclinaison dépend de la géométrie des nervures (voir Figure I-29-a). La fissuration a lieu au droit des nervures à l'opposé du béton comprimé et tout le long de l'armature entre deux nervures [107]. C'est la « phase d'adhérence parfaite » limitée par le point A de la courbe effort/glissement présentée sur la Figure I-29-b.

Cette phase se termine lorsque la résistance de l'adhérence entre l'acier et le béton est atteinte. Cette résistance est généralement très faible. A ce stade, l'adhérence n'est assurée que par la résistance en traction du béton [108].

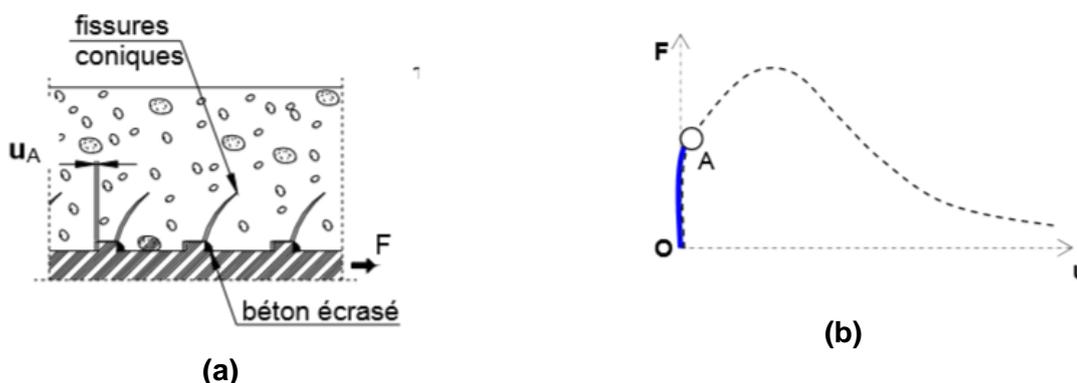


Figure I-29. Première phase du comportement de la liaison acier/béton selon [108] a) Ecrasement du béton fissuration et petit glissement (u_A) entre surfaces b) Courbe effort/glissement lors d'un essai d'arrachement

La seconde étape du processus de dégradation de l'interface se manifeste par l'écrasement du béton devant les nervures. Cet écrasement modifie l'angle de transmission des efforts entre l'acier et le béton. A cette étape, des efforts se transfèrent par l'intermédiaire de bielles de compression positionnées au droit des nervures. L'inclinaison de ces bielles est plus faible que celle des nervures de l'armature. L'inclinaison est de l'ordre de 30° par rapport à l'axe de l'armature. Ces bielles assurent la résistance de l'interface et entraînent un déplacement entre le béton et l'acier ce qui correspond au point B de la courbe effort/glissement présentée sur la Figure I-30-b. Les bielles sont délimitées par les fissures coniques qui se propagent dans le béton. Par effet Poisson, des contraintes orthoradiales se développent dans le béton, provoquant alors une fissuration longitudinale de l'éprouvette.

Quand l'effort augmente, les bielles de compression continuent de résister tout en s'endommageant progressivement. Leur résistance ultime permet à la liaison d'atteindre sa capacité maximale qui correspond au point C de la courbe présentée sur la Figure I-30-b.

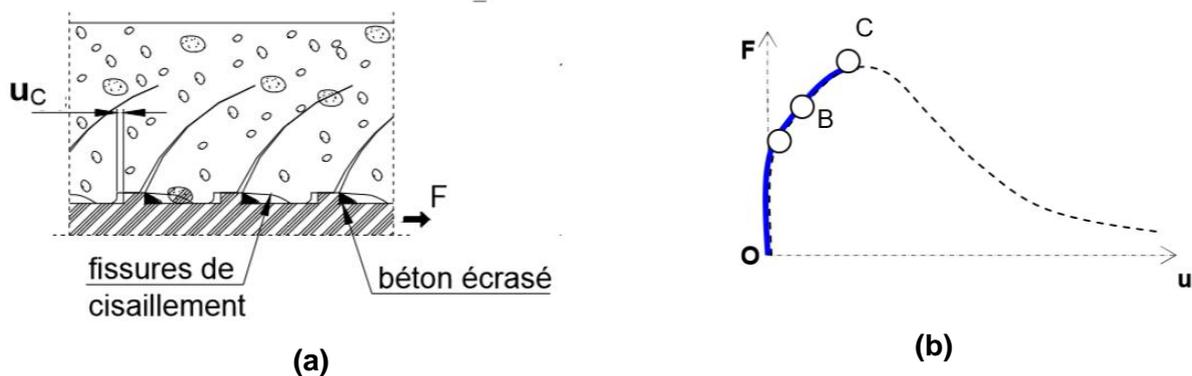


Figure I-30. Deuxième phase du comportement de la liaison acier/béton selon [108] a) Fissures de cisaillement, propagation des fissures radiales et augmentation du glissement d'interface b) Courbe effort/ glissement atteignant le pic

Lors de la troisième étape du processus de dégradation de la liaison, une macrofissure cylindrique se développe le long de l'armature au ras des nervures emportant des fragments de béton écrasé entre les nervures lorsque la résistance mécanique en cisaillement est atteinte.

La diminution de la surface de contact saine et l'accroissement de la charge ont pour effet de provoquer un développement accru de la fissuration jusqu'au pic de résistance de l'interface qui correspond au point C de la courbe présentée sur la Figure I-30-b. Les crans de béton (béton située entre deux fissures) sont alors entièrement cisailés et le frottement béton contre béton prédomine : il s'agit de la seconde phase de dégradation. Le glissement d'un cran dans la position du suivant est représenté par le trajet [D-E] sur la Figure I-31 [108].

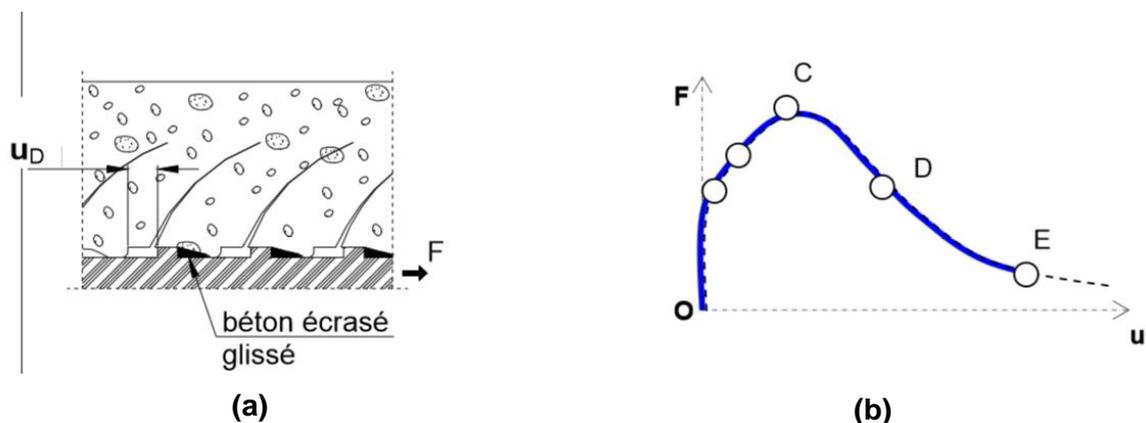


Figure I-31. Troisième phase du comportement de la liaison acier/béton selon [108] a) Propagation des fissures de cisaillement et mécanismes de friction béton-béton b) Courbe effort/glissement en phase post-pic (trajet [C-E])

D'autres types de ruine que le glissement à l'interface (précédemment décrit dans Lutz et Rehm) existent. Lors de l'essai, l'interface acier/béton est sollicitée en cisaillement (sauf en front de nervure comme précisé précédemment) et sa dégradation peut conduire à plusieurs types de rupture :

- la ruine par plastification de l'armature (Figure I-32-1)
- la ruine par propagation des fissures cylindriques dans le béton (Figure I-32-2)
- la ruine par extraction d'un cône de béton (Figure I-32-3)
- la ruine par propagation des fissures longitudinales (Figure I-32-4).

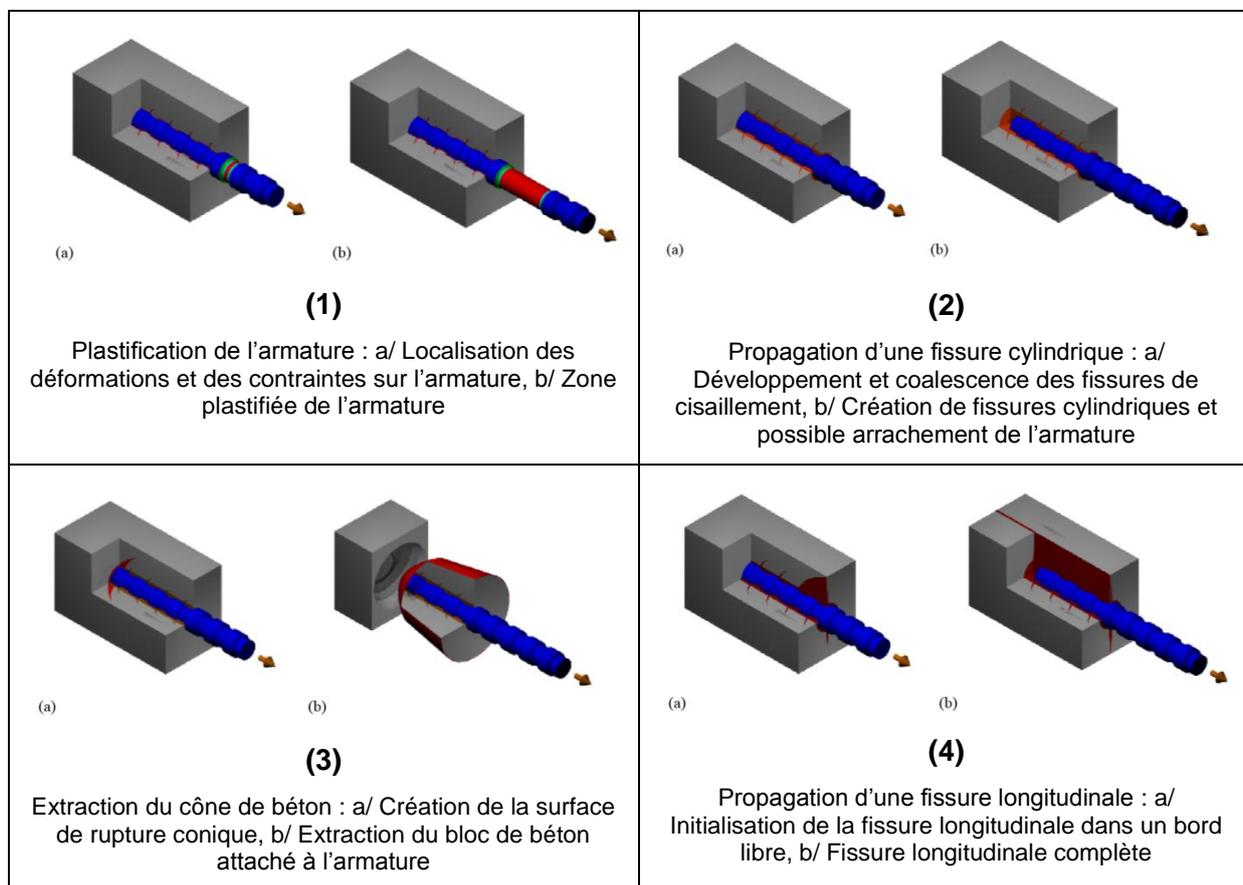


Figure I-32. Différents types de ruine due à un essai d'arrachement [108]

I.2.1.2 Différents essais de caractérisation de la liaison acier/béton

La littérature recense différents essais pour caractériser l'interface entre l'acier et le béton. Ils se différencient essentiellement par leurs conditions aux limites (Figure I-33). Ces essais se basent sur le même principe à savoir extraire une armature d'un bloc cylindrique ou prismatique de béton ou de mortier. Le type d'armature utilisé peut être rond lisse, rond à haute adhérence, plat lisse ou plat crantée [109].

Dans la suite, l'étude est limitée aux essais les plus courants : l'essai d'arrachement, l'essai par enfoncement, l'essai de double tirant et les essais sur des éléments de structure (essai de flexion).

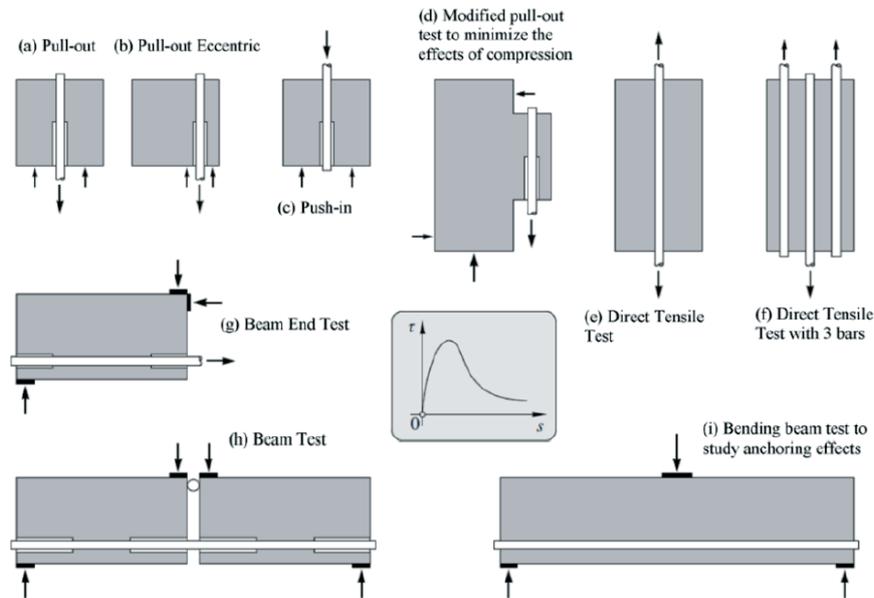


Figure I-33. Différents essais de caractérisation de l'interface acier/béton [110]

I.2.1.2.1 Essai d'arrachement (pull-out)

L'essai d'arrachement (pull-out dans la littérature anglophone) consiste à extraire une armature d'un bloc de béton ou de mortier en bloquant le bloc en opposition au sens d'extraction de l'armature. Dans ce paragraphe, le principe général de cet essai et les variations qui en ont été réalisées par différentes équipes de recherche sont exposés.

Il existe une recommandation de la Rilem [111] et une norme qui provient de l'annexe D de la norme NF EN 10080 à propos d'essais portant sur l'adhérence des armatures dans du béton [112]. Dans les deux cas, la description qui est faite de l'essai est très similaire. L'éprouvette utilisée lors de l'essai d'arrachement est normalisée dans les deux cas. Il s'agit d'un cube de béton traversé d'une unique armature centrée. Le cube présente des côtés de longueur $10d$ pour éviter l'éclatement du béton (avec d , le diamètre de l'armature) (Figure I-34). L'armature doit dépasser aux deux extrémités de l'éprouvette afin de permettre la mesure du glissement relatif entre l'acier et le béton (extrémité haute de l'armature sur la Figure I-34) et d'offrir un ancrage adéquat pour l'application du chargement de traction (extrémité basse de l'armature sur la Figure I-34). Le maintien du bloc de béton en opposition au chargement se fait en bloquant son déplacement par une plaque d'appui percée pour laisser passer l'armature.

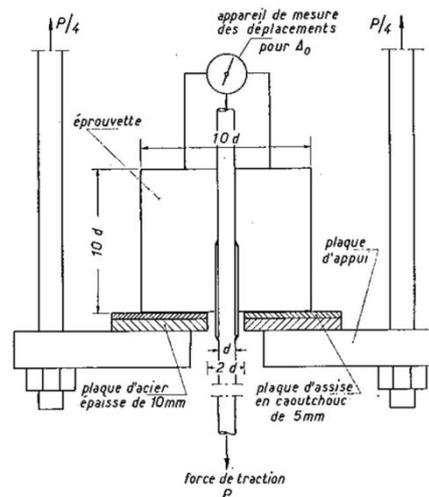


Figure I-34. Schéma de principe de l'essai d'arrachement décrit dans la Rilem [111]

Le déplacement relatif entre l'acier et le béton est mesuré à l'extrémité non chargée de l'armature dans la partie haute du montage. Afin de limiter les effets de bord induits par la plaque d'appui, un manchon en plastique de longueur $5d$ est placé autour de l'armature avant coulage du côté du chargement.

La contrainte d'adhérence τ est calculée à partir de l'effort de traction P en supposant que la longueur d'adhérence l_a (longueur de l'armature en contact avec le béton telle que $l_a = 5d$) est suffisamment faible pour considérer que la contrainte d'adhérence est constante sur cette longueur. Il vient alors :

$$\tau = \frac{P}{d l_a \pi} \quad (10)$$

Plusieurs autres chercheurs ([61], [62], [70], [74], [104], [106], [113], [114], [115], [116], [117], [118], [119], [120], [121], [122], [123]) se sont basés sur ce type d'essais pour identifier le comportement de l'interface acier/béton. Avant la publication des textes de la Rilem [111] et de la norme NF EN 10080 [112], des chercheurs tels que Rehm [105] ont tenté de comprendre et de quantifier le phénomène de la liaison entre l'acier et le béton.

Lutz [106] a réalisé des essais d'arrachement en faisant varier quelques paramètres comme la géométrie des nervures ou encore les sections des armatures. Cet auteur a conclu que la liaison entre l'acier et le béton n'est pas un phénomène intrinsèque à l'armature, mais provient de l'interaction entre l'acier et le béton.

Les essais d'arrachement réalisés par Rehm [105] ont consisté à appliquer un chargement asservi suivant un déplacement monotone croissant de l'extrémité hors béton d'une armature lisse, partiellement noyée dans un bloc de béton. Certains modes de rupture parasites ont été évités en augmentant l'enrobage de béton autour de l'armature. Lutz [106] a répété le même type d'essai avec des armatures nervurées en faisant varier l'angle des nervures. Les armatures ayant des nervures d'angle plus grand que 40° par rapport à l'axe de l'armature, glissent principalement par la compression et l'écrasement du béton en face des nervures. Les armatures munies de nervures plates (d'angle inférieur à 40°), glissent plus facilement par rapport au béton.

Eligehausen [119] a réalisé un grand nombre d'essais d'arrachement pour étudier l'effet de la nature du chargement sur l'interface acier/béton. Il a ainsi fait varier le confinement, le diamètre et la forme des nervures de l'armature ainsi que la qualité du béton (comprendre ici sa résistance) pour mettre en évidence l'influence de ces paramètres sur le comportement de la liaison acier/béton.

Afin d'analyser localement le comportement de l'interface, Ouglova [124] a proposé un essai d'arrachement baptisé essai P.I.A.F. (Pour l'Identification de l'Adhérence et du Frottement). Dans cet essai, la géométrie de l'éprouvette permet d'une part de diminuer le confinement de l'interface et par conséquent, de mesurer véritablement les grandeurs liées à la réponse en cisaillement et d'autre part, de mesurer par une technique de corrélation d'images les champs de déformations et de déplacements à l'interface.

La bibliographie témoigne donc du fait que, les essais d'arrachement semblent les plus utilisés et les plus adaptés à ce jour pour étudier l'ancrage de l'acier dans le béton car leur mise en œuvre est de faible coût et simple. Cependant, les inconvénients de l'essai pull-out sont non négligeables.

Selon Tixier [107] et Pinoteau [125], lors de la première phase de dégradation, la liaison entre l'acier et le béton est assurée par une adhérence chimique. La déformation de l'acier dans le sens transverse (du fait de l'effet Poisson) entraîne une contrainte radiale de traction à l'interface. Lors de la deuxième phase de dégradation, les bielles de compression du béton exercent une contrainte de compression sur l'armature. Celle-ci peut être décomposée en deux composantes de compression dans les directions radiale et verticale. L'interface est alors sollicitée en compression lors de cette seconde phase. Ceci complique la compréhension du comportement de l'interface.

Un autre inconvénient de l'essai d'arrachement se manifeste lorsque la liaison acier/béton n'est plus assurée par interaction chimique mais plutôt par interaction mécanique entre les nervures de l'acier et les bielles de béton. Dans ce cas, l'effet Poisson qui s'exerce sur l'armature peut diminuer la section de nervure en contact avec le béton. Ceci engendre une contrainte importante dans la bielle de béton (la surface de contact entre béton et nervure diminue pour un même effort à reprendre) ce qui précipite sa rupture.

Mentionnons de plus que cet essai, dans sa version habituelle, ne permet pas l'application d'un chargement complexe comme la flexion ou la torsion. Il ne semble donc pas parfait pour représenter un cas de fonctionnement mécanique réel. Les épaisseurs d'enrobage mises en jeu conduisent à exercer un confinement excessif, ne correspondant pas aux situations réelles. Par ailleurs, un essai non symétrique « pull-out excentric » de la Figure I-33 permet de résoudre cette difficulté.

Enfin, l'interprétation des résultats en contrainte de cisaillement moyennée sur la longueur scellée habituellement utilisée ne prend pas en compte la répartition complexe des contraintes le long de l'armature.

I.2.1.2.2 Essai par enfoncement (push-in)

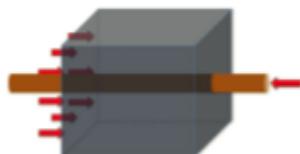


Figure I-35. Essai de type push-in [107]

L'essai par enfoncement (push-in en anglais) consiste à exercer un effort de compression sur l'une des extrémités de l'armature pour provoquer son enfoncement dans le bloc de béton, celui-ci étant bloqué (Figure I-35) [107], [12]. Ce type de chargement inverse les contraintes issues de l'effet Poisson (la section d'armature augmente). La contrainte radiale exercée par l'armature sur le béton est ainsi une contrainte de compression. Les bielles de compression se développent du côté de l'extrémité chargée. Tous les modes de rupture de l'essai d'arrachement peuvent être rencontrés lors de l'essai par enfoncement à l'exception de l'arrachement d'un cône de béton. Il existe de plus un risque de flambement de l'armature.

Peu de travaux traitent l'essai par enfoncement, notamment car il est plus difficile à mettre en place qu'un essai pull-out et que de nombreux chercheurs semblent penser qu'il induit les mêmes comportements d'interface que l'essai d'arrachement [105], [119]. Cependant, certains auteurs ([107] et [126]) sont beaucoup plus nuancés dans leur propos.

I.2.1.2.3 Essai de double tirant

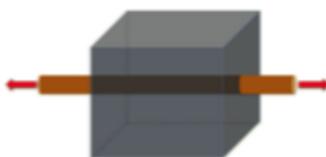


Figure I-36. Essai de double tirant [107]

L'essai de type double tirant consiste à exercer un effort de traction sur les deux extrémités d'une armature noyée dans un bloc de béton (Figure I-36) [127], [128], [129]. La contrainte de traction exercée sur l'armature est en partie redistribuée dans le béton, développant un ensemble de fissures. Une utilisation particulièrement intéressante de cet essai a été publiée par Goto qui confirme que les ouvertures de fissures au niveau de l'armature sont plus faibles que dans le béton d'enrobage en parement [128]. Les premiers résultats quantitatifs portant sur la fissuration particulière du béton ont été obtenus en injectant de l'encre à l'interface [128], ce qui a permis de tracer les différents chemins de fissuration. Les travaux de Goto ont mis en évidence l'existence d'un réseau de fissure à 45° le long de l'armature ainsi que la présence de zone de décohésion entre l'armature et le béton. Ils démontrent de plus que les fissures radiales se propageant de l'acier vers le béton et que la résistance maximale de la liaison acier/béton sont conditionnées par la résistance en traction du béton.

Dans le cadre d'autres essais sur des poutrelles de dimension (10 x 10 x 100 cm³) avec une armature centrée, il a été constaté que l'orientation la plus favorable de fissuration est de 60° [104].

Clément [129] a étudié la rupture des éprouvettes par fissuration externe du béton lors de l'essai à double tirant. Pour réaliser cette étude, il a collé des jauges de déformations sur l'acier et dans le béton. Les mesures lui ont permis de conclure que l'acier restait entièrement élastique lors de l'essai. Il a identifié différentes phases ; une première phase linéaire et une seconde phase non-linéaire qui montre une perte de rigidité globale de la liaison acier/béton. Clément a ainsi montré que la dégradation de la liaison acier/béton est essentiellement observée sur les quarts extrêmes du tirant tandis que la partie centrale restait peu détériorée.

I.2.1.2.4 Essais sur des éléments de structure

L'objectif des essais sur éléments de structure est d'analyser le comportement global de l'élément sollicité en flexion (et aussi en cisaillement) au cours de la dégradation de la liaison acier/béton [79], [130], [131], [132], [133]. En général, les corps d'épreuve sont des poutres en béton armé faiblement ferrillées longitudinalement dans la partie centrale pour y favoriser une faiblesse vis-à-vis de la sollicitation de flexion (Figure I-37). Les principaux résultats d'un tel essai concernent généralement l'évolution de la flèche au cours du temps ou la mesure de la résistance résiduelle de la poutre. De tels essais sont jugés représentatifs du fonctionnement réel. Cependant, pour les essais menés sur des éléments de structure (par exemple sollicités en flexion), la réponse fournie est d'ordre global et ne permet pas de recueillir des informations locales au niveau de l'interface contrairement aux trois essais précédemment décrits (essai d'arrachement, par enfoncement ou de double tirant). C'est la raison pour laquelle cet essai est complémentaire de l'essai d'arrachement dans plusieurs études [104], [130], [131].

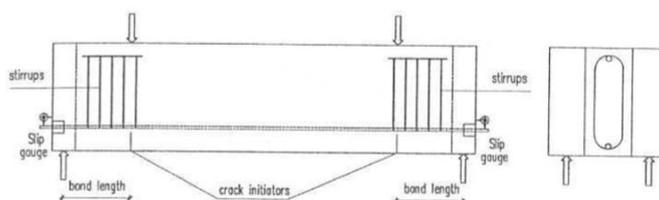


Figure I-37. Exemple d'essai de flexion mené sur une poutre [108]

I.2.1.3 Liaison acier/béton corrodée

Les premières études de l'influence du phénomène de corrosion sur le comportement mécanique de la liaison acier/béton sont une conséquence du souhait des maîtres d'ouvrage de posséder des outils d'aide à la décision permettant de planifier les actions de maintenance de leur parc d'ouvrages en béton armé vieillissant. En effet, au cours du temps des pathologies telles que la corrosion accélèrent le vieillissement des ouvrages en béton armé. D'où l'intérêt de mieux comprendre le phénomène de corrosion et ses effets sur le béton armé et en particulier au niveau de l'interface acier/béton.

Les études expérimentales de la liaison acier/béton en présence de corrosion peuvent être classées en deux catégories [134] : d'une part des études locales à l'échelle de l'interface acier/béton et d'autre part, des études qui s'intéressent à la réponse mécanique plus globale d'un élément de structure. Dans cette seconde catégorie, deux types d'essais sont pratiqués, ceux liés à l'aptitude au service (E.L.S.) des ouvrages et ceux liés à leur sécurité structurale (E.L.U.) (Tableau I-5).

Tableau I-5. Classification et synthèse de quelques études expérimentales de la liaison acier/béton en présence de corrosion [134]

Effets de la corrosion sur l'adhérence acier/béton	Effets de la corrosion sur le comportement d'éléments de structure	
	E.L.S	E.L.U
Sanz [12]	Cabrera [132]	Cabrera [135]
Al-Sulaimani [62]	Val [133]	Uomoto [136]
Eligehausen [119]	Castel [137]	Val [133]
Ouglova [124]	Rodriguez [138]	Lee [139]
Rodriguez [140]		Castel [137]

I.2.1.3.1 Etudes locales de la liaison acier/béton corrodée

Al-Sulaimani [62] a réalisé des essais d'arrachement sur des corps d'épreuve corrodés à différents stades pour caractériser l'influence de la corrosion et de la fissuration du béton d'enrobage sur l'adhérence. La Figure I-38 montre que, pour un même degré de corrosion (défini en pourcentage de perte de masse), plus le diamètre de l'armature est faible, plus la contrainte de cisaillement à la rupture est élevée. De plus cette figure indique que pour un même type d'armature, l'adhérence augmente avec le degré de corrosion (pour des degrés de corrosion faibles). Cette augmentation est due à la présence de PdC à l'interface qui provoque une pression sur le béton et un confinement de l'interface. Sous cette contrainte, le béton se comporte de manière élastique avant que sa résistance à la traction ne soit atteinte. Ensuite, des fissures apparaissent ce qui conduit à la perte de confinement de l'armature et une perte d'adhérence de l'interface acier/béton. De plus, la lubrification liée à l'apparition de la rouille provoque une chute du coefficient de frottement acier/béton [134]. Ces mécanismes expliquent la seconde partie des courbes où la résistance en cisaillement décroît avec l'augmentation du degré de corrosion.

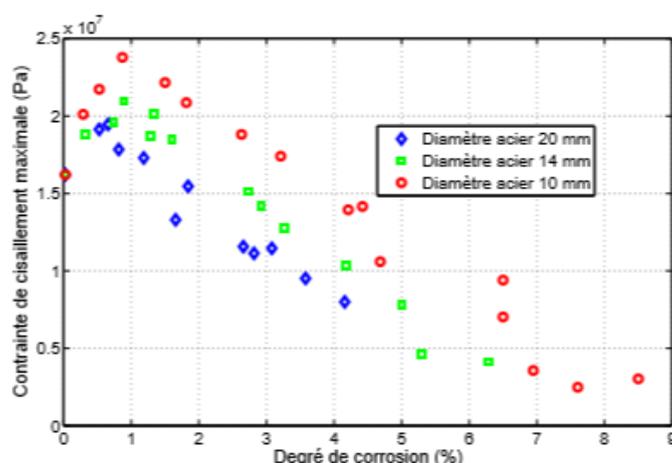


Figure I-38. Résistances en cisaillement mesurées lors d'essais d'arrachement effectués sur des éprouvettes ayant subi un même degré de corrosion (défini en pourcentage de perte de masse) selon Al-Sulaimani [62]

Contrairement à la réponse à un chargement monotone, le comportement cyclique d'éléments de structure corrodés n'a que très peu été étudié. L'étude la plus significative est celle publiée par Eligehausen [119]. Cet auteur a effectué des essais d'arrachement sur des éprouvettes ayant subi différents niveaux de chargement lors de cycles de fatigue menés à différents degrés de corrosion. Le principal résultat de cette étude réside en la proposition d'une expression analytique d'une variable dite d'endommagement, permettant de quantifier la réduction de la résistance de la liaison en fonction du nombre de cycles appliqués.

Sanz [12] a étudié l'adhérence acier/béton sur des éprouvettes prismatiques de dimension (90 x 90 x 100 mm³) en béton qui contiennent un cylindre creux en acier ayant subi une corrosion accélérée. L'essai mis en place a été baptisé « push-out » et se décrit comme un essai par enfoncement du cylindre creux en acier à travers le béton. Cet auteur a testé l'influence de différentes densités de courant (25, 100 et 400 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$) sur l'adhérence de l'interface acier/béton.

Pour une même densité de courant, plus la perte d'épaisseur d'acier (13, 25 et 38 μm) augmente plus la résistance résiduelle associée diminue (1,5 MPa, 0,7 MPa et 0,25 MPa). La résistance au pic reste cependant la même (3,25 MPa). La densité de courant de corrosion influe probablement sur la position du pic et sur la résistance résiduelle (les résultats étaient très dispersés selon l'auteur).

I.2.1.3.2 Etudes globales de la liaison acier/béton corrodée

Cabrera [132] a réalisé des essais de flexion sur des corps d'épreuve dont les armatures inférieures ont été corrodées par courant imposé. Il a pu quantifier l'augmentation de la flèche et la perte du moment résistant de service selon le degré de corrosion imposé (défini en pourcentage de perte de masse). Val [133] a simulé le comportement mécanique d'un pont en béton armé sous différents cas de corrosion. Cette étude a permis d'affirmer que les effets de la corrosion locale sont plus préjudiciables que la corrosion généralisée sur la phase de comportement en service de la structure. Uomoto et Mirsa [136] ont conduit un programme expérimental sur des poutres et des poteaux corrodés. Les résultats des essais de flexion montrent que la chute de la capacité portante de ces éléments structurels corrodés n'est pas seulement due à la réduction de la section des armatures longitudinales inférieures mais également à la création de fissures dans le béton, générées par la corrosion des armatures.

Des chercheurs se sont intéressés à l'évolution de l'adhérence entre l'acier et le béton en présence de corrosion. Rodriguez [138] a montré que cette évolution peut être importante dans les structures en béton armé soumises à une corrosion avancée. Il explique les résultats de son étude par la réduction du confinement de l'armature par le béton avoisinant lorsque celui-ci se fissure. Cairns [141] a montré qu'il existe une couche de lubrification facilitant le glissement due à la présence de couches de PdC.

Différents auteurs comme Molina [80] ainsi que Andrade [79] ont réalisé des essais sur des éléments de structure en faisant varier l'épaisseur d'enrobage et le niveau de confinement. Molina [80] a noté que plus la dégradation de la liaison acier/béton s'intensifiait, plus la flèche augmentait.

Enfin, parmi les essais les plus significatifs réalisés sur des corps d'épreuve corrodés, il est intéressant de citer les travaux de Mangat [130]. Il a réalisé des essais de flexion quatre points sur des corps d'épreuve sous renforcés pour provoquer une rupture globale due à la rupture de la liaison acier/béton. Une formule empirique a été proposée pour déterminer la chute de capacité portante en fonction du degré de corrosion (défini par la perte d'épaisseur par année et exprimé en cm/année).

I.2.2 Paramètres influents sur le comportement de la liaison acier/béton (autres que la corrosion)

La réponse de la liaison acier/béton à un chargement est pilotée par les caractéristiques des matériaux mis en jeu (l'acier et le béton) et les interactions entre ces matériaux. Les paramètres influençant le comportement de la liaison sont nombreux et leur influence a été largement étudiée et discutée dans la littérature.

L'étude reconnue comme la plus complète et la plus riche a été réalisée par Eligehausen [119]. Elle propose un modèle analytique simple qui a servi de base à de nombreux textes normatifs. Dans le cadre du vaste programme expérimental effectué (125 éprouvettes ont été testées), plusieurs paramètres ont été étudiés : l'effet de l'histoire du chargement sur le comportement de la liaison, l'effet du confinement, le diamètre des armatures, le type de nervures, la résistance à la compression du béton et la vitesse de chargement.

Dans la suite, ne seront exposés que les facteurs les plus étudiés dans la littérature, les plus significatifs et dont l'influence sur la réponse de l'interface est la plus notable.

I.2.2.1 Chargement

Dominguez [108] a expliqué que lorsque le chargement cyclique (alterné en traction/compression) provoque dans l'armature des contraintes inférieures au seuil d'élasticité de l'acier, alors les efforts n'ont aucune influence sur le comportement de la liaison (la liaison reste parfaite). Dans le cas contraire, les déformations transverses de l'armature dues à l'effet Poison peuvent influencer le comportement de la liaison acier/béton. Les résultats de cet auteur confirment de plus que l'histoire du chargement influe sur le comportement de la liaison acier/béton. En effet, à chaque inversion du chargement, une réduction importante de la résistance de la liaison est provoquée. La vitesse de chargement intervient également dans le comportement de la liaison. Son accroissement peut produire une augmentation de la résistance de la liaison (augmenter de 100 fois la vitesse produit une amélioration de 15% de la résistance de la liaison acier/béton) [108].

I.2.2.2 Caractéristiques géométriques de l'armature

Les caractéristiques géométriques de l'armature (en particulier sa géométrie de surface) influencent de manière importante le comportement de la liaison acier/béton. En effet, les armatures lisses (souvent dénommées « ronds lisses ») assurent une résistance de liaison plus faible que les armatures nervurées. Les armatures nervurées présentent une surface de contact beaucoup plus élevée et des caractéristiques géométriques qui s'opposent à la décohéssion lors d'un cisaillement. La première phase de dégradation est quasi-inexistante pour les armatures lisses. Selon Dominguez [108], un des paramètres représentatifs est l'aire relative de la nervure (α_{SR}), calculée de la manière suivante (Figure I-39) :

$$\alpha_{SR} = \frac{k F_r \sin\beta}{\pi\varphi c_1} \quad (11)$$

Où, k représente le nombre de nervures sur le périmètre de l'armature, F_r est la surface d'une nervure, β est l'angle entre la nervure et l'axe longitudinal de l'armature, c_1 correspond à l'espacement des nervures et φ est le diamètre intérieur de l'armature.

Cette expression permet de rendre compte du fait que pour un même diamètre, le nombre de nervures et l'inclinaison de la nervure ont un impact sur l'adhérence entre l'acier et le

béton. En particulier, Dominguez [108] établi que plus α_{SR} est grand, plus la résistance de la liaison augmente.

Eligehausen [119] affirme qu'une variation du diamètre entre 19 et 32 mm influence peu le comportement de la liaison alors que Gambarova [122] estime qu'une augmentation du diamètre entraîne une diminution de la résistance à l'interface. L'influence du diamètre de l'armature est fortement corrélée à l'épaisseur d'enrobage et aux effets d'échelle. Ainsi, la plupart des recherches effectuées sur les caractéristiques des armatures ont été menées en considérant le rapport c/\varnothing où \varnothing est le diamètre de l'armature et c l'épaisseur du béton d'enrobage.

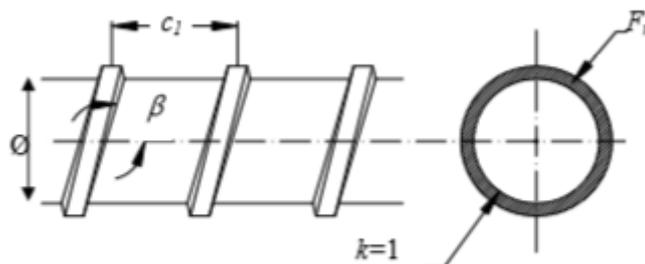


Figure I-39. Caractéristiques géométriques d'une armature nervurée [108]

I.2.2.3 Espacement entre les armatures

D'après Dominguez [108], plus la distance entre les armatures augmente, dans une limite de 1 à 4 fois le diamètre de l'armature, plus la résistance de la liaison s'intensifie. En effet, plus les armatures sont éloignées les unes des autres, plus elles deviennent indépendantes mécaniquement et ainsi la coalescence de la fissuration d'une armature vers l'autre est évitée. Cette influence est significative durant la phase initiale du comportement de la liaison lorsque les fissures longitudinales se développent (Figure I-29).

Cependant, l'effet de proximité (coalescence de la fissuration d'une armature sur l'autre) devient négligeable lorsque le confinement est efficace et qu'il évite la propagation de fissures longitudinales [108].

I.2.2.4 Caractéristiques du béton

Parmi les paramètres qui peuvent influencer la résistance de l'interface acier/béton, il convient de mentionner les différents paramètres liés à l'enrobage, c'est-à-dire ceux liés à l'hétérogénéité et l'épaisseur d'enrobage du béton ainsi que ceux liés aux caractéristiques mécaniques du béton (résistance en compression, résistance en traction, module d'Young). Les travaux de Eligehausen, ont mis en évidence que la résistance de la liaison acier/béton est quasiment proportionnelle à la racine carré de la résistance à la compression du béton alors que le glissement y est inversement proportionnel [119]. En effet, la résistance à la compression est un très bon indicateur de la résistance à la traction, qui elle-même est déterminante dans l'initiation de la fissuration du béton d'enrobage et la fin de la phase d'adhérence parfaite entre le béton et l'armature.

L'hétérogénéité du béton d'enrobage influence localement les valeurs de résistance (compression et traction), elle affecte directement la résistance de la liaison, et en conséquence, altère la distribution de celle-ci le long de l'armature.

L'épaisseur d'enrobage conditionne les propriétés de confinement de l'armature et de transfert des efforts (notamment par les bielles de compression) et donc, l'apparition de la fissuration.

I.2.2.5 Confinement

Dans ce manuscrit, le terme confinement désigne l'ensemble des forces de compression s'exerçant dans la direction normale à la surface de l'acier en contact avec le béton. Deux types de confinement peuvent être différenciés, le confinement actif engendré par l'application d'une pression latérale (cas d'une sollicitation multiaxiale) et le confinement passif induit par un renforcement passif tel que celui des armatures transversales (notamment les cadres).

Laborderie [142] a constaté que la pression latérale fait croître la résistance de la liaison durant la première phase de dégradation (chemin BC de la courbe présentée sur la Figure I-30-b) mais reste sans effet pendant la phase post-pic du comportement de la liaison.

Les travaux d'Eligehausen [119] démontrent que le confinement passif joue un rôle favorable sur la qualité de la liaison armature/béton car les fissures longitudinales se développent plus aisément autour d'une armature lorsque celle-ci se trouve dans un milieu dépourvu de renforcement passif. De plus, pour une telle armature, une chute pratiquement immédiate de la résistance de liaison intervient après le seuil d'adhérence parfaite (point A de la courbe présentée sur la Figure I-29-b).

A partir de résultats expérimentaux, Eligehausen [119] a constaté que la résistance de la liaison due aux renforcements passifs latéraux est augmentée d'environ 33% par rapport à la résistance de la liaison d'une armature qui n'est pas confinée ou qui ne l'est que partiellement.

En résumé, étant donné que le confinement par renforcement passif s'oppose à l'évolution des fissures longitudinales, il se montre efficace dans la première phase de dégradation de la liaison mais ne démontre que peu (ou pas) d'influence lors la naissance des fissures cylindriques (seconde phase de dégradation).

I.2.2.6 Sens de coulage et fissuration au jeune âge

D'autres paramètres comme la direction du coulage du béton ont été traités par différents auteurs.

L'étude de Tixier [107] traite l'influence de la direction du coulage du béton. Ce travail a pu démontrer que la rigidité de la liaison d'une armature perpendiculaire à l'orientation du coulage est plus grande que celle d'une armature parallèle au sens du coulage. Soylev [143] a étudié le problème du sens de coulage par rapport au sens de l'armature. Il attribue les précédentes propriétés au phénomène de ressuage et de tassement du béton frais qui peuvent générer jusqu'à 1 mm de vide sous l'armature. Il constate une diminution de l'homogénéité des surfaces de contact, et donc une réduction de l'adhérence sur toute la longueur de l'armature, lorsqu'elle est horizontale et dans le sens du coulage du béton. Belaid [123] observe un gain de résistance à l'arrachement de 46% pour une armature verticale noyée dans un béton coulé verticalement en comparaison du résultat obtenu sur une armature noyée dans un béton coulé horizontalement.

Un autre paramètre dont l'effet est considérable sur les structures en béton armé est la fissuration au jeune âge du béton. Choi [34] montre qu'il est possible de formuler une relation de comportement de la liaison acier/béton corrodée en fonction du degré d'hydratation du béton. Son étude a prouvé que pour un même niveau de charge, l'ouverture des fissures au niveau de la liaison acier/béton est inférieure pour un béton à haute performance que pour un béton ordinaire.

I.3 Modèles tenant compte du comportement du béton armé corrodé

I.3.1 Introduction

Comme l'ont montré les deux parties précédentes, de nombreux essais ont été réalisés dans le but d'étudier les effets de la corrosion sur le béton armé et ses conséquences sur le comportement de structures en béton armé corrodées. Ces essais contribuent à obtenir des informations associées à la dégradation de l'acier (perte de section, perte de ductilité), de l'interface acier/béton (adhérence entre l'acier et le béton), du béton (faciès de fissuration comprenant les ouvertures, les orientations et les longueurs des fissures) et/ou du comportement global (la flèche et la capacité portante).

Toutes ces informations locales et globales permettent de développer, alimenter et valider des modèles tenant compte des effets de la corrosion sur le béton armé à différentes échelles (de la microstructure à la structure) et à différentes phases de développement de la pathologie (de l'initiation à la propagation de la corrosion). L'utilisation de ces modèles permet de réduire les coûts relatifs aux expériences grâce à des simulations numériques visant à mieux comprendre les effets de la corrosion sur le comportement du béton armé et plus spécifiquement à distinguer l'influence de certains paramètres difficilement mesurables de manière expérimentale.

Il existe dans la littérature, principalement deux catégories de modélisation :

- La première catégorie de modèles s'intéresse à la phase d'initiation de la corrosion en particulier à la progression du front de carbonatation [144], [145] et/ou à la pénétration d'ions chlorure [6], [146] dans un premier temps et/ou au phénomène de dépassivation de l'acier dans un deuxième temps [4].

Dans le cas de la carbonatation du béton, des modèles simplifiés tels que les modèles de Papadakis [144] et de Lindival [146] ont été proposés pour fournir un outil pertinent simple d'utilisation avec un nombre de paramètres limité. Des modèles dits avancés ont été produits tels que les modèles de Thiery [145] et Mai-Nhu [6] dans le but d'affiner la prise en compte des phénomènes ayant lieu au cours de la carbonatation.

Concernant la détermination du profil de pénétration des ions chlorure, certains chercheurs utilisent une approche basée sur la loi de Fick selon laquelle, dans un système, le flux de diffusion est proportionnel au gradient de concentration. D'autres ont utilisé l'équation de Nernst-Planck complétée par des équations provenant des mécanismes physiques (isotherme d'interaction, champ électrique, équilibres chimiques, ...) [147]. Toujours dans le cadre de la modélisation de l'initiation de la corrosion dans le béton armé par pénétration d'ions chlorure, peu de chercheurs se sont intéressés aux modèles couplant chimie et transport appelés également modèles thermochimiques. L'objectif de ces modèles est de représenter l'évolution de la dégradation de la couche passive [4].

- La deuxième catégorie de modèles s'intéresse à la phase de propagation de la corrosion. Au cours de cette phase, certains chercheurs se sont préoccupés de la diminution de la section d'acier alors que d'autres se sont focalisés sur la fissuration induite par l'expansion des PdC [31], [102], [148], [149], [150], [151], [152].

Durant cette phase de propagation des PdC, la diminution de la section d'acier peut être soit uniforme (carbonatation) ou localisée (pénétration d'ions chlorure) avec une perte de ductilité. Des modèles tels que ceux de Bazant [3], Bhargava [84], Ouglova [124], Liu [153], Hansen [154], Vu [155], Tran [156] et Du [157] décrivant la perte de section des aciers ont été conçus.

Les PdC possèdent un volume plus important que celui du fer initialement présent ce qui engendre des contraintes sur le béton d'enrobage entraînant la création de fissures une fois la résistance en traction du béton dépassée. Pour modéliser la fissuration du béton, trois classes de modèles décrivent le comportement du béton armé corrodé : les modèles

empiriques, analytiques et numériques. Dans la suite, un intérêt particulier est porté aux modèles se préoccupant de la fissuration.

I.3.2 Modèles empiriques

Afin d'appréhender les résultats expérimentaux de manière simple, des modèles empiriques ont été mis en place. Ces modèles ont permis de corréliser des paramètres physiques et ont conduit à des formulations simples mais qui ne sont pas dédiés à des études complexes. Certains chercheurs se sont intéressés à estimer la quantité critique de PdC nécessaire à l'apparition de fissures dans le béton alors que d'autres se sont focalisés sur la durée nécessaire pour remplir la zone poreuse autour de l'armature. D'autres ont tenté de mettre en évidence une relation entre la fissuration et le taux de corrosion.

Acosta [158] a proposé un modèle empirique capable d'estimer la quantité critique de PdC (quantité à partir de laquelle la première fissure apparaît dans le béton) en fonction des paramètres géométriques (épaisseur de l'enrobage et le diamètre de l'armature) du corps d'épreuve. Ce modèle se base sur les résultats d'une campagne expérimentale mise en place dans le but de calculer l'influence de ces paramètres géométriques sur la quantité de PdC et donc sur l'apparition de la première fissure. Cette relation a été critiquée à cause de l'insuffisance de données expérimentales.

Petre-Lazar [159] a proposé une expression qui permet d'estimer la durée de remplissage de la zone poreuse du béton autour de l'armature. Cette expression tient compte essentiellement des paramètres du processus électrochimique et non de caractéristiques mécaniques des matériaux comme le module de Young et la résistance en traction ce qui n'est pas satisfaisant d'un point de vue physique. Maaddawy [160] a proposé un modèle qui permet d'estimer la durée entre l'initiation de la corrosion et l'apparition de la première fissure. Ce modèle prend en compte la corrosion de manière uniforme en se basant sur une relation couplant la perte de masse d'acier (réduction de la section) et l'expansion des PdC. Ce modèle considère la durée de remplissage de la zone poreuse avant que les PdC commencent à exercer une pression sur le béton d'enrobage.

Basé sur une campagne expérimentale d'essais de corrosion accélérée, Alonso [33] a mis en évidence une relation entre le taux de corrosion (perte de section d'acier) et la fissuration (ouverture de fissure) durant la phase de propagation de la corrosion ce qui devrait permettre, selon l'auteur, de quantifier la durée de vie des structures. Vu [82] a développé un modèle capable de prédire la durée nécessaire pour que l'ouverture d'une fissure atteigne 1 mm. Ce modèle est basé sur les résultats d'essais de corrosion accélérée en laboratoire.

Prédire la perte de section d'acier dans des structures en béton armé corrodées pour réévaluer leur durée de vie est un important défi pour les chercheurs. C'est la raison pour laquelle certains chercheurs ont étudié la relation qui existerait entre la perte de section d'acier et l'ouverture de fissure induites par la corrosion tels que Vidal [161], Khan [162] et Zhang [163]. Pour ce faire, ces chercheurs se sont basés sur des résultats expérimentaux issus d'essais de corrosion accélérée par des cycles d'humidification/séchage de corps d'épreuve en béton armé corrodées durant plusieurs années [161], [163].

Le modèle de Vidal [161] permet de prédire la perte de section locale à partir des ouvertures de fissures au cours de la phase d'initiation et de propagation de la corrosion. Le modèle de Zhang [163] a été défini à partir de celui de Vidal. Il se base sur la perte de section moyenne d'acier durant la phase de propagation de la corrosion.

Castel [137] et Zhu [164] ont étudié le comportement de l'acier corrodé en terme de ductilité. Trois formes de perte de section ont été simulées et comparées aux données expérimentales. Ces chercheurs ont pu mettre en évidence que le phénomène de corrosion réduit la ductilité des aciers et la forme de la section joue un rôle important sur la performance de la ductilité des aciers corrodés.

Des auteurs tels que Castel [45] ont montré que la qualité de l'interface acier/béton (l'adhérence entre l'acier et le béton) a une influence sur la prédiction de l'initiation de la corrosion des éléments de structures en béton armé corrodés.

I.3.3 Modèles analytiques

Etant donné l'aggravation des problèmes de durabilité des structures en béton armé corrodées (par une accélération de la dégradation due aux effets de la corrosion), les modèles analytiques ont présenté un intérêt croissant pour les gestionnaires désirant obtenir des réponses plus fiables et rapides quant à la gestion de leur patrimoine.

Il existe principalement deux façons de modéliser l'expansion des PdC, soit uniformément sur le contour de l'armature ou soit non-uniformément. La corrosion uniforme et la corrosion non uniforme sont définies au sens de la forme géométrique de la section d'acier (ce sont ces mêmes définitions qui sont utilisées dans tout le manuscrit). Quelle que soit la manière de modéliser les effets de la corrosion, certains modèles analytiques se sont focalisés sur l'influence de la corrosion sur l'acier ou sur l'interface acier/béton ou même sur les deux à la fois alors que d'autres se sont plutôt intéressés à la fissuration due à l'expansion des PdC.

I.3.3.1 Corrosion uniforme

I.3.3.1.1 Influence de la corrosion sur l'acier et sur l'interface acier/béton

Les premiers modèles analytiques se basent sur la théorie des poutres. Ting [165] a proposé un modèle capable de déterminer le comportement en flexion de poutre en béton armé en fonction du taux de corrosion (perte de section). Ce modèle est limitant quand il s'agit de la prise en compte de l'expansion des PdC et la fissuration du béton. Capozzucca [166] a choisi de déterminer la résistance d'une section de poutre en béton armé sollicitée en flexion en tenant compte du taux de corrosion (la réduction de l'adhérence acier/béton) et de la fissuration du béton d'enrobage due à l'expansion des PdC.

D'autres modèles se sont appuyés sur l'analogie du cylindre tel que le modèle de Wang [167] qui a permis de décrire la pression (générée avant et après fissuration) relative à la perte de section. Ce modèle permet de reproduire les variations de l'adhérence à l'interface acier/béton selon le niveau de corrosion. Les effets dus à la corrosion considérés dans ce modèle sont la perte de confinement du béton d'enrobage et la réduction de la hauteur des verrous. Ce modèle s'appuie sur une cinématique restreinte qui ne peut pas être directement utilisée pour des structures complexes telles que des poutres en béton armé.

I.3.3.1.2 Influence de la corrosion sur la fissuration du béton d'enrobage due à l'expansion des PdC

Un des objectifs visés dans nos travaux est de corréler l'état de corrosion à l'interface à la fissuration visible en surface. Une attention particulière s'est portée aux modélisations de la fissuration du béton d'enrobage induite par la corrosion. Dans les modèles de Liu [153], Pantazopoulou [168], Bhargava [169], Li [170], Maaddawy [160], Firouzi [171], Chernin [172], Lu [67], Malumbela [173] et Zhao [174] [102], l'expansion des PdC est représentée en imposant un déplacement radial à l'interface acier/béton.

Le modèle de Liu [30] prend en compte la quantité de PdC nécessaire au remplissage de la zone poreuse localisée autour de l'acier ainsi que la quantité de PdC nécessaire à générer des contraintes de traction suffisantes pour fissurer le béton d'enrobage. Dans le modèle de Pantazopoulou [168] l'épaisseur et les caractéristiques du béton d'enrobage ainsi que

l'expansion des PdC sont considérées pour calculer la pression générée par le volume de PdC accumulés.

Bhargava [169] a introduit les caractéristiques mécaniques de l'acier pour les PdC expansifs. Une amélioration est appliquée au modèle de Bhargava [84] en y introduisant la perte de section d'acier. Le modèle de Lu [67] est proche de celui de Bhargava [84] et marque sa différence dans le fait que le modèle prend en compte la pénétration des PdC dans les fissures créées en plus du remplissage de la zone poreuse. Le modèle de Zhao [175] prédit la fissuration du béton due à la corrosion en se basant sur une relation entre la fissuration et la perte de section d'acier et l'évolution des PdC (remplissage des vides suivi de l'expansion des PdC créant une pression progressive).

Le modèle de Firouzi [171] est basé sur le modèle de Li [170] et il est capable de déterminer l'ouverture de fissure due à la corrosion en fonction du temps tout en tenant compte des paramètres géométriques, des propriétés du béton et du taux de corrosion. L'expansion des PdC est supposée uniforme. Il a introduit une variabilité sur la concentration des ions chlorure, la résistance en compression et l'épaisseur d'enrobage du béton ce qui lui a permis de déterminer l'évolution temporelle et spatiale de la fissuration et permet ainsi de déterminer l'instant de la première réparation.

I.3.3.2 Corrosion non uniforme

Les modèles cités dans le paragraphe précédent ont tous modélisé l'expansion des PdC autour de l'acier de manière uniforme ce qui ne reflète pas le processus de corrosion (naturelle ou en laboratoire) par pénétration d'ions chlorure.

Des études se sont focalisées sur une distribution non uniforme des PdC à l'interface acier/béton pour être au plus représentatif de la manière dont les PdC se développent lors d'une corrosion par pénétration d'ions chlorure et son influence sur la fissuration. Au regard de ses résultats expérimentaux qui montrent que les PdC se répartissent sur la demi-circconférence de l'armature faisant face à la contre électrode (et au plus petit enrobage de béton) sous forme d'une demi-ellipse, Yuan [148] a commencé à s'intéresser à la répartition de la couche de PdC causant la fissuration du béton. Il a modélisé la section d'acier corrodée de manière non uniforme (elliptique). Dans cette direction, Malumbela [173] a proposé un modèle calculant les déformations transversales et verticales en surface faisant face au sens de pénétration des ions chlorure en fonction du taux de corrosion de poutres en béton armé corrodées. Ce modèle tient compte d'une corrosion non uniforme due au développement d'une corrosion partielle de l'acier sous forme de demi-ellipse avant fissuration. Ce modèle prend en compte le remplissage de la zone poreuse et la perte de section d'acier de forme semi-elliptique.

Zhao [150] a présenté un modèle « Gaussien » pour décrire la variabilité de l'épaisseur de la couche de PdC autour de l'acier. Ce modèle semble donner de meilleurs résultats que les modèles considérant une répartition non uniforme semi-elliptique. Ce modèle a été amélioré dans [102], en tenant compte non plus d'une piqûre de corrosion mais de plusieurs piqûres car dans le cas d'un acier situé en coin, les agents agressifs (ions chlorure) arrivent des deux surfaces de béton formant ce coin. Il ne s'agit plus d'un modèle « Gaussien » mais d'un modèle « Gaussien multi-piqûre » capable de décrire plusieurs piqûres de corrosion.

A l'échelle de l'élément structurel en béton armé, Castel [131] a proposé un modèle analytique de comportement de poutres en béton armé après fissuration. Ce modèle permet de combiner la perte d'adhérence à la réduction de la section d'acier en partie tendue dans le cadre du comportement mécanique local et global de poutres en béton armé corrodées. Dans l'idée d'aboutir à un modèle capable de prédire le comportement d'éléments structurels en béton armé dégradé, le modèle de Castel [131] a été enrichi grâce à une relation empirique évaluant la perte de section d'acier locale à partir de l'ouverture des fissures

longitudinales dues à la corrosion [43]. Cette combinaison de modèles offre une méthode de diagnostic intéressante pour l'évaluation de l'état de corrosion et du comportement global d'un élément structurel.

I.3.4 Modèles numériques : modèles du comportement du béton corrodé dû à l'expansion des PdC

Il existe deux principales approches pour modéliser le comportement du béton armé corrodé en prenant en compte la fissuration du béton.

La première approche est basée sur l'utilisation d'un modèle considérant le béton comme un milieu continu [3], [176], la fissuration est déduite par des relations entre les contraintes et les déformations. Il s'agit de modèles sans discontinuité cinématique par exemple les modèles d'endommagement, d'élasto-plasticité, à fissuration diffuse (smeared crack model), régularisés par des approches de type gradient et de type énergétique (fictitious crack model [177], crack band model).

La deuxième approche est basée sur une modélisation discrète. Les discontinuités géométriques causées par la fissuration du béton sont intégrées entre les frontières d'éléments connectés comme par exemple, dans les modèles discrets de Ngo [178], Bazant [3] et Blaauwendraad [179], dans les modèles à éléments finis enrichis (E-FEM, X-FEM), [180] et également dans les modèles de type lattice.

Dans ces deux approches, l'expansion des PdC est modélisée soit de manière uniforme ou non uniforme.

I.3.4.1 Corrosion uniforme

Une des premières études aux éléments finis de fissuration du béton armé induite par la corrosion fut celle de Molina [80]. Elle a porté sur la fissuration du béton par expansion des PdC en 2D. La couche de PdC est considérée élastique et discrétisée en couches concentriques autour de l'armature. Les propriétés des couches de corrosion ont été considérées comme étant celles de l'eau. Afin de modéliser l'expansion des PdC, une analogie thermique a été adoptée. Cette approche propose que les propriétés de l'acier varient linéairement jusqu'à celles des PdC et ainsi permet une représentation à la fois de la diminution de la section d'acier et de l'expansion des couches de PdC. Andrade et Molina [79], [80] ont identifié une relation entre l'expansion des PdC à l'interface et l'ouverture des fissures dans le béton. Dans cette étude, l'acier a été supposé élastique linéaire et la réduction de la section négligée. Le béton est modélisé par une loi de type fissuration diffuse (smeared-crack model). L'interface acier/béton est considérée comme un troisième matériau afin de pouvoir y appliquer un chargement thermique radial uniforme. Ces auteurs ont réussi à établir une relation entre l'expansion des PdC et la somme des ouvertures de fissures (obtenu à partir des déformations). En se basant sur le même type d'approche, Dekoster [94] a proposé une modélisation différenciant l'acier des PdC en les considérant comme deux matériaux distincts. Les couches de PdC sont donc considérées comme un troisième matériau dont le comportement est considéré élastique linéaire.

Millard [60], L'Hostis [87], Richard [134] et Lundgren [181], ont modélisé les couches de PdC différemment en simulant l'expansion des PdC sans tenir compte de manière explicite des couches de PdC mais au travers d'une interface sans épaisseur entre l'acier et le béton. Lundgren a proposé une formulation de l'interface acier/béton, capable de prendre en compte le degré de corrosion (défini par la perte d'épaisseur d'armature), basée sur un élément joint. L'auteur a fait l'hypothèse d'une expansion uniforme des PdC [181]. Dans le modèle d'interface, l'expansion des PdC est fortement liée à la réduction de la section d'acier. Le caractère rigidifiant des PdC en compression est pris en compte dans le modèle

d'interface. Pour ce faire, les auteurs se sont basés sur des résultats expérimentaux extraits de la littérature. Cette loi introduit donc un terme de couplage entre la contrainte normale et le déplacement relatif entre l'acier et le béton. Elle permet de retrouver des tendances pour des enrobages très variés. Cette approche semble intéressante mais nécessite d'autres résultats expérimentaux pour affiner la loi et l'utiliser pour une forte diversité de cas de corrosion. Millard [60] et L'Hostis [87] ont utilisé le modèle CORDOBA (CORrosion et enDOMagement du Béton Armé). Ce modèle est basé sur la même approche que celle de Lundgren [181]. L'expansion des PdC est modélisée par l'application d'un champ thermique appliqué au béton par l'intermédiaire de l'élément d'interface acier/béton sans épaisseur. L'interface acier/béton est construite de manière à posséder une raideur normale et une raideur tangentielle représentatives des propriétés mécaniques des PdC. Le modèle CORDOBA simule le comportement du béton par le modèle d'endommagement de Mazars. Pour des taux de corrosion faibles, les auteurs ont constaté qu'expérimentalement la perte de section de l'acier était faible et par conséquent négligeable dans la modélisation. Ce modèle a été confronté à des résultats d'essais expérimentaux de corrosion accélérée et a donné des résultats très satisfaisants. Afin de valider le caractère prédictif du modèle, les auteurs ont simulé le comportement et en particulier, la fissuration d'une structure en béton armé corrodée naturellement. Le modèle parvient à donner une prédiction cohérente avec l'expérience. Richard [134] a mis en place un modèle d'interface acier/béton basé sur la même approche que Millard [60], L'Hostis [87] et Lundgren [181]. Ce modèle d'interface est associé à un élément joint sans épaisseur. Ce modèle peut se prêter à deux types de simulation, l'expansion des PdC et la variation de l'adhérence entre l'acier et le béton. Ce modèle a surtout eu pour finalité l'influence de la corrosion en termes de variation d'adhérence entre l'acier et le béton sur le comportement de structures en béton armé corrodées.

Nguyen [182] a proposé un modèle prenant en compte la structure bicouche du développement des PdC tout en s'appuyant sur des résultats expérimentaux. Pour simuler la croissance de la corrosion, Nguyen [182] a utilisé un élément fini joint caractérisé des rigidités normale et tangentielle de l'épaisseur des PdC. Cette modélisation numérique a été réalisée en 3D et en considérant de manière indépendante le phénomène de carbonatation atmosphérique, la corrosion et le comportement mécanique d'endommagement/fluage. Pour considérer la fissuration du béton, le béton a été modélisé par une structure hétérogène composée d'une matrice de mortier avec des inclusions polyédriques représentant les granulats. Les résultats numériques obtenus suite à la croissance des PdC montrent l'influence des granulats sur le faciès de fissuration. Le comportement de fluage du matériau joue également un rôle important au cours de la propagation de la fissuration.

Pour des raisons de simplification, les premières modélisations ont simulé une expansion uniforme des PdC. Dans ce cas, la modélisation ne peut servir que d'approximation. Dans cette thèse, la distribution de la corrosion est considérée non uniforme conformément aux conditions expérimentales mises en œuvre (et décrites par la suite). Dans le paragraphe suivant I.3.4.2, les différentes façons de modéliser l'expansion non uniforme des PdC issues de la littérature sont exposées.

I.3.4.2 Corrosion non uniforme

Certains auteurs se sont intéressés à modéliser l'expansion des PdC de manière non uniforme se rapprochant des distributions réellement observées afin de déterminer son influence sur la fissuration et donc sur la durée de vie de la structure en béton armé corrodée [97], [183], [184], [185], [186], [187].

Qiao [97] a étudié l'effet de la distribution des PdC à l'interface acier/béton sur l'ouverture des fissures. La couche de PdC a été modélisée par un matériau élastique d'une épaisseur constante. Un angle Θ a été utilisé pour indiquer la partie corrodée de la circonférence de l'armature. Il a constaté que :

- lorsque $\Theta = 180^\circ$ (chargement de la demi circonférence) alors les fissures apparaissent plus rapidement que pour $\Theta = 360^\circ$ (chargement uniforme autour de l'acier).
- si $\Theta < 120^\circ$, alors les fissures apparaissent lentement et le faciès de fissuration change.

Jang [184] a montré que la pression provoquant la fissuration du béton d'enrobage dans la plupart des cas de répartition non uniforme de l'expansion des PdC est plus faible (60%) que celle menant à la fissuration dans le cas uniforme. Pour ses modélisations numériques, il a choisi le critère de rupture de Mohr-Coulomb pour la compression et un comportement adoucissant bi-linéaire en traction selon Hillerborg. Le béton est donc considéré comme un matériau homogène. La répartition non uniforme des PdC est construite de forme elliptique ou semi elliptique ayant du côté faisant face à la pénétration des ions chlorures une perte de section d'acier équivalent à un multiple (variant de 2 à 8) de la perte de section d'acier uniforme et une perte de section d'acier nulle à l'opposée. De plus, l'auteur a montré que le rapport enrobage de béton sur diamètre de l'armature (c/d) et la résistance en compression du béton ont une influence sur la pression entraînant la fissuration du béton d'enrobage. Pour décrire la distribution de la pression due à l'expansion des PdC, Zhao a appliqué une méthode de répartition de l'expansion des PdC suivant une loi de type Gaussien [185]. Ainsi, il est montré que le profil de la perte de section d'acier a une influence sur la manière dont la pression due à l'expansion des PdC se répartira sur le béton d'enrobage et donc sur la propagation de la fissuration.

I.3.4.3 Autres paramètres influençant la fissuration

Sans se soucier du type de corrosion uniforme ou non uniforme, certains auteurs se sont intéressés à l'influence de l'emplacement de l'acier, de l'épaisseur d'enrobage et de la résistance du béton sur le faciès de fissuration. Du [151], Jang [184], Jin [152] et Šavija [183] ont montré que lors de l'expansion des PdC conduisant à la fissuration du béton d'enrobage, la pression croît avec l'augmentation de l'épaisseur de l'enrobage du béton. L'effet du diamètre de l'armature sur le faciès de fissuration peut être considéré négligeable. La pression nécessaire à fissurer le béton d'enrobage augmente à mesure que la résistance du béton augmente [184]. A partir de la modélisation réalisée par Du [151], Jin [152] a amélioré la modélisation en intégrant au modèle de distribution non uniforme la possibilité de considérer la pénétration des ions chlorure sur les deux faces ayant le plus petit enrobage de béton dans le cas d'un acier localisé en coin. Les résultats semblent cohérents avec les résultats expérimentaux de Fischer [188] et les simulations analytiques de Zhao [150] (Figure I-40).

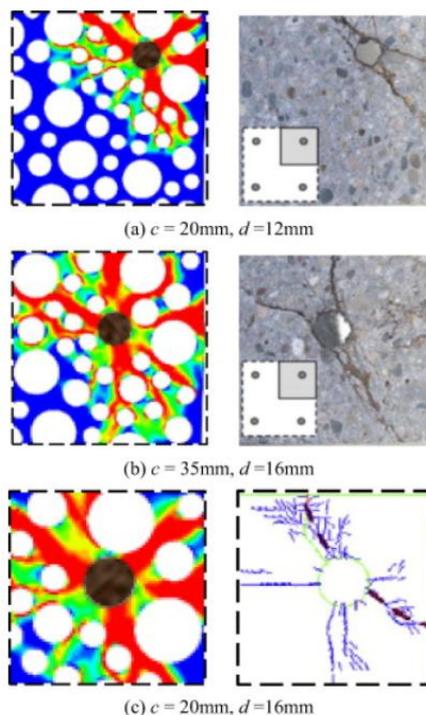


Figure I-40. Comparaison des résultats numériques de Jin avec les observations de Fischer (a) et (b) [188] et les simulations analytiques de Zhao (c) [150]

Du [151], Jang [184] et Šavija [183] sont allés plus loin en introduisant certains paramètres tels que la diffusion des PdC dans la zone « poreuse » et/ou dans les fissures et/ou l'hétérogénéité du béton (due à la présence de granulats, du mortier et de l'interface dans la matrice cimentaire) tels que. Jang [184] a considéré l'hétérogénéité du béton et la diffusion des PdC dans la zone poreuse. Pour tenir compte de l'hétérogénéité du béton, il a utilisé le modèle de type Delft lattice [189], [190]. En se basant sur l'approche de Jang [184] utilisant les deux paramètres précédemment cités, Šavija [183] dans son étude, a de plus introduit, la diffusion des PdC dans les fissures. Ensuite, il s'est basé sur les travaux expérimentaux d'Andrade [68] pour développer une loi permettant de prédire l'évolution de l'ouverture de fissure en fonction de la durée de corrosion. Il a ainsi montré que la combinaison des trois paramètres cités précédemment et d'une expansion des PdC bien qu'uniforme confère des modélisations plus proches de l'expérience. Il a montré que lors d'une corrosion localisée (par rapport à une corrosion uniforme), une pression nettement moindre est nécessaire pour fissurer le béton d'enrobage et un endommagement interne plus important est observé. Dans sa modélisation, Du [151] a également introduit l'hétérogénéité du béton en se basant sur une approche semblable à celle employée par Šavija [183]. Il a considéré la zone « poreuse » et a simulé une distribution de l'expansion des PdC non uniforme de forme semi-elliptique. Il a montré que la fissuration du béton d'enrobage survient plus tôt dans le cas d'une corrosion non uniforme (corrosion localisée ou corrosion par piqûre).

I.4 Bilan et choix

La corrosion des armatures est reconnue comme la principale cause de dégradation des structures en béton armé. Naturellement, c'est un processus qui se déroule sur plusieurs années. Il est donc difficile de réaliser des campagnes expérimentales sur la corrosion naturelle. Des méthodes de laboratoire ont été développées afin d'accélérer le processus électrochimique en imposant un courant entre l'armature et une électrode située sur le parement du corps d'épreuve, autour ou dans ce dernier. Ceci a permis aux chercheurs

d'accumuler des données expérimentales permettant de mieux comprendre le phénomène de corrosion. Toutefois, certaines restrictions doivent être suivies notamment en termes de vitesse de corrosion afin d'être certain de caractériser des phénomènes suffisamment comparables à la corrosion développée in situ.

Le travail bibliographique a permis de mettre en évidence les phénomènes majeurs se produisant lors de la corrosion des armatures et présente différentes manières de les aborder. D'un point de vue phénoménologique, il a été montré que la corrosion provoque la modification des propriétés des matériaux constitutifs du béton armé à savoir le béton d'enrobage par la fissuration, l'acier par une perte de section et de ductilité (dans le cas d'une corrosion localisée) et la liaison acier/béton par la modification de l'adhérence entre l'acier et le béton qui est fonction des propriétés élastiques, du confinement et de la diffusion éventuelle des PdC dans le béton.

Cet état de l'art met également en évidence les carences des expériences de la littérature pour caractériser des structures réelles. En ce qui concerne les essais sous corrosion, ces derniers ont souvent été réalisés en imposant une pénétration des agents agressifs sur toutes les faces du corps d'épreuve avec des armatures de diamètre bien plus petit que ceux d'éléments structurels réels en béton armé. Ce dernier constat nous a poussé à réaliser une campagne expérimentale reproduisant assez fidèlement certaines caractéristiques géométriques d'éléments en béton armé réels afin de quantifier de manière représentative l'impact de la corrosion sur des structures en béton armé. Il a été décidé, que pour les travaux de notre étude décrits par la suite, les corps d'épreuve en béton armé ont un enrobage de 30 mm, un squelette granulaire ayant un diamètre maximal de 20 mm et une armature haute adhérence de 20 mm de diamètre afin de mener une étude se rapprochant de l'échelle d'une structure réelle. Le rapport e/c de 0,7 a été choisi pour faciliter le transfert des ions chlorure et l'essai de corrosion accélérée. Il peut également être représentatif d'ouvrages anciens.

Un point important que cet état de l'art a également mis en avant est l'importance de considérer la valeur de la densité de courant de corrosion appliquée couplée aux degrés de dégradations engendrés. En effet, une corrosion « rapide » provoque une dégradation plus importante qu'une corrosion « plus lente » pour un même taux de corrosion. Cela vient du fait que les PdC dans le cas d'une corrosion plus lente ont le temps de pénétrer dans les pores du béton et de les remplir avant que leur accumulation cause la fissuration du béton. Il semble être utile de se pencher sur cette question afin de proposer une démarche qui intégrerait cet effet. Des auteurs ont affirmé qu'en limitant la densité de courant à une valeur inférieure ou égale à $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, les essais semblent donner des résultats plus pertinents que les densités au-dessus de cette valeur [46, 69, 70].

L'état de l'art met en avant des densités de courant importantes qui sont utilisées par les chercheurs afin de dégrader rapidement l'interface. Ces densités peuvent atteindre jusqu'à $10400 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ce qui est très loin du processus naturel de corrosion. D'après ces constatations, il a été décidé d'utiliser $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ comme première densité pour les travaux de thèse. Ensuite, d'évaluer la différence sur le même type de corps d'épreuve avec deux autres densités $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ et $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Ainsi, il sera possible de caractériser l'influence de la densité sur le comportement de la corrosion. Ces densités de courant sont relativement faibles par rapport à celles mentionnées par d'autres chercheurs. Il a été décidé de fabriquer des corps d'épreuve présentant une dissymétrie d'enrobage et respectent les dimensions d'un ouvrage.

Peu de chercheurs ont modélisé le phénomène de corrosion sous courant imposé. D'où l'intérêt de suivre la tension de l'alimentation « relative » au prisme, en fonction du temps au cours des essais de corrosion accélérée sous courant imposé et de mettre en œuvre un modèle qui explique les phénomènes physiques qui ont eu lieu.

Enfin, l'étude des différents aspects de la littérature caractérisant le comportement du béton armé corrodé met en évidence l'importance de caractériser macroscopiquement les PdC à l'interface acier/béton en rapport avec l'évolution locale de la dégradation. La littérature met l'accent sur la nécessité de prendre en compte l'évolution de la rigidité des PdC au cours du chargement ainsi que l'évolution de l'épaisseur de la couche de PdC et le rapport qui existe entre celle-ci et la perte de section d'acier.

L'évolution des PdC à l'interface acier/béton dépend de la nature des PdC créés, du déconfinement dû à la fissuration et de la diminution de la section d'acier. Elle entraîne une variation de l'adhérence entre l'acier et le béton. L'état de l'art expose les différents essais permettant de caractériser l'adhérence acier/béton. Il y apparaît que l'essai d'arrachement est l'essai le plus utilisé, du fait de sa simplicité et de sa capacité à rendre compte efficacement des performances de la liaison entre l'armature et le béton avoisinant. Cet essai est le plus souvent réalisé à partir de blocs cubiques en béton, armés d'une armature centrée et de faible diamètre (permettant ainsi d'atteindre facilement d'importants niveaux de corrosion qui peuvent se caractériser par le rapport entre la section d'acier initiale et la section d'acier corrodée) entraînant d'importants niveaux de dégradation à l'interface.

Cet essai a été sélectionné pour la caractérisation de la liaison acier/béton lors des essais de la thèse menés à différents niveaux de corrosion de l'armature.

La revue bibliographique des travaux de modélisation de la corrosion des armatures de béton armé a permis d'exposer les différentes manières de prendre en compte les principaux paramètres ayant une influence sur l'évolution de la fissuration du béton d'enrobage lors de la phase de propagation de la corrosion.

Dans un premier temps, les auteurs se sont intéressés aux effets d'une corrosion uniformément répartie autour de la circonférence de l'armature sur la fissuration pour des raisons de simplification. Il s'est avéré que considérer l'expansion des PdC de manière uniforme ne reflétait pas suffisamment la réalité. La prise en compte de la non-uniformité de l'expansion des PdC a permis de reproduire par le calcul des profils de fissuration plus réalistes. Il existe différentes manières de considérer cette non-uniformité soit par une distribution elliptique, de type Gaussien ou en utilisant l'angle englobant le périmètre de l'acier corrodé. Pour mettre en œuvre ces différentes distributions, les auteurs se sont appuyés sur le profil de la perte de section d'acier. Ce dernier a une influence sur la manière dont la pression due à l'expansion des PdC se répartit sur le béton d'enrobage et donc sur la propagation de la fissuration.

Pour les simulations réalisées dans le cadre des travaux de thèse décrits dans ce manuscrit, il a été décidé de prendre en compte la non-uniformité de l'expansion des PdC à la différence que l'approche n'est pas basée sur le profil de la perte de section mais directement sur la distribution de la couche de PdC observée au MEB lors de nos essais. Etant donné qu'il n'y a pas de chargement mécanique autre que celui des PdC, la perte de section d'acier est négligée dans la modélisation. C'est un déplacement imposé qui est appliqué au contour du béton afin de simuler la pression générée par l'expansion des PdC conduisant à la fissuration du béton.

De plus, il a été montré que lors de la corrosion localisée, la fissuration du béton d'enrobage se produit pour une pression nettement moindre que pour le cas d'une corrosion uniforme. De plus, la corrosion localisée crée un endommagement interne plus important. Ceci est inquiétant du fait que ce n'est pas visible de l'extérieur et passe inaperçu. Etant donné que l'évaluation de l'état des structures susceptibles d'être corrodées par pénétration d'ions chlorure est basée sur l'inspection visuelle, il est donc important que l'évaluation tienne compte des différents paramètres ayant une influence sur l'ensemble des mécanismes de dégradation et de fissuration du béton. Dans la littérature, certains auteurs ont mis en

évidence l'intérêt de considérer l'hétérogénéité du béton et la diffusion des PdC dans la zone poreuse et dans les fissures.

Dans la modélisation numérique qui est présentée dans le chapitre VI, certains choix ont été effectués concernant les paramètres influençant la fissuration. Seuls certains paramètres jugés particulièrement importants, ont été considérés à savoir une expansion non uniforme des PdC et l'hétérogénéité des caractéristiques mécaniques du béton. Les propriétés mécaniques des PdC ne sont pas prises en compte dans la modélisation car leur connaissance d'un point de vue mécanique est insuffisante.

Chapitre II Programme de recherche

Chapitre II Programme de recherche

II.1 Objectifs de l'étude expérimentale

La corrosion des structures en béton armé est un phénomène complexe dans lequel les processus électrochimique, cinétique et mécanique nécessitent d'être mieux connus. Afin de mieux comprendre les causes et les effets entre ces différents processus, il est important d'étudier la formation des produits de corrosion (PdC) au niveau de l'acier, le gonflement des PdC à l'interface acier/béton, la fissuration interne résultante et la fissuration externe observée sur le parement du béton.

Le premier objectif de cette étude sur la corrosion du béton armé est de relier la dégradation du parement de béton observée visuellement (cas d'un voile fissuré par exemple qui pourrait inquiéter le maître d'ouvrage) et la transformation de l'interface acier/béton.

Le second objectif est d'utiliser certains résultats expérimentaux comme données d'entrée pour la modélisation de la dégradation du béton armé avec prise en compte du phénomène de corrosion.

La Figure II-1 illustre le programme de recherche complet qui est constitué de deux études, la première expérimentale et la seconde numérique.

Dans l'étude expérimentale, les corps d'épreuve en béton armé ont été fabriqués avec une formulation de béton, des enrobages et un renforcement représentatif d'un élément structural. Les produits de corrosion (PdC) ont été créés artificiellement en utilisant une corrosion accélérée sous courant imposé en présence d'ions chlorure. Le gonflement des PdC a engendré des fissures internes (interface acier/béton) puis externes (parement). Il s'est agi de caractériser les fissures « externes » (ouverture maximale) sur le parement de béton, les fissures « internes » en termes d'orientation, d'ouverture et de longueur autour de l'acier et enfin l'épaisseur et la localisation des PdC. L'effet des PdC sur l'interface acier/béton du point de vue mécanique a également été évalué par des essais d'arrachement.

Dans l'étude numérique, une première modélisation électrique des courbes de tension de l'alimentation « relative » au prisme, lors de l'essai de corrosion accéléré a été proposée et une seconde modélisation mécanique a été étudiée en se basant sur certains résultats expérimentaux dans les calculs.

Dans ce deuxième chapitre du manuscrit, les différentes étapes de l'étude expérimentale sont présentées. La première partie expose la description des matériaux constitutifs des corps d'épreuve, leur fabrication et leurs caractérisations mécaniques à 28 jours. La seconde partie présente l'essai de corrosion accélérée. La troisième partie décrit les caractérisations réalisées successivement de l'extérieur vers l'intérieur du prisme : caractérisations électrochimiques non destructives, relevé des fissures externes, caractérisations des fissures internes, détermination de l'épaisseur et de la localisation des PdC en fonction des paramètres de la corrosion accélérée.

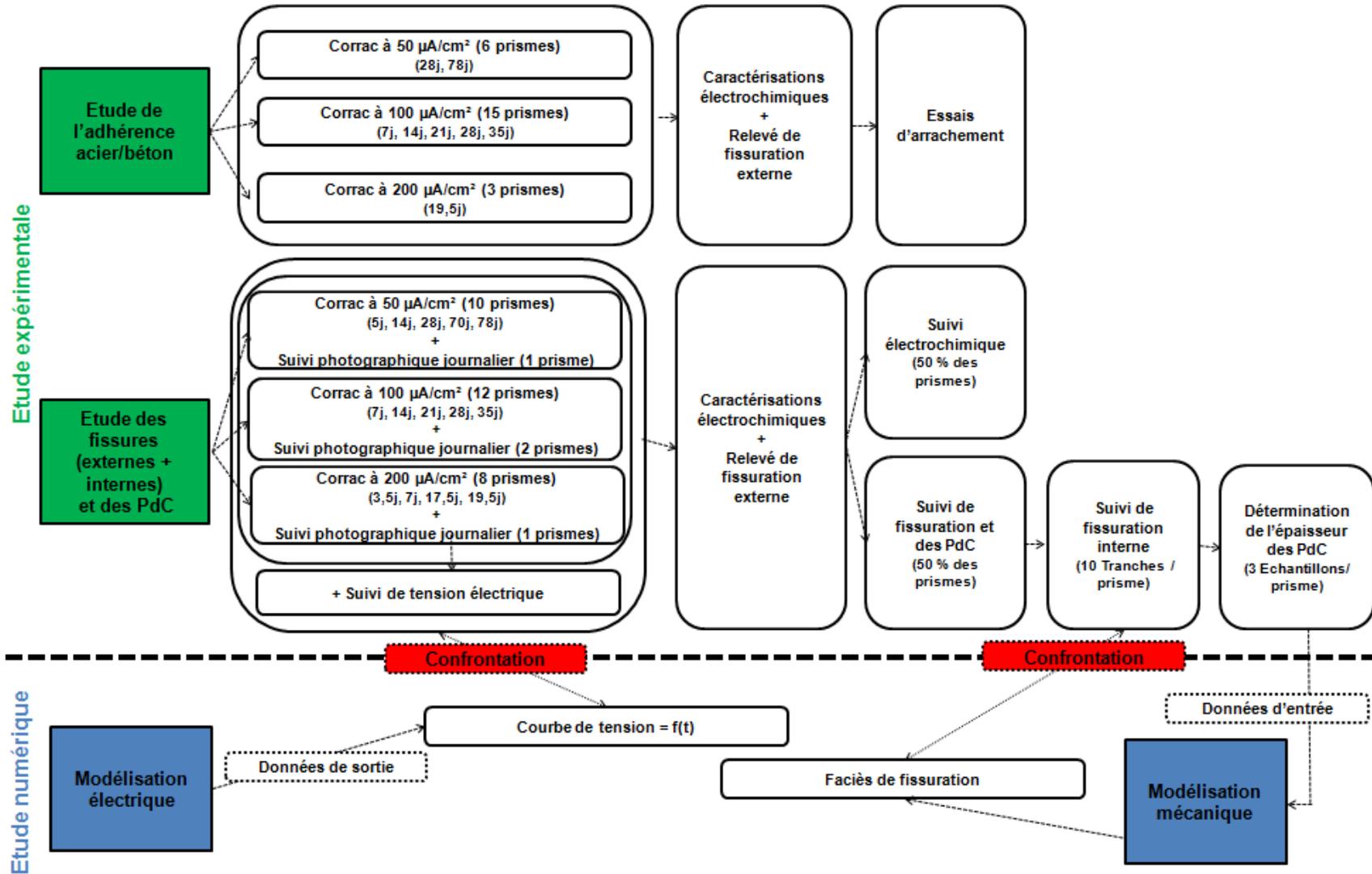


Figure II-1. Récapitulatif du programme de recherche de l'étude de la dégradation d'éléments structuraux par corrosion

II.2 Corps d'épreuve

II.2.1 Formulation du béton

Cette étude expérimentale s'appuie sur les travaux effectués lors du projet ANR (Agence Nationale de Recherche) APPLLET (Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabilisTe) [191], [192], [48] et peut être considérée comme une continuité de ces derniers.

La formulation du béton utilisée (Tableau II-1) est similaire à celle du projet ANR Applet. Les proportions de granulats, de ciment et d'eau sont très proches entre les deux formulations. Les granulats ne sont toutefois pas de la même origine (carrières de « Bernières » dans le cas d'Applet et sablières de « Palvadeau » dans le cas présent), mais restent de la même nature pétrographique.

La formulation du béton des prismes répond à la norme NF EN 1766 avec un dosage en ciment de 275 kg/m^3 et un rapport eau sur ciment de 0,7. Ce rapport a pour but de permettre une migration plus rapide des ions chlorure jusqu'à l'acier et donc une initiation de la corrosion avec des durées d'essais courtes (porosité initiale élevée) et d'assurer une faible résistivité électrique.

Tableau II-1. Formulation du béton

Granulats Palvadeau (granulométrie en mm/ dosage en (Kg/m^3))								CEMI (Kg/m^3)	Eau (Kg/m^3)
0/0,315	0,315/1	0,5/1	1/4	2/4	4/8	8/12	12,5/20		
149	277	180	170	57	324	265	473	275	192,5

II.2.1.1 Ciment

Le ciment utilisé est un ciment Portland CEMI 52.5 N CE CP2 NF (provenant de l'usine Calcia de Bussac).

II.2.1.2 Granulats

Les granulats siliceux utilisés proviennent des sablières de Palvadeau. Quatre classes de granulométrie de sable (0/0,315, 0,315/1, 0,5/1, 1/4) et quatre classes de granulométrie de gravillons (2/4, 4/8, 8/12, 12,5/20) ont été considérées. Les granulats siliceux de Palvadeau sont non-réactifs vis-à-vis de la réaction alcali-granat. Ce choix a été fait afin que ce type de réaction de surcroît non contrôlée ne puisse pas se déclencher lors des essais de corrosion accélérée.

II.2.1.3 Armatures

Dans le but de se mettre dans les conditions d'un ouvrage réel, des armatures HA20 (haute adhérence de 20 mm de diamètre) ont été utilisées pour cette étude. Il s'agit ici d'acier FeE500S selon la norme NF A 35-080-1.

II.2.2 Description et fabrication des prismes en béton armé

II.2.2.1 Description des prismes

Deux types de prisme en béton armé ont été confectionnés. Les premiers sont utilisés pour l'étude des effets de la corrosion sur le béton armé en termes de fissuration du béton et d'épaisseur de PdC via des essais de corrosion accélérée, les seconds pour les essais d'arrachement. De plus, des éprouvettes cylindriques 16 x 32 (diamètre 16 cm et élancement de 2) ont été confectionnées pour déterminer les caractérisations mécaniques du béton à 28j.

- 1) 36 prismes de section 100 x 125 mm², de longueur 500 mm et munis d'une armature HA20 placée à une distance de 30 mm de deux faces, représentant ainsi des conditions d'enrobage proches d'un ouvrage réel, ont été coulés (Figure II-2). L'armature dépasse de 50 mm à chaque extrémité du prisme dans le but d'effectuer les connections électriques nécessaires à la mise en œuvre de la corrosion accélérée.

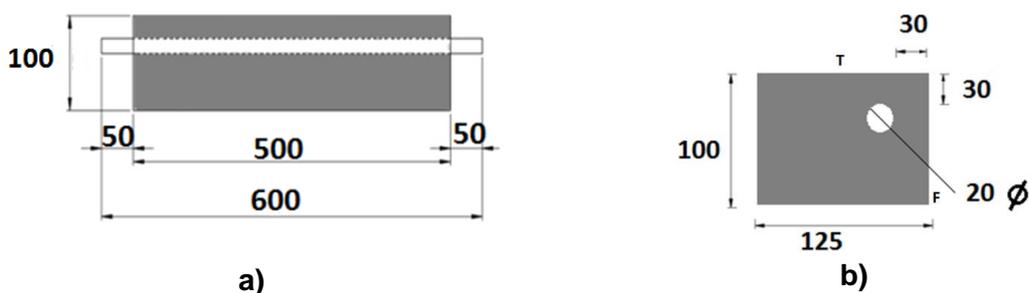


Figure II-2. Prismes pour l'étude de la caractérisation des fissures et des PdC : a) Vue longitudinale, b) Vue en section (dimension en mm)

- 2) 33 prismes de section 100 x 125 mm², de longueur 500 mm et munis d'une armature HA20 placée à une distance de 30 mm de deux faces ont été coulés (Figure II-3-a et b). L'armature dépasse de 1000 mm d'un côté et de 50 mm de l'autre pour satisfaire à l'essai d'arrachement. De plus, une gaine de 100 mm de long et d'épaisseur 5 mm a été placée aux deux extrémités de chaque prisme entre l'acier et le béton de manière à supprimer les effets de bord néfastes à la quantification de l'adhérence entre l'acier et le béton (Figure II-3-c).

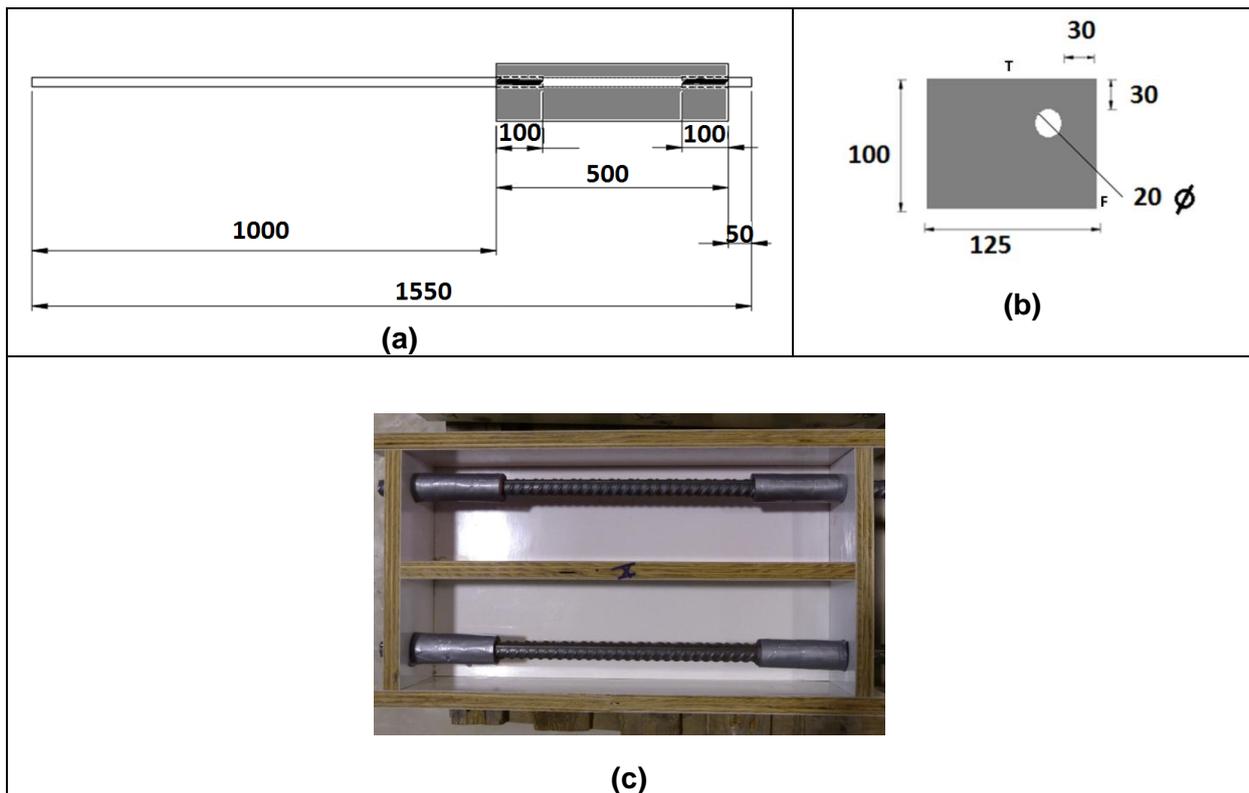


Figure II-3. Prismes pour l'étude de l'adhérence acier/béton: a) Vue longitudinale, b) Vue en section, c/ Détail des gaines (dimensions en mm)

II.2.2.2 Fabrication

La fabrication des prismes (Figure II-4) a été réalisée à l'Ifsttar en quatre coulages effectués entre le 4 mai 2015 et le 23 février 2016.

Pour chaque fabrication des prismes pour les deux études, 27 éprouvettes cylindriques ont été coulées pour déterminer les caractérisations mécaniques du béton. Le Tableau II-2 fait la synthèse du nombre de prismes confectionnés au cours du programme expérimental.



Figure II-4. Photos des corps d'épreuves

Tableau II-2. Synthèse des prismes et leur emploi

Etude	Nombre	
	Prismes	Eprouvettes cylindriques
Détermination des fissurations et des PdC	36	27
Détermination de l'adhérence acier/béton	33	27
Total	69	54

Les trois premières fabrications ont été réalisées avec un malaxeur d'une capacité de 170 litres. Pour la dernière fabrication, un malaxeur de 80 litres a été utilisé car sa capacité était suffisante pour le nombre moins important de prismes à fabriquer.

Les première et troisième opérations de fabrication ont nécessité respectivement une gâchée de 139 litres et trois gâchées de 139 litres, la seconde opération de fabrication, deux gâchées de 146 litres et la quatrième, une gâchée de 14 litres.

En amont du malaxage, interviennent la préparation des coffrages avec le maintien de chaque armature et les pesées des matériaux tels que le ciment, les granulats et l'eau de gâchage basées sur la formulation de béton décrite dans le Tableau II-1.

Après le malaxage, un essai d'affaissement au cône d'Abrams a été effectué pour déterminer le temps de vibration selon le dimensionnement des corps d'épreuve (prismes ou cylindres). Les vibrations ont été effectuées à l'aide d'une aiguille vibrante. Les armatures ont été placées horizontalement dans les coffrages par rapport au sens de coulage.

Les techniques de vibration appliquées dans le cas des éprouvettes cylindriques 16-32 et les prismes 125 x 100 x 500 mm³ reposent sur la norme NF P 18-422. Concernant, les éprouvettes cylindriques, c'est l'abaque n°1 qui a été choisi. Dans le cas des prismes, l'abaque n°2 prescrits pour des prismes 100 x 100 x 400 mm³ a été retenu du fait que la géométrie de ces derniers se trouvent être la plus proche des prismes fabriqués.

La nomenclature des différents corps d'épreuve est explicitée comme suit :

- Le libellé des prismes comporte la lettre P suivie du numéro (de 001 à 069), par exemple P005.
- Le libellé des éprouvettes cylindriques comporte 4 champs :
 - o Champ 1 : programme d'appartenance (OL)
 - o Champ 2 : identification de l'opération de coulage (Lettre (C) + numéro de l'opération de coulage)
 - o Champ 3 : identification de la gâchée (Lettre (G) + numéro de la gâchée)
 - o Champ 4 : numéro d'identification du cylindre (9 cylindres par gâchée)

OL	-	C1	-	G1	-	1
		:		:		:
		C4		G3		9

Une fois coulés, pour limiter la dessiccation, les prismes et les éprouvettes cylindriques ont été protégés sur la face du dessus (à l'air libre) respectivement par un film (polyéthylène souple) et un capuchon en plastique.

24h après le coulage, tous les corps d'épreuve ont subi une cure dans l'eau du robinet à température ambiante durant 28 jours. Cette cure permet au béton de rester hydraté et d'éviter qu'il se rétracte trop et se fragilise en laissant apparaître des fissures.

II.2.3 Caractérisations mécaniques des propriétés du béton

Les caractérisations mécaniques du béton à 28 jours (résistance en compression et en traction, module d'Young et coefficient de Poisson) ont été réalisées sur les éprouvettes cylindriques (16-32). Trois éprouvettes ont été dédiées pour chaque essai.

Pour la caractérisation de la résistance mécanique, du module d'Young et du coefficient de Poisson, les faces des cylindres sont surfacées au soufre selon la norme NF EN 12390-3 (Figure II-5). L'objectif de ce surfacage est de faire en sorte que les faces supérieures et inférieures des éprouvettes cylindriques soient perpendiculaires à leur propre axe avec la tolérance de la norme ASTM C39. Les essais de compression, de module d'Young et de fendage sont réalisés sur une presse de capacité 5000 kN (MFL 5000 kN).



Figure II-5. Surfaçage des éprouvettes au soufre

II.2.3.1 Essais de compression

Trois essais de compression ont été effectués sur les éprouvettes cylindriques par gâchée pour chaque opération de coulage. Le pilotage du vérin est réalisé en vitesse de déplacement de 0,14 mm/min. La vitesse de montée en charge est de 600 kN/mn.

La Figure II-6 montre le détail du positionnement de l'éprouvette entre les deux plateaux. L'objectif de cet essai est d'obtenir la charge à rupture de l'éprouvette.



Figure II-6. Test de compression

La contrainte à la compression f_c (MPa) de chaque éprouvette a été calculée depuis l'effort maximum appliqué F_{max} (N) durant l'essai de compression.

$$f_c = \frac{4 F_{max}}{\pi D^2}, \text{ où } D \text{ est le diamètre de l'éprouvette (mm).}$$

Les résultats sont présentés dans le Tableau II-3.

II.2.3.2 Essais de traction

Pour déterminer la résistance en traction du béton de chaque gâchée, des essais de fendage ont été réalisés sur trois éprouvettes cylindriques. Le choix s'est porté sur l'essai de fendage car le type d'éprouvette utilisé est le même à la fois pour les essais de compression et de fendage. La presse utilisée est de marque MFL 5000 kN.

Le principe de l'essai de fendage est de placer une éprouvette cylindrique à l'horizontale entre les plateaux de la presse et de centrer l'éprouvette par un gabarit de centrage placé sur le plateau inférieur. L'essai consiste à augmenter la charge appliquée jusqu'à la rupture qui intervient par l'apparition et l'ouverture brutale d'une fissure de traction le long du diamètre vertical du cylindre (Figure II-7). La vitesse de montée en charge est de 241 kN/mn.



Figure II-7. Essai de traction

La résistance à la traction f_t (MPa) de chaque éprouvette a été calculée à partir de l'effort maximum appliqué F_{max} (N) durant l'essai de fendage :

$f_t = \frac{2 F_{max}}{\pi DL}$ où D et L sont respectivement le diamètre (mm) et la longueur de l'éprouvette (mm).

Les résultats sont présentés dans le Tableau II-3.

II.2.3.3 Calcul du module d'Young et du coefficient de Poisson

L'essai pour déterminer le module d'Young et le coefficient de Poisson consiste à réaliser quatre cycles à vitesse de chargement imposée (celle de l'essai de compression à 28 jours) entre 5 et 30 % de la contrainte de rupture en compression f_c . La valeur de f_c est déterminée expérimentalement par trois essais de compression. Des capteurs transversaux et longitudinaux de la marque AMETEK Solartron ont été placés sur le périmètre de l'éprouvette pour mesurer respectivement le déplacement transversal et longitudinal (Figure II-8). Le module d'Young et le coefficient de Poisson ont été calculés d'après les contraintes et les déformations mesurées en utilisant les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} E = \frac{\text{Contrainte (GPa)}}{\text{Déformation longitudinale}} \\ \nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \end{array} \right.$$



Figure II-8. Dispositifs permettant la mesure du module d'Young et du coefficient de Poisson

Le Tableau II-3 présente les résultats des caractérisations mécaniques du béton. Les prismes issus des coulages C1 et C2 ont été destinés à l'étude de la fissuration et des PdC et ceux du coulage C3, à l'étude d'arrachement.

Les valeurs des résistances à la compression, des résistances à la traction, des modules d'Young et des coefficients de Poisson sont issues de moyennes sur trois éprouvettes cylindriques de la même gâchée.

Tableau II-3. Caractérisations mécaniques du béton (moyenne sur 3 éprouvettes)

Coulages	Résistance à la compression (MPa)	Résistance à la traction (MPa)	Module d'Young (GPa)	Coefficient de Poisson
C1-G1	32,2 ± 0,6	2,6 ± 0,2	35,4 ± 1,2	0,1 ± 0,0
C2-G1	35,1 ± 0,1	2,9 ± 0,1	37,6 ± 0,1	0,1 ± 0,0
C2-G2	36,2 ± 1,0	3,0 ± 0,0	-	-
C3-G1	37,8 ± 0,4	-	-	-
C3-G2	38,5 ± 0,7	-	-	-
C3-G3	37,9 ± 1,2	-	-	-
Moyenne sur les éprouvettes du C1 et C2	34,5 ± 0,6	2,8 ± 0,2	36,5 ± 0,7	0,1 ± 0,0

La moyenne de la résistance à la compression est 32,2 MPa pour le coulage C1, 35,7 MPa pour C2 et 38,1 MPa pour C3. Les éprouvettes du coulage C3, ont été caractérisées à un âge un peu plus avancé que les autres (44 jours au lieu de 28 jours). Cette différence d'âge pourrait expliquer une résistance à la compression plus élevée pour le coulage C3 par rapport au coulage C2. A partir de cette constatation, il a été décidé de ne pas effectuer d'essai à la traction (ni de mesurer les autres paramètres élastiques), car les résultats n'auraient fait que confirmer les résultats des essais de traction sur C1 et C2. Il s'avère donc, que malgré un rapport $e/c = 0,7$, les matériaux préparés présentent des caractéristiques mécaniques qui sont voisines de celles d'un C30/C37 ou d'un C35/C45. L'optimisation du fuseau granulaire et la nature des granulats sont pour une part importante dans ce résultat.

II.3 Essai de corrosion accélérée

En fonction des éléments bibliographiques considérés qui ont été discutés dans le chapitre I, il a été décidé de réaliser des essais de corrosion accélérée avec différentes densités de courant et durées. L'objectif est d'analyser l'influence d'une même charge totale, définie par le produit de la densité de courant et la durée de l'essai correspondante sur le comportement des prismes corrodés.

II.3.1 Essais du projet Applet

Lors du projet ANR APPLLET, la corrosion accélérée a été réalisée en courant imposé de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. La cathode (grille de titane platiné) et l'anode (armature) sont respectivement connectées aux pôles négatif et positif de l'alimentation électrique. La continuité électrique entre anode et cathode est assurée par une solution basique et saline ($\text{NaOH} = 1 \text{ g/l}$, $\text{KOH} = 4,65 \text{ g/l}$ et $\text{NaCl} = 30 \text{ g/l}$) (les ions chlorure vont accélérer la corrosion). Une piscine en PVC a été fabriquée et le corps d'épreuve a été placé dans cette piscine (Figure II-9). La contre électrode était placée sous la poutrelle.

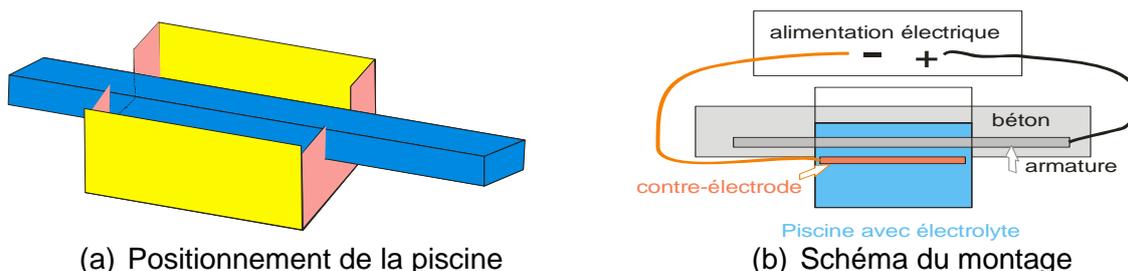


Figure II-9. Essai de corrosion intentiostatique du projet ANR Applet

Etant donné que les faces du corps d'épreuve ayant les enrobages à 3 cm (les plus petits) étaient placées dans la piscine, le suivi de la fissuration sur était impossible.

II.3.2 Essai de faisabilité

Avant de procéder à la campagne expérimentale, un essai de faisabilité de corrosion accélérée a été réalisé sur une partie saine de la poutrelle F3 du projet ANR APPLLET [191], [192], [48] de dimensions (400 x 150 x 100 mm³) et muni d'une armature HA20 (Figure II-10). Pour réaliser cet essai, une densité de courant de 100 µA/cm² a été retenue du fait que dans la littérature, 100 µA/cm² est la densité la plus utilisée et est de plus considérée comme la moins éloignée de la réalité en tenant compte des contraintes de temps liées à la durée de l'étude qui est de trois ans.

Lors de l'essai de faisabilité, il a été décidé que la piscine et la contre électrode seraient placées au dessus du corps d'épreuve et sur une des deux faces ayant un enrobage de 3 cm. Ainsi, l'autre face de même enrobage resterait visible et rendrait possible le suivi de la fissuration (Figure II-11). La durée de corrosion accélérée choisie fut de 35 jours et résulte de l'étude d'Applet [191], [192], [48] qui avait montré la génération d'une fissure de 0,3 mm d'ouverture au bout de 30 jours de corrosion accélérée.

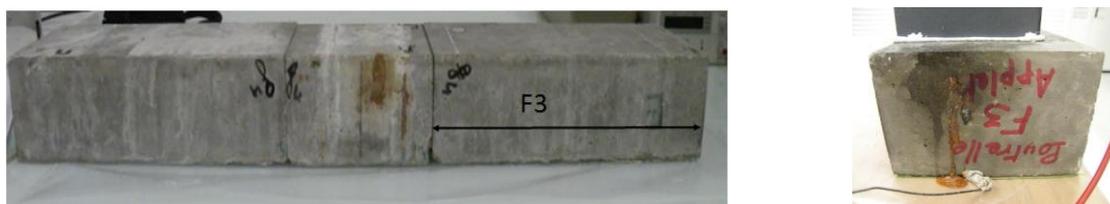
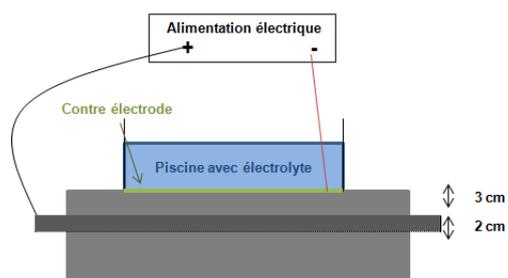
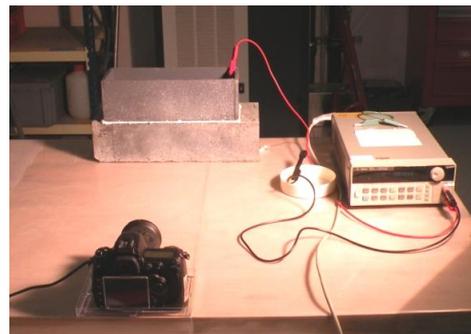


Figure II-10. Corps d'épreuve de l'essai de faisabilité



(a) Schéma du montage



(b) Photo du montage

Figure II-11. Essai de faisabilité en corrosion galvanostatique

Au cours du montage de cet essai, la connexion de l'alimentation électrique à l'armature s'est avérée difficile à réaliser du fait que l'armature n'était pas débouchante sur l'une des extrémités. En amont de la confection des prismes, il aurait fallu relier l'armature à un fil conducteur qui débouche du prisme.

Une fois la piscine en PVC de dimension (100 x100 x 300 mm³) collée (avec un mastic type cyanolite) sur la face supérieure du corps d'épreuve, l'électrolyte a été versé. La cathode est une grille de titane platinée qui a été posée sur le corps d'épreuve et à l'intérieur de la piscine. Lors de l'essai, la tension du corps d'épreuve initialement de 12 V a baissé jusqu'à 3 V après 3 jours. Cette variation significative a été attribuée à l'humidification du corps d'épreuve. Il a été décidé de mettre l'électrolyte dans la piscine durant les 3 jours précédents le lancement de l'essai de corrosion accélérée afin de pouvoir relier en série différents prismes (3 V par prisme et l'alimentation de modèle Keysight possède une capacité de 60 V).

Lors de l'essai, la piscine devait être réalimentée quotidiennement en électrolyte car la porosité du béton, l'évaporation et la gravité ont tendance à accélérer l'écoulement de l'électrolyte et donc la baisse de son niveau.

II.3.3 Campagne expérimentale

II.3.3.1 Préparation de l'essai de corrosion accélérée

Le retour d'expérience issu de l'essai de faisabilité a permis d'optimiser l'essai de corrosion accélérée :

- Mettre en série les différents corps d'épreuve lors de l'essai de corrosion accélérée (Figure II-13). La cathode (grille de titane platiné) du premier prisme et l'anode (armature) du dernier prisme sont respectivement connectées aux pôles négatif et positif de l'alimentation électrique. La cathode de chaque prisme est connectée à l'anode du prisme qui le suit. Les branchements sont détaillés sur la Figure II-12.
- Suivre l'évolution de la tension globale et de la tension de chaque prisme au cours de l'essai de corrosion accélérée. La cathode et l'anode de chaque prisme sont respectivement connectées aux pôles négatif et positif de la centrale d'acquisition de modèle Keysight (Figure II-13).
- Faire un essai sur une durée de 35 jours pour une densité de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour observer l'évolution de la fissuration en fonction du temps.

- Choisir les durées pour les deux autres densités de courant pour analyser comment le couple densité-durée impacte la corrosion et la fissuration et si à charge totale identique les dégradations résultantes sont les mêmes.

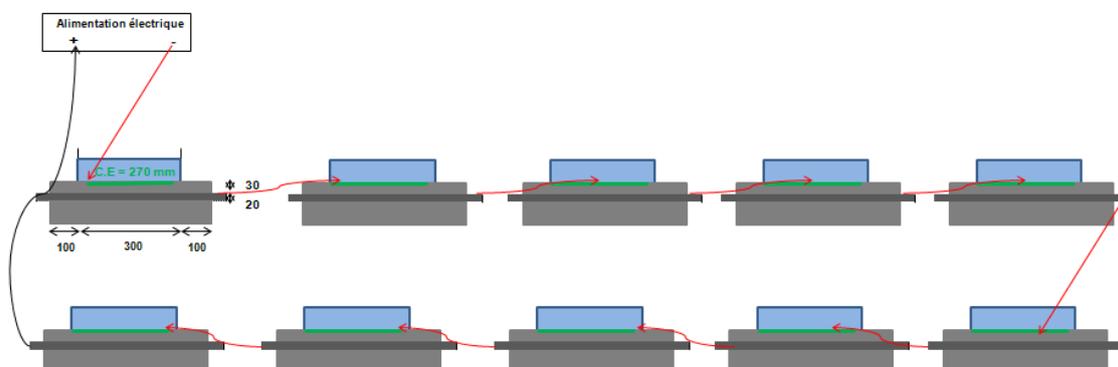


Figure II-12. Branchements des prisms en série pour l'essai de corrosion accélérée (dimensions en mm)

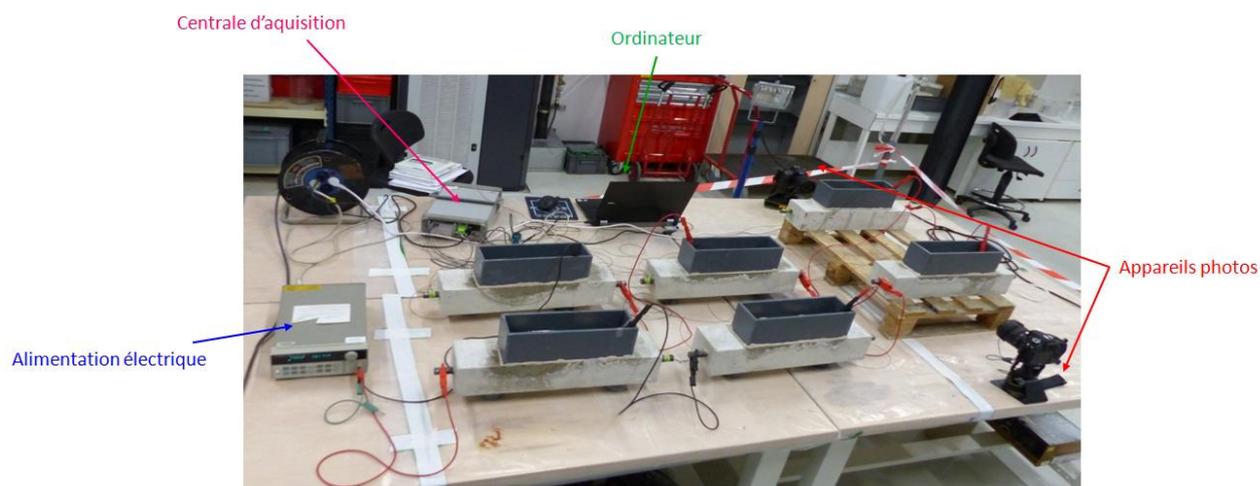


Figure II-13. Illustration de l'essai de corrosion accélérée (série 1)

Le Tableau II-4 et le Tableau II-5 récapitulent respectivement les paramètres des essais de corrosion accélérée réalisés pour l'étude de fissuration et d'arrachement. La corrosion accélérée de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ d'acier des prisms P003 à P012 a été réalisée en deux essais en série. La série 1 comprend les prisms P003, P004, P007 et P008 pour une durée de 7 et 21 jours. Il a été choisi de commencer avec que ces deux échéances afin de tester l'essai en série. Il s'est avéré que durant cet essai, il y avait besoin d'un suivi continu de la tension en chaque prisme pour se rendre compte de son comportement au cours de l'essai de corrosion accélérée. Au cours des essais de corrosion accélérée, le courant imposé, la tension globale, la tension de chaque prisme et la température du labo ont été mesurées à l'aide d'une centrale d'acquisition.

Tableau II-4. Paramètres utilisés lors de la corrosion des prismes pour l'étude de fissuration et des PdC (surface = 172,8 cm²)

Série N°	Numéros des prismes dédiés à l'étude de fissuration et des PdC	Densité de courant ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$ d'acier)	Durée de corrosion (jours)	Date de lancement de l'essai	Epaisseur de fer perdu (Faraday Eq (4)) (μm)
-	P001, P002	-	0		
5	P021, P022	50	5	03/08/2016	8
5	P023, P024	50	14		22
5	P025, P026	50	28		44
5	P027, P028	50	70		111
5	P029, P030	50	78		125
1	P003, P004	100	7	02/11/2015	22
6	P031, P032	100	7	20/10/2016	22
2	P005, P006	100	14	07/01/2016	44
1	P007, P008	100	21	02/11/2015	67
2	P009, P010	100	28	20/10/2016	85
2	P011, P012	100	35	20/10/2016	111
4	P013, P014	200	3,5	30/06/2016	22
4	P015, P016	200	7		44
4	P017, P018	200	17,5		111
4	P019, P020	200	19,5		125

Tableau II-5. Paramètres utilisés lors de la corrosion des prismes pour l'étude d'arrachement (surface = 172,8 cm²)

Série N°	Numéros des prismes dédiés à l'étude d'arrachement	Densité de courant ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$ d'acier)	Durée de corrosion (jours)	Date de lancement de l'essai	Epaisseur de fer perdu (Faraday Eq (4)) (μm)
-	P037, P038, P039	-	0		
-	P058, P058, P060	-	0		
5	P064, P065, P066	50	28	03/08/2016	44
5	P061, P062, P063	50	78		125
3	P040, P041, P042	100	7	29/03/2016	22
3	P043, P044, P045	100	14		44
3	P046, P047, P048	100	21		67
3	P049, P050, P051	100	28		85
3	P052, P053, P054	100	35		111
4	P055, P056, P057	200	19,5	30/06/2016	125

II.3.3.2 Procédure de mise en place de l'essai de corrosion

Les différentes étapes pour la mise en place de l'essai de corrosion accélérée sont les suivantes :

- Les piscines ont été collées avec un mastic bien adhérent au béton pour éviter les écoulements.
- Les piscines ont été ensuite remplies de l'électrolyte durant les 3 jours précédant le lancement de l'essai afin d'assurer la continuité électrique et de pouvoir brancher plusieurs prismes en série avec des tensions pas trop importantes.

- Afin de déterminer l'état de corrosion de chaque prisme, avant le début de l'essai de corrosion, une caractérisation électrochimique a été effectuée. Cela permet d'avoir une référence, une fois l'essai terminé et la dépolarisation de l'armature s'est achevée.
- Les prismes ont été disposés et la contre-électrode mise au dessus du prisme à l'intérieur de la piscine.
- Un monitoring a été installé afin de suivre la tension aux bornes de chaque prisme, la tension globale, le courant et la température ambiante. Une centrale d'acquisition de type Agilent 34901A doté d'un multiplexeur à relais 20 voies a été utilisée. La centrale d'acquisition est branchée à un PC avec un câble RS 232 pour le stockage des mesures effectuées. Ces mesures ont été effectuées tous les 2 heures.
- Le niveau de l'électrolyte est vérifié tous les jours et ajusté.
- Lorsque la durée de l'essai est atteinte, une caractérisation électrochimique est réalisée sur chaque prisme afin de vérifier que la polarisation de l'armature est similaire pour les deux prismes.
- Une fois enlevé du circuit, un prisme est destiné à des caractérisations électrochimiques non destructives et l'autre prisme, ayant le J_{corr} le plus faible (car supposé être le moins corrodé pour éviter tout problème de dégradation lors du sciage), a été découpé.
- Après dépolarisation, la caractérisation électrochimique indique l'état de corrosion du prisme.
- Il est considéré que le délai entre la fin de l'essai et le début d'analyse est négligeable. Le prisme dédié aux analyses destructives est découpé en plusieurs tranches dans le but d'examiner l'état de dégradation interne du prisme.

II.4 Caractérisations

II.4.1 Caractérisations électrochimiques

Les caractérisations électrochimiques permettent d'étudier l'évolution de l'état de corrosion des armatures enrobées dans le béton de manière non destructive.

Les mesures électrochimiques ont été réalisées à l'aide d'un potentiostat (Ametek Parstat 2263) et le logiciel associé est PowerSuite de version 2.58 au laboratoire à température et à humidité contrôlées (21°C et 60% HR).

Trois mesures, le potentiel, la résistance de polarisation linéaire R_p , la mesure d'impédance électrochimique « résistance de Nyquist » R_e sont successivement réalisées sur chacun des prismes à différents moments de l'étude :

- avant corrosion accélérée pour connaître l'état initial de l'armature
- après corrosion accélérée afin de vérifier si les deux prismes corrodés possèdent le même état de polarisation et suivre la dépolarisation de l'armature
- après dépolarisation pour déterminer l'état de corrosion de l'armature et effectuer une comparaison (avant-après essai de corrosion accélérée).

II.4.1.1 Cellule électrochimique

La cellule électrochimique est composée de 3 électrodes :

- L'électrode de travail est l'armature dans le prisme
- L'électrode de référence utilisée est une électrode au calomel saturée KCl (ECS, +242 mV/ENH)
- La contre électrode est constituée d'une grille de titane platinée (surface = $(L= 27,5) \times (l= 7,5) \text{ cm}^2$)
- L'électrolyte est une solution saline basique (NaOH= 1 g/l, KOH= 4,65 g/l et NaCl = 30 g/l).

Le schéma de montage électrochimique est illustré sur la Figure II-14.

L'électrolyte est mis dans les piscines collées aux prismes 3 jours avant les mesures. La contre-électrode (grille de titane platinée) est posée dans la piscine au droit de l'armature sur le parement. L'électrode de référence est placée au dessus de l'armature en son milieu.

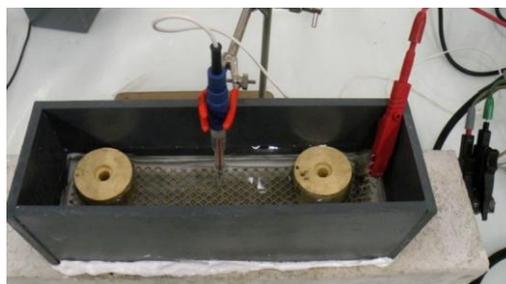
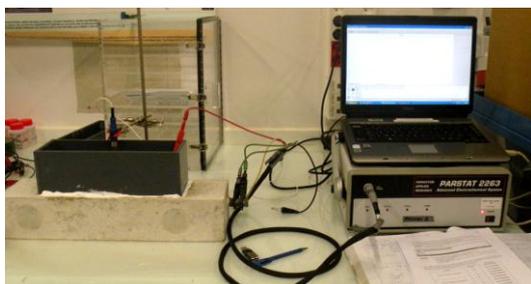


Figure II-14. Mesures électrochimiques d'un prisme

II.4.1.2 Mesures électrochimiques

La caractérisation électrochimique des armatures des prismes en béton consiste à mesurer :

- Le potentiel correspond à la différence de potentiel entre l'armature noyée dans le béton et l'électrode de référence (Electrode de Calomel Saturé). La détermination du potentiel est réalisée à partir de la courbe potentiel = f (temps) pour une durée de 600 secondes pour laquelle le potentiel devient stable (Figure II-15). Cette grandeur s'exprime en V/ECS.

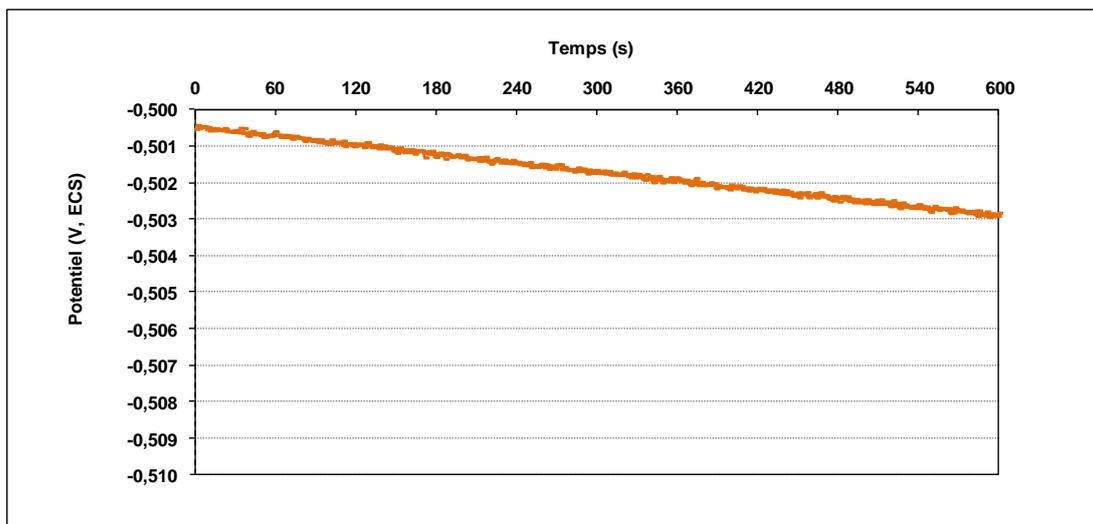


Figure II-15. Enregistrement du potentiel $E= f(t)$ (P008)

- La résistance de polarisation linéaire à partir de la courbe courant = f (tension) à partir de faibles sollicitations de surtension anodique et/ou cathodique. Un balayage à une vitesse de 0,0832 mV/s est effectué à ± 10 mV autour de la valeur du potentiel de corrosion E_{CORR} . La mesure commence au niveau du potentiel E_{CORR} , elle polarise l'armature jusqu' à $E_{CORR} - 10$ mV puis elle passe de $E_{CORR} - 10$ mV à $E_{CORR} + 10$ mV et la mesure se termine dans l'intervalle de $E_{CORR} - 10$ mV et $E_{CORR} + 10$ mV (Figure II-16). L'inverse de la pente (de la partie entre 0 mV correspondant au 406 s et 10 mV correspondant au point à 605 s) est égale à la somme de la résistance de polarisation linéaire R_p et la résistance de l'électrolyte et de l'enrobage R_e . L'unité est l'ohm (Ω).

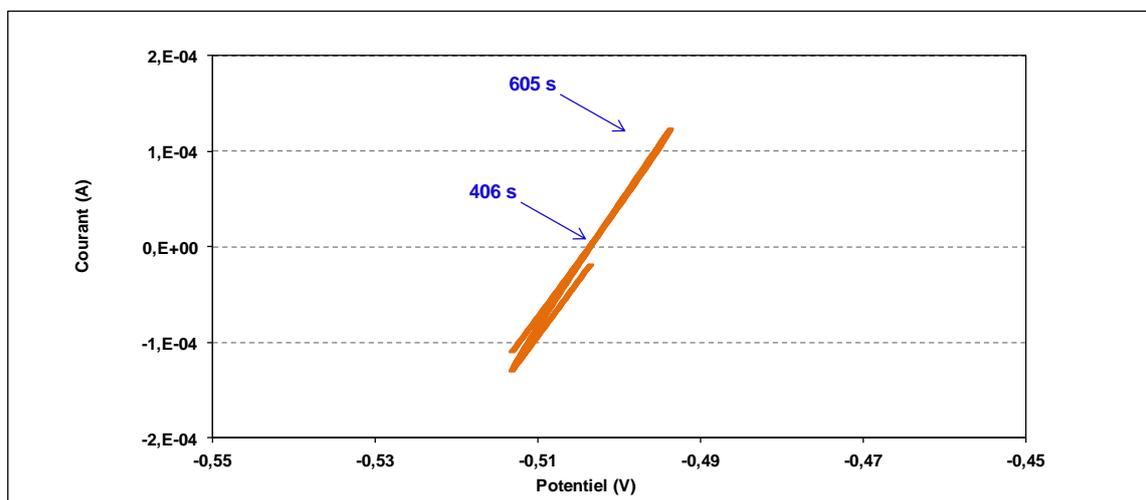


Figure II-16. Enregistrement du courant = f (tension) (P008)

- L'impédance électrochimique Z est mesurée pour des fréquences comprises entre 100 KHz et 100 μ Hz. Le diagramme de Nyquist: $-Z_{im} = f(Z_{re})$ où Z_{re} et Z_{im} sont respectivement les parties réelles et imaginaires de l'impédance qui permettent de déterminer la résistance R_e dans le domaine des hautes fréquences. Pour la valeur min de -

Z_{im} correspond une valeur de résistance de Z_{re} égale à la résistance R_e du système d'après le modèle de Randles (Figure II-17). La résistance R_e intègre le béton d'enrobage, l'électrolyte et l'interface acier/béton suivant le modèle de Randles. L'enregistrement dure 10 min. Elle s'exprime en ohms.

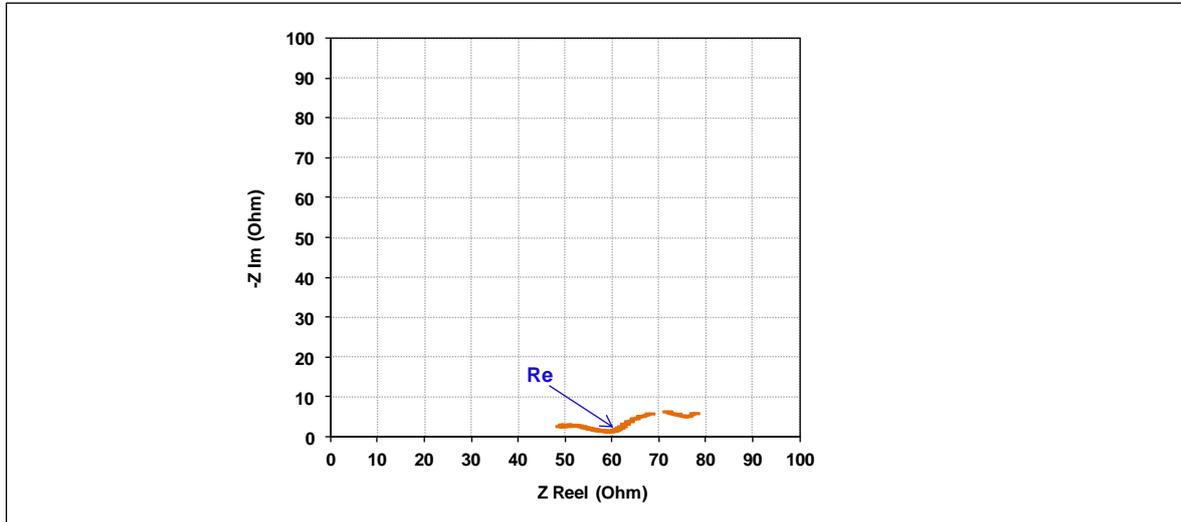


Figure II-17. Enregistrement de l'impédance en mode Nyquist (P008)

II.4.1.3 Calcul de la densité de courant de corrosion

La densité de courant de corrosion J_{corr} (exprimée en $\mu\text{A}/\text{cm}^2$) est alors calculée grâce à l'équation de Stern and Geary [59]

$$J_{\text{corr}} = \frac{B}{R_p * S} \quad (12)$$

Avec :

- B est une constante prise égale à 26 mV quel que soit le mode passif ou actif de la corrosion des armatures
- R_p est la résistance de polarisation linéaire (ohm)
- S est la surface d'armature utile (= 172,8 cm²)

II.4.2 Caractérisations des fissurations et des PdC

Les caractérisations de dégradations consistent à observer le faciès de fissuration à deux phases d'observation, externe et interne du prisme (Figure II-18). Etant donné que l'objectif de cette étude est d'être en mesure de relier l'épaisseur des PdC à la fissuration du béton, l'intérêt a porté exclusivement sur l'épaisseur des PdC et non sur la perte de section d'acier.

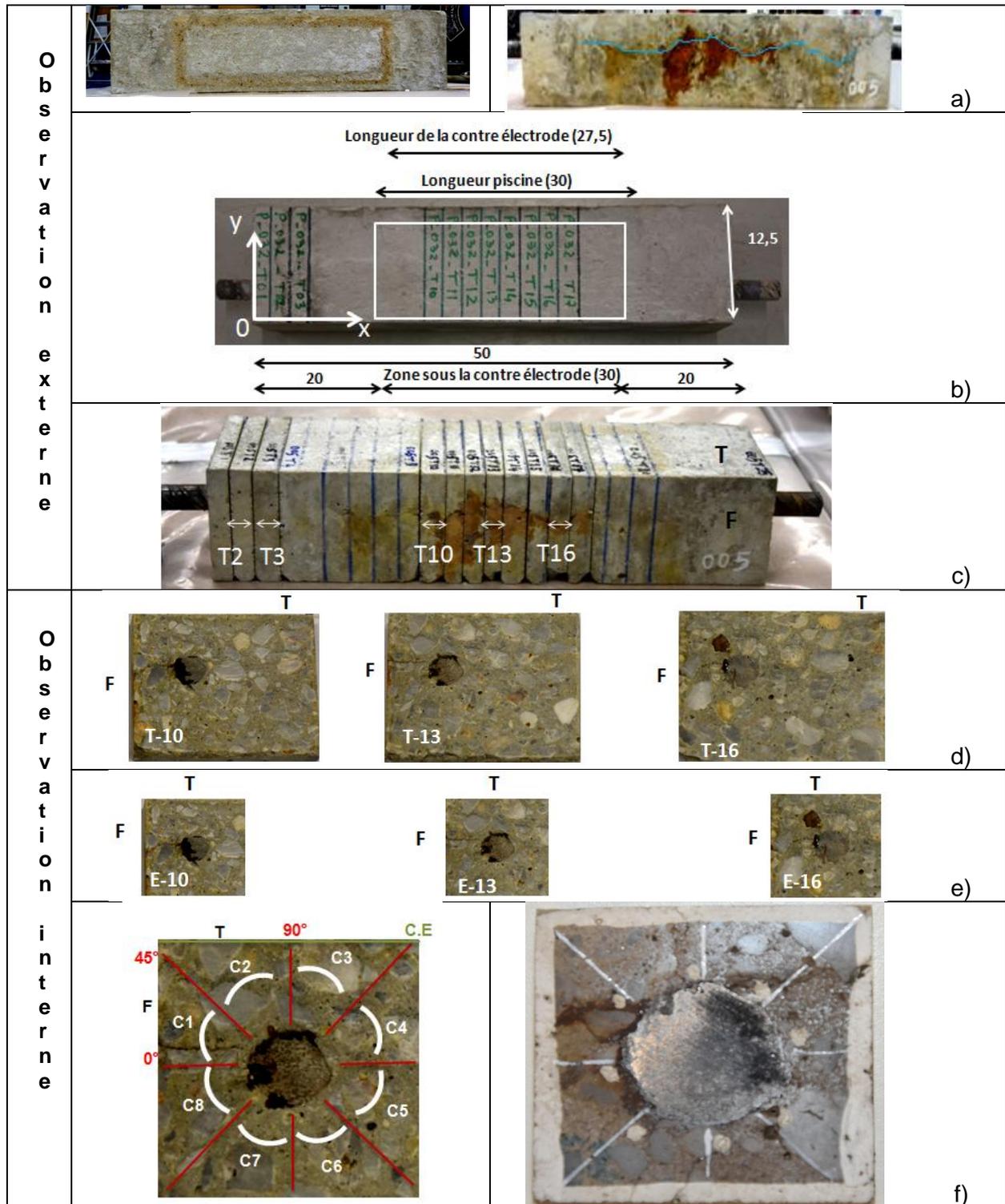


Figure II-18. a) Fissuration externe (Faces T et F), b) Plan de découpe des prismes (dimensions en cm), c) Prisme découpé, d) Tranches T10, T13 et T16, e) Echantillons E10, E13 et E16, f) Méthodologie de délimitation en cadran de C1 à C8

II.4.2.1 Fissures externes

Dans l'étape d'observation externe non destructive, il est question d'analyser les faces avant et de dessus qui ont été nommées respectivement F (Front side (enrobage 3 cm)) et T (Top side (où est positionnée la contre électrode, enrobage 3 cm)) (Figure II-18-a).

❖ Corrélation d'images (Aramis)

Dans une première approche, il était question d'analyser le faciès de fissuration de la face F par une corrélation d'image. Pour ce faire un mouchetis a été réalisé sur la face avant de l'éprouvette (Figure II-11-b).

Le principe était de prendre une photo tous les jours au cours de la durée de l'essai et de traiter les photos par corrélation d'images avec un logiciel tel qu'Aramis ou MicMac.

La corrélation d'images a été abandonnée en raison de l'apparition des taches de rouille sur la face avant du prisme. Ce phénomène contribuait à une perte d'informations au niveau des pixels ce qui rend le traitement impossible (voir Annexe 4).

❖ Fissuromètre

La seconde approche est plus simple et a consisté à relever à la fin de l'essai l'ouverture maximale des fissures sur les faces T et F grâce à un fissuromètre de précision 0,1 mm.

II.4.2.2 Fissures internes

La seconde étape d'observation interne est considérée comme un complément indispensable pour l'analyse et l'identification des corrélations entre l'intérieur et l'extérieur du prisme.

La (Figure II-18-b) montre le plan de découpe des prismes qui permet d'obtenir 25 tranches d'épaisseur de 2 cm (numérotation de 1 à 25 en partant de la gauche lorsque les prismes sont dans la configuration de la Figure II-18-b). Pour répondre à des finalités statistiques, huit tranches ont été réalisées dans la partie centrale située sous la contre électrode (T10 à T17) et deux tranches dans la partie située hors la contre électrode (T2 et T3). A raison de 2 faces par tranche ; face D et face G, l'analyse statistique/prisme concerne donc 16 sections de tranches (placées sous la contre électrode et corrodées) et 4 sections de tranches situées hors la zone de la contre électrode.

Les premières tranches ont été réalisées à l'fsttar avec une scie dont la lame est circulaire, crantée et diamantée de 600 mm de diamètre et un alésage de 100 mm (Figure II-19 -a). Suite à des problèmes techniques sur cette scie, la découpe a ensuite été effectuée avec un matériel similaire par une société extérieure FORBETON (Figure II-19-b).

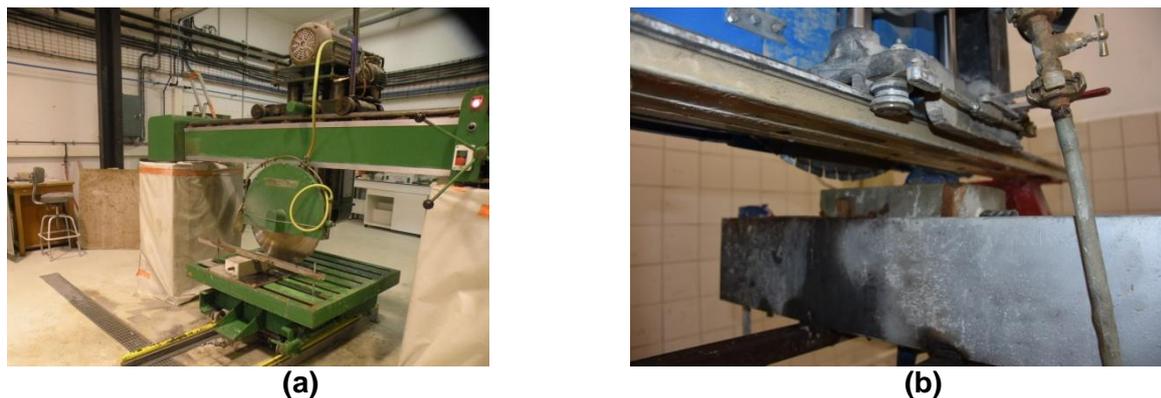


Figure II-19. Découpe des tranches issues des prismes : a/ scie de l'IFSTTAR, b/ scie de FORBETON

La nomenclature qui a été mise en place pour les tranches est la suivante :

- Champ 1 : Numéro du prisme auquel appartient la tranche
- Champ 2 : La lettre (T) afin de se rappeler qu'il s'agit d'une tranche
- Champ 3 : Numéro de la tranche (sachant qu'un prisme a potentiellement 25 tranches)

P001	-	T01
:		:
P036	-	T25

L'analyse du faciès de fissuration interne consiste en la détermination de :

- L'orientation de la fissure
- L'ouverture de la fissure au droit de l'armature
- La longueur de la fissure

❖ Orientation de la fissure

L'orientation des fissures est déterminée grâce à la superposition d'un cercle trigonométrique sur l'armature. Cette méthodologie a été proposée par Sanz [12]. Le zéro du cercle trigonométrique est posé du côté de l'enrobage le plus faible et le 90° est situé au niveau de la face T sur laquelle est située la contre électrode (Figure II-20).

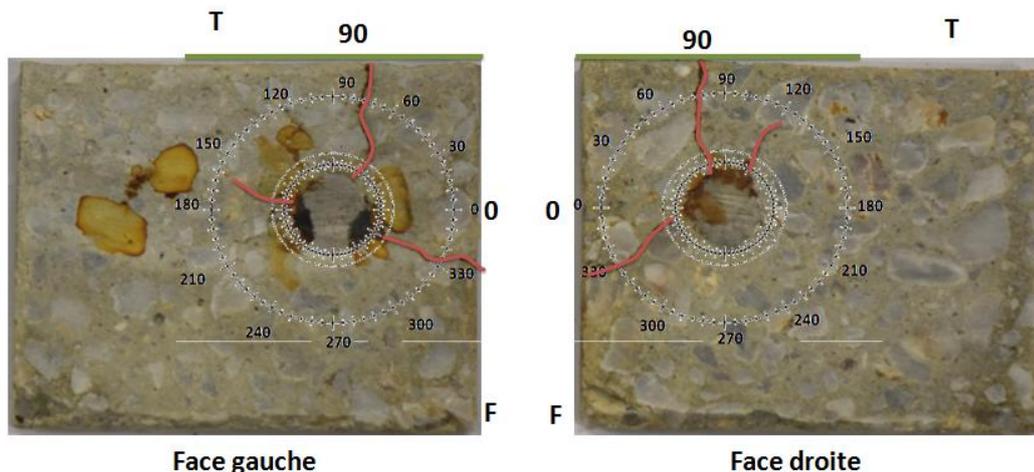


Figure II-20. Méthodologie - estimation de l'orientation des fissures

❖ Ouverture de la fissure

Les ouvertures de fissures ont également été déterminées au contact de l'armature sur chaque tranche grâce au fissuromètre de précision 0,1 mm.

❖ Longueur de la fissure

L'estimation de la longueur des fissures est réalisée grâce à la superposition de plusieurs cercles inscrits espacés tous les centimètres (Figure II-21).

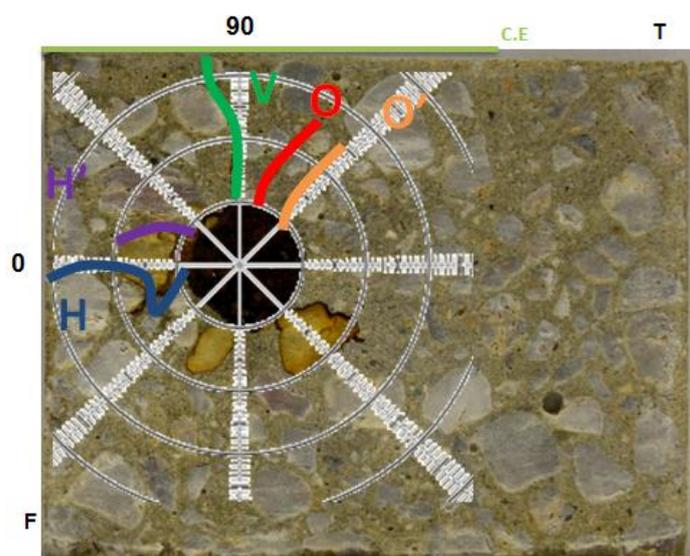


Figure II-21. Méthodologie - estimation de la longueur des fissures

II.4.2.3 Détermination de la localisation et de l'épaisseur des PdC

Les tranches T10, T13 et T16 sont destinées aux observations MEB (Figure II-18-d). Les tranches T11, T14 et T17 étaient prévues pour des essais au Raman mais pour des raisons

d'indisponibilité de matériel, les observations au Raman n'ont pas pu être réalisées au cours de ce travail.

Il est nécessaire de préparer les échantillons avant l'observation au microscope électronique à balayage (MEB). Les différentes étapes de préparation des échantillons sont présentées sur la Figure II-22 :

- Les tranches obtenues précédemment sont séchées dans un four à 45°C durant 24 h (Figure II-22-a) pour extraire l'eau qui s'est imprégnée dans le béton au cours de la découpe. Ce séchage se base sur la norme ASTM C642 avec une différence dans notre procédure qui est la fixation de la température du four à 45°C. Ce choix repose sur le fait qu'une température trop élevée pourrait avoir des conséquences sur une dégradation des performances du béton et pourrait également modifier le type des PdC. Cette opération de séchage permet une meilleure pénétration de la résine dans les tranches.
- Etant donné que les tranches doivent être observées au MEB, il a fallu les scier pour obtenir des échantillons plus petits. Dans le but d'éviter tout effritement de la tranche lors du sciage, elles ont été résinées.
- Cette étape de résinage sous vide a une durée de 30 min par tranche suivie d'une polymérisation de la résine durant 24 h. La résine utilisée est l'épofix (STRUERS).
- Une fois résinée, les tranches : T10, T13 et T16 ont été découpées en échantillon de 45 x 45 mm² avec la même épaisseur à savoir 20 mm et l'armature centrée (Figure II-18-e).
- Avant les observations au MEB, les échantillons sont polis et métallisés. La préparation de la surface commence premièrement par le polissage de la surface. Un pré-polissage a été effectué à l'aide de papiers abrasifs de taille 1200 µm, ensuite un polissage de plus en plus fin est effectué en quatre phases avec du papier abrasif de taille 220, 9, 3 et 1 µm (Figure II-22-f). La métallisation de la surface à observer est effectuée au carbone. Cette étape dure 8 h pour un seul échantillon et est allongée de 8 h de plus quand l'échantillon est mis sous vide dans le MEB étant donné sa dimension et sa porosité (Figure II-22-h). La face de l'échantillon qui a été métallisée, est délimitée en 8 cadrans pour être capable de se localiser lors de l'observation et ainsi déterminer les zones corrodées et leurs épaisseurs (Figure II-18-f).
- Dans l'attente des observations au MEB, les échantillons sont mis sous vide dans un dessiccateur muni d'une pompe à vide, Büchi V-100 avec une interface de marque I-100 pour extraire l'air des pores du béton et éviter l'oxydation de la surface métallisée (Figure II-22-j). Etant donné les dimensions des échantillons donc le volume d'air à extraire, cette première mise à vide précédant l'introduction des échantillons dans le MEB permet un gain de temps significatif lors des observations.

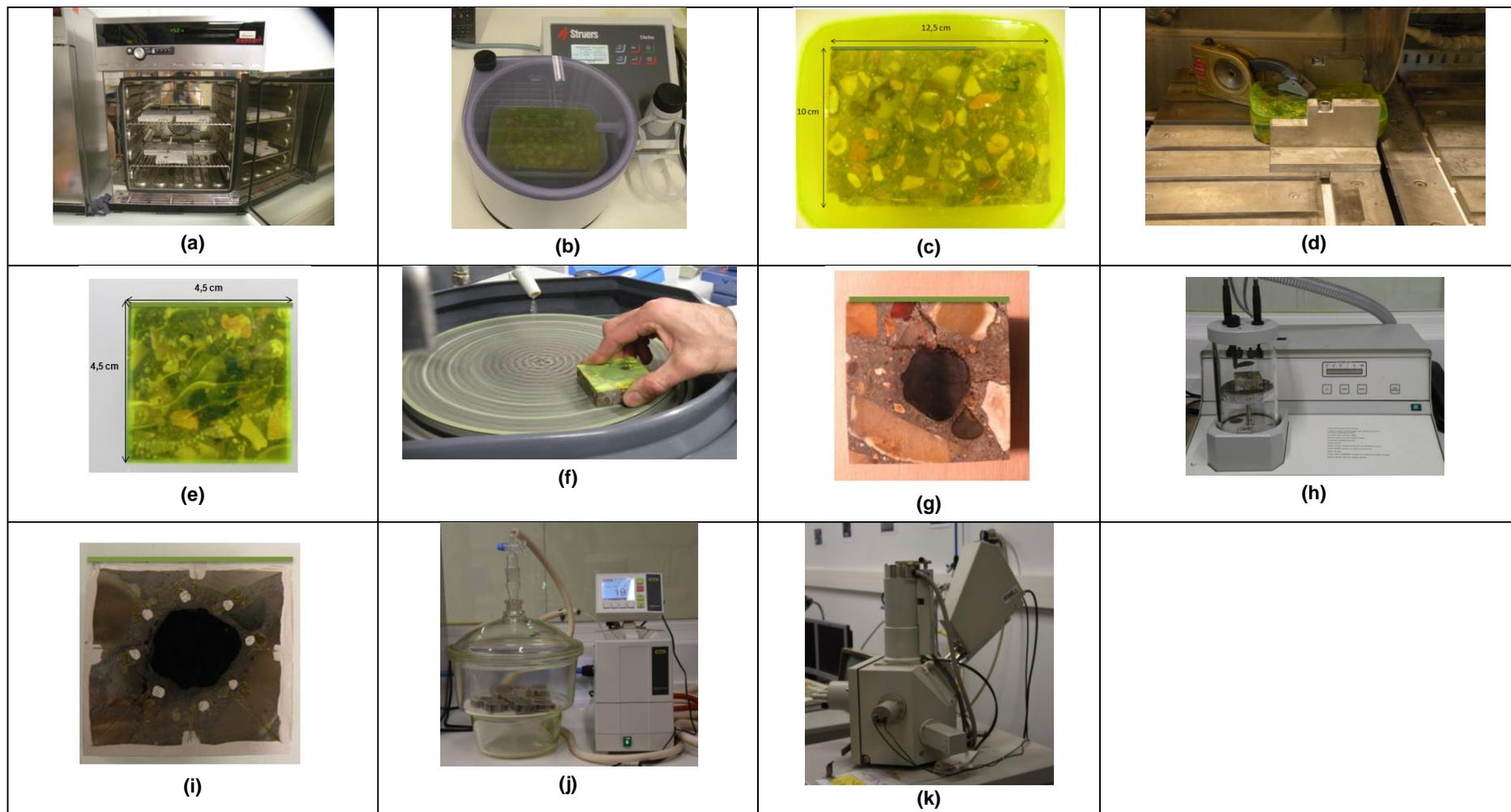


Figure II-22. Les différentes étapes de préparation de l'échantillon pour l'observation au MEB : a/ Séchage des tranches, b/ Résinage sous vide dans le Citovac, c/ Tranche résinée après 24 h de polymérisation de la résine, d/ Découpe de la tranche à l'aide de la scie Axitom, e/ Echantillon résiné et découpé, f/ Polissage de l'échantillon, g/ Echantillon poli, h/ Métallisation de l'échantillon, i/ Echantillon métallisé avec indication des cadrans, j/ Mise sous vide de l'échantillon dans le dessiccateur, k/ Microscope Electronique à Balayage (MEB)

Après ces différentes étapes, les échantillons ont été observés au MEB (FEI QUANTA 400-EDAX de dx4i) fonctionnant en mode électrons rétrodiffusés (SEM), pour déterminer la localisation et l'épaisseur des PdC à l'interface acier/béton. Pour estimer l'épaisseur de la couche de PdC sur chaque cadran, des spectres d'analyses chimiques sont réalisés depuis l'armature (présence de l'élément Fe) jusqu'à la détection du milieu transformé (présence des deux éléments Fer et Calcium) (Figure II-23). Cette étape est réalisée sur 7 à 8 endroits du même cadran. Cette méthode a été adoptée pour les échantillons corrodés à $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$.

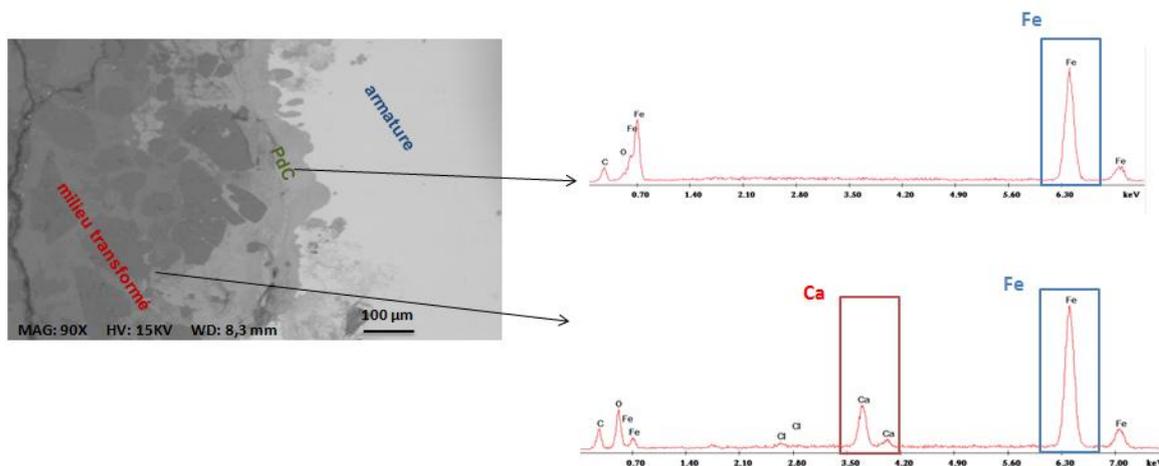


Figure II-23. Méthode adoptée pour la mesure de l'épaisseur des PdC

Les échantillons issus de prismes corrodés à 50 et $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ont été observés sous vide partiel avec le MEB de l'IFSTTAR Nantes. Des cartographies des éléments chimiques, Fer (Fe), Oxygène (O), Calcium (Ca) et Silicium (Si) ont été réalisées sur chaque cadran. La mesure de l'épaisseur ne considère que la couche de PdC sans tenir compte du milieu transformé (Figure II-24-b).

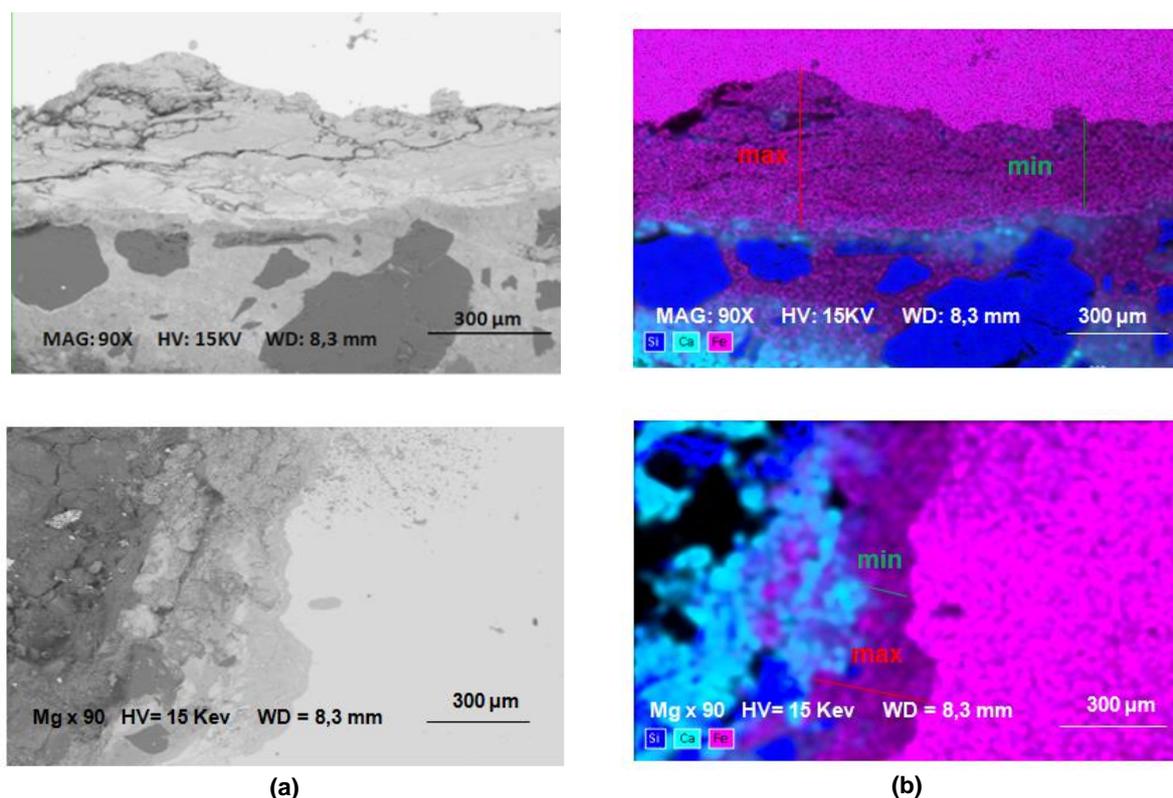


Figure II-24. a/ Observation de l'épaisseur des PdC d'un cadran au MEB, b/ Superposition des cartographies de Si, Ca et Fe et identification des épaisseurs minimale et maximale (P016-7j-200-E13-C7 et C2)

II.4.2.4 Essai d'arrachement

Afin d'étudier l'évolution de l'adhérence entre l'acier et le béton en fonction du taux de corrosion, des essais d'arrachement ont été menés sur les prismes décrits dans la section II.2.2. La corrosion a été réalisée selon le procédé de corrosion accélérée explicité en II.3.3. Après l'essai de corrosion accélérée, les prismes ont été conservés dans de l'aluminium autocollant et étanche à température ambiante jusqu'au jour de l'essai d'arrachement pour qu'ils conservent leur hygrométrie (éviter tout échange hydrique avec l'extérieur). Le montage expérimental avec lequel ont été réalisés les essais d'arrachement est présenté sur la Figure II-25.

Comme indiqué en partie 2 du chapitre I, la plupart des chercheurs ont réalisé des essais d'arrachement pour caractériser l'adhérence entre l'acier et le béton, en se référant par exemple à l'annexe D de la norme NF EN 100800. C'est aussi l'approche qui a été suivie pour mener nos travaux. Un dispositif d'essais d'arrachement a donc tout d'abord été conçu et réalisé à partir des moyens d'essai du laboratoire EMMS de l'IFSTTAR. Ce dispositif est constitué d'un vérin annulaire hydraulique qui repose sur une poutre elle-même appuyée sur deux dés d'ancrages. Le prisme de béton est disposé au dessus du vérin et son armature traverse le vérin puis la poutre. En s'ouvrant, le vérin soulève le bloc béton permettant ainsi d'imposer un chargement de traction à la partie de l'armature qui traverse le vérin, l'extrémité de cette partie de l'armature étant bloquée à la poutre par un dispositif à clavette. L'effort de traction est alors équilibré par les contraintes exercées à l'interface acier/béton. Le système est rotulé au niveau de l'appui du prisme sur le vérin afin de permettre un alignement correct

entre l'acier et le vérin et éviter ainsi la mise en flexion de l'armature. Un peson d'une capacité de 30 000 daN situé entre le prisme et le vérin est connecté à une centrale FGP instrumentation CPS 20k/2EM pour la mesure de l'effort appliqué. Un capteur de déplacement AMETEK Solartron est fixé à l'extrémité non chargée de l'armature et est mis au contact de la surface supérieure (du côté du plus petit bout d'armature) du prisme dont il mesure le déplacement relatif à l'armature (Figure II-25-c). Ce déplacement correspond au glissement de l'armature dans le bloc béton et est enregistré en continue au cours de l'essai. Il est ainsi possible d'acquérir l'ensemble de la courbe effort/glissement et de déterminer ainsi la résistance de l'interface acier/béton à partir de la plus haute valeur d'effort observée lors de l'essai.

Un essai de faisabilité a tout d'abord été mené afin de fixer la vitesse d'ouverture du vérin et vérifier le bon fonctionnement d'ensemble du montage. Une vitesse de déplacement de 0,033 mm/s a été choisie comme meilleur compromis entre une durée d'essai raisonnable (20 min) et une cinétique de dégradation mécanique suffisamment lente pour être maîtrisée et parfaitement observable. Suite à la réussite de cet essai de faisabilité, une campagne d'essais d'arrachement a été réalisée sur 30 prismes. Pour vérifier la répétabilité des mesures, chaque essai d'arrachement est réalisé sur 3 prismes ayant subi les mêmes conditions de Corrac (densité de courant de corrosion + durée)

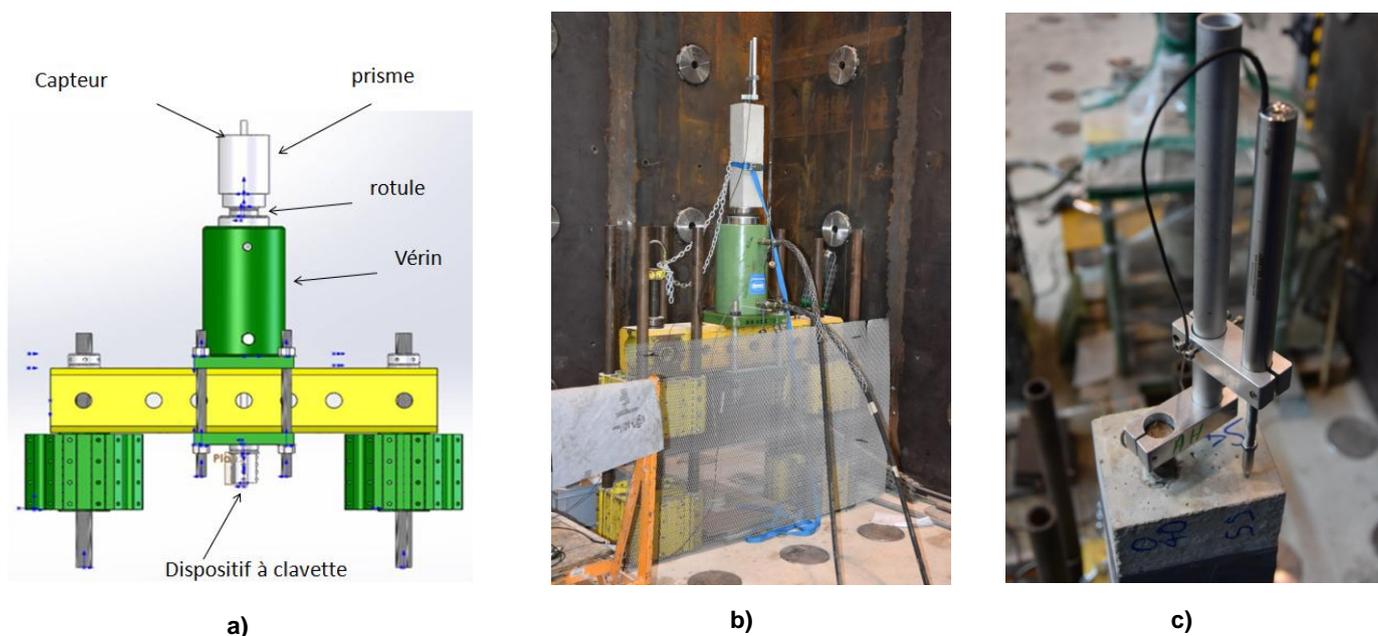


Figure II-25. Montage de l'essai d'arrachement a) Plan de principe Solidworks, b) Photo prise lors d'un essai d'arrachement, c) Photo du capteur de déplacement

Chapitre III Corrélation entre les grandeurs électriques et les mécanismes de corrosion

Chapitre III Corrélation entre les grandeurs électriques et les mécanismes de corrosion

III.1 Introduction

Dans le cadre du programme expérimental, des essais de corrosion accélérée ont été réalisés dans le but de corroder l'armature et de fissurer le béton dans une durée de temps raisonnable au regard de la durée de la thèse. Ces essais ont été conduits en imposant une densité de courant constante égale à 50, 100 ou 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ d'acier pendant des durées variables. Lors de ces essais, pour chaque prisme, la tension de l'alimentation électrique nécessaire à l'imposition du courant a été enregistrée à l'aide d'une centrale d'acquisition. Les courbes d'enregistrement de la tension en fonction du temps ont ensuite été explicitées à partir de phénomènes physiques pouvant avoir lieu au sein du prisme en béton armé et ont fait l'objet d'une proposition de modélisation simplifiée.

Ce troisième chapitre porte sur l'analyse des enregistrements des tensions lors de l'essai de corrosion accélérée et sur la modélisation électrique de la corrosion accélérée des prismes en béton armé.

III.2 Analyse du suivi de la tension électrique au cours de l'essai de corrosion accélérée

L'évolution de la tension électrique de l'alimentation « relative » au prisme, définie par la différence de potentiel entre l'anode (armature du prisme) et la cathode (grille de titane platinée), au cours des essais de corrosion accélérée a été suivie. La Figure III-1 présente les courbes de suivi de tension en fonction de la durée de l'essai respectivement pour les densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Les courbes de suivi de tension montrent un comportement similaire des prismes à l'exception des prismes P003-7j et P004-7j. Le prisme P003-7j possède une tension nulle. Après analyse destructive, ce prisme ne présente ni tache de PdC ni fissure. Il est donc vraisemblable qu'une connexion électrique soit la cause de l'absence de tension électrique. Le prisme P004-7j possède une tension un peu plus élevée que les autres prismes corrodés à la densité de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Il est donc constaté que les prismes P003-7j et P004-7j ont un comportement anormal par rapport aux autres prismes. De ce fait, les deux prismes ont été remplacés par les prismes P031-7j et P032-7j qui ont un comportement normal par rapport aux autres prismes. Le suivi de tension a donc bien permis de suivre l'évolution du comportement de prismes corrodés et ce de manière contrôlée.

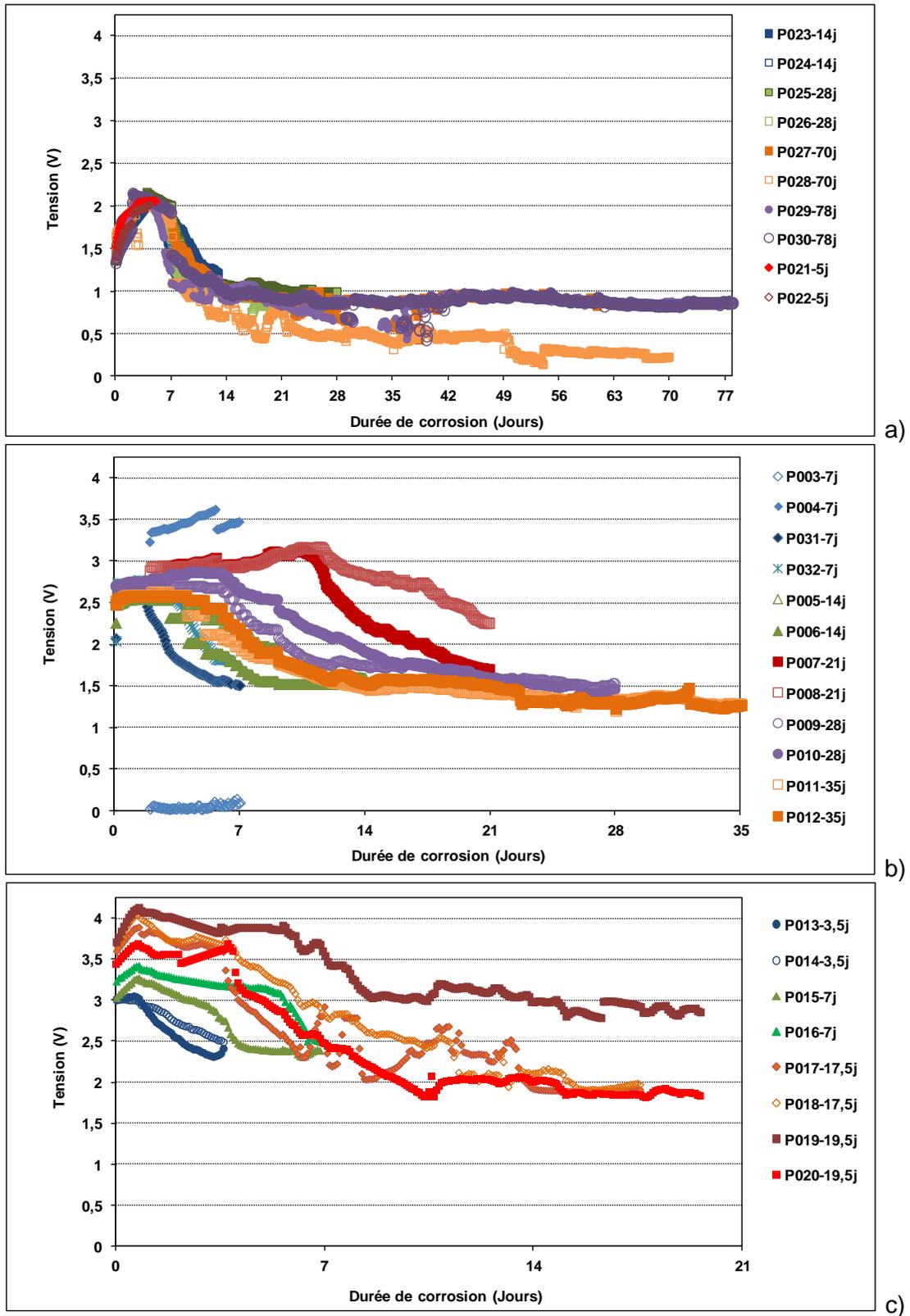


Figure III-1. Suivi de tension électrique au cours de l'essai de corrosion accélérée; a) 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, b) 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, c) 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$

Pour vérifier si le comportement des prismes est similaire pour une même charge totale de courant, l'évolution de la tension électrique en fonction de la charge totale a été analysée. La charge totale de courant est définie par le produit de la densité de courant et de la durée de l'essai. La Figure III-2 montre l'évolution de la tension en fonction de la charge totale de courant. Pour une même charge totale de courant, plus la densité de courant est élevée plus la tension est importante.

Trois phases sont identifiées sur ces courbes ; la première phase montre une augmentation de la tension, la deuxième phase une diminution de la tension et la troisième phase une stabilisation de la tension. Ces trois phases sont également observées dans l'étude de Pavoine [193]. L'évolution de la tension est analysée par phase comme suit :

❖ Phase 1 (avant pic) : Augmentation de la tension en fonction du temps

Cette augmentation de la tension peut être considérée comme étant due à l'augmentation de l'épaisseur de la couche résistive par la formation de Produits de Corrosion à caractère résistif (PdCR). Etant donné l'utilisation d'une solution saline pour l'accélération de la corrosion, le béton devient chloruré au cours de l'essai de corrosion accélérée. Ce phénomène mène à la chute de la résistance du béton. Cependant l'allure de la courbe ne montre qu'une augmentation de la tension ce qui explique que l'influence de la baisse de la résistance du béton est beaucoup moins importante que celle due à l'augmentation de la couche de PdCR. A ce stade, les ions chlorure n'ont pas encore atteint l'armature [193].

Toutes ces explications sont cohérentes avec les résultats expérimentaux tirés de la littérature. En effet, l'influence des ions chlorure sur la résistance de corps d'épreuves en béton armé a été également étudiée dans les travaux de Caré [8]. L'expérience a consisté à corroder des éprouvettes immergées partiellement dans une solution chlorurée et non chlorurée avec une densité de courant à $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$.

En se référant à la loi d'Ohm, Caré a pu ainsi observer l'évolution de la résistance spécifique des éprouvettes. La résistance spécifique est exprimée en $\Omega.\text{cm}^2$ et est définie par la relation $R=V/j$ avec j la densité de courant appliquée (A/cm^2) et V la différence de potentiel entre l'anode et la cathode (V).

Caré a constaté que la résistance spécifique augmente au début de l'essai pour les corps d'épreuve. Cette augmentation provient de l'épaississement de la couche de PdCR par la création de PdC denses au contact de la couche initiale. Au bout de 20 jours, la résistance des corps d'épreuves immergés dans une solution contenant des ions chlorure a diminué et ceci est dû au fait que les ions chlorure atteignent la surface de la couche de PdC ce qui entraîne une déstabilisation de certains oxydes et oxyhydroxydes. La résistance des corps d'épreuves immergés dans une solution sans ions chlorure a augmenté (de 25 000 à 125 000 $\Omega.\text{cm}^2$). Les ions chlorure modifient la résistance électrique du béton en la faisant chuter. Selon Caré [8] et Poupard [54], cette diminution est reliée à la période d'initiation de la corrosion.

Cependant, en faisant référence à l'étude de Sanz [12], cette phase d'augmentation de la tension n'apparaît plus. Cette absence est probablement due à la présence de 3 % de CaCl_2 donc d'ions chlorure dans les prismes lors du gâchage. Ce qui a pu engendrer une diminution de l'épaisseur de la couche de PdCR donc sa fragilisation. Dabosi confirme cette hypothèse. Il montre que lorsque le fer nu est en contact avec la solution interstitielle, la

couche résistive s'amincit par dissolution de ses constituants ce qui provoque le passage à un état de corrosion actif [194].

❖ **Phase 2 : Diminution de la tension d'environ 50 % de sa valeur initiale**

Cette diminution qui est d'environ 50 % pourrait être due à une combinaison de la formation de PdC à caractère conducteur PdCC [193]), de la fissuration du béton et de la décohésion de l'interface acier/béton.

Lors de ses essais expérimentaux, Caré [8] explique que la diminution de la tension pour une intensité de courant constante provient de la présence de fissures dans le béton d'enrobage. Ceci est vérifié durant la phase de propagation de la corrosion. Les mêmes constatations ont été indiquées par Fang [195] et Sanz [12], [63]. En effet, dans l'étude de Sanz [12], [63], la tension de chaque éprouvette diminue de façon continue pendant les essais de corrosion accélérée quelle que soit la densité de courant (25, 100 et 400 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$) ce qui indique une perte de résistance de l'ensemble.

❖ **Phase 3 : Apparition d'un comportement asymptotique de la tension**

La stabilisation de la tension viendrait du fait que la résistance de l'ensemble (béton, couche de PdCC, interface acier/béton) tend vers une valeur constante pour une intensité de courant constante. Ce phénomène est probablement dû à un état stationnaire entre les propriétés électriques de chaque composant du système et la cinétique de croissance de la couche de PdCC. La stabilisation de la tension est due aussi à une convergence de la résistance de l'ensemble vers celle de la combinaison du béton d'enrobage fissuré, de la couche de PdCC et de l'interface acier/béton.

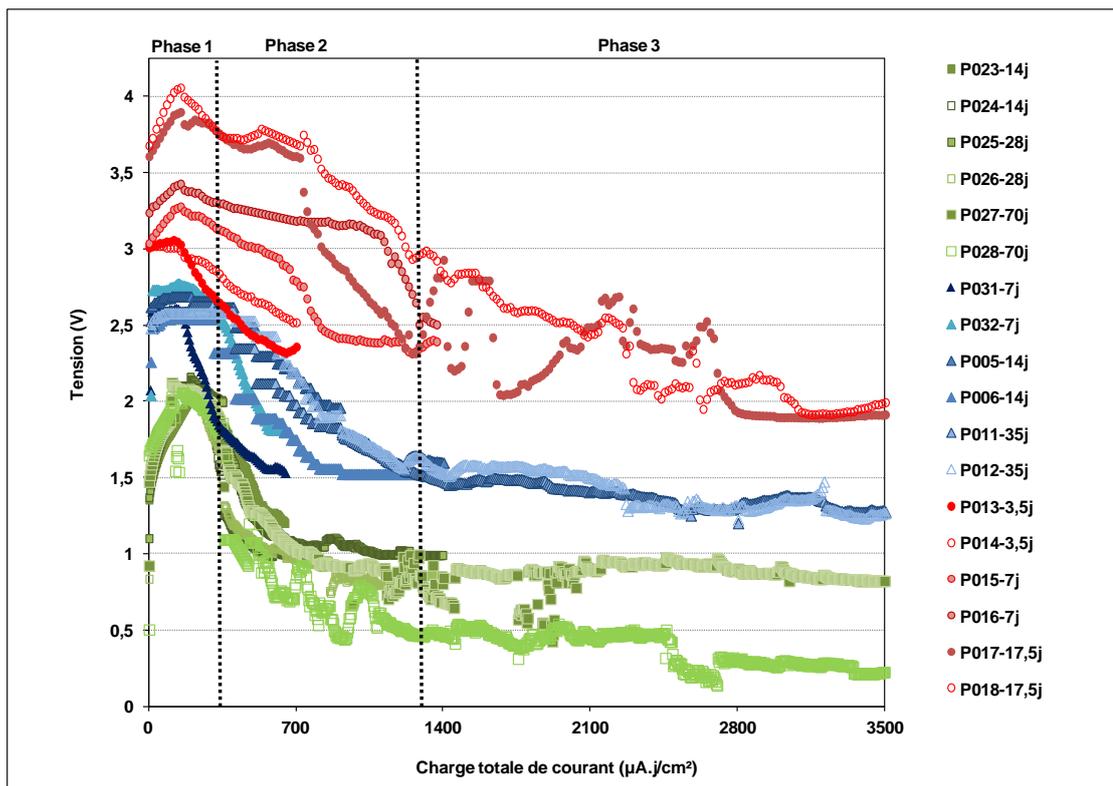


Figure III-2. Evolution du suivi de la tension électrique (50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (couleur verte), 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (couleur bleu), 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (couleur rouge)) en fonction de la charge totale de courant

En se basant sur la loi d'Ohm, l'évolution de la tension en fonction de la charge totale de courant a été remplacée par l'évolution de la résistance électrique (Figure III-3). Les trois phases évoquées dans la description des Figure III-1 et Figure III-2 sont observées sur la Figure III-3.

Au lancement des essais de corrosion accélérée, la résistance électrique du prisme dite initiale est différente selon la densité de courant appliquée. En d'autres termes, la densité de courant utilisée semble avoir une influence sur la résistance initiale du prisme. Plus la densité de courant est faible, plus la résistance initiale des prismes est importante. Cette même constatation a été relevée dans les travaux de Sanz [12]. Il apparaît une légère dispersion de la résistance initiale des prismes pour une même densité de courant. L'hétérogénéité du béton pourrait expliquer cette dispersion. Une autre différence est constatée. Il s'agit de l'allure de la courbe sur l'intervalle située entre 0 et 700 $\mu\text{A}.\text{j}/\text{cm}^2$. Pour les densités de courant de 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, la phase de croissance de la résistance est faible alors que pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, elle est beaucoup plus élevée. La résistance initiale et le pic de la résistance des prismes croissent quand la densité de courant utilisée diminue. La diminution de la densité de courant implique la croissance de la pente qui entraîne une augmentation de la charge utile à la création de PdCR.

Plus la densité de courant est importante, plus la croissance de la couche de PdC est rapide, moins elle va être structurée et moins son influence électrique se verra. Plus la densité de courant est faible, plus la couche est dense et donc plus la croissance de la résistivité à court terme est importante.

Une fois la charge totale de 700 $\mu\text{A}.\text{j}/\text{cm}^2$ dépassée, les prismes se comportent de manière similaire.

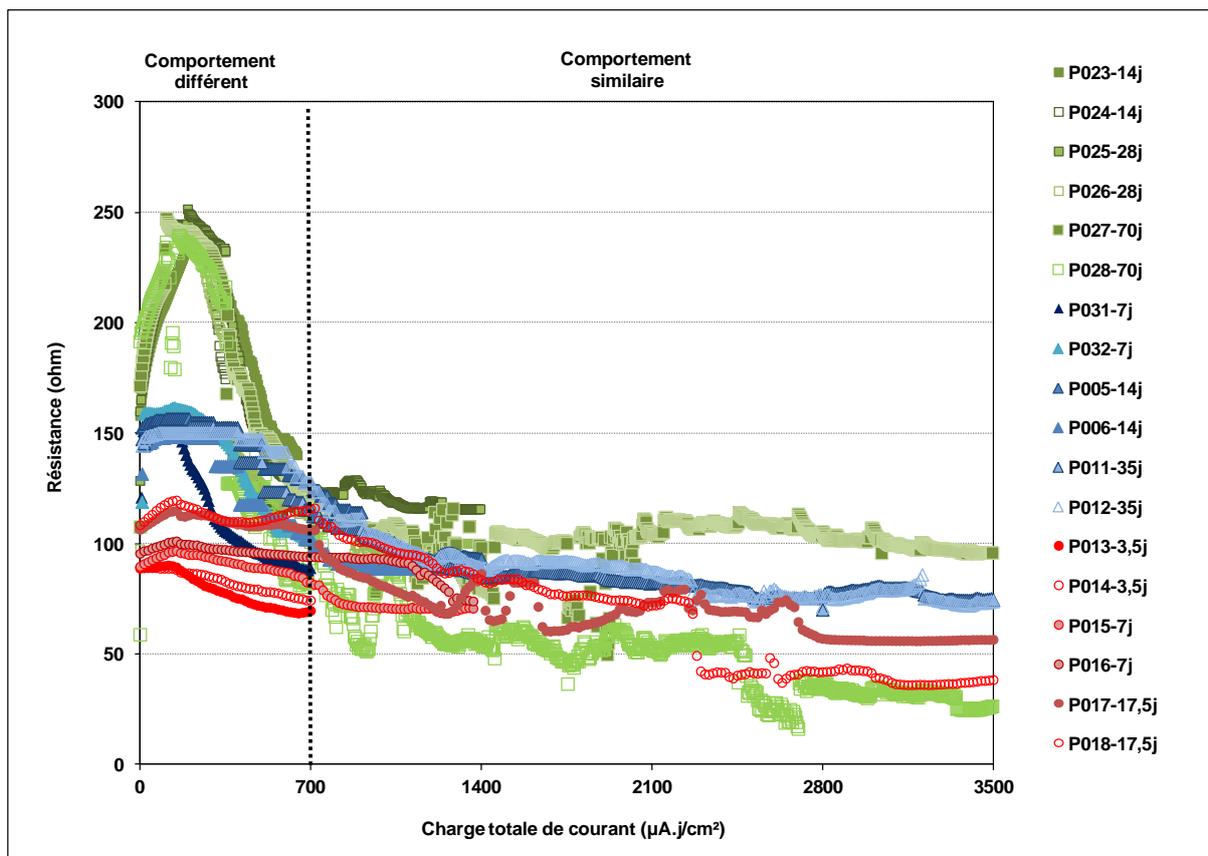


Figure III-3. Evolution de la résistance électrique ($50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (couleur verte), $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (couleur bleu), $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (couleur rouge)) en fonction de la charge totale de courant

III.3 De l'analyse à la modélisation

D'après les courbes de tension, la résistance de prisme change au cours du processus de corrosion. Les courbes de tension comportent trois phases ; la première phase correspond à une progression linéaire de la tension jusqu'au pic, la deuxième phase correspond à plusieurs chutes brutales de la tension et la troisième phase correspond à un palier de tension.

III.3.1 Hypothèses prises en compte

Pour des raisons de simplification de la modélisation, les hypothèses suivantes ont été adoptées :

- ❖ Le béton joue un rôle résistif et sa résistivité dépend de sa porosité, son réseau de micro-fissures, son état de saturation et la nature de sa solution interstitielle.

Dans ce modèle, la résistivité du béton ne dépend que de la concentration des ions chlorure présents dans la solution interstitielle.

- ❖ L'interface, joue un rôle résistif lors de la première phase. Lorsque la deuxième phase débute, un rôle capacitif de l'interface intervient et se déclenche lors de la diminution de la résistance de l'interface (déstabilisation chimique de la couche de passivation qui entraîne un accès à la surface du métal). Ainsi, le comportement de

l'interface est modélisé par un condensateur mis en parallèle avec une résistance variable. Deux hypothèses ont été prises en compte :

- Le rôle du condensateur est négligé sur la première phase étant donné que le temps de chargement du condensateur est très court (quelques secondes) compte tenu que la durée de l'expérience qui est beaucoup plus grande (quelques jours).

- La variabilité de la résistance de l'interface se manifeste par une augmentation de la résistance de la couche de PdCR au cours de la première phase et par une diminution de la résistance de la couche de PdCR par changement de sa composition chimique (apparition de PdCC) lors de la deuxième phase.

III.3.2 Lien entre les phénomènes électrochimiques et le circuit électrique

❖ Phase 1 du comportement du prisme

L'augmentation de la résistance au cours de la première phase est attribuée à l'augmentation de l'épaisseur de la couche de PdCR. Simultanément, la migration des ions chlorure dans les pores du béton conduit à une diminution de la résistivité du béton. Entre ces deux phénomènes antagonistes, l'augmentation de la couche de PdCR est la plus prépondérante (Figure III-4). La résistance du béton est modélisée par une résistance électrique variable dont les bornes sont la résistance du béton sain « R_{bs} » et la résistance du béton chloruré « R_{bc} ».

La résistance de l'interface est modélisée par une résistance électrique variable dont les bornes sont la résistance de la couche de PdCR au début de l'essai « R_{i0} », et la résistance de la couche de PdCR à la fin de la phase 1 « R_{eq0} » (Figure III-4).

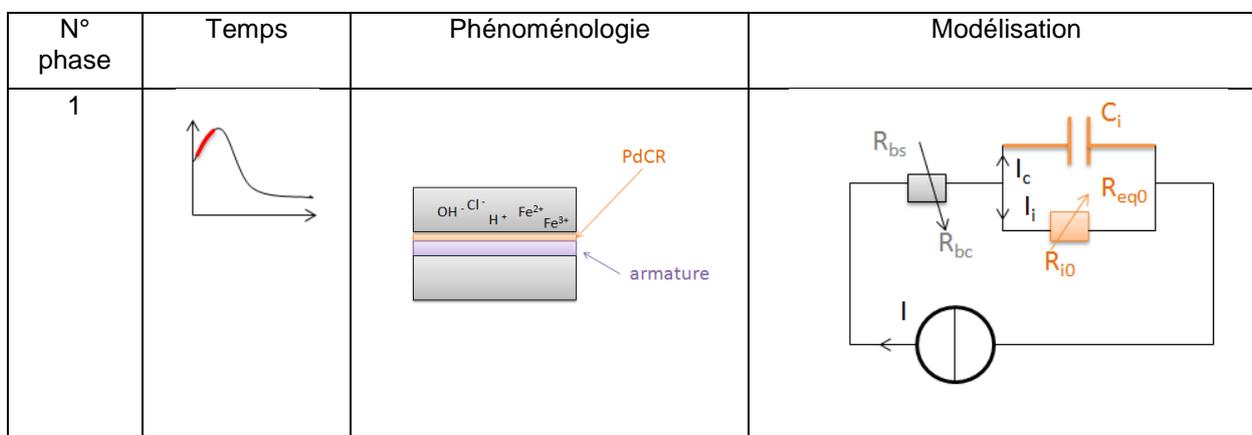


Figure III-4. Lien entre les phénomènes électrochimiques et le modèle du circuit électrique durant la phase 1

❖ Phase 2 du comportement du prisme

Au début de la deuxième étape, les ions chlorure atteignent une concentration critique autour de l'interface "PdCR/béton" ce qui entraîne la déstabilisation de la couche résistive. A ce stade, il y a création de PdCC.

Les volumes molaires des produits formés étant plus grands, une pression engendre des contraintes dans la couche résistive pouvant aboutir à la fissuration de celle-ci. Ce

phénomène provoque une diminution de la tension. Dans le circuit électrique, la déstabilisation de la couche de PdCR et la formation locale de PdCC sont modélisées par une nouvelle branche en parallèle avec le condensateur (Figure III-5- Phase 2-a). Il est indispensable de mentionner que les paramètres physiques des PdC ne sont pas invariables. Pour des raisons de simplification de la modélisation, la résistance de la couche résistive est considérée constante pendant la phase 2 de l'expérience et reste fixée à la valeur de la résistance finale de l'interface en fin de la phase 1 « R_{eq0} ». Chaque nouvelle branche est supposée avoir une résistance R_f appelée résistance de zone à produits de corrosion conducteurs et représente une nouvelle zone de l'armature où il existe des PdCC (Figure III-5- Phase 2-b).

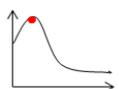
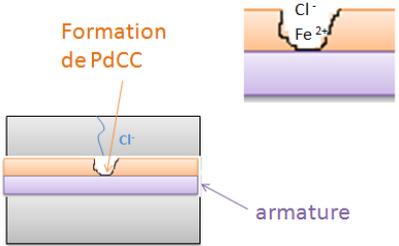
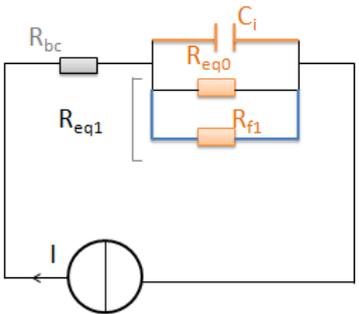
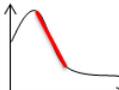
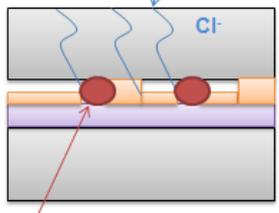
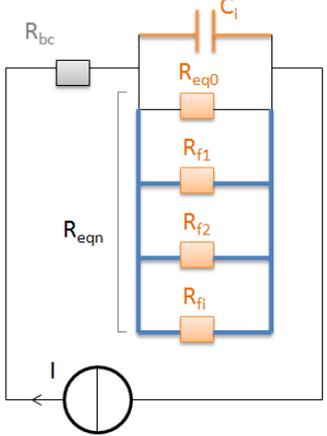
N° phase	Temps	Phénoménologie	Modélisation
2-a		 <p>Formation de PdCC</p> <p>armature</p>	
2-b		 <p>Pénétration des ions chlorure</p> <p>PdCC</p>	

Figure III-5. Lien entre les phénomènes électrochimiques et le modèle du circuit électrique durant la phase 2

❖ Phase 3 du comportement du prisme

La dernière étape du processus est le nouvel équilibre qui est modélisé dans le circuit par un arrêt d'ajout de nouvelles branches et par une stabilisation de la résistance de l'interface « R_{eqN} » (Figure III-6).

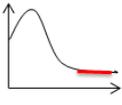
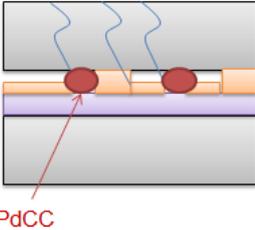
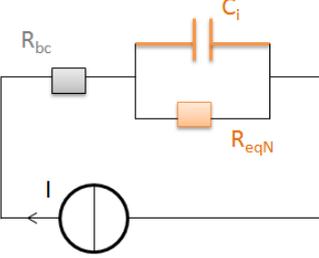
N° phase	Temps	Phénoménologie	Modélisation
3		 PdCC	

Figure III-6. Lien entre les phénomènes électrochimiques et le modèle du circuit électrique durant la phase 3

III.4 Implémentation du modèle

En se basant sur la description faite dans la partie III.3.2, cette partie présente les différentes équations du modèle électrique simplifié.

III.4.1 Phase 1

La première étape dure du début de l'expérience jusqu' à t_{crit}^1 (jours) qui représente l'instant de formation de PdCC.

III.4.1.1 Résistance du béton

La résistivité du béton de chaque corps d'épreuve dépend de son réseau poreux, de sa saturation et de la composition de sa solution interstitielle.

Lors de la première phase, la résistivité du béton varie de celle du béton sain à celle du béton chloruré, pour ne plus varier significativement ensuite (béton chloruré / gradient en chlorure très faible). L'évolution de la résistance du béton au cours de ce phénomène est donnée par :

$$R_b(t) = \left(1 - \frac{t}{t_{crit}^1}\right) \cdot R_{bs} + \frac{t}{t_{crit}^1} \cdot R_{bc} \quad \text{si } t \in [0, t_{crit}^1] \quad (13)$$

$$R_b = R_{bc} \quad \text{si } t \geq t_{crit}^1 \quad (14)$$

La valeur de la résistance du béton est calculée à partir de la résistivité et de la géométrie en utilisant les formules suivantes :

$$R_{bs} = \rho_{bs} \cdot \frac{TR \cdot C}{L \cdot a} \cdot 10^3 \quad (15)$$

$$R_{bc} = \rho_{bc} \cdot \frac{TR \cdot C}{L \cdot a} \cdot 10^3 \quad (16)$$

Avec ;

TR est le coefficient global de tortuosité (sans unité) défini par le rapport entre la longueur du cheminement réel parcouru dans le béton entre deux points et la distance rectiligne qui les sépare.

C est l'enrobage du prisme (mm)

a est la largeur moyenne (moyenne entre la largeur corrodée correspondant à la largeur de la grille de titane platinée (75 mm) et le diamètre D de l'armature (20 mm)) (mm) (Figure III-7).

L est la longueur corrodée de l'armature équivalente à la longueur de la grille de titane platinée (mm)

ρ_{bs} et ρ_{bc} sont respectivement la résistivité du béton sain et la résistivité du béton chloruré exprimées en $\Omega.m$.

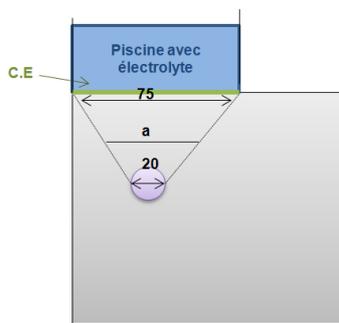


Figure III-7. Définition de la variable a (mm)

III.4.1.2 Résistance de la couche résistive

La résistance de la couche résistive est donnée par la formule suivante :

$$R_i(t) = \rho_i \cdot \frac{e(t)}{\pi DL} \cdot 10^3 \quad (17)$$

Où

ρ_i est la résistivité initiale de la couche résistive ($\Omega.m$).

$e(t)$ est la fonction d'augmentation de l'épaisseur de la couche résistive au cours de la première phase (nm).

D est le diamètre de l'armature (mm)

L est la longueur corrodée de l'armature (mm)

$$e(t) = e_i + V_e \cdot t \quad \text{si } t \in [0, t_{crit}^1] \quad (18)$$

$$e(t) = e_i + V_e \cdot t_{crit}^1 \quad \text{si } t \geq t_{crit}^1 \quad (19)$$

Avec

$$V_e = \frac{d \cdot MPdCR \cdot 10^{-2} \cdot 86400 \cdot 10^{-4}}{F \cdot Z \cdot M_V}$$

V_e est la vitesse de formation de la couche résistive (mm/j)

La démonstration de la formule de V_e (mm/j) est détaillée en Annexe 5.

d est la densité de courant de corrosion ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)

M_{PdCR} est la masse molaire des PdCR (g/mol)

M_V est la masse volumique des PdCR (Kg/m^3)

F est la constante de Faraday = 96500 (C/mol)

Z est la valence du Fer

III.4.1.3 Expression de la tension

L'augmentation de la résistance de la couche résistive et la diminution de la résistance du béton sont supposées linéaires. Les équations suivantes peuvent être déduites :

Pour $t \in [0, t_{\text{crit}}^1]$,

$$U(t) = R_T(t) \cdot I \quad (20)$$

Où

$$R_T(t) = R_b(t) + R_i(t) = \left(1 - \frac{t}{t_{\text{crit}}^1}\right) \cdot R_{bs} + \frac{t}{t_{\text{crit}}^1} \cdot R_{bc} + \rho_i \cdot \frac{e(t)}{\pi DL} \cdot 10^3 \quad (21)$$

III.4.2 Phase 2

III.4.2.1 Temps critiques

Le temps critique est la durée nécessaire pour l'atteinte d'une concentration en ions chlorure telle que la couche résistive soit chimiquement déstabilisée et qu'il y ait la création d'une zone contenant des PdCC.

Le béton est un matériau poreux qui a une microstructure répartie aléatoirement. La distance que les ions chlorure parcourent dépend de la tortuosité du chemin à travers le réseau poreux. A l'échelle de cette étude, la tortuosité est considérée comme une variable macroscopique. La distance que les ions chlorure parcourent est liée au couple épaisseur de béton/porosité_tortuosité.

Dans ce modèle, le temps critique dépend à la fois de la distance parcourue par les ions chlorure « distn » et leur vitesse de migration « Ccl ».

Ainsi ;

$$T_{\text{critn}} = \frac{\text{distn}}{\text{Ccl}} \quad (22)$$

Où la variable « distn » suit une loi de probabilité normale.

III.4.2.2 Résistance de la zone conductrice R_f

Un paramètre « N », au-delà duquel la majorité du courant et des ions chlorure passe à travers les zones déstabilisées de la couche résistive sans en créer de nouvelles, a été fixé et ne change plus au cours du calcul. La valeur du paramètre R_f est liée au nombre et à la superficie moyenne de toutes les zones des PdCC et leurs compositions chimiques.

La résistance et le nombre de zones des PdCC sont encore difficiles à calculer directement en raison du manque d'informations des différents PdC créés par les attaques d'ions chlorure de la couche résistive. Dans le présent travail, la valeur de R_f a été calculée en se basant sur l'équation (23) (provenant des lois des mailles et des nœuds).

$$R_f = \frac{N \cdot R_{eq0} \cdot R_{eqN}}{R_{eq0} - R_{eqN}} \quad (23)$$

R_{eqN} représente la valeur de la résistance finale des prismes déduite des courbes de résistance de la Figure III-3.

III.4.2.3 Expression de la tension

Au début de la phase 2, la résistance de la couche de passivation cesse d'augmenter. Le condensateur est activé et adoucit la transition à chaque nouvelle diminution locale de la couche résistive par décharge séquentielle au cours du déroulement de la phase 2. Dans le but de déterminer l'expression de la tension au cours de cette phase, les lois de base de circuit électrique (lois des mailles et des nœuds) sont utilisées et les équations suivantes ont été établies :

$$I = I_c + I_i \quad (24)$$

$$I_c = C_i \cdot \frac{dU_{eqn}}{dt} \quad (25)$$

$$I_i = \frac{U_{eqn}}{R_{eqn}} \quad (26)$$

A partir des expressions de I_c et I_i , la relation (24) devient :

$$I = C_i \cdot \frac{dU_{eqn}}{dt} + \frac{U_{eqn}}{R_{eqn}} \quad (27)$$

La relation (27) est multipliée par R_{eqn} afin de l'exprimer en tension :

$$R_{eqn} \cdot I = R_{eqn} \cdot C_i \cdot \frac{dU_{eqn}}{dt} + U_{eqn}$$

Or,

$$U = U_{eqn} + U_b \quad (28)$$

Alors,

$$R_{eqn} \cdot I = R_{eqn} \cdot C_i \cdot \frac{d(U - U_b)}{dt} + (U - U_b) \quad (29)$$

Comme U_b et I sont constants à cette étape ($R_b(t) = R_{bc}$; $U_b = R_{bc} \cdot I$)

L'équation différentielle (29) peut se réécrire sous la forme suivante :

$$R_{eqn} \cdot C_i \cdot \frac{dU}{dt} + U = (R_{eqn} + R_{bc}) \cdot I \quad (30)$$

Pour déterminer la solution de l'équation (30), la technique choisie a été de résoudre l'équation par périodes successives. La durée de chaque période correspond à la durée entre deux zones de PdCC de l'interface acier/couche résistive (n et n+1).

Ainsi,

$$\text{à } t = t_{crit}^n, R_t^n = R_{bc} + \frac{R_{eq0} \cdot R_f}{n \cdot R_{eq0} + R_f} = R_{bc} + R_{eqn} \quad (31)$$

Pour chaque période, l'expression de la solution générale est la suivante :

$$\forall t \in [t_{crit}^n, t_{crit}^{n+1}], U(t) = (U_n - R_t^n \cdot I) \cdot e^{-\frac{(t-t_{crit}^n)}{C_i \cdot R_{eqn}}} + R_t^n \cdot I \quad (32)$$

Différents moments critiques, t_{crit}^n sont introduits. Ils sont définis comme le moment d'apparition de la n^{ème} zone de PdCC et permettent de définir précisément la durée de toute la phase 2. Cette phase dure de t_{crit}^1 à t_{crit}^N (avec N le nombre total de zones de PdCC).

III.4.3 Phase 3

La troisième et dernière phase est constante et se déclenche à partir de t_{crit}^N . Elle n'a pas de limite théoriquement. La tension prend la valeur suivante :

$$\forall t \geq t_{crit}^N, U(t) = U_N \quad (33)$$

$$\text{où } U_N(t) = R_t^N \cdot I \quad (34)$$

III.5 Résultats de la modélisation

III.5.1 Identification des paramètres du modèle

Les Tableau III-1, Tableau III-2 et Tableau III-3 présentent respectivement les paramètres d'entrée, les paramètres considérés invariables dans ce modèle et les paramètres du modèle identifiés à partir de l'expérience à 100 $\mu A/cm^2$. Il est d'usage de mentionner que les paramètres physiques des PdC ne sont pas invariables puisque le passage de la couche de PdC résistif à une couche de PdC conductrice est lié à la formation de PdC ayant des propriétés différentes. Cependant pour des raisons de simplification du modèle, les paramètres des PdC sont considérés invariables.

D'après Chavez [196], la résistivité d'un béton sain varie entre 20 et 60 $\Omega.m$ (Figure III-8). La résistivité du béton sain a été prise égale à 50. $\Omega.m$ (en considérant un rapport e/c de 0,7) d'après la littérature [196], [197]. Elle est relativement faible à cause du rapport e/c qui est plutôt élevé (0,7). La valeur de la résistivité du béton a été calculée en fonction de la solution contenue dans les pores du béton. Le détail du calcul se trouve en Annexe 6. Le Tableau III-4 présente les valeurs des résistivités des PdC. La valeur de la résistivité est prise égale à

celle de la goethite par une approche d'identification en se basant sur les courbes de tension de la densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$.

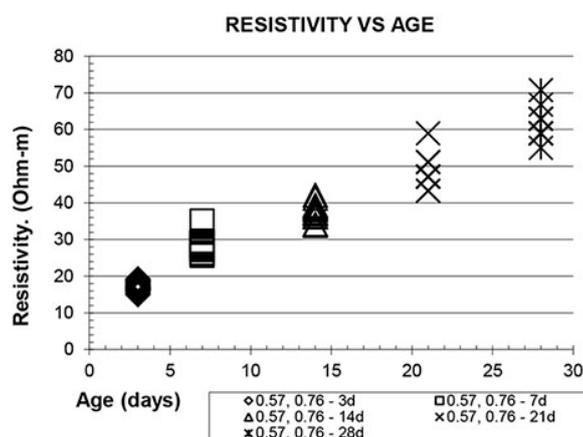


Figure III-8. Résistivité électrique de corps d'épreuve en béton en fonction de leur âge pour un rapport e/c de 0,57 et 0,76 [196]

Tableau III-1. Paramètres d'entrée du modèle pour simuler l'évolution de la courbe de tension de la densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$

Nature et sens physique des paramètres	Unité	Valeur
Paramètres géométriques		
a, Largeur moyenne du prisme	mm	47,5
L, Longueur corrodée	mm	300
C, Enrobage béton	mm	30
Paramètres électriques		
ρ_{bs} , Résistivité du béton sain	$\Omega.m$	50 [197]
d, Densité de courant	$\mu\text{A}/\text{cm}^2$	100

Tableau III-2. Paramètres définis invariables dans le modèle

Nature et sens physique des paramètres	Unité	Valeur
Paramètres physiques des PdCP		
MPdCR, Masse molaire des PdCR	g/mol	89 [198]
Z, Valence de l'ion Fe II	sans unité	2
Mv, Masse volumique des PdCR	Kg/m ³	4300 [199]
F, Nombre de Faraday	C/mol	96500
Paramètres électriques		
Ci, Capacité du condensateur	F	15 [200]

Tableau III-3. Paramètres identifiés à partir des résultats de l'essai de la densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$

Nature et sens physique des paramètres	Unité	Valeur
Paramètres géométriques		
TR, Coefficient de tortuosité	sans unité	2,5
ei, Epaisseur initiale de la couche résistive	nm	40
Paramètres du temps critique		
Ec, Ecart type des distances critiques	mm	25
Ccl, Vitesse de migration des ions chlorure	m/s	$1,1 \cdot 10^{-7}$ [26]
Paramètres électriques		
ρ_{bs} , Résistivité du béton sain	$\Omega \cdot m$	50 [197]
ρ_{bc} , Résistivité du béton chloruré	$\Omega \cdot m$	15 (Annexe 6)
ρ_i , Résistivité de l'interface	$\Omega \cdot m$	$7 \cdot 10^7$ [201], [19]
d, Densité de courant	$\mu A/cm^2$	100
N, Nombre de zones de PdCC	sans unité	30
RtN, Résistance totale finale de l'expérience (111,5 \pm 32)	Ω	130

Tableau III-4. Résistivités des PdC en fonction de leur nature

Nature du PdC	Résistivité ($\Omega \cdot m$)
Lépidocrocyte	$1 \cdot 10^9$ [201]
Goethite	$1 \cdot 10^7$ [201]
Magnétite	10^{-4} [202]
Hématite	$5,62 \cdot 10^{-5}$ [199]
Maghémite	$0,5 \cdot 10^{-2}$ [199]

III.5.2 Prédiction des courbes de tension pour les densités de courant de 50 $\mu A/cm^2$ et 200 $\mu A/cm^2$

La Figure III-9 présente les courbes de tension en fonction de la durée de l'essai obtenues expérimentalement et numériquement. Les résultats numériques ont été obtenus à partir des paramètres des Tableau III-1, Tableau III-2 et Tableau III-3. Cela veut dire qu'aucun recalage n'a été effectué en considérant les résultats expérimentaux des essais à 50 $\mu A/cm^2$ et 200 $\mu A/cm^2$. Le seul paramètre d'entrée qui a été modifié est la densité de courant. Les courbes de tension prédites pour les densités de courant 50 $\mu A/cm^2$ et 200 $\mu A/cm^2$ présentent quasiment la même allure que les courbes expérimentales mais sont décalées par rapport à la tension au début de l'essai. L'hypothèse qui se présente est qu'il existe d'autres mécanismes qui interviennent et qui seront exposés dans la partie III.5.3.

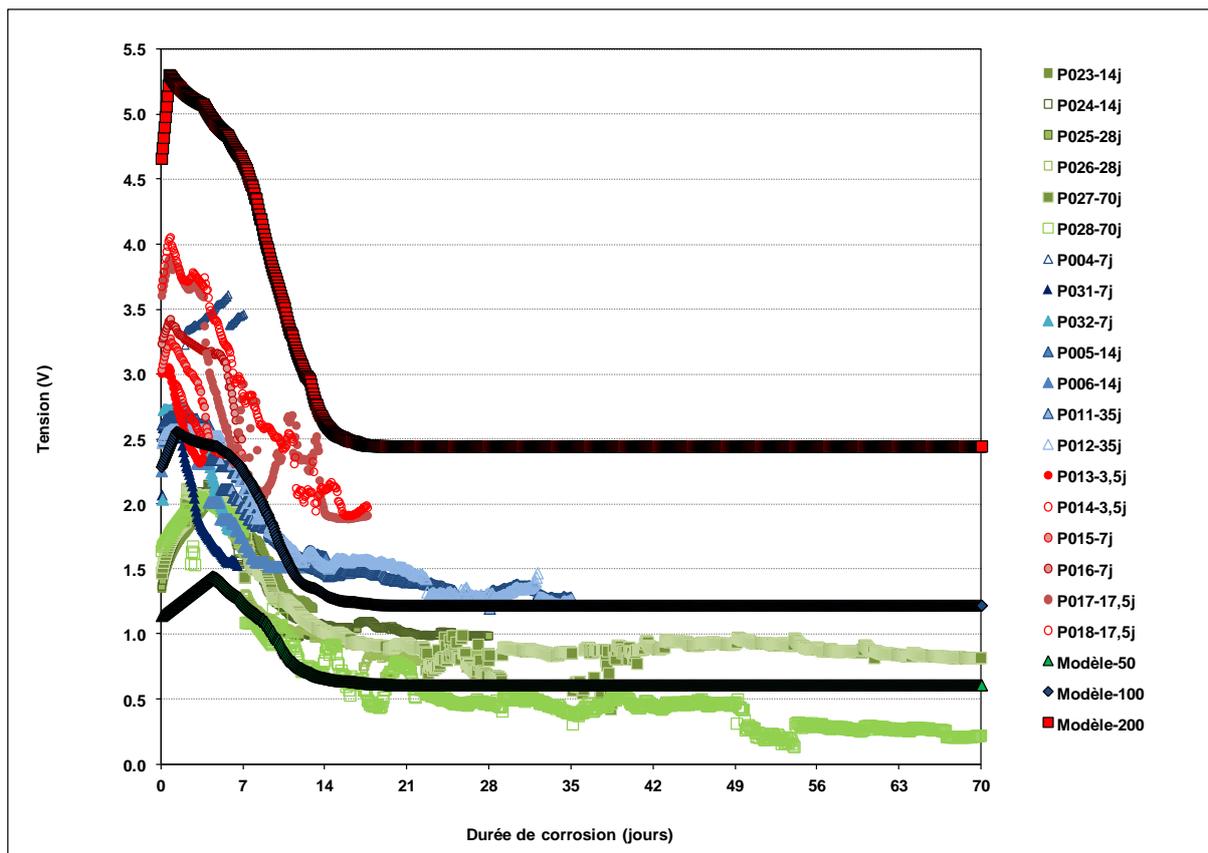


Figure III-9. Comparaison de l'évolution de la tension entre l'expérience et le numérique sans recalage

III.5.3 Amélioration de l'identification des paramètres du modèle

Afin d'améliorer le caractère prédictif du modèle, la fonction de l'épaisseur de la couche de PdCR « $e(t)$ » et la vitesse de migration des ions chlorure « C_{Cl} » apparaissent comme les deux paramètres indispensables à reconsidérer étant donné les changements engendrés par la densité de courant utilisée (Tableau III-5).

Tableau III-5. Valeurs des paramètres rectifiés selon la densité de courant

d ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	$e(t)$ (nm)	C_{Cl} 10^{-7} (m/s)
50	$(e_i + V_e \cdot t) \cdot 1,7$	0,8
100	$(e_i + V_e \cdot t) \cdot 1,1$	1,1
200	$(e_i + V_e \cdot t) \cdot 0,8$	1,5

La modification de l'épaisseur de la couche résistive au départ des essais « $e(t)$ » est justifiée par des phénomènes qui se passent à l'interface selon la densité de courant appliquée et qui demeurent difficiles à discerner [8]. Le fait d'imposer un courant va modifier la couche de calamine dès l'instant de fermeture du circuit électrique. D'après la Figure III-3, l'hypothèse émise est que plus la densité de courant est faible, plus la charge requise pour la création de PdCR est importante. En se basant sur cette constatation, il en sort que l'épaisseur de la

couche de PdCR ne semble pas être la même. Cet aspect pourrait également expliquer les valeurs de tension différentes, au début de l'essai, selon la densité de courant appliquée.

Une relation permettant de lier l'augmentation de l'épaisseur des PdCR en fonction de la densité de courant appliquée « d » est proposée (Figure III-10) :

$$e(t) = (e_i + V_e \cdot t) \cdot k \quad \text{avec } k = -0,649 \ln(d) + 4,1 \quad (35)$$

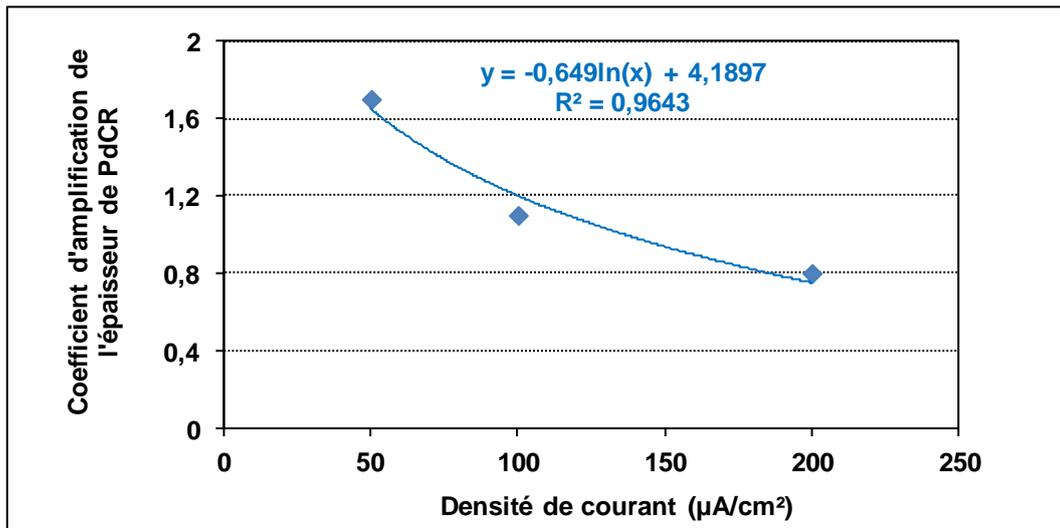


Figure III-10. Evolution du coefficient d'amplification de l'épaisseur de PdCR en fonction de la densité de courant

La vitesse de migration des ions chlorure « Cl » est également en relation avec la densité de courant appliquée. Le temps critique change selon la densité de courant et dépend de la migration des ions chlorure. Il semble que plus la densité de courant est faible, plus le pic est retardé. Il est indispensable de vérifier que le coefficient de diffusion apparent qui constitue un paramètre intrinsèque du matériau est constant quelle que soit la densité de courant.

Le coefficient de diffusion apparent des ions chlorure D_{app} est défini par la formule suivante [203] :

$$D_{app} = \frac{R \cdot T \cdot C \cdot (X_d - \alpha \cdot \sqrt{X_d})}{Z \cdot F \cdot \Delta E \cdot \Delta t} \quad (36)$$

avec,

$$\alpha = 2 \cdot \xi \cdot \sqrt{\frac{R \cdot T \cdot C}{Z \cdot F \cdot \Delta E}}$$

$$\text{Où } \xi = \text{erf}^{-1} \cdot \left(1 - 2 \cdot \left(\frac{0,07}{C_0}\right)\right) = 0,764 \quad (\text{pour } C_0 = 0,5 \text{ mol.l}^{-1})$$

X_d est la profondeur mesurée par colorimétrie (m)

Δt est la durée de l'essai (s)

R est la constante des gaz parfaits (= 8,3144 J.mol⁻¹.K⁻¹)

F est la constante de Faraday (= $9,648 \cdot 10^4 \text{ J.V}^{-1} \cdot \text{mol}^{-1}$)

Z est la valence de l'ion chlorure (= 1)

T est la température (K)

C est l'épaisseur de l'échantillon (m)

ΔE est la différence de potentiel moyenne aux bornes de l'échantillon (V)

C_0 est la concentration en ions chlorure de la solution amont (mol.l^{-1})

erf^{-1} est l'inverse de la fonction erreur erf

Dans ce modèle,

$$C_{cl} = \frac{Xd - \alpha \cdot \sqrt{Xd}}{\Delta t} = \frac{\text{distn}}{t_{\text{crit1}}} = \frac{Z \cdot F \cdot U_{\text{tcrit1}} \cdot D_{\text{app}}}{R \cdot T \cdot C} \quad (37)$$

$$C_{cl} = \frac{\text{distn}}{t_{\text{crit1}}} = \frac{Z \cdot F \cdot U_{\text{tcrit1}} \cdot D_{\text{app}}}{R \cdot T \cdot C} \quad (38)$$

A partir de la relation (38), le coefficient D_{app} peut s'écrire :

$$D_{\text{app}} = 7,57 \cdot 10^{-4} \frac{C_{cl}}{U_{\text{tcrit1}}} \quad (39)$$

Selon la relation (39) et pour chaque densité de courant, le coefficient D_{app} a été calculé. La valeur du coefficient D_{app} obtenue est constante et égale à $0,3 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$. De plus, son ordre de grandeur est tout à fait cohérent avec ceux de la littérature. En effet, cette valeur est en accord avec les résultats de Chavez pour un rapport $e/c = 0,7$ [196], [204].

Le Tableau III-6 permet de montrer que les valeurs de C_{cl} et de U_{tcrit1} prises en compte dans le calcul de D_{app} sont cohérentes.

Tableau III-6. Invariance du coefficient de diffusion apparent D_{app} quelle que soit la densité de courant

d ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	C_{cl} 10^{-7} (m/s)	$\Delta E = U_{\text{tcrit1}}$ (V)	D_{app} ($\text{m}^2 \text{s}^{-1}$)
50	0,8	2	0,3 10^{-12} [204]
100	1,1	2,6	
200	1,5	3,6	

La Figure III-11 présente les courbes de tension numériques issues de l'identification des paramètres « $e(t)$ » et « C_{cl} » (Tableau III-5). Les courbes d'évolution de tension issues du modèle s'avèrent en meilleur adéquation avec les courbes expérimentales associées par rapport aux courbes de la Figure III-9.

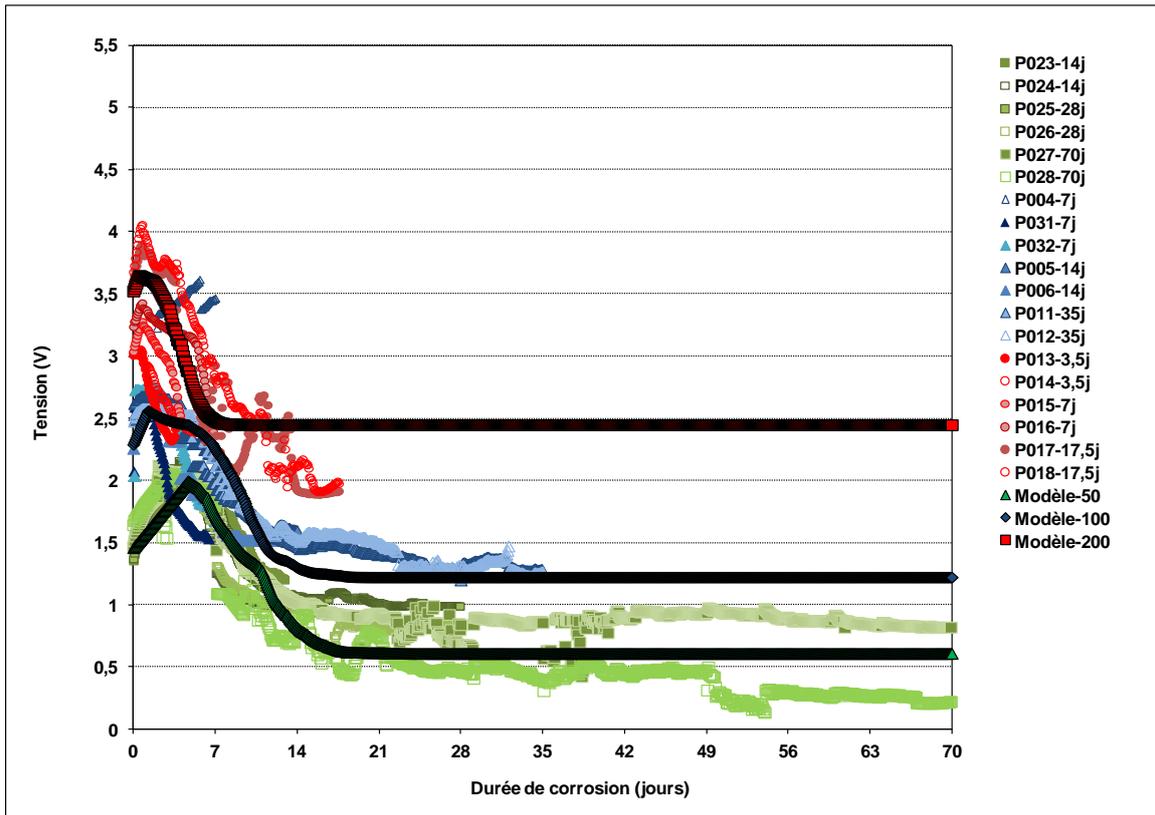


Figure III-11. Comparaison du suivi de tension expérimental et numérique (avec affinage des paramètres « $\epsilon(t)$ » et « C_{cl} »)

Grâce à cette amélioration, le modèle est capable de mieux prédire l'instant de formation des PdCC qui correspond à l'arrivée des ions chlorure à l'interface acier/couche résistive. La Figure III-12 montre que l'instant de formation des PdCC est entre 5 jours et 1 jour pour des densités de courant entre 50 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Plus la densité de courant est importante, plus l'instant de formation des PdCC semble précoce.

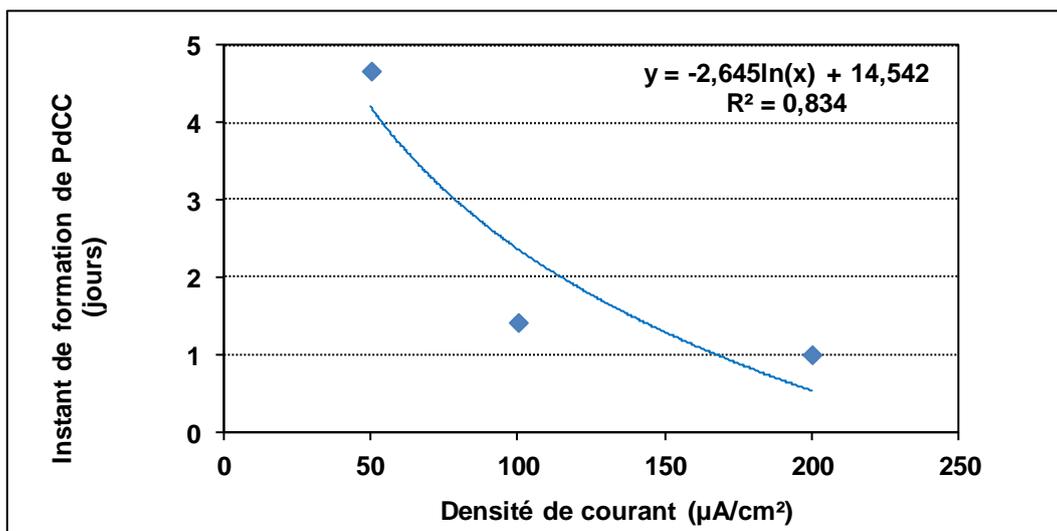


Figure III-12. Détermination de l'instant de formation des PdCC

III.5.4 Application du modèle à l'étude de Sanz [12]

Dans cette partie, le but est de tester le modèle et voir s'il est capable de prédire l'évolution de la tension obtenue pour une autre étude en l'occurrence celle de Sanz. L'étude de Sanz a consisté à mesurer pendant des expériences de corrosion accélérée, la tension électrique nécessaire lors de l'application d'une densité de courant pour des prismes en béton armé. La Figure III-13 montre l'évolution de la tension en fonction du temps lors de ces essais de corrosion accélérée [2].

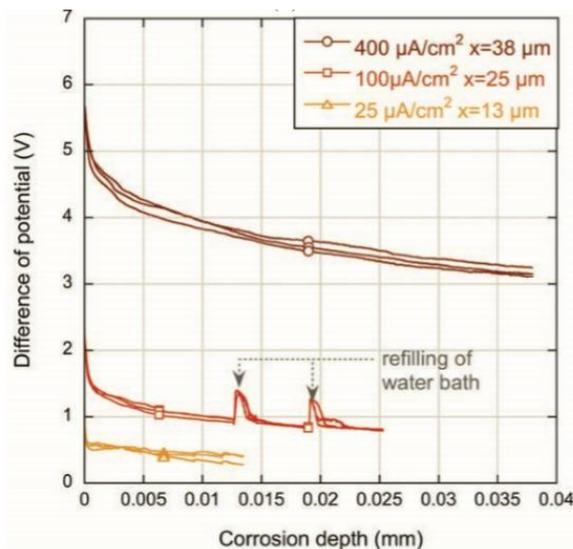


Figure III-13. Evolution de la tension en fonction de la perte de section au cours de l'essai de corrosion accélérée sur des prismes en béton armé (3 % CaCl_2 au gâchage) [12]

Le Tableau III-7 résume les valeurs des paramètres d'entrée qui ont été prises en compte dans le modèle pour simuler l'évolution de la tension obtenue lors de l'étude expérimentale de Sanz [12]. Les paramètres géométriques ont été changés étant donné la géométrie des corps d'épreuve utilisés lors de l'étude de Sanz. Afin de considérer les caractéristiques du béton de cette étude, les paramètres électriques du béton ont été modifiés. En effet, la valeur de « ρ_{bs} » a été choisie en se basant sur la résistance à la compression des éprouvettes de Sanz [12] (48 MPa) et sur le rapport $e/c = 0,5$ qui correspond selon Chavez à une valeur de résistivité de béton sain de $60 \Omega \cdot m$ [196]. La valeur de « ρ_{bc} » a été prise égale à $18 \Omega \cdot m$. Cette valeur a été calculée selon la méthode expliquée en Annexe 6. Etant donné qu'il y a eu 3 % de CaCl_2 au gâchage, les ions chlorure sont donc déjà présents à l'interface dès le début des mesures cela implique que $\rho_{bs} = \rho_{bc} = 18 \Omega \cdot m$. En conséquence, la première phase de l'évolution de la tension a été négligée (t_{crit1} est pris égal à zéro).

Tableau III-7. Paramètres d'entrée du modèle pour l'étude de Sanz [12]

Nature et sens physique des paramètres	Unité	Valeur
Paramètres géométriques		
a, Largeur moyenne du prisme	mm	47,5
L, Longueur corrodée	mm	90
C, Enrobage béton	mm	20
Paramètres électriques		
ρ_{bs} , Résistivité du béton sain	$\Omega.m$	18 [197]
ρ_{bc} , Résistivité du béton chloruré	$\Omega.m$	18
ρ_i , Résistivité de l'interface	$\Omega.m$	7.10^7 [201], [19]
d, Densité de courant	$\mu A/cm^2$	25/100/400
N, Nombre de zones de PdCC	sans unité	30
RtN, Résistance totale finale de l'expérience ($111,5 \pm 32$)	Ω	130

La Figure III-14 présente les prédictions du modèle vis-à-vis des résultats expérimentaux obtenus dans l'étude de Sanz. Les prédictions sont plutôt satisfaisantes. En effet, les courbes d'évolution de tension issues du modèle se trouvent en bonne adéquation avec les courbes expérimentales associées.

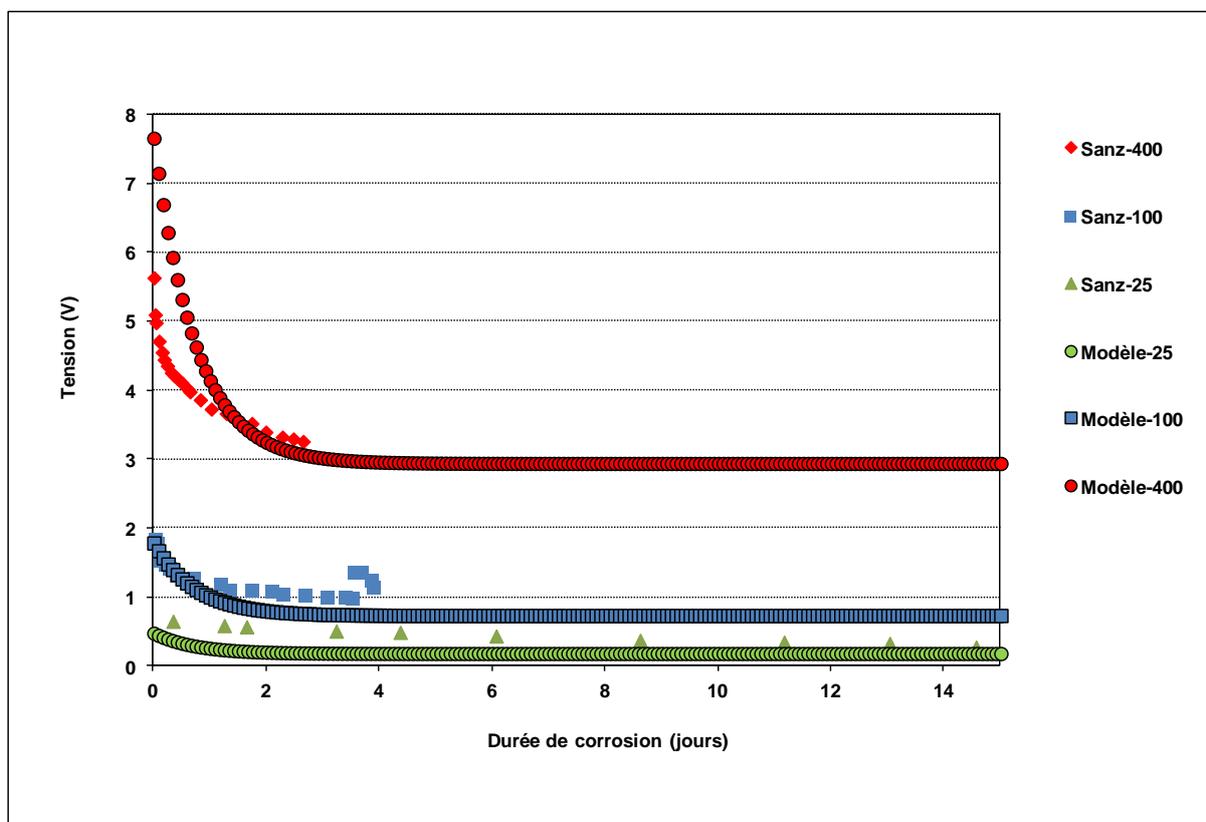


Figure III-14. Comparaison du suivi de tension expérimental de l'étude de Sanz [12] et numérique (sans identification des paramètres)

En se basant sur les propos de Dabosi [194] qui affirme que l'épaisseur de la couche résistive se réduit en présence des ions chlorure à l'interface, l'épaisseur initiale de la couche résistive doit être plus petite dans le cadre de la modélisation de l'étude expérimentale de Sanz que dans celui de notre étude. De ce fait, la valeur de l'épaisseur de la couche résistive a été trouvée par analyse inverse $e_i = 15$ nm. Cette modification a permis des résultats globalement plus en adéquation avec les résultats expérimentaux (Figure III-15).

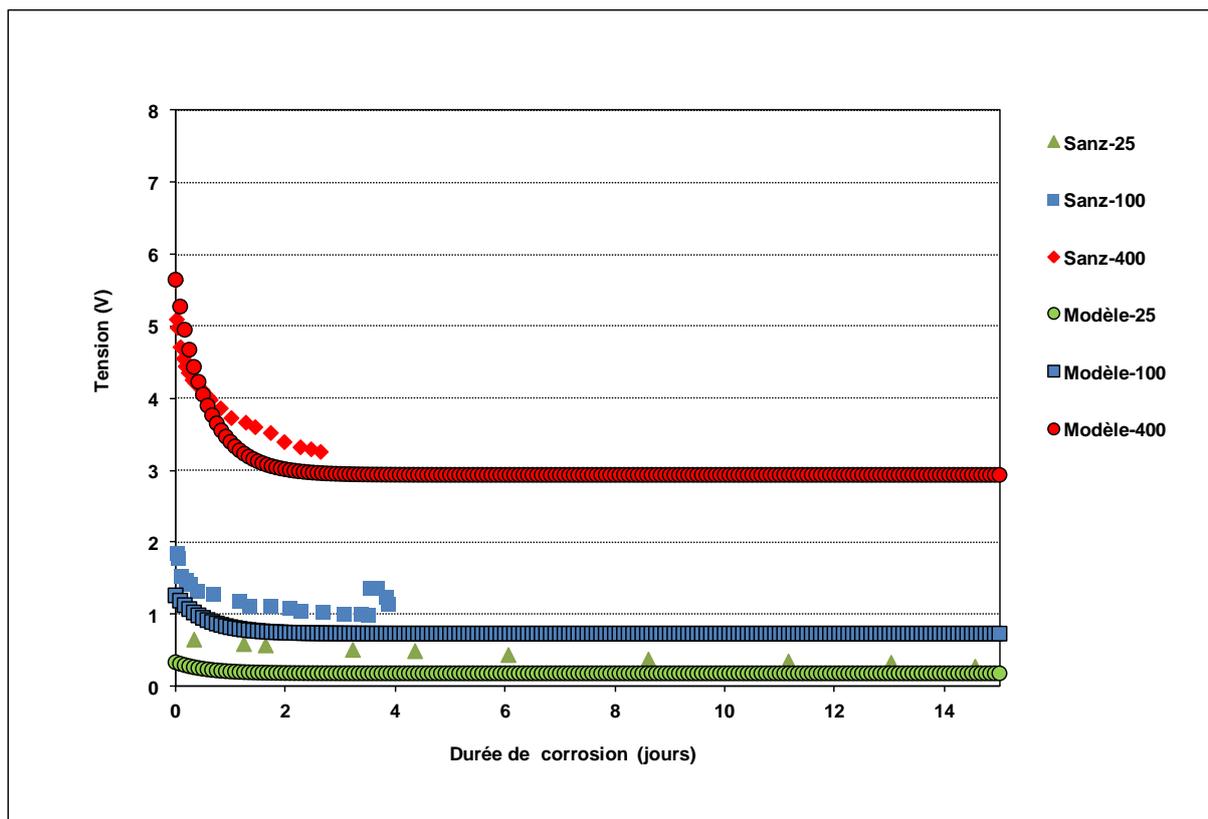


Figure III-15. Comparaison du suivi de tension expérimental de l'étude de Sanz [12] et numérique (avec modification de l'épaisseur de la couche résistive)

III.6 Conclusions

Dans ce travail, l'évolution de la tension électrique nécessaire à différentes densités de courant a été étudiée. Ce travail présente l'analyse associée aux courbes de suivi de tension obtenues expérimentalement et leur modélisation. Les résultats montrent que :

- ❖ L'évolution de la tension comporte trois phases. La première phase décrit l'augmentation de la tension. Cette augmentation peut s'expliquer par le développement de PdCR (Produits de Corrosion Résistifs). La chute de tension observée pendant la deuxième phase provient de la déstabilisation de la couche résistive et de l'apparition de zones de PdCC (Produits de corrosion conducteurs) sur l'armature. La troisième et dernière phase fait apparaître un équilibre de tension qui est attribué un état stationnaire entre les propriétés électriques de chaque composant

du système et la cinétique de croissance de la couche de PdCC. La stabilisation de la tension est due aussi à une convergence de la résistance de l'ensemble vers celle de la combinaison du béton d'enrobage fissuré, de la couche de PdCC et des interfaces acier/PdC et PdC/béton.

- ❖ L'évolution de la résistance du béton au cours de ce phénomène a été modélisée par un comportement linéaire. Cependant, si l'on considère un phénomène diffusif pour l'évolution de la concentration en chlorure, l'évolution serait plutôt en racine du temps. Cette hypothèse est très forte mais indispensable pour estimer de façon simple l'évolution de la résistance dans les structures à la lumière des données dont nous disposons.
- ❖ La modélisation proposée permet de prédire les courbes de suivi de tension pour des prismes corrodés avec des densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. En utilisant la relation proposée pour déterminer l'épaisseur de la couche de PdCR, le caractère prédictif du modèle s'améliore dans le cadre de corrosion de prismes en béton armé sous courant imposé.
- ❖ Le modèle permet de déterminer l'instant de formation des PdCC selon la densité de courant.
- ❖ Le modèle a été appliqué aux essais de corrosion accélérée de l'étude de Sanz. Les courbes de suivi de tension obtenues par le modèle sont en bonne adéquation avec les courbes expérimentales de l'étude de Sanz [12].
- ❖ Le but initial de cette modélisation était de prédire le comportement de structure corrodée naturellement. Cependant, le champ d'application de ce modèle se restreint aux essais de corrosion accélérée. Pour prédire le comportement de structure corrodée naturellement, le modèle doit être revu en fonction des processus naturels et surtout ceux de la phase d'incubation.

III.7 Pistes d'amélioration

Plusieurs pistes d'amélioration sont possibles dans le cadre de la prédiction de l'évolution de la tension pour des prismes corrodés sous courant imposé :

- ❖ Il serait intéressant d'affiner la relation proposée entre l'épaisseur de la couche de PdCR et la densité de courant. Pour ce faire, il serait nécessaire de suivre l'évolution de la tension de prismes corrodés avec d'autres densités de courant. Cette amélioration devrait rendre plus précise la détermination de l'instant du début de la déstabilisation de la couche résistive et de la formation de zones de PdCC.
- ❖ Dans la littérature, l'instant de formation des PdCC est relié la concentration en ions chlorure. L'objectif serait de mettre en évidence le lien entre la concentration en ions chlorure et l'instant de formation des PdCC des aciers en fonction de la densité de courant. Pour réaliser cela, il y a nécessité d'effectuer d'autres essais expérimentaux de corrosion accélérée sur des prismes munis de capteurs de mesure de chlorure libres introduits lors de leur confection.
- ❖ Il serait pertinent de généraliser le modèle pour n'importe quel béton. Pour ce faire, d'autres essais sont également nécessaires sur des prismes de même dimensions mais confectionnés avec différents bétons. Ainsi, à l'aide des résultats

expérimentaux, des relations entre les caractéristiques du béton et des paramètres du modèle tels que la résistivité du béton par exemple seront mises en évidence. En conséquence, en plus de la géométrie du prisme et de la densité de courant comme paramètres d'entrée, les caractéristiques du béton telles que le rapport e/c , le coefficient de diffusion, etc. seraient nécessaires pour prédire l'évolution de la tension et donc l'instant de formation des PdCC et la concentration d'ions chlorure associée.

Chapitre IV Evolution physico-chimique de la corrosion

Chapitre IV Evolution physico-chimique de la corrosion

IV.1 Introduction

Ce quatrième chapitre présente les résultats de l'étude physico-chimique de l'évolution de la corrosion de l'armature du prisme en béton en fonction des paramètres de l'essai de corrosion accélérée (Corrac).

Les objectifs sont les suivants :

1/ Qualifier l'évolution de l'état de corrosion de l'armature des prismes en béton avant, juste après Corrac et après la dépolarisation à l'aide de caractérisations électrochimiques non destructives. L'information obtenue est à l'échelle macroscopique ou globale. Ces résultats démontreront l'état de corrosion actif après l'essai de corrosion accéléré et pourront confirmer si l'essai de Corrac tel qu'utilisé permet de corroder de manière répétable des prismes en béton armé.

2/ Quantifier l'évolution des produits de corrosion (PdC) formés à l'interface acier/béton en termes de localisation et d'épaisseur à l'aide d'analyses au MEB. L'information obtenue est à l'échelle microscopique. Les résultats des épaisseurs constitueront une donnée d'entrée pour la modélisation de la fissuration de prismes en béton armé corrodés (Chapitre VI).

IV.2 Caractérisations électrochimiques non destructives de la corrosion

Les caractérisations électrochimiques non destructives telles que la mesure de potentiel libre (E_{corr}), de résistance de polarisation linéaire et de résistance (R_e , incluant l'électrolyte, l'enrobage béton et l'interface acier/béton) ainsi que le calcul de la densité de courant de corrosion J_{corr} ont été réalisés sur les prismes en béton armé à trois moments différents :

- Avant l'essai de Corrac (système acier/béton en équilibre dans son environnement) pour vérifier que tous les prismes en béton armé présentent des caractérisations électrochimiques similaires et un état de corrosion passif de l'armature.

- Après l'essai de Corrac (système acier/béton hors équilibre) pour vérifier si deux prismes corrodés avec la même densité de courant et pendant la même durée de corrosion sont polarisés de la même manière. Le prisme qui possédait le courant de corrosion le plus faible a été destiné aux analyses destructives (moins de fissuration a priori) et l'autre prisme a été conservé pour le suivi électrochimique.

- Après l'essai de Corrac et après dépolarisation de l'armature (système acier/béton en équilibre dans son environnement (les courbes du suivi de la dépolarisation en fonction du temps se trouvent en Annexe 7)), afin de démontrer l'état de corrosion actif de l'armature dans le béton.

L'ensemble de ces informations sont nécessaires pour démontrer l'évolution de la corrosion des armatures (avant et après Corrac) et permettent également de rendre compte de la répétabilité de l'essai de corrosion accélérée.

IV.2.1 Caractérisations électrochimiques

Les évolutions des valeurs de potentiel libre, de résistance et de densité de courant de corrosion avant Corrac, après Corrac et après dépolarisation de l'armature sont présentées

sur les Figure IV-1, Figure IV-2 et Figure IV-3, respectivement pour les densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

Les valeurs des résistances restent sensiblement les mêmes (20-70 Ohms) avant, après essai et après dépolarisation. L'essai de Corrac ne fait pas évoluer la résistance ou alors l'effet est négligeable devant l'humidité importante du béton, humidité maintenue constante en présence de chlorure de sodium hygroscopiques.

Avant l'essai de corrosion accélérée (Figure IV-1, Figure IV-2 et Figure IV-3), les valeurs de E_{corr} (entre -95 mV/ECS et -40 mV/ECS), de R_e (entre 35 et 75 ohm) et de J_{corr} (entre 0,01 et 0,07 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$) montrent que les prismes ont des caractéristiques initiales équivalentes. Les armatures sont en état de corrosion passive comme en témoignent les résultats de potentiels qui indiquent une probabilité de corrosion faible [205] et les valeurs de densités de courant de corrosion qui indiquent un niveau de corrosion négligeable [53].

Tout de suite après Corrac, les armatures sont polarisées :

- Pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (Figure IV-1), les valeurs de E_{corr} deviennent de plus en plus électro-négatives avec la durée de l'essai (de -400 mV après 7 jours jusqu'à -650 mV après 78 jours). De plus les valeurs de J_{corr} augmentent avec la durée de l'essai indiquant un niveau faible à modéré après 5 jours puis un niveau élevé après 14 jours voire très élevé après 70 jours ($J_{\text{corr}} > 10 \mu\text{A}/\text{cm}^2$).
- Pour les densités de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ et de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (Figure IV-2 et Figure IV-3), les valeurs de E_{corr} sont comprises entre -650 et -500 mV et celles des J_{corr} sont supérieures à 1 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Il n'y a pas d'évolution significative de ces valeurs avec la durée de l'essai. Une exception est observée pour le prisme P004-7j ($d = 100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$).

Les valeurs de E_{corr} mesurées ici avant et après Corrac sont proches de celles trouvées par Millard [60] pour une poutrelle (de dimensions 1000 x 24 x 300 mm³) dotée de deux armatures (espacées de 60 mm). La cathode est une fibre de carbone. La continuité électrique entre anode et cathode est assurée par une solution saline, identique à celle utilisée dans nos travaux (NaOH = 1 g/l, KOH = 4,65 g/l et NaCl = 30 g/l). La poutrelle était partiellement immergée dans un bac contenant cette solution. La contre électrode était placée sous la poutrelle. La densité de courant utilisée est de 500 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

Les valeurs de E_{corr} avant Corrac sont entre -100 mV/ECS et -150 mV/ECS. Au cours de la Corrac, les armatures sont progressivement polarisées et leur potentiel d'armature est situé à -400 mV/ECS en fin de Corrac (à 16 jours).

La dépolarisation des armatures a nécessité entre 49 et 77 jours après la fin de l'essai de corrosion (les courbes du suivi de la dépolarisation en fonction du temps se trouvent en Annexe 7). Les résultats des Figure IV-1, Figure IV-2 et Figure IV-3 montrent que les armatures des prismes présentent toutes une corrosion active après dépolarisation :

- Les valeurs de E_{corr} comprises entre -600 et -380 mV/ECS indiquent une probabilité de corrosion supérieure à 90 % [205] excepté pour le prisme P004-7j (-200 mV).
- Les valeurs de J_{corr} supérieures à 1 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ voire supérieures à 10 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ sont caractéristiques d'un niveau de corrosion élevé à très élevé, excepté pour les prismes P004-7j et P022-5j pour lesquels le niveau de corrosion est modéré.

Ceci peut être expliqué par le fait que la corrosion a commencé à peine à se développer et ceci est en accord avec les courbes de tension de ces prismes (leurs courbes de tension ne couvrent que la première phase, les ions chlorure ont atteint l'armature (Annexe 8) et l'armature passe à un état de corrosion active).

En complément des résultats électrochimiques, la méthode colorimétrique au nitrate d'argent (AgNO_3) a été utilisée sur les prismes destinés aux analyses destructives. Cette méthode a permis de démontrer que les ions chlorure avaient bien pénétré dans l'enrobage de béton jusqu'à l'armature dans tous les prismes (Annexe 8).

Les résultats des caractérisations électrochimiques sur les armatures de deux prismes corrodés à la même densité de courant et pour la même durée sont sensiblement les mêmes ce qui permet de confirmer la répétabilité de l'essai de corrosion accélérée.

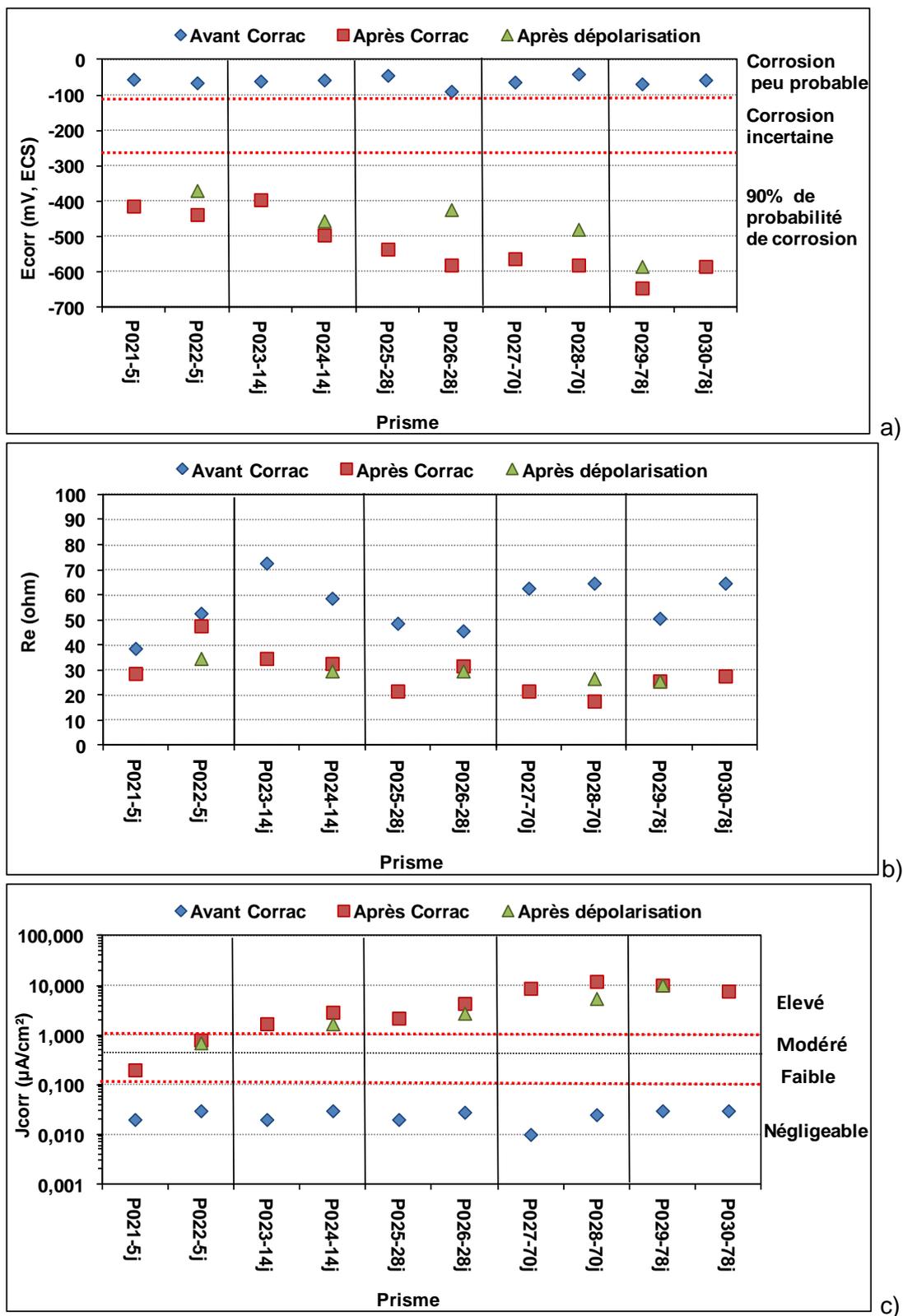


Figure IV-1. Caractérisations électrochimiques des prismes en béton pour la densité 50 µA/cm² avant Corrac, après Corrac et après dépolariation de l'armature; a) Potentiel libre, b) Résistance, c) Densité de courant de corrosion

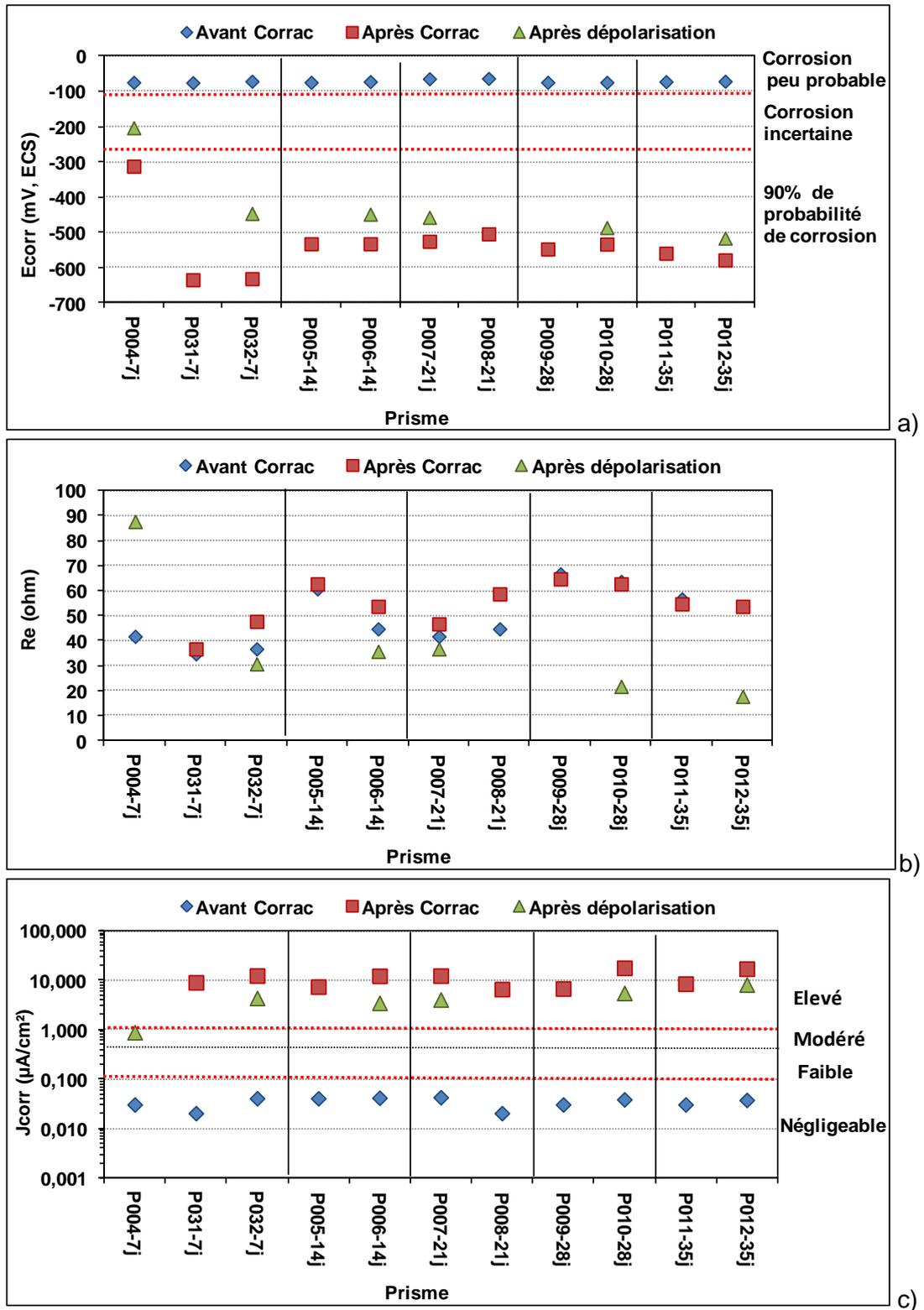


Figure IV-2. Caractérisations électrochimiques des prismes en béton pour la densité 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ avant Corrac, après Corrac et après dépolariation de l'armature; a) Potentiel libre, b) Résistance, c) Densité de courant de corrosion

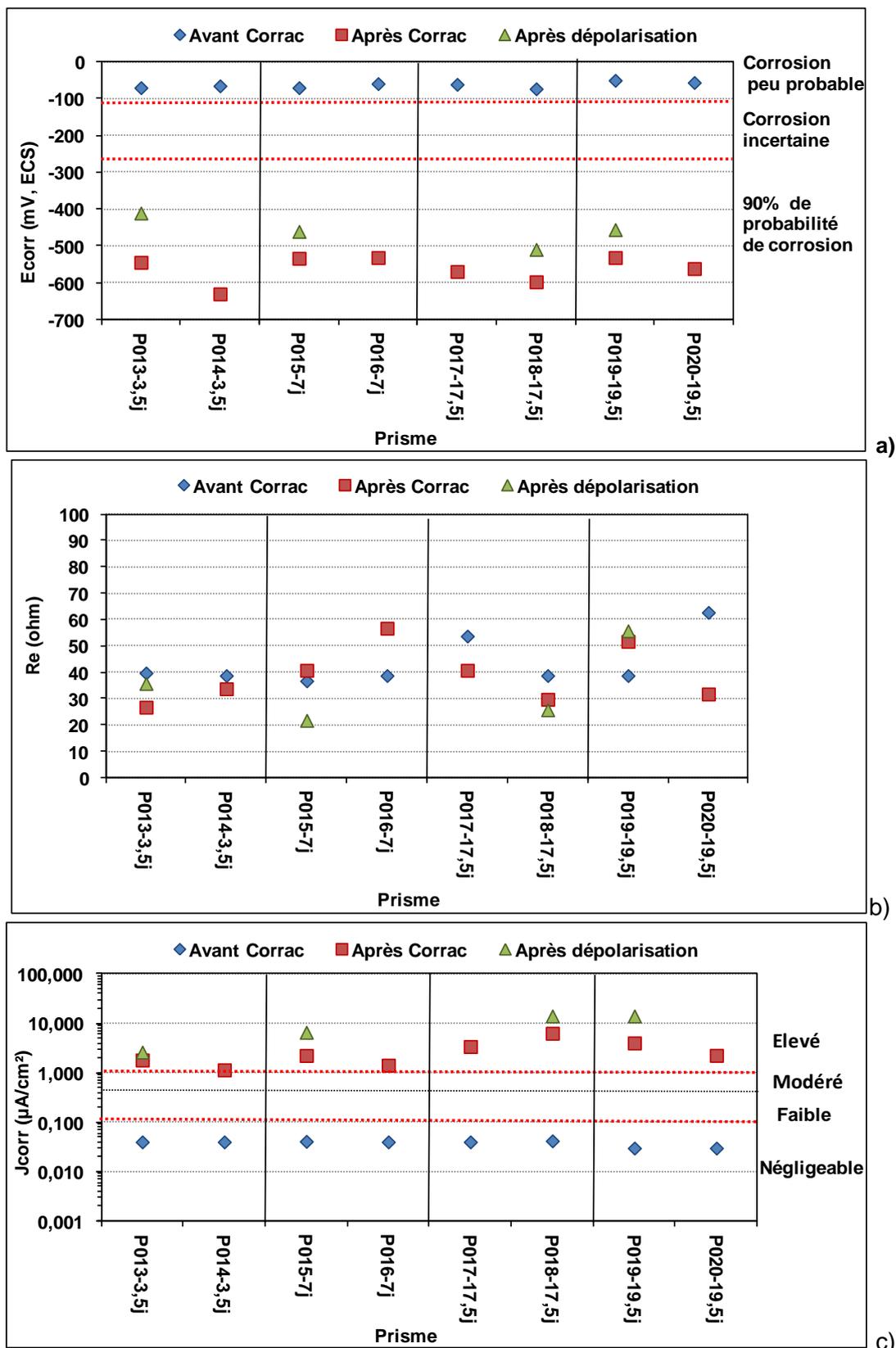


Figure IV-3. Caractérisations électrochimiques des prismes en béton pour la densité 200 µA/cm² avant Corrac, après Corrac et après dépolariation de l'armature; a) Potentiel libre, b) Résistance, c) Densité de courant de corrosion

IV.2.2 Comparaison des caractérisations électrochimiques pour une même charge totale de courant

La Figure IV-4 présente, pour les prismes dédiés au suivi électrochimique et après dépolarisation, les valeurs de potentiel libre, de résistance et de densité de courant de corrosion (après dépolarisation) en fonction de la charge totale de courant.

Il n'y a pas d'évolution significative des valeurs de R_e .

Pour une charge totale de $250 \mu\text{A.j/cm}^2$, la valeur de E_{corr} est voisine de -350 mV et la valeur de J_{corr} est inférieure à $1 \mu\text{A/cm}^2$. Lorsque la charge totale augmente (700 à $3900 \mu\text{A.j/cm}^2$), les valeurs de E_{corr} deviennent légèrement plus électrochimiques (de -450 à -600 mV) et indiquent une probabilité de corrosion élevée. Les valeurs de J_{corr} ($>1 \mu\text{A/cm}^2$) indiquent toutes un niveau de corrosion élevé.

A charge totale équivalente, les résultats électrochimiques ne semblent pas impactés par la densité de courant de corrosion utilisée (50 , 100 ou $200 \mu\text{A/cm}^2$).

Les résultats électrochimiques présentés ici permettent de caractériser un état de corrosion d'armature à l'échelle mésoscopique du prisme en béton armé. Ces résultats sont complétés par des analyses destructives à l'échelle microscopique.

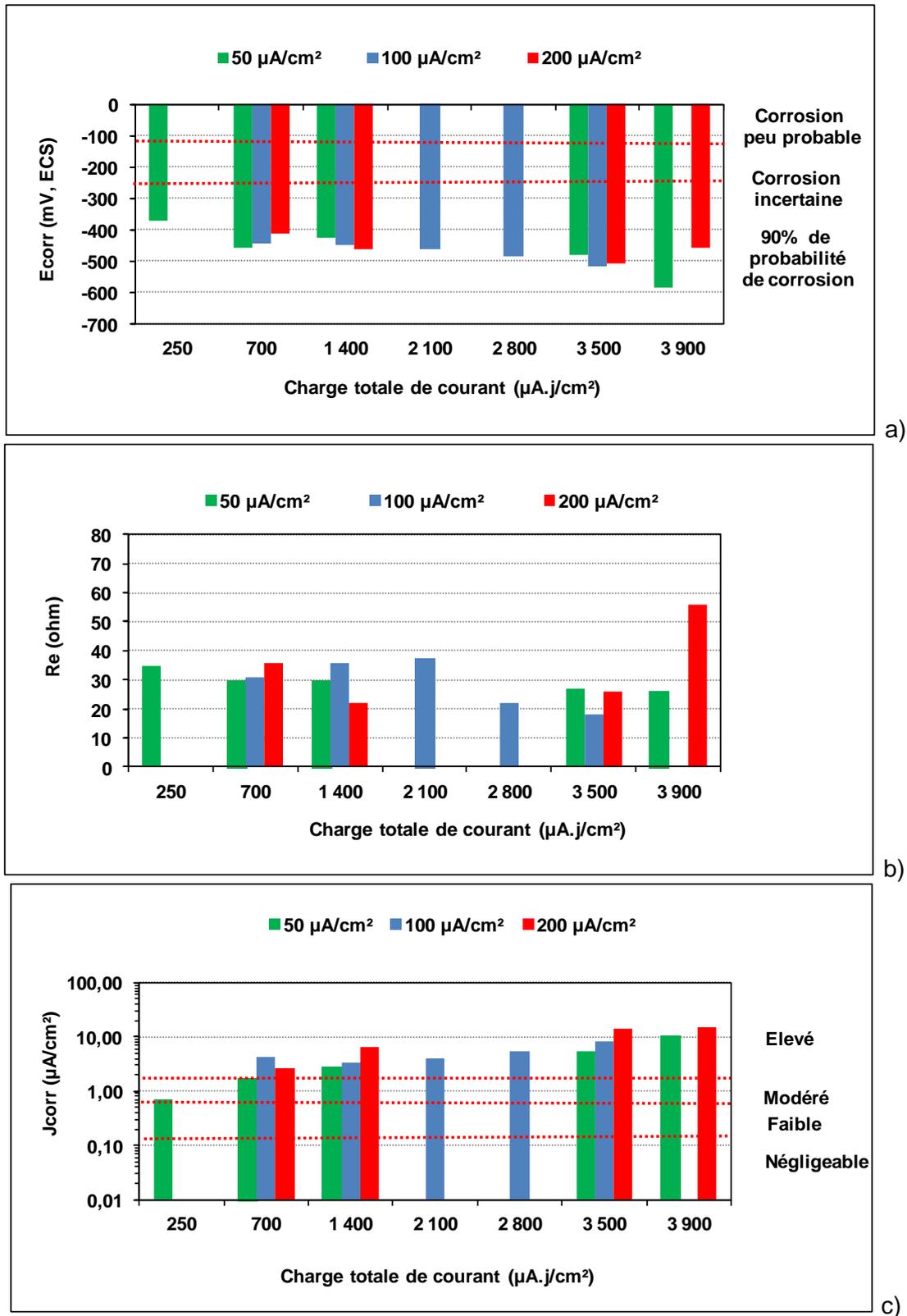


Figure IV-4. Caractérisations électrochimiques des prismes en béton (après la dépolarisation des armatures) en fonction de la charge totale de courant ; a) Potentiel libre, b) Résistance, c) Densité de courant de corrosion

IV.3 Caractérisation des PdC à l'échelle microscopique

Après l'essai de corrosion accéléré, pour chaque densité de courant et chaque durée, un des deux prismes a été étudié à l'aide d'analyses destructives (partie II.4.2).

Les interfaces acier/béton des échantillons, E10 (x = 20 cm), E13 (x =26 cm) et E16 (x =32 cm) ont été observées au MEB. Ces échantillons sont issus des faces droites (D) des tranches T10D, T13D et T16D (soit EN° l'échantillon issu de la tranche TN°) (Figure II-18-e). Etant donné la dimension de l'échantillon (5 x 5 cm) et le diamètre de l'armature haute adhérence (2 cm), ce dernier a été délimité en 8 cadrans (Figure II-18-f).

Les épaisseurs de PdC ne considèrent pas le milieu transformé qui fait partie de la matrice cimentaire du béton dans laquelle un transfert d'une partie du fer oxydé a eu lieu.

Ce choix est dû à la façon dont est prise en compte la modélisation de l'effet des PdC sur le comportement mécanique des prismes corrodés. Les Figure II-23 et Figure II-24 présentent une illustration des mesures des épaisseurs maximale et minimale des PdC.

Les résultats des tranches prélevées dans la partie de prisme située hors la contre électrode sont présentés en Annexe 9.

IV.3.1 Evolution des PdC en fonction des paramètres de la Corrac

Pour les échantillons, E10 (X=20 cm), E13 (X=26 cm) et E16 (X=32 cm), issus des tranches prélevées dans la partie du prisme située sous la contre électrode, les épaisseurs minimale et maximale des PdC pour les huit cadrans pour les densités de courant 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ sont reportées respectivement dans les Tableau IV-1, Tableau IV-2 et Tableau IV-3.

Pour chaque échantillon, l'épaisseur minimale (excepté la valeur nulle) des PdC est notée en vert et l'épaisseur maximale des PdC est notée en rouge. Les valeurs en gras reprennent les épaisseurs minimale et maximale en considérant les trois échantillons du même prisme.

Les résultats montrent que la localisation des PdC et les épaisseurs sont très variables d'un échantillon à l'autre et d'un cadran à l'autre. L'ensemble des valeurs sont comprises entre 22 et 1584 μm . Les informations en fonction de la densité de courant sont énoncées ci-après :

Pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, les épaisseurs des PdC les plus importantes sont observées pour la durée de Corrac de 14 jours (de 50 μm à 1502 μm). Pour les durées plus longues, les épaisseurs des PdC sont similaires ((de 29 μm à 828 μm après 28 jours) et (de 23 μm à 873 μm après 70 jours)).

Pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, les épaisseurs augmentent avec la durée de la Corrac (de 22 μm à 736 μm après 7 jours jusqu'à 111 μm à 1584 μm après 35 jours).

Pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, une légère augmentation est détectée entre 3,5 jours (de 50 μm à 1287 μm) et 7 jours (de 100 μm à 1374 μm). A partir de 7 jours, l'épaisseur des PdC ne varie plus (de 28 μm à 1228 μm).

Le fait que les épaisseurs de PdC demeurent similaires pour des durées de Corrac longues est attribuable aux phénomènes de dissolution/diffusion/précipitation du fer dans les pores du béton et/ou dans les fissures.

Tableau IV-1. Localisation et épaisseurs maximale et minimale des PdC pour la densité de courant 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$

Référence prisme/ durée Corrac (jours)/densité de courant ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Echantillon (n°)	Cadrams	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
P023-14j-50	E10	Max	0	0	0	0	0	0	205	638
		Min	0	0	0	0	0	0	54	338
	E13	Max	560	167	0	0	0	0	266	393
		Min	437	50	0	0	0	0	164	127
	E16	Max	302	1 502	0	159	209	181	952	180
		Min	151	107	0	63	97	85	211	110
P025-28j-50	E10	Max	344	345	412	150	103	75	434	530
		Min	126	115	163	84	29	34	132	329
	E13	Max	690	220	493	0	0	0	277	483
		Min	218	118	177	0	0	0	132	96
	E16	Max	640	158	494	336	257	0	0	828
		Min	340	134	156	93	96	0	0	347
P027-70j-50	E10	Max	710	873	157	194	135	267	242	566
		Min	474	173	127	84	31	81	152	370
	E13	Max	402	152	557	422	323	309	241	445
		Min	149	73	153	228	115	152	35	171
	E16	Max	100	211	702	329	841	123	342	550
		Min	23	104	104	336	383	53	187	80

Tableau IV-2. Localisation et épaisseurs maximale et minimale des PdC pour la densité de courant 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$

Référence prisme/ durée Corrac (jours) /densité de courant ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Echantillon (n°)	Cadrams	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
P031-7j-100	E10	Max	100	89	102	263	0	0	0	139
		Min	25	22	49	65	0	0	0	61
	E13	Max	300	225	417	227	150	82	107	175
		Min	25	59	304	118	88	22	101	27
	E16	Max	338	736	370	180	0	0	0	250
		Min	250	221	150	53	0	0	0	50
P005-14j-100	E10	Max	440	507	375	0	0	0	0	0
		Min	392	102	57	0	0	0	0	0
	E13	Max	531	827	433	0	0	0	0	0
		Min	320	300	116	0	0	0	0	0
	E16	Max	374	173	0	0	0	0	0	0
		Min	215	36	0	0	0	0	0	0
P008-21j-100	E10	Max	142	342	300	0	0	0	0	80
		Min	124	180	160	0	0	0	0	29
	E13	Max	511	617	236	0	0	0	0	0
		Min	36	461	168	0	0	0	0	0
	E16	Max	227	358	0	0	0	0	0	152
		Min	140	215	0	0	0	0	0	32
P009-28j-100	E10	Max	0	708	450	284	206	0	0	0
		Min	0	213	102	82	94	0	0	0
	E13	Max	871	200	515	0	0	0	0	1 041
		Min	354	96	144	0	0	0	0	695
	E16	Max	364	726	342	0	0	0	0	1 112
		Min	336	374	189	0	0	0	0	436
P011-35j-100	E10	Max	431	655	666	0	0	0	0	0
		Min	111	158	190	0	0	0	0	0
	E13	Max	481	594	500	0	0	0	628	1 584
		Min	187	394	204	0	0	0	301	797
	E16	Max	906	528	408	468	0	0	0	0
		Min	328	158	238	145	0	0	0	0

Tableau IV-3. Localisation et épaisseurs maximale et minimale des PdC pour la densité de courant 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$

Référence prisme/ durée Corrac (jours) /densité de courant ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Echantillon (n°)	Cadrams	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
P014-3,5j-200	E10	Max	1 287	259	263	0	0	0	0	646
		Min	365	74	200	0	0	0	0	465
	E13	Max	872	710	0	0	0	0	0	0
		Min	86	84	0	0	0	0	0	0
	E16	Max	831	967	334	132	154	517	908	947
		Min	75	136	148	64	50	143	98	348
P016-7j-200	E10	Max	795	990	487	551	235	200	368	1 374
		Min	668	217	101	135	164	100	105	231
	E13	Max	880	672	680	0	0	0	880	447
		Min	602	103	224	0	0	0	189	230
	E16	Max	648	654	529	420	250	373	1 000	584
		Min	335	352	209	122	115	221	425	290
P017-17,5j-200	E10	Max	731	783	519	200	500	416	884	761
		Min	491	382	271	28	175	152	597	391
	E13	Max	340	552	501	1 006	785	214	390	619
		Min	100	256	109	226	191	129	139	101
	E16	Max	738	782	1 228	198	378	325	313	733
		Min	282	498	614	125	101	108	121	162

Les Figure IV-5 à Figure IV-8 illustrent la disparité des résultats obtenus :

La Figure IV-5 montre le cadran 5 non corrodé du prisme P023-14j-50-E10 pour lequel la valeur d'épaisseur attribuée est donc nulle.

La Figure IV-6 illustre une surface corrodée importante de l'armature avec une épaisseur de PdC de 1 000 μm (cadran 7 du prisme P016-7j-200-E16).

La Figure IV-7 décrit un décollement d'une partie de l'interface acier/béton (cadrams C1 et C8 du prisme P017-17,5j-200-E10). Cela pourrait faciliter la dissolution/diffusion/précipitation du fer dans les pores du béton vers les cadrams de la demi-circonférence basse de l'armature (C7 et C8 essentiellement).

La Figure IV-8 rend compte d'une présence d'une ou de plusieurs fissures communicantes entre deux nervures au niveau de l'interface PdC/béton. Ce phénomène favorise la dissolution/diffusion/précipitation du fer dans les pores du béton entre deux cadrams.

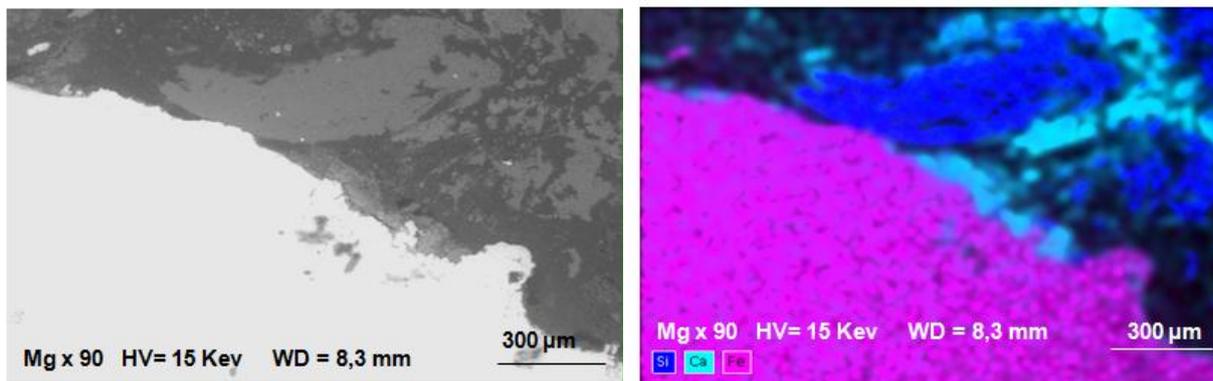


Figure IV-5. Image au MEB et superposition des cartographies de Si, Ca et Fe d'un cadran non corrodé (P023-14j-50-E10-C5)

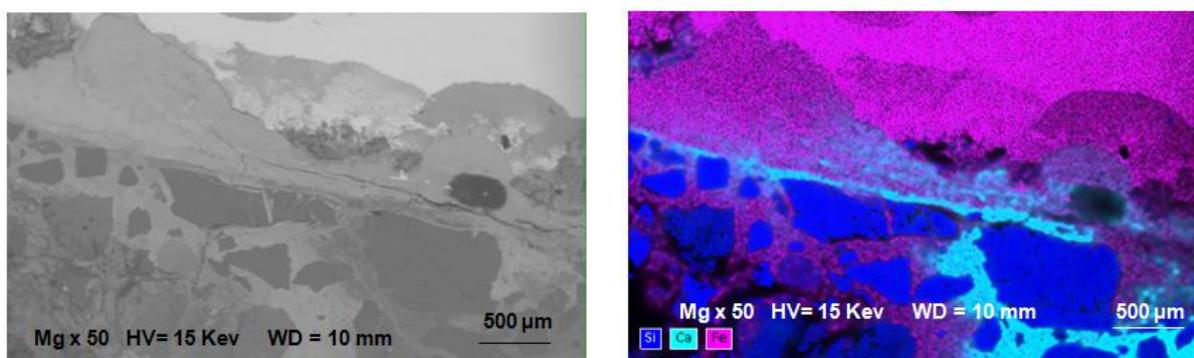


Figure IV-6. Image au MEB, superposition des cartographies de Si, Ca et Fe et identification d'une surface corrodée de l'armature (P016-7j-200-E16-C7)

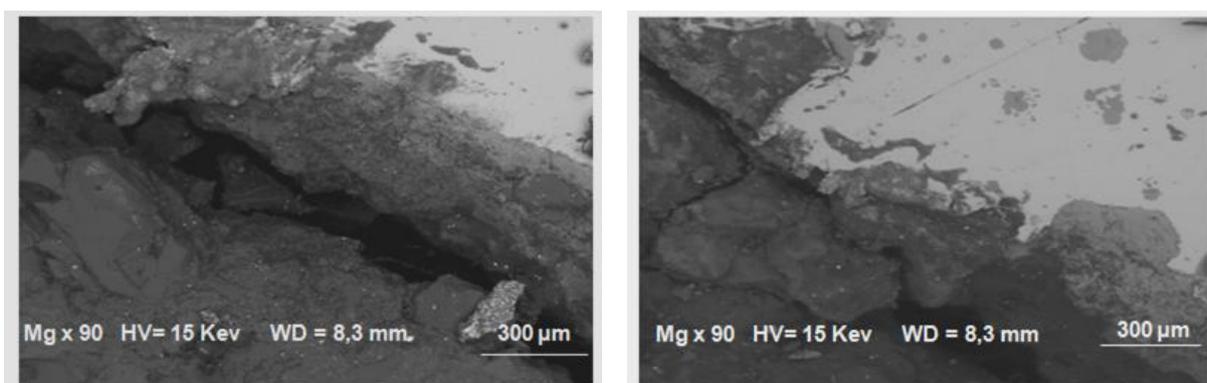


Figure IV-7. Identification du décollement au niveau de l'interface acier/béton (P017-17,5j-200-E10-C8 et C1)

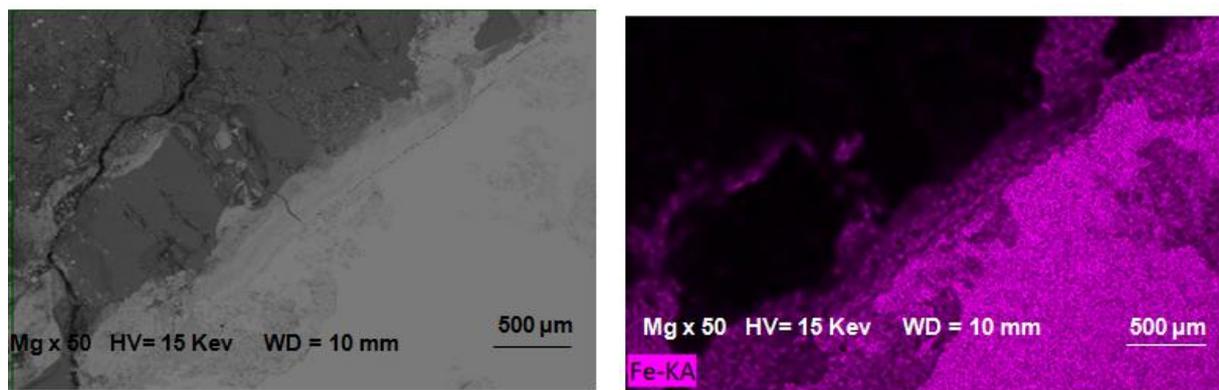


Figure IV-8. Image au MEB, cartographie de Fe et identification d'une fissure communicante (P016-7j-200-E13-C3)

Plusieurs hypothèses peuvent être proposées pour expliquer la disparité de la localisation et des épaisseurs de PdC :

- Etant donné la position de la contre électrode, les lignes de courant sont les plus importantes entre la demi circonférence haute de l'armature et la face T du prisme (sur laquelle repose la CE) soient les cadrans C2 et C3. Néanmoins la distribution des lignes de courant peut être perturbée par les autres faces dont les conditions environnementales ne sont pas équivalentes. La face T a un enrobage de 3 cm et elle est située directement sous la contre électrode dans un environnement proche de la saturation (sans être anoxique) (électrolyte basique et salin). La face F a également un enrobage de 3 cm mais elle est exposée à l'air et par conséquent il est probable que le béton subisse un gradient de concentration en humidité et en ions chlorure qui vient perturber la distribution des lignes de courant. Les deux autres faces du prisme ont un enrobage de 5 et 7,5 cm et un environnement encore différent des deux premiers (Figure IV-9).
- Les faces du prisme ne sont pas équivalentes en termes d'épaisseur d'enrobage et d'environnement ce qui peut conduire à une hétérogénéité de la corrosion.
- Le développement de la corrosion dépend également des gradients en humidité et en teneur en ions chlorure (différentes selon les faces).
- La répartition des zones corrodées et moins corrodées résultant de l'ensemble de ces processus n'est pas prévisible étant donné le nombre important de paramètres différents.
- Lorsque les PdC se sont formés dans les cadrans supérieurs, il pourrait y avoir dissolution/diffusion/précipitation du fer dans les pores du béton vers les cadrans de la demi-circonférence basse de l'armature (C7 et C8 essentiellement).
- Les PdC pourraient également se former préférentiellement dans des vides d'air autour de l'armature et/ou dans certaines porosités de la microstructure du béton. Ils pourraient également être empêchés ou déviés par la présence des granulats.
- Hormis l'aspect périmètre de l'armature évoqué ci-avant, l'aspect de la répartition longitudinale des zones corrodées et moins corrodées est également à prendre en compte et peut probablement expliquer les différences entre les différentes tranches prélevées entre 20 et 32 cm.

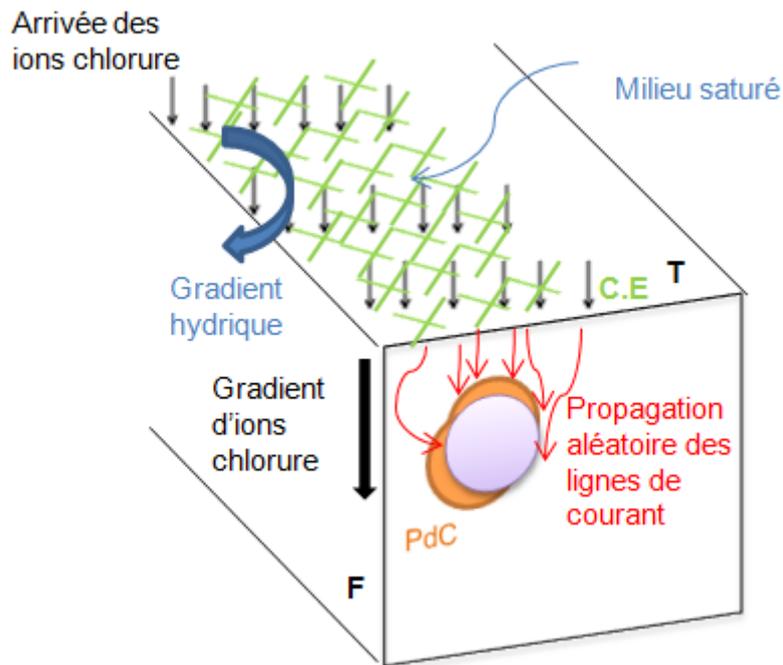


Figure IV-9. Impacts de la géométrie du corps d'épreuve et des conditions d'essais de Corrac sur la formation des PdC

La Figure IV-10 représente les épaisseurs moyennes des PdC pour les trois échantillons (E10, E13 et E16), $moy_{/C}$, pour les densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

Les résultats de cette étude montrent que l'épaisseur des PdC est non uniforme et n'a pas une forme spécifique. Cao [184] et Zhao [150], [185], [206] proposent de décrire cette non-uniformité comme étant une distribution elliptique. Le Tableau IV-4 récapitule quelques paramètres des études de Cao [184] et de Zhao [150].

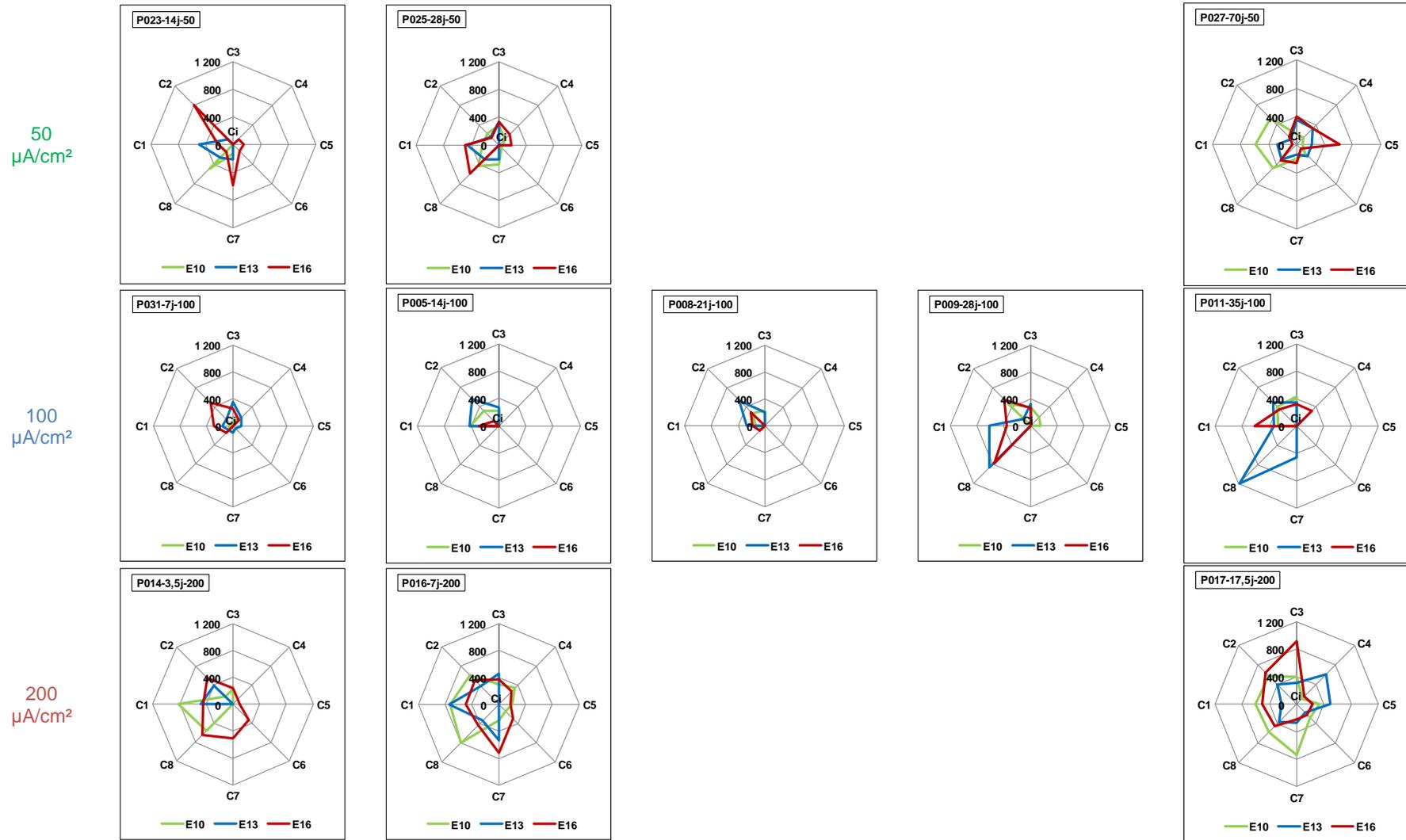
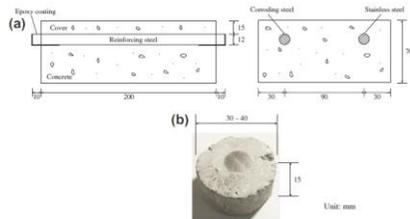
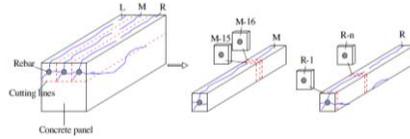
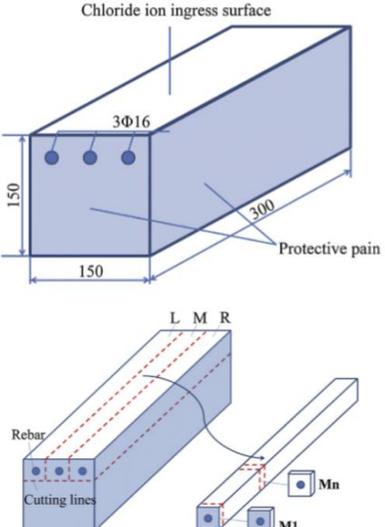


Figure IV-10. Localisation et épaisseurs moyennes des PdC à l'interface acier/béton des prismes soumis à Corrac pour les densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (pour trois échantillons E10, E13 et E16)

Tableau IV-4. Etudes retenues pour la comparaison des épaisseurs de PdC Paramètres des études de Cao [187] et Zhao [150]

Etude	Matériau				Paramètres géométriques			Méthode de Corrac	Durée de Corrac (mois)	Méthode de détermination de l'épaisseur des PdC
	Pate de ciment, mortier, béton	e/c	Dmax (mm)	Propriétés mécaniques (RC= MPa)	Armature Diamètre (mm)	Enrobage (cm)	Géométrie			
Cao [187]	béton	0,6			12	1,5		<p>1/ Immersion du prisme dans une solution de NaCl</p> <p>2/ Mise en place du prisme dans un milieu naturel (75 % HR, 20°C)</p>	6	Microscopie optique réalisée sur les éprouvettes cylindrique (b) issues des prismes (a)
Zhao [150]	béton	0,3	20	56	16	2	 <p>Prisme initiale de dimensions (300 x 150 x 150 mm³) Echantillon d'épaisseur 10 mm</p>	<p>Cycles d'immersion/séchage :</p> <p>1/ Immersion du prisme dans une solution de NaCl durant 4h</p> <p>2/ Séchage du prisme à 40°C</p>	24	Microscopie optique

<p>Zhao [102]</p>	<p>béton</p>	<p>0,56</p>	<p>-</p>	<p>38,2</p>	<p>16</p>	<p>-</p>	 <p>Echantillon de dimensions (25 x 25 x 8 mm)</p>	<p>Phase 1 : Cycles de températures pour un prisme placés dans (5 % NaCl)</p> <p>Phase 2 : Cycles d'immersion/ séchage</p>	<p>23,4 (704 jours)</p>	<p>MEB</p>
-------------------	--------------	-------------	----------	-------------	-----------	----------	---	--	-------------------------	------------

Cao [187] a utilisé un béton avec un rapport e/c égal à 0,6 et un enrobage de 15 mm. L'armature est d'un diamètre de 12 mm. La méthode de corrosion adoptée consiste à placer le prisme dans une solution de NaCl (2 % par rapport à la masse de ciment). Dès lors que les mesures électrochimiques indiquent un état de corrosion active, le prisme a été placé dans un milieu de 75 % HR et 20°C. La détermination de l'épaisseur de PdC a été réalisée avec un microscope optique après une durée de corrosion de 6 mois. L'épaisseur de la couche de PdC varie entre 0 et 100 µm (Figure IV-11). Cette épaisseur de PdC est moins importante que l'épaisseur de PdC trouvée dans nos travaux et ceci est probablement dû à la méthode de corrosion adoptée qui est différente de la notre.

Zhao [150], a utilisé un béton avec un rapport e/c égal à 0,3 et un enrobage de 20 mm. L'armature a un diamètre de 16 mm. La méthode de corrosion adoptée consiste à appliquer des cycles d'immersion/séchage. Un cycle dure 3 jours et la première étape consiste à immerger les prismes dans une solution de NaCl (3,5 % par rapport à la masse de ciment) durant 4h. La deuxième étape consiste à un séchage des prismes à 40°C. La détermination de l'épaisseur de PdC a été réalisée avec un microscope optique après une durée de corrosion de 24 mois. L'épaisseur de la couche de PdC, issue de la Corrac par cycles d'immersion/séchage, varie entre 0 et 1 000 µm (Figure IV-12). Les épaisseurs de PdC de l'étude de Zhao sont similaires aux épaisseurs de notre étude.

D'après les résultats de Cao [187] et Zhao [150], les épaisseurs importantes de PdC sont localisées sur un seul endroit de l'armature et la couche de PdC possède une forme elliptique. Cependant, d'après l'analyse issue de notre étude, la couche de PdC est aléatoire sur un même prisme et n'a pas une forme elliptique.

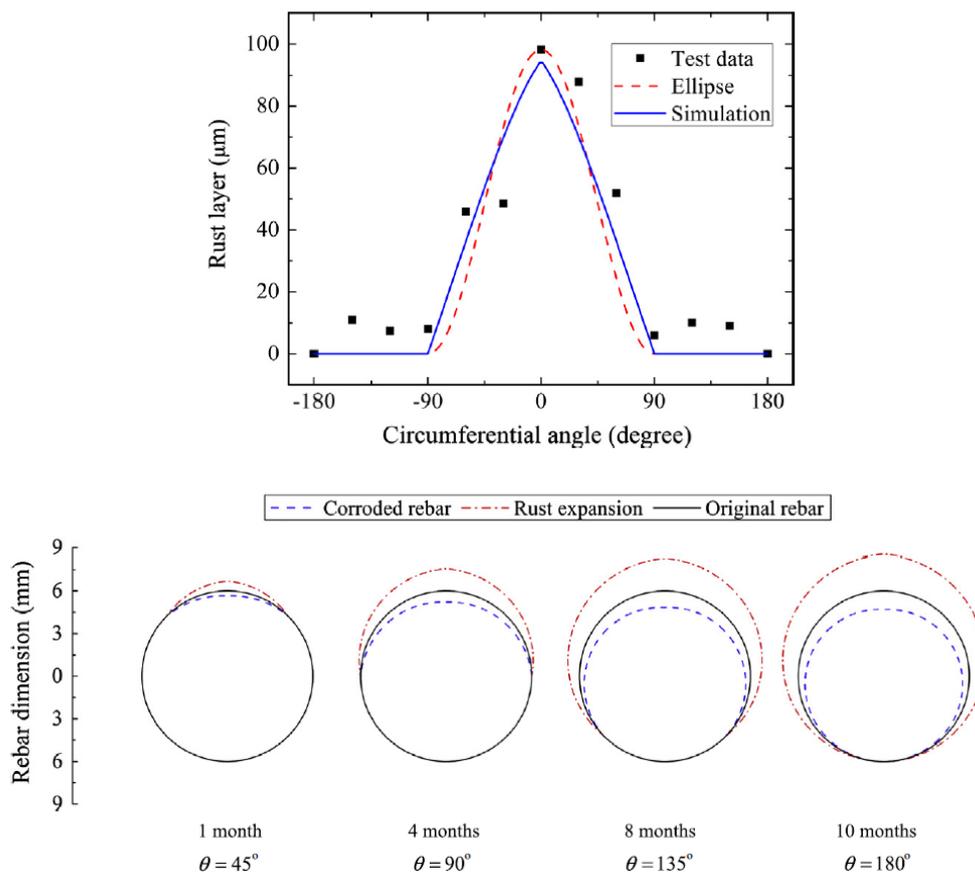


Figure IV-11. Localisation et épaisseur des PdC sur la circonférence de l'armature et en fonction de la durée de la corrosion dans l'étude de Cao [187]

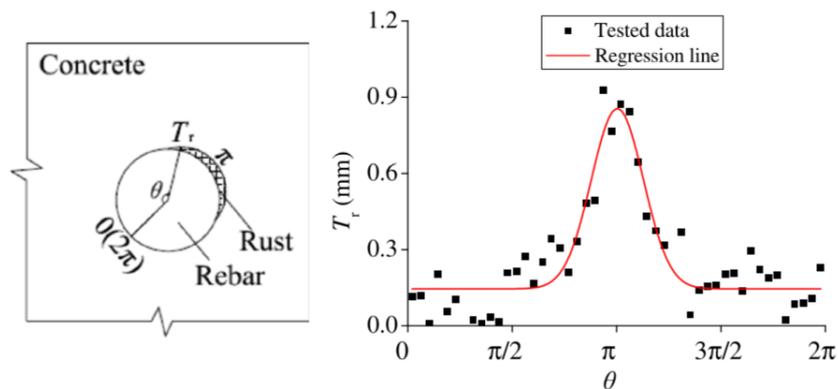


Figure IV-12. Localisation et épaisseur des PdC (T_r sur l'axe des ordonnées) sur la circonférence de l'armature dans l'étude de Zhao [150]

Zhao [102] a étudié plus récemment l'épaisseur des PdC sur une même géométrie de prisme que dans l'étude [150] avec une résistance à la compression plus faible (38,2 MPa) et un rapport e/c plus élevé égal à 0,56. Pour assurer une pénétration unidirectionnelle des ions chlorure, les autres faces du prisme ont été couvertes d'une peinture isolante (voir le Tableau IV-4).

La première étape de la Corrac consiste à appliquer 20 cycles pour un prisme immergé dans une solution de NaCl (5 % par rapport à la masse de ciment). Un cycle comprend plusieurs températures différentes (36°C (4 jours), 46°C (8 jours), 34°C (4 jours) et 24°C (8 jours)).

La deuxième étape consiste en 32 cycles d'immersion/séchage. Un cycle comporte une première phase d'immersion du prisme dans une solution de NaCl (3,53 % par rapport à la masse de ciment) pendant 4 jours et une deuxième étape de séchage qui dure 3 jours.

L'épaisseur de PdC varie entre 100 μm et 900 μm (Figure IV-13). De plus, la forme de la couche de PdC n'est pas elliptique et ressemble à la forme de PdC trouvée dans notre étude. A priori, les propriétés mécaniques du béton ont un effet sur la forme de la couche de PdC. En d'autres termes, la fissuration de l'échantillon influence la localisation des PdC. La localisation de PdC en fonction du faciès de fissuration est discutée dans le Chapitre V.

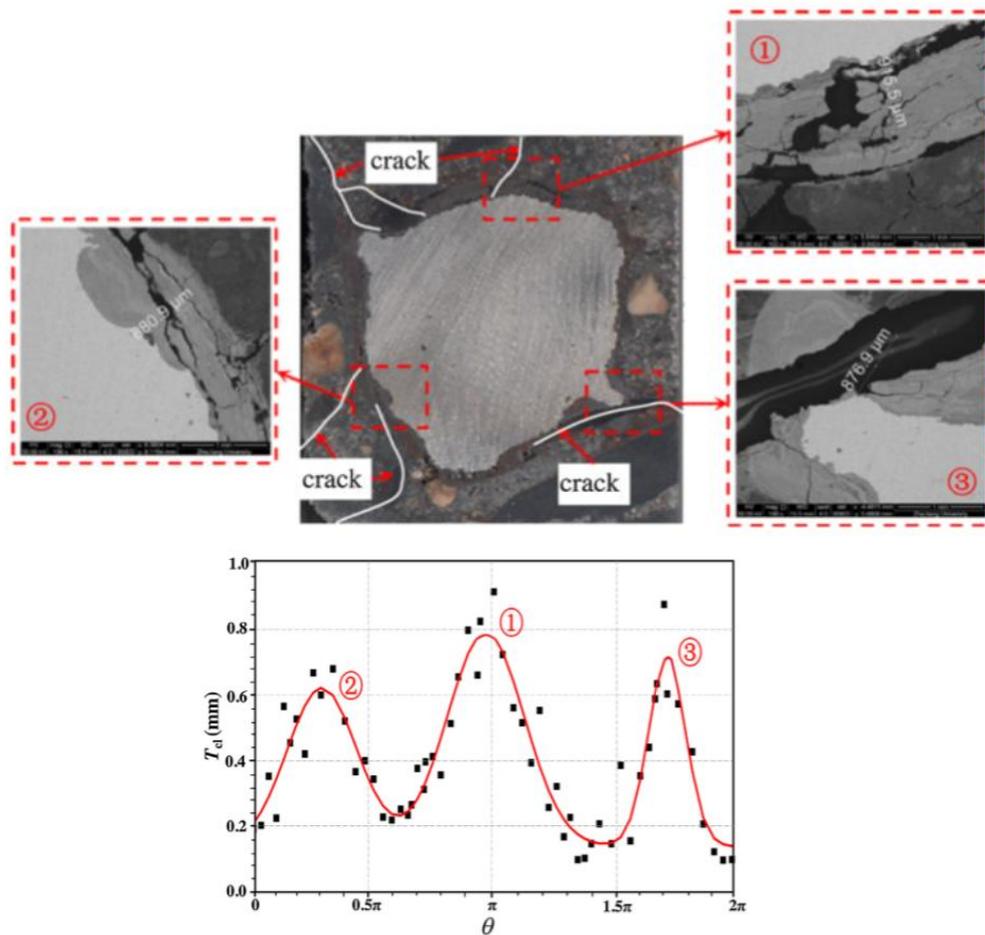


Figure IV-13. Localisation et épaisseurs des PdC (T_{cl} sur l'axe des ordonnées) sur la circonférence de l'armature dans l'étude de Zhao [102]

IV.3.2 Evolution des PdC en fonction de la durée de la Corrac

La Figure IV-14 montre l'évolution des épaisseurs des PdC (moy_{cl}) et la localisation des PdC à l'interface acier/béton en fonction de la durée de la Corrac. Lorsque la durée de la Corrac, augmente, les PdC couvrent plus de cadrans sur la circonférence de l'armature et les épaisseurs des PdC augmentent.

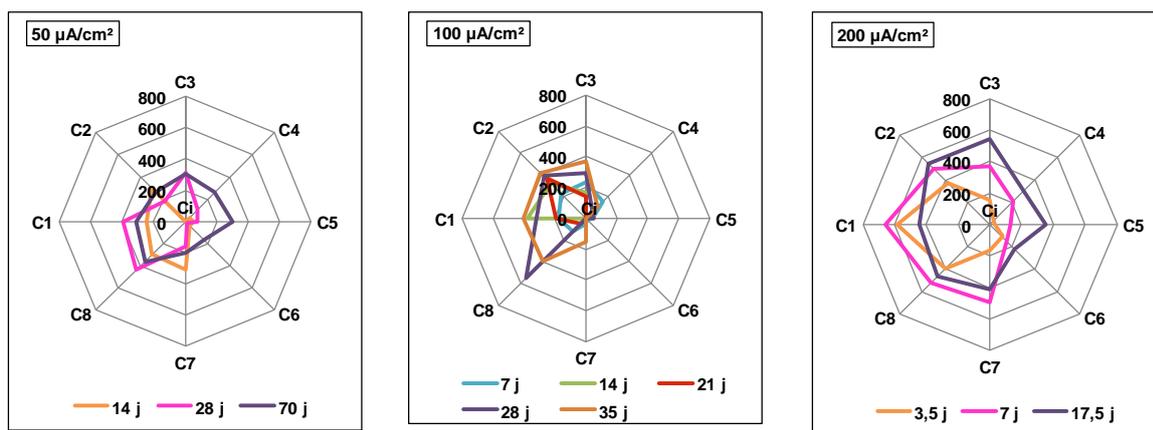


Figure IV-14. Evolution des épaisseurs moy_{IC} (en µm) et localisation des PdC à l'interface acier/béton des prismes soumis à la Corrac en fonction de la durée de la Corrac pour les densités de courant de 50, 100 et 200 µA/cm² (pour trois échantillons E10, E13 et E16)

IV.3.3 Evaluation des PdC en fonction de la charge totale de courant

La Figure IV-15 vise à comparer la localisation et les épaisseurs de PdC pour une même charge totale de courant. Pour chaque densité de courant de corrosion, la valeur est une moyenne des trois échantillons analysés $M_{moy,IC}$. La Figure IV-15 présente les résultats pour les densités de courant de 50 µA/cm², 100 µA/cm² et 200 µA/cm² et pour des charges totales de courant respectivement égales à 700 µA.j/cm², 1400 µA.j/cm² et 3500 µA.j/cm².

Lorsque la charge totale augmente (de 700 à 3500 µA.j/cm²) la répartition des PdC englobe un nombre plus important de cadrans.

Ceci pourrait s'expliquer par une différence de diffusion des PdC dans le béton en fonction de la densité de courant de Corrac. La Figure IV-16-a montre que pour une densité de courant de 50 µA/cm², les PdC ont tendance à diffuser dans les pores du béton sur une épaisseur voisine de 500 µm sans former une couche dense de PdC à l'interface acier/béton. A 100 µA/cm², la diffusion des PdC est un peu moins importante dans les pores du béton (Figure IV-16-b). A 200 µA/cm², la formation des PdC est plus importante que le processus de diffusion et les limites de la couche de PdC sont visibles (Figure IV-16-c). Plus la densité de courant est importante plus la croissance de la couche de PdC est rapide moins elle laisse de temps à un processus dissolution/diffusion/précipitation.

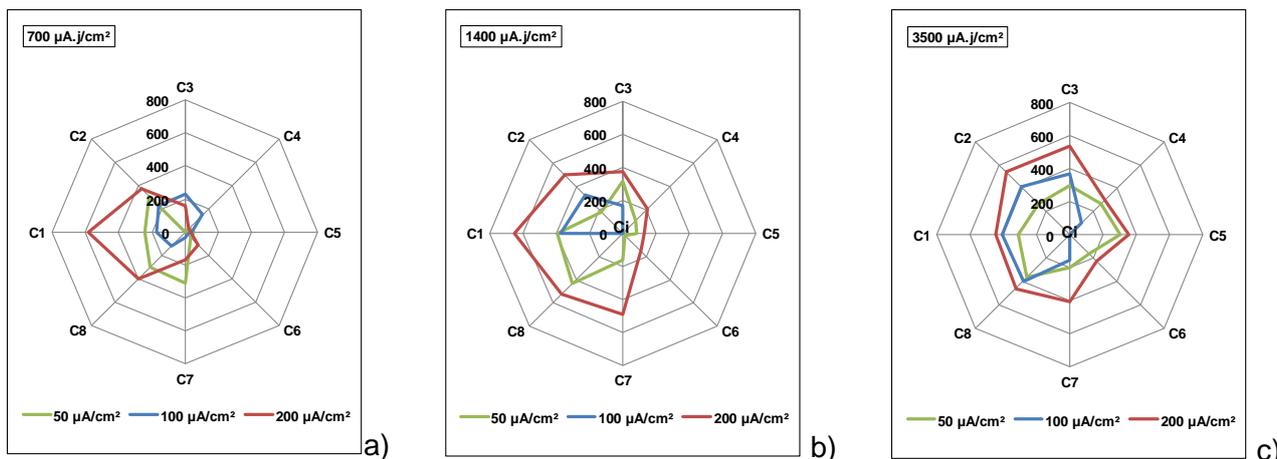


Figure IV-15. $M, moy/C$ pour une même charge totale de courant selon la densité de courant ; a) 700 $\mu A.j/cm^2$, b) 1400 $\mu A.j/cm^2$, c) 3500 $\mu A.j/cm^2$

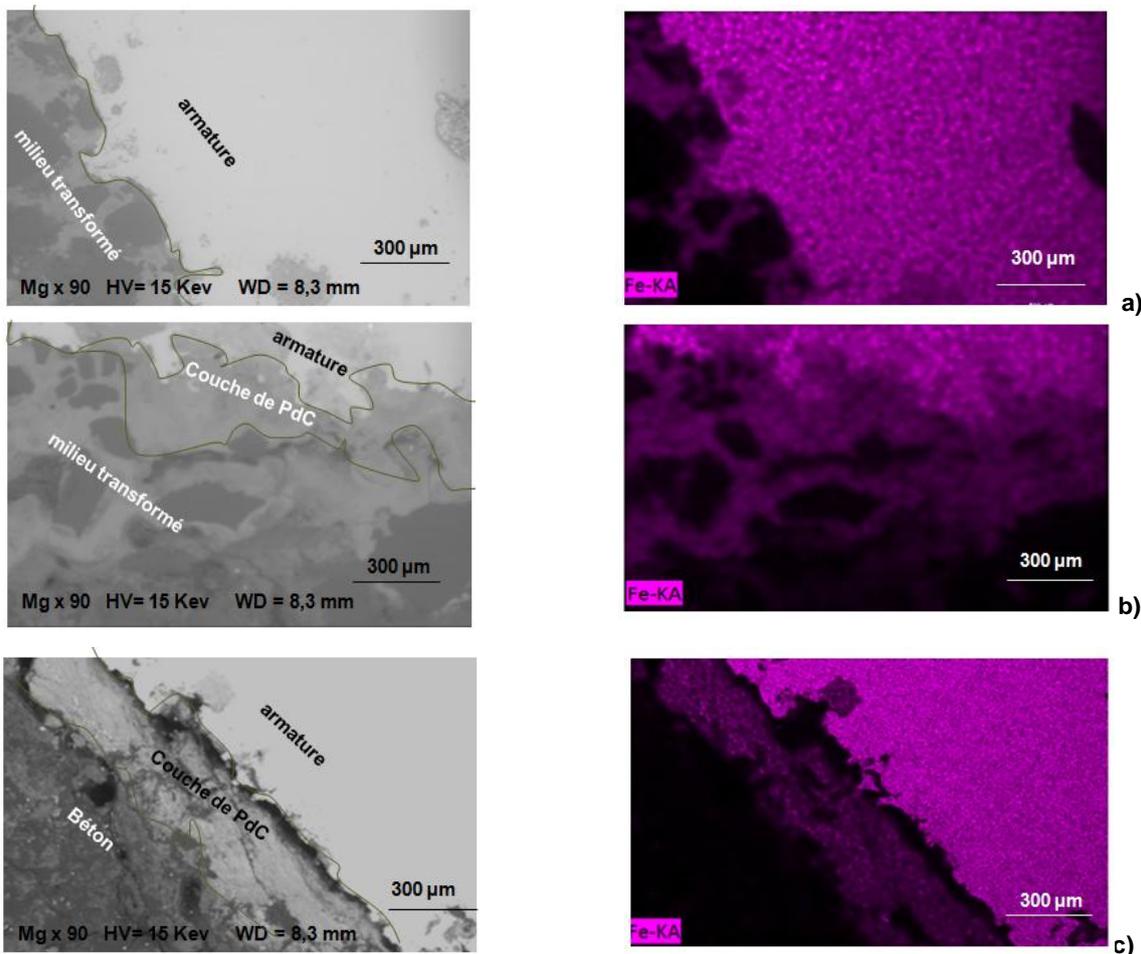


Figure IV-16. Images au MEB et cartographies de fer de la couche de PdC pour une charge totale de courant de 700 $\mu A.j/cm^2$ pour les densités de courant; a) 50 $\mu A/cm^2$ (P023-14j-50-E16-C8), b) 100 $\mu A/cm^2$ (P031-7j-100-E16-C8), c) 200 $\mu A/cm^2$ (P016-7j-200-E13-C8)

IV.3.4 Coefficients de gonflement des PdC

Cette partie permet de comprendre le comportement des couches de PdC en terme de coefficient de gonflement, défini par le rapport entre la moyenne des épaisseurs des PdC sur toute la circonférence de l'armature et l'épaisseur de fer perdu calculé selon la loi de Faraday (Voir Eq (4)). Dans notre étude la valence de fer est prise égale à 2.

D'après la loi de Faraday, une même perte de fer est engendrée pour des armatures corrodées à une même charge totale de courant. Il est important de noter que l'hypothèse de Faraday considère que 100 % du courant est utilisé pour corroder l'armature.

D'après la littérature, le volume des PdC est de 1 à 6,5 fois plus important que le volume du fer métal perdu ([77], [72], [78], [14]).

Dans ce travail, l'épaisseur de PdC représentée dans la Figure IV-17 provient de la $M_{,moy_{C1-8}}$. Les graphes représentant les $M_{,min_{C1-8}}$, $M_{,moy_{C1-8}}$ et $M_{,max_{C1-8}}$ pour chaque densité de courant sont présentés en Annexe 10. Les $M_{,min_{C1-8}}$, $M_{,moy_{C1-8}}$ et $M_{,max_{C1-8}}$ montrent les mêmes tendances.

En fonction de la charge totale de courant, le régime est quasi-constant.

Caré [70] a étudié le phénomène de corrosion sur une éprouvette cylindrique en mortier ($\varnothing = 60$ mm, $L = 100$ mm) dotée d'une armature de 10 mm de diamètre. La densité de courant de corrosion est de $100 \mu A/cm^2$. Elle a montré qu'il existe une relation linéaire entre l'épaisseur de PdC (min, moy et max) et la durée de la Corrac (45h).

Pour une même charge de courant (Figure IV-17), les valeurs des épaisseurs des PdC ($M_{,moy_{C1-8}}$) sont proches pour les densités de courant de $50 \mu A/cm^2$ (entre $180 \mu m$ et $230 \mu m$) et de $100 \mu A/cm^2$ (entre $180 \mu m$ et $220 \mu m$). Pour la densité de courant de $200 \mu A/cm^2$, les valeurs des épaisseurs des PdC sont plus importantes (entre $280 \mu m$ et $410 \mu m$). Cette différence proviendrait du fait que les coefficients de gonflement sont différents selon la densité de courant. C'est la cinétique de croissance des PdC qui est à l'origine. Plus la densité de courant est forte, plus la cinétique de formation de la couche de PdC est importante, localement brutal et sans aucune capacité de dissolution/diffusion/précipitation du fer dans le béton.

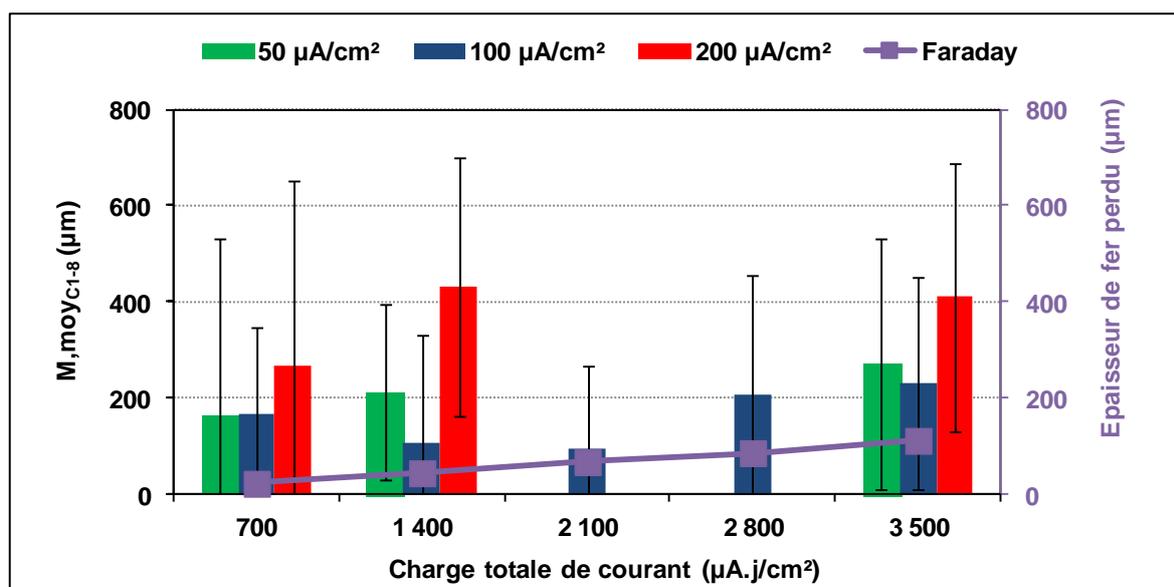


Figure IV-17. Evolution de l'épaisseur des PdC ($M_{,moy_{C1-8}}$) et de l'épaisseur de fer perdu en fonction de la charge totale de courant

Afin de mieux comprendre le comportement des couches de PdC, le coefficient de gonflement, défini par le rapport entre la moyenne des épaisseurs des PdC sur toute la circonférence de l'armature ($M_{\text{moyC1-8}}$) et l'épaisseur de fer perdu, a été calculé. Les résultats sont présentés sur la Figure IV-18 en fonction de la charge totale de courant.

Lorsque la charge totale de courant augmente, le coefficient de gonflement diminue. Pour les densités de courant de $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ et de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, le coefficient de gonflement diminue de 8 à 2. Pour la densité de courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, le coefficient de gonflement diminue de 12 à 4. Plus la densité de courant est importante, plus la quantité de PdC formés à l'interface acier/béton est importante et donc plus l'interface est déconfinée par fissuration du béton d'enrobage. Ce déconfinement engendrerait la diffusion des PdC dans les fissures.

Les valeurs des coefficients de gonflement de notre étude dépendent des hypothèses prises en compte dans cette approche de calcul. Ces valeurs pourraient être sous-estimées d'une part du fait de l'hypothèse de Faraday qui considère que 100 % du courant est utilisé pour corroder l'armature et d'autre part, du fait de la diffusion des PdC dans le béton. La même méthode d'estimation du coefficient de gonflement a été utilisée dans les travaux de Caré [85] et les valeurs qu'elle a trouvées sont entre 1,5 et 11,4 pour une valence de fer de 3.

En appliquant les mêmes calculs pour notre étude avec une valence de fer de 3, pour les densités de courant de $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ et de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, le coefficient de gonflement diminue de 11 à 3. Pour la densité de courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, le coefficient de gonflement diminue de 17 à 5.

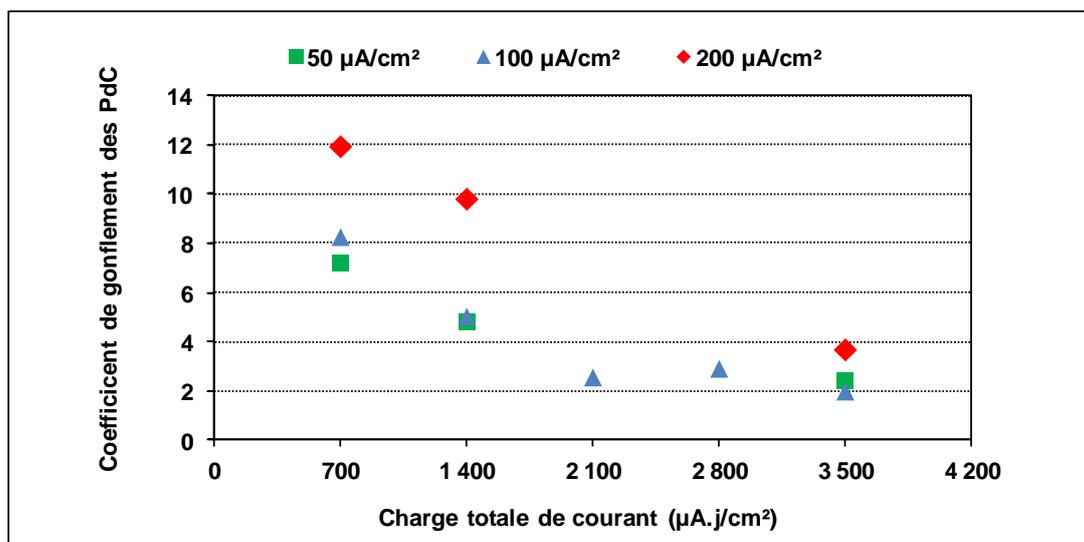


Figure IV-18. Evolution du coefficient de gonflement des PdC en fonction de la charge totale de courant

Les coefficients d'expansion des PdC formés à partir d'essais de Corrac dépendent à la fois de la nature des PdC formés et de l'effet de foisonnement lié à la cinétique de formation. L'effet de foisonnement influence les propriétés physiques et la structure de la couche et sa rigidité. Les coefficients de gonflement issus de la densité de courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, sont plus importants que ceux issus des densités de courant de 50 et $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Cette différence est probablement due à une formation de PdC qui ont des caractéristiques différentes de ceux formés à 50 et à $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Selon l'étude de Dehoux [5], les modules d'élasticité locaux de la microstructure augmentent avec l'âge des couches de PdC.

Selon El-Maaddawy [46] tant que la densité de courant est inférieure à $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, le processus de corrosion est proche du processus naturel.

Caré montre que les PdC formés à 100 et à $500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ sont les mêmes que ceux formés naturellement (rouille verte) [8]. Cependant, Andrade affirme que les méthodes accélérées induisent des différences dans les résultats comparativement à la corrosion naturelle [66]. Formé très rapidement, les PdC auront des propriétés mécaniques différentes de produits « matures » formés plus lentement.

IV.4 Bilan des caractérisations de la corrosion

Les résultats des caractérisations électrochimiques et de la localisation des épaisseurs des PdC montrent que :

- ❖ Les mesures électrochimiques à la fin de chaque essai de corrosion accélérée sont similaires pour deux prismes corrodés à la même densité de courant et à la même durée. Ce résultat confirme que l'essai de corrosion accélérée est répétable.
- ❖ Les armatures des prismes passent de l'état de corrosion passive avant l'essai à un état de corrosion active en fin d'essai et restent en état de corrosion actif après la dépolarisation des armatures.
- ❖ La localisation des PdC autour de l'armature n'apparaît pas toujours sur les mêmes cadrans. Le développement de la corrosion qui a priori devrait démarrer sur les cadrans C2 et C3 peut se redistribuer sur les autres cadrans. Cela est certainement dû à une interférence de plusieurs phénomènes tels que la présence des gradients d'humidité-et d'ions chlorure, la dissolution/diffusion/précipitation du fer dans le béton et dans les fissures du béton.
Pour une même charge totale de courant, les prismes corrodés n'ont pas une épaisseur de PdC similaire. Cette constatation a été attribuée à l'hétérogénéité du béton mais également à l'évolution des sites corrodés et moins corrodés qui se forment sur la périphérie de l'acier et le long de l'armature. Dans cette étude, le fait de se rapprocher d'une situation plus représentative de la réalité des ouvrages pour lesquels la contamination arrive par le parement selon un seul sens a compliqué l'interprétation des résultats expérimentaux.
- ❖ Les phénomènes de dissolution/diffusion/précipitation du fer dans le béton et dans les fissures du béton sont d'autant plus importants que la densité de courant est faible. Ces phénomènes engendrent que les épaisseurs de PdC pour les densités de courant de 50 et $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ sont moins importantes que les épaisseurs de PdC issues de la densité de courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$.
Le coefficient de gonflement diminue en fonction de la charge totale de courant. Cette diminution a été attribuée au phénomène de diffusion des PdC dans les fissures. Les coefficients de gonflement issus de la densité de courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, sont plus importants que ceux issus des densités de courant de 50 et $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. C'est la cinétique de croissance des PdC qui est à l'origine. Plus la densité de courant est forte, plus la cinétique de formation de la couche de PdC est importante et donc plus le développement des contraintes mécaniques est élevé, localement brutal et sans aucune capacité de relaxation par le béton, ni de dissolution/diffusion/précipitation du fer dans le béton. Il est important de signaler que les méthodes accélérées induisent des différences dans les résultats comparativement à la corrosion naturelle et qu'il serait pertinent de déterminer la nature des produits de corrosion de cette étude et de les comparer vis-à-vis de produits de corrosion naturels.

**Chapitre V Evolution des faciès de fissuration et de
l'adhérence acier/béton**

Chapitre V Evolution des faciès de fissuration et de l'adhérence acier/béton

V.1 Introduction

Le Chapitre V présente les résultats de l'évaluation des faciès de fissuration (interne et externe) du béton armé lors de la corrosion et de l'étude de l'adhérence acier/béton.

Dans la première partie de ce chapitre, le faciès de fissuration interne du béton d'enrobage est étudié. Dans la seconde partie, la fissuration externe du béton d'enrobage est analysée. Dans une troisième partie, une tentative de corrélation entre les fissurations internes et externes est proposée. Dans la quatrième partie, une étude de l'adhérence à l'interface acier/béton (avec et sans corrosion) est réalisée à l'aide des essais d'arrachement.

Les objectifs de ce chapitre consistent à évaluer les mécanismes de fissuration du béton d'enrobage dus à la corrosion de l'armature et en tirer les relations qui pourraient exister entre les dégradations internes (épaisseur et localisation de PdC et fissuration du béton) et les dégradations externes (fissuration externe du béton d'enrobage).

Les faciès de fissuration interne et externe obtenus contribuent à valider la modélisation numérique proposée dans le Chapitre VI.

V.2 Caractérisation du faciès de fissuration interne en fonction des paramètres de la corrosion accélérée

Le volume des PdC étant plus important que celui du fer dont ils sont issus, leur développement entraîne localement une augmentation des contraintes mécaniques en traction dans le béton, qui, lorsqu'elles dépassent les limites mécaniques du matériau, génèrent une fissuration.

La caractérisation du faciès de fissuration interne au niveau de l'interface acier/béton est réalisée en fonction des paramètres de l'essai de corrosion accélérée (Corrac) en analysant les photographies des sections de prismes et en déterminant trois grandeurs caractéristiques : l'orientation (Figure II-20), l'ouverture et la longueur des fissures (Figure II-21).

Pour chaque prisme destiné aux analyses destructives, l'évolution de la fissuration interne, a été étudiée sur dix tranches de 2 cm d'épaisseur :

- 2 tranches prélevées dans la partie de prisme située hors la contre électrode (T2 (2<x<4 cm) et T3 (4<x< 6 cm)). Les résultats sont présentés en Annexe 11.
- 8 tranches prélevées dans la partie de prisme située sous la contre électrode (de T10 (20<x<22 cm) à T17 (34<x<36 cm))

L'orientation de la fissure au départ de l'acier a été déterminée selon la Figure II-20 et les fissures ont été nommées selon le formalisme suivant :

- « H » et « H' » sont des fissures horizontales (orientées aux alentours de 0°)
- « V » est la fissure verticale (aux alentours de 90°)
- « O » et « O' » sont les fissures obliques (aux alentours de 135°)

V.2.1 Photographies du faciès de fissuration interne

Le Tableau V-1 et le Tableau V-2 présentent respectivement les photographies des faciès de fissuration les moins dégradés et les plus dégradés des tranches issues de la zone de prisme située sous la contre électrode. Les colonnes des Tableau V-1 et Tableau V-2 permettent de suivre l'évolution du faciès de fissuration en fonction de la durée de Corrac pour les densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

Les photographies mettent en valeurs différentes observations en fonction de la densité de courant de corrosion :

- pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$
 - Pour les tranches les moins dégradées (Tableau V-1), une fissure horizontale « H » et une courte fissure de type « V » apparaissent au bout de 28 jours de Corrac. A 70 jours de Corrac, la fissure de type « H » persiste, la fissure de type « V » n'est plus observée et une fissure non débouchante de type « H' » apparaît.
 - Pour les tranches les plus dégradées (Tableau V-2), une seule fissure horizontale « H » est observée au bout de 14 jours de Corrac. Une courte fissure de type « V » apparaît au bout de 28 jours. A 70 jours de Corrac, la fissure « V » débouche et une troisième fissure non débouchante de type « H' » apparaît.
- pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$
 - Pour les tranches les moins dégradées (Tableau V-1), une seule fissure de type « V » apparaît à 7 jours de Corrac et de type « H » à 14 et 28 jours de Corrac. Deux fissures, une débouchante de type « H » et une non débouchante de type « O » sont observées à 21 jours de Corrac. A 35 jours de Corrac, deux fissures débouchantes sont observées.
 - Pour les tranches les plus dégradées (Tableau V-2), une fissure de type « V » et une fissure de type « H » apparaissent à 7 jours de Corrac. Entre 14 et 28 jours deux fissures sont observées ; une débouchante de type « H » et une non débouchante de type « O ». Une troisième fissure débouchante apparaît au bout de 35 jours de Corrac.
- pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$
 - Pour les tranches les moins dégradées (Tableau V-1), une fissure horizontale « H » et une courte fissure de type « V » apparaissent au bout de 3,5 jours de Corrac. Une troisième fissure de type « O » est observée au bout de 7 jours de Corrac. La fissure de type « V » devient débouchante au bout de 17,5 jours de Corrac.
 - Pour les tranches les plus dégradées (Tableau V-2), deux fissures apparaissent au bout de 3,5 jours de Corrac; une fissure horizontale débouchante « H » et une fissure verticale « V ». Une troisième fissure « O » apparaît au bout de 7 jours de Corrac, et au bout de 17,5 jours, deux fissures non débouchantes de type « H' » et « O' » apparaissent.

Les lignes du Tableau V-1 et Tableau V-2 qui présentent le faciès de fissuration pour une même charge de courant selon les différentes densités de courant de corrosion soulignent des différences :

- Pour les densités de courant de 50 et 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, le nombre de fissures bien que souvent similaire conduit à des faciès différents.

- Pour une densité de courant plus élevée de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, le nombre de fissures augmente et la dégradation également.

Ces résultats montrent que le nombre de fissures devient plus important lorsque la durée de Corrac augmente et que l'utilisation d'une densité de courant supérieure à $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ amplifie l'état de fissuration du prisme. Certains auteurs [33], [46] estiment que pour une densité de courant de corrosion supérieure à $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, la dégradation n'est plus représentative d'une situation de corrosion naturelle.

L'Annexe 12 présente l'évolution de chaque fissure en fonction de la durée de Corrac. L'analyse de l'évolution des fissures en fonction du temps reste délicate du fait que le faciès de fissuration change d'un prisme à l'autre.

Tableau V-1. Evolution du faciès de fissuration interne "le moins dégradé" pour les densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour les tranches situées sous la contre électrode

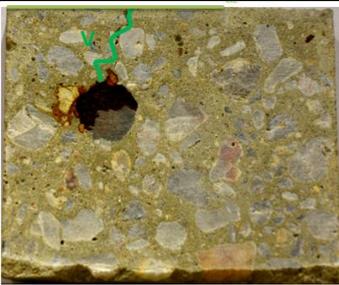
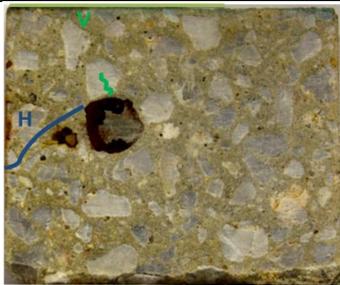
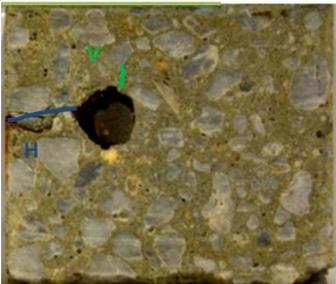
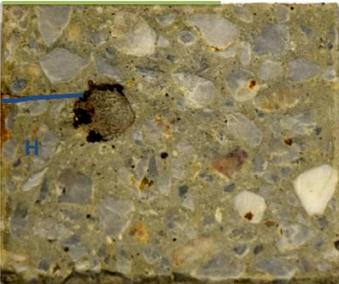
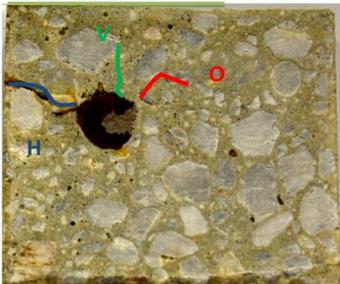
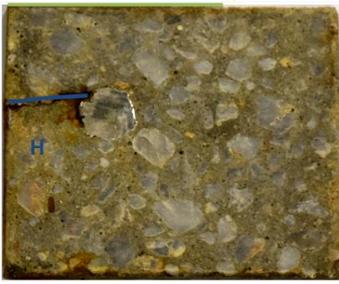
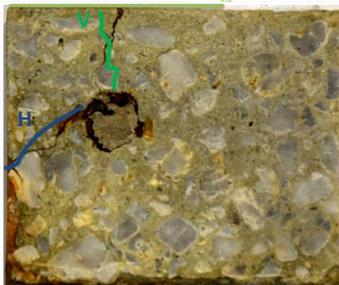
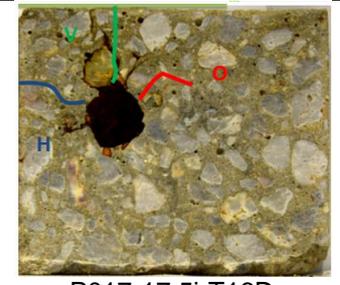
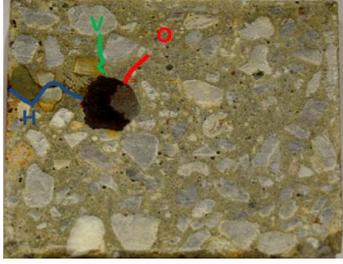
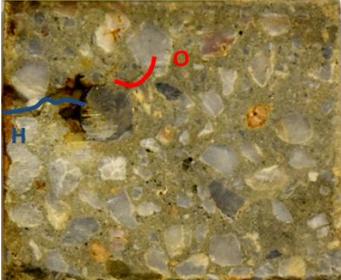
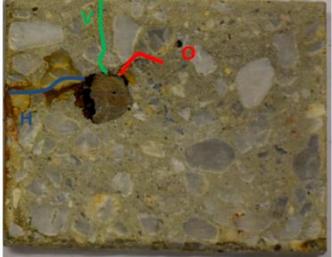
50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$
 <p data-bbox="293 620 477 651">P023-14j-T10D</p>	 <p data-bbox="715 620 882 651">P031-7j-T10D</p>	 <p data-bbox="1118 620 1302 651">P014-3,5j-T11D</p>
 <p data-bbox="293 940 477 972">P025-28j-T10D</p>	 <p data-bbox="708 940 893 972">P005-14j-T17D</p>	 <p data-bbox="1125 940 1294 972">P016-7j-T14D</p>
	 <p data-bbox="708 1247 893 1279">P008-21j-T12D</p>	
	 <p data-bbox="708 1559 893 1590">P009-28j-T10D</p>	
 <p data-bbox="293 1874 477 1906">P027-70j-T13D</p>	 <p data-bbox="708 1874 893 1906">P011-35j-T14D</p>	 <p data-bbox="1118 1874 1302 1906">P017-17,5j-T16D</p>

Tableau V-2. Evolution du faciès de fissuration interne "le plus dégradé" pour les densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour les tranches situées sous la contre électrode

50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$
 <p data-bbox="293 613 483 645">P023-14j-T14D</p>	 <p data-bbox="716 613 885 645">P031-7j-T15D</p>	 <p data-bbox="1117 613 1310 645">P014-3,5j-T17D</p>
 <p data-bbox="293 927 483 958">P025-28j-T17D</p>	 <p data-bbox="708 927 890 958">P005-14j-T10D</p>	 <p data-bbox="1126 927 1294 958">P016-7j-T10D</p>
	 <p data-bbox="708 1249 896 1283">P008-21j-T17D</p>	
	 <p data-bbox="708 1559 896 1597">P009-28j-T15D</p>	
 <p data-bbox="293 1865 483 1897">P027-70j-T14D</p>	 <p data-bbox="708 1865 896 1897">P011-35j-T12D</p>	 <p data-bbox="1117 1865 1310 1897">P017-17,5j-T12D</p>

V.2.2 Caractérisation du faciès de fissuration interne de chaque prisme

Un faciès de fissuration est caractérisé par trois informations : l'orientation, l'ouverture et la longueur de(s) fissure(s) interne(s) (partie II.4.2.2).

Le faciès de fissuration des 8 tranches issues de la zone de prisme située sous la contre électrode (16 faces) de chaque prisme dédié aux analyses destructives est représenté sur la Figure V-1 pour la densité de $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ à 70j, sur la Figure V-2 pour la densité de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ à 35j et sur la Figure V-3 pour la densité de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ à 17,5j.

L'ensemble des caractérisations des prismes en béton armé corrodés sont présentées en Annexe 13.

Les résultats des Figure V-1, Figure V-2 et Figure V-3 permettent de constater que l'ensemble des 16 faces des 8 tranches prélevées le long du prisme ne présentent pas le même faciès de fissuration.

Toutes les faces des tranches présentent une ou plusieurs fissures à l'exception du prisme P023-14j-50. Ce prisme ne présente des fissures que sur les faces des tranches allant de T12D à T16D. Ceci peut s'expliquer par le fait que la corrosion ne s'est pas encore propagée tout au long du prisme étant donné que pour la densité de courant de $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ les cinétiques de corrosion sont faibles.

De plus, il faut remarquer que, par exemple, pour le prisme P011-35j-100 (Figure V-2) les faciès de fissuration des tranches T12 et T13 (faces T12D et T13G) ou bien des tranches T16 et T17 (faces T16D et T17G) ne sont pas identiques bien qu'elles soient consécutives. Ces différences peuvent être attribuées à la perte de matière (béton) lors de la découpe (la lame de scie ayant une épaisseur de 4 mm).

Enfin et par exemple sur le prisme P011-35j-100 (Figure V-2), les faciès de fissuration d'une même tranche selon ses deux faces peuvent également être différents.

Ces résultats peuvent être expliqués par l'hétérogénéité du béton mais également par la position des sites corrodés et moins corrodés qui se forment le long de l'armature sans explication de géométrie.

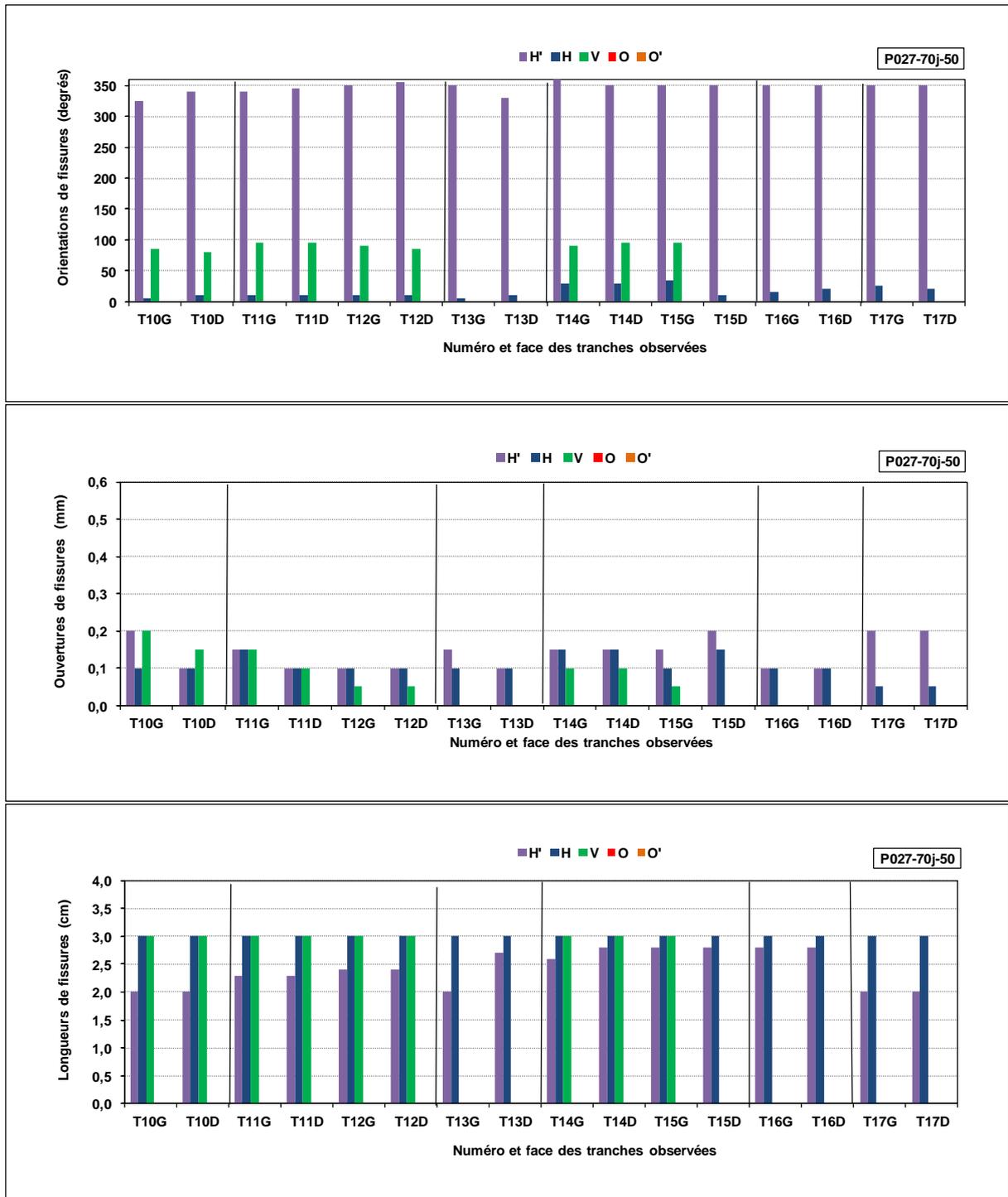


Figure V-1. Caractérisations du faciès de fissuration pour le prisme P027-70j-50; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

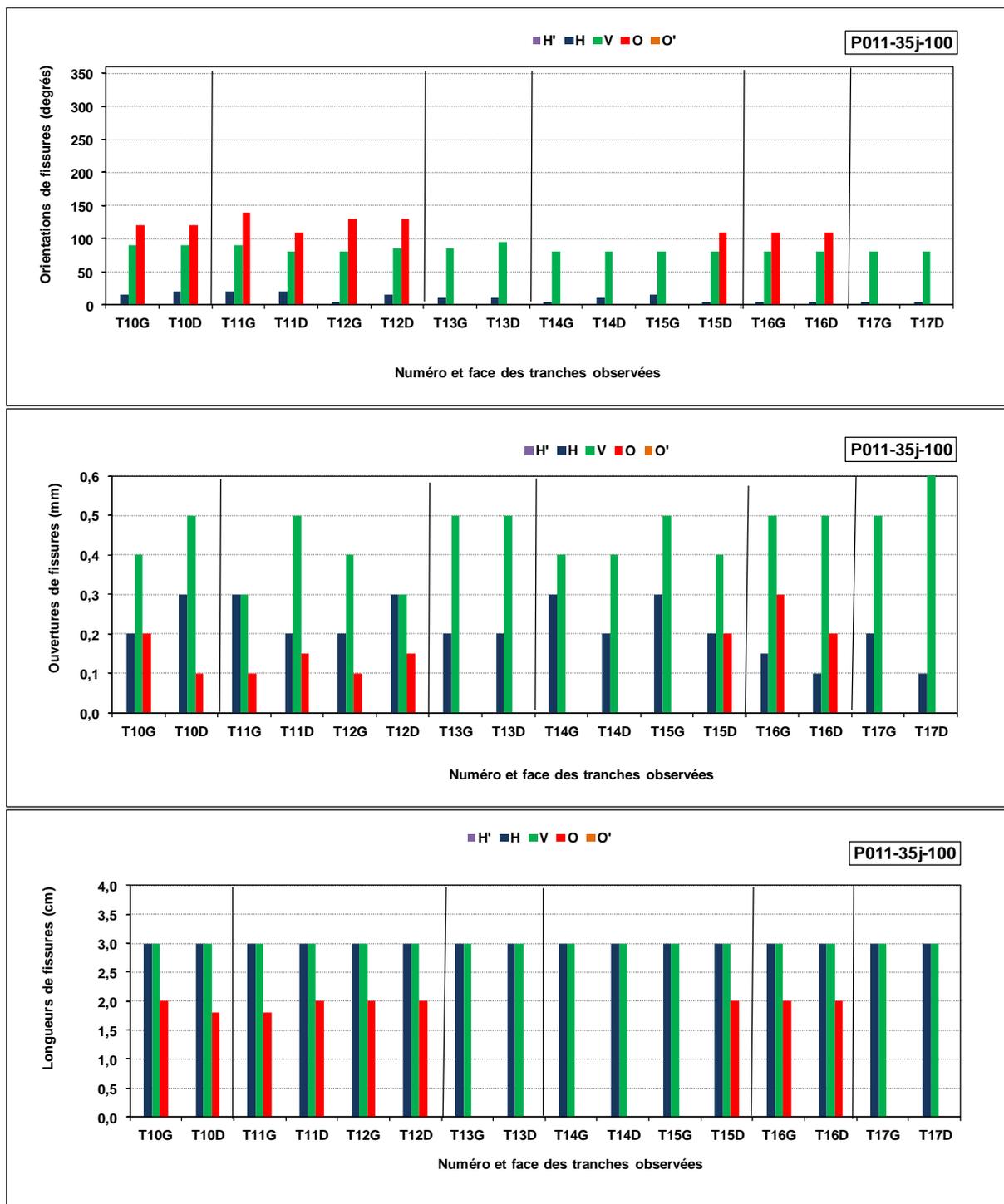


Figure V-2. Caractérisations du faciès de fissuration pour le prisme P011-35j-100; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

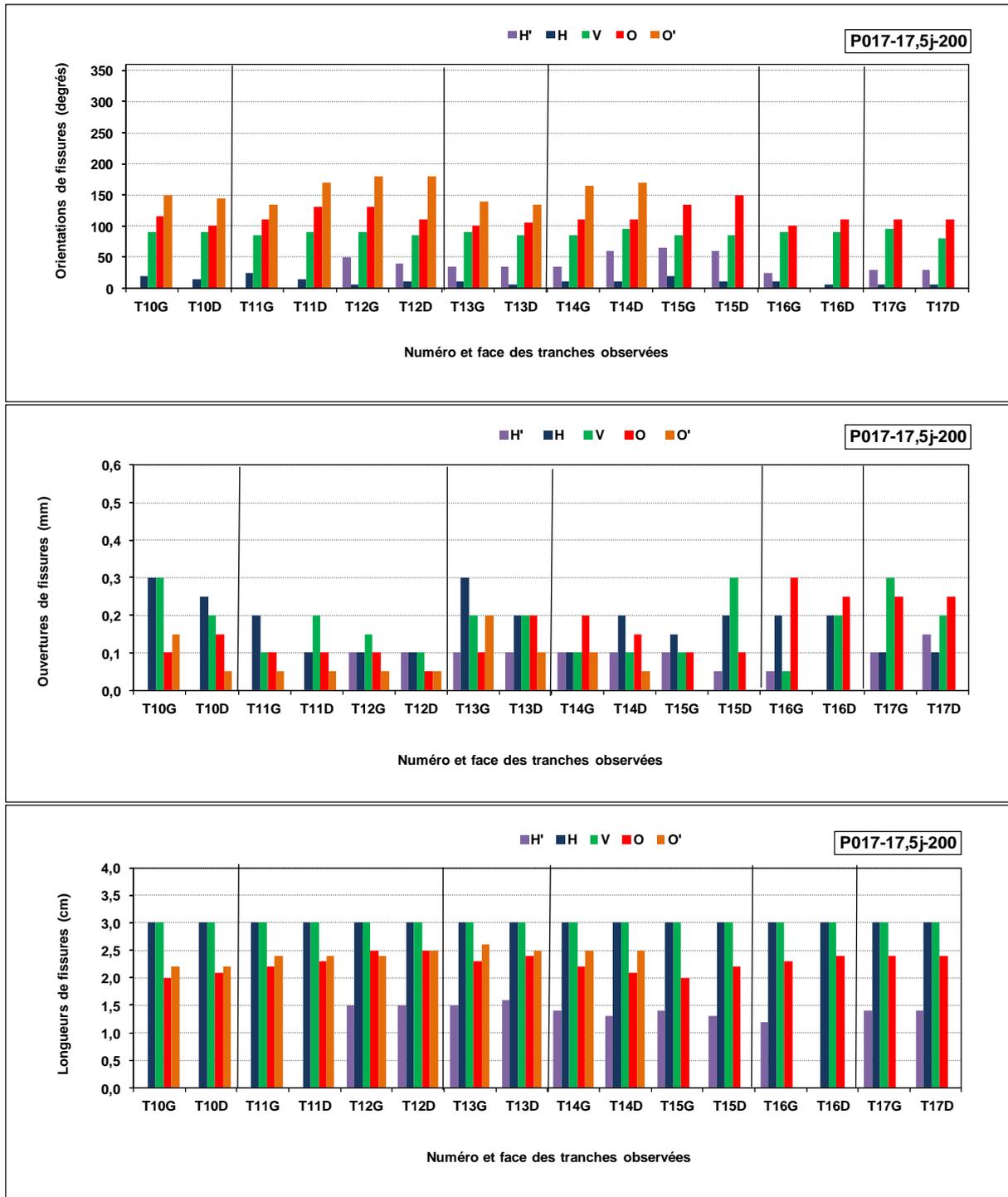


Figure V-3. Caractérisations du faciès de fissuration pour le prisme P017-17,5j-200; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

Le Tableau V-3 répertorie l'existence des fissures (« H' », « H », « V », « O », « O' ») sur les faciès de fissuration des différents prismes étudiés en considérant la durée de corrosion et la densité de courant de corrosion.

La fissure « H » est omniprésente quel que soit le type de prisme étudié. La fissure de traction « H » est accompagnée soit par une fissure de type « V » soit par une fissure de type « O ». Ceci est expliqué par la pression exercée par les PdC qui se sont formés dans les cadrans C2 et C3 au droit de la contre électrode et qui provoquent la fissuration de traction du béton d'enrobage.

Les fissures de traction sont soit de type « H » et « H' » du côté de la face F ou de type « O » et/ou « O' » du côté de la face parallèle à F.

Tableau V-3. Existence d'une fissure de type H', H, V, O et O' dans les différents prismes étudiés par analyse destructive

Dénomination	H'	H	V	O	O'
P023-14j-50		x			
P025-28j-50		x	x		
P027-70j-50	x	x	x		
P031-7j-100		x	x		
P005-14j-100		x		x	
P008-21j-100		x		x	
P009-28j-100		x		x	
P011-35j-100		x	x	x	
P014-3,5j-200		x	x		
P016-7j-200		x	x	x	
P017-17,5j-200	x	x	x	x	x

Le Tableau V-4 rend compte du pourcentage des faces (sur les 16 faces étudiées) qui présentent une fissure H', H, V, O ou O'.

Tableau V-4. Pourcentage des faces (16 faces étudiées) qui présentent une fissure H', H, V, O ou O'

	H'	H	V	O	O'
P027-70j-50	100	100	56	0	0
P011-35j-100	0	100	100	56	0
P017-17,5j-200	100	62	100	100	62

V.2.3 Détermination "statistique" du faciès de fissuration interne

Etant donné les dispersions observées sur l'ensemble des résultats des 16 faces, les caractérisations des faciès de fissuration interne (orientation, ouverture et longueur de fissure) ont été moyennées. La Figure V-4 présente pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, la moyenne et l'écart type de chacune des grandeurs caractéristiques des fissures internes à savoir l'orientation, l'ouverture et la longueur de fissure. De manière analogue, les Figure V-5 et Figure V-6 présentent les résultats pour les densités de courant égales à 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

Les résultats des figures montrent que :

- Pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (Figure V-4), une fissure de type H apparaît après 14j de Corrac. Après 28j, s'ajoute une fissure de type V. Après 70j, une fissure de type H' vient compléter le faciès de fissuration. L'orientation des fissures H, V et H'

sont respectivement voisines de 20, 90 et 350 degrés (Figure V-4-a). L'ouverture de ces fissures est proche de 0,1 mm (Figure V-4-b). Les fissures H et V sont débouchantes sur le parement (longueur égale à l'épaisseur d'enrobage de 3 cm) et la longueur de la fissure H' est de 2,5 cm (Figure V-4-c). Enfin la somme des ouvertures de fissures au contact de l'armature augmente avec la durée de la Corrac de 0,1 mm pour 14j à 0,28 mm pour 28j jusqu'à 0,35 mm pour 70j (Figure V-4-b).

- Pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (Figure V-5), deux fissures de type « H » et « V » apparaissent après 7j de Corrac. Entre 14 et 28 jours, la fissure « V » change d'orientation et devient une fissure de type « O » (attention toutefois car le prisme est différent). Après 35j, une fissure de type « V » réapparaît et complète le faciès de fissuration. L'orientation des fissures H, V et O sont respectivement de 20, 90, 130 degrés (Figure V-5-a). L'ouverture de ces fissures varie entre 0,1 et 0,45 mm (Figure V-5-b). Les fissures H et V sont débouchantes sur le parement (longueur égale à l'épaisseur d'enrobage de 3 cm) sauf la fissure H à 7j de Corrac (longueur égale à 1,5 cm) (Figure V-5-c). La somme des ouvertures de fissure au contact de l'armature augmente avec la durée de Corrac de 0,1 mm pour 7 et 14j, à 0,3 mm pour 21 et 28j jusqu'à 0,7 mm pour 35j (Figure V-5-b).
- Pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (Figure V-6), deux fissures de type H et V apparaissent après 3,5j de Corrac. Après 7j, s'ajoute une fissure de type O. Après 17,5j, s'ajoute deux fissures de type H' et O'. L'orientation des fissures H, V, O, H' et O' (Figure V-6-a) sont respectivement voisines de 20, 90, 135, 40 et 150 degrés (Figure V-6-a). L'ouverture de ces fissures est proche de 0,1 mm (Figure V-6-b). Les fissures H sont débouchantes sur le parement, la fissure V est proche de 1 cm pour 3,5 et 7j de Corrac et devient débouchante à 17,5j. Les longueurs des fissures H', O et O' sont proches de 2 cm (Figure V-6-c). La somme des ouvertures de fissures au contact de l'armature augmente avec la durée de Corrac de 0,15 mm pour 3,5j à 0,4 mm pour 7j jusqu'à 0,7 mm pour 17,5j (Figure V-6-b).

D'après ces résultats, pour une même charge totale, l'ordre de formation des fissures et les types de fissures formés dépendent de la densité de courant. De plus, le nombre de fissures augmente avec la charge totale.

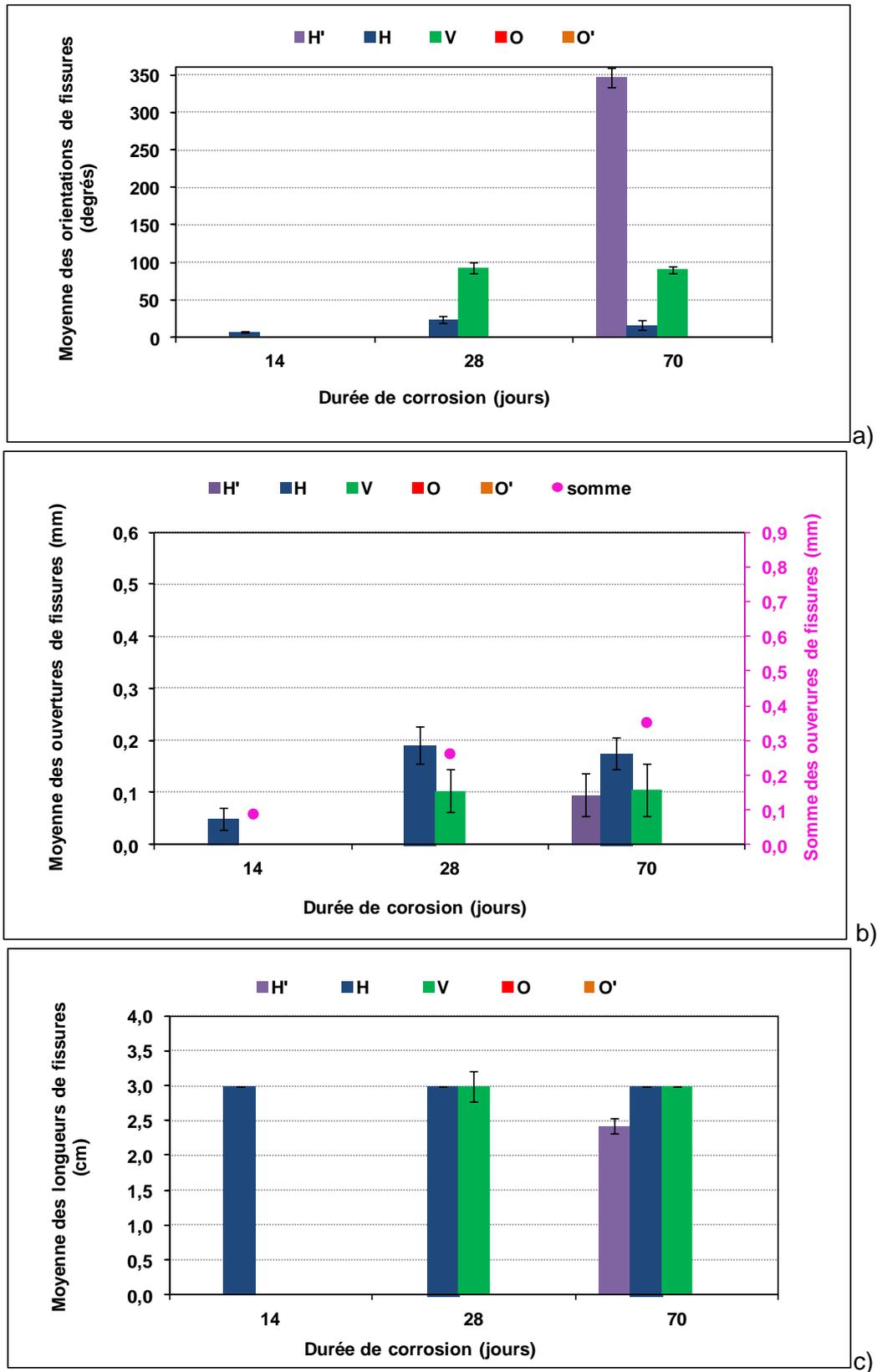


Figure V-4. Evolution du faciès de fissuration interne "moyenné sur les 16 tranches" en fonction de la durée de corrosion pour la densité de courant de $50 \mu A/cm^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

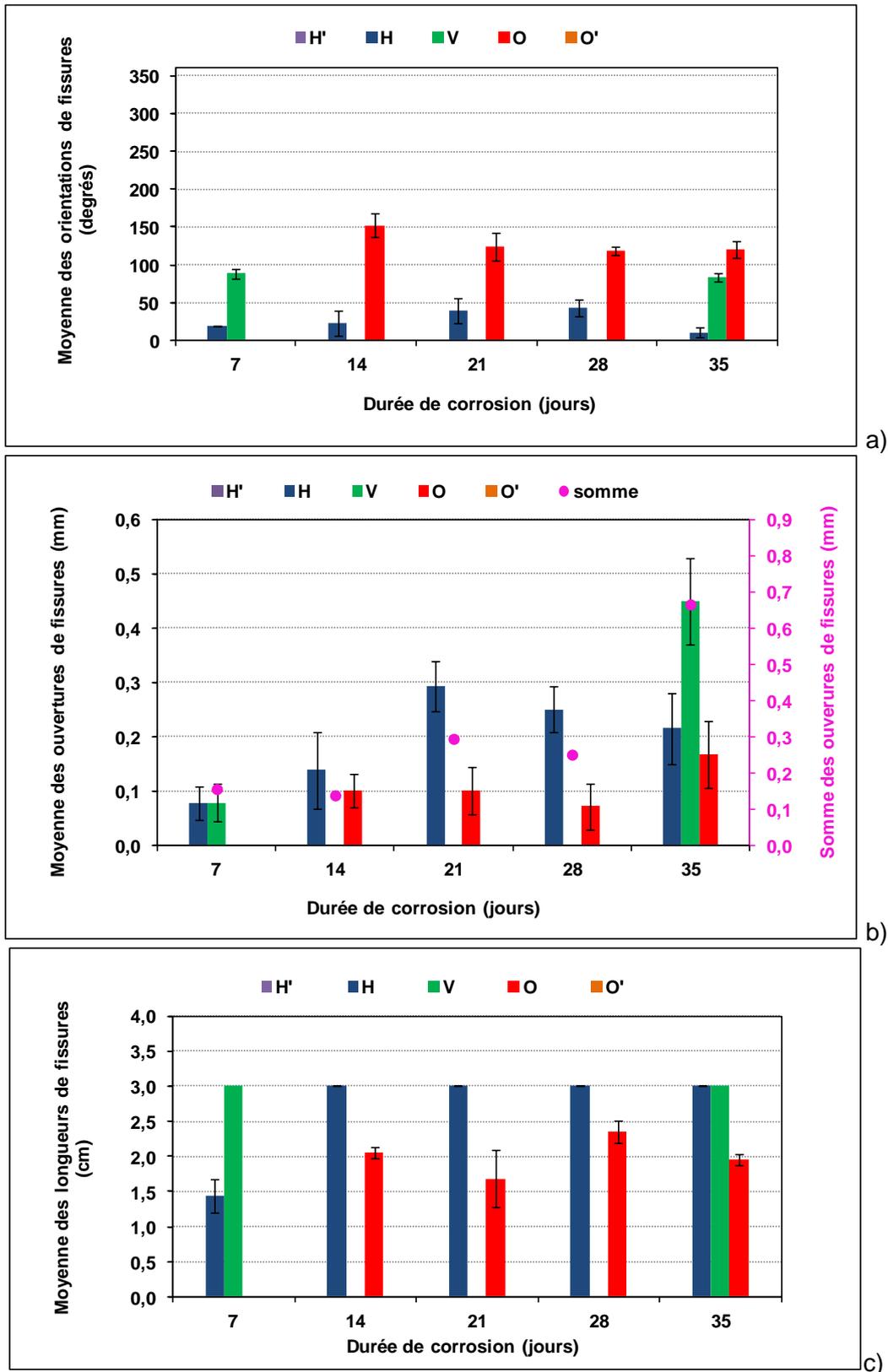


Figure V-5. Evolution du faciès de fissuration interne "moyenné sur les 16 tranches" en fonction de la durée de corrosion pour la densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

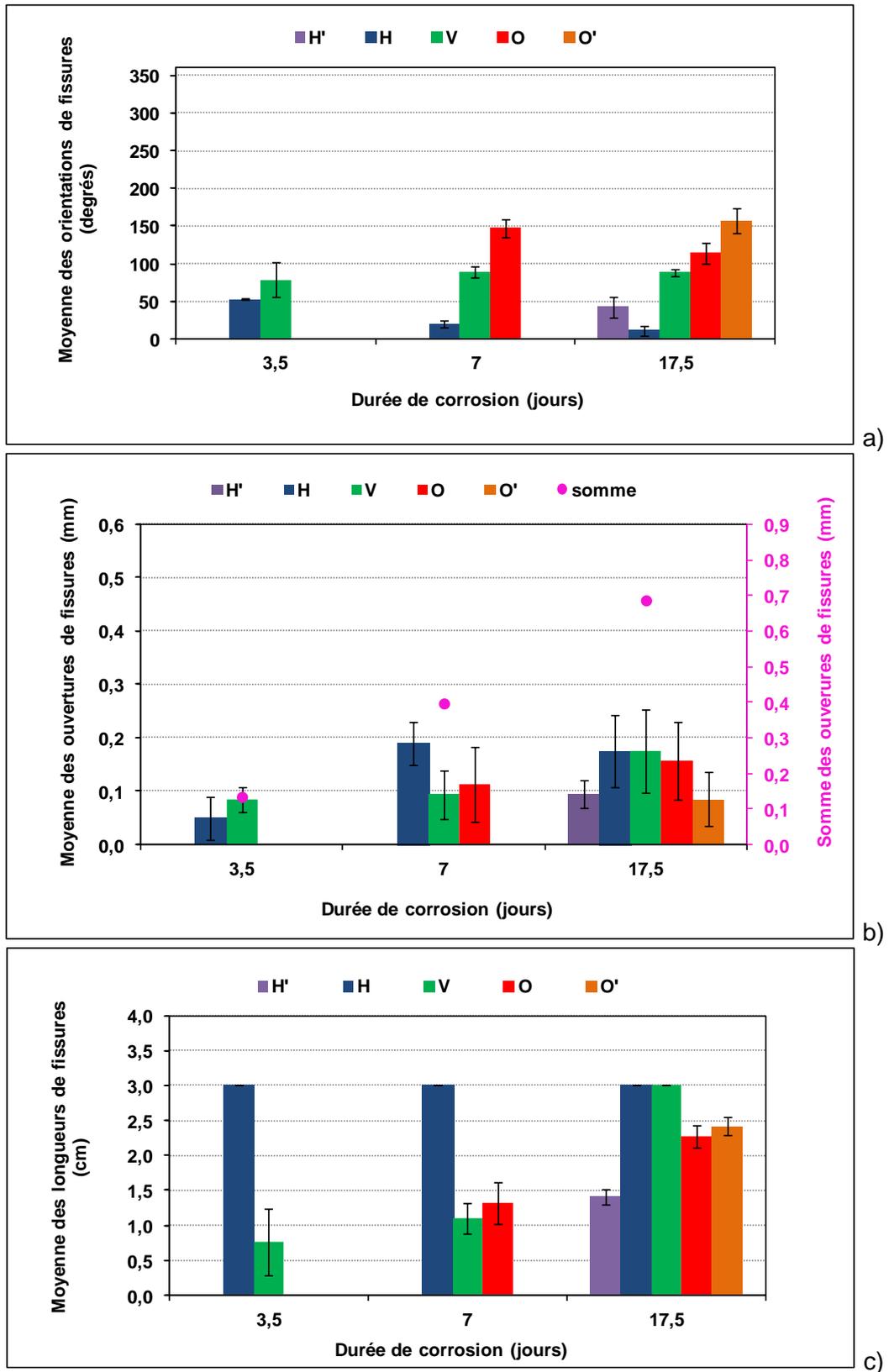


Figure V-6. Evolution du faciès de fissuration interne "moyenné sur les 16 tranches" en fonction de la durée de corrosion pour la densité de courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

Lors de précédentes recherches visant à étudier l'influence des paramètres des matériaux et de la géométrie sur les faciès de fissuration, certains auteurs ont travaillé sur des mortiers [60], [70], [8], [63], [103], [85] et d'autres sur des bétons [61], [62], [69], [74], [12] et [97]. Les résultats obtenus sur l'orientation des fissures des corps d'épreuve en mortier [60], [85], [103] sont différents entre eux et différents de ceux des corps d'épreuve en béton [12]. Cette hétérogénéité de résultats est attribuée à plusieurs paramètres géométriques, mécaniques et électrochimiques. En effet, l'échelle d'étude, la taille des granulats, les formulations utilisées, les diamètres d'armatures et la méthode de corrosion accélérée influencent fortement le comportement des corps d'épreuves au cours du phénomène de corrosion.

Tsutsumi [98] a proposé un coefficient $k = \frac{2C+D}{D}$ qui prédit le faciès de fissuration dans le cas d'une seule armature de diamètre « D » et d'un enrobage de béton « C » :

- Si $k < 3$, deux fissures inclinées apparaissent (Figure I-20-a)
- Si $k > 3$, deux fissures horizontales et une fissure verticale apparaissent (Figure I-20-b)

Pour nos travaux décrits dans ce manuscrit, le coefficient k est égal à 4. Certains faciès du prisme P011-35j-100 (de T10G à T10D et de T15D à T16D (Figure V-2)) correspondent à la Figure I-20-b mais d'autres faciès de fissuration ont également été mis en évidence. Aucun des faciès de notre étude n'est identique au faciès de la Figure I-20-a.

Le coefficient k de Tsutsumi ne prend en compte que des paramètres géométriques ce qui peut se révéler limitant d'un point de vue prédiction du faciès de fissuration. En effet, d'autres paramètres influencent le faciès de fissuration tels que la porosité du matériau qui pilote les phénomènes de la dissolution/diffusion/précipitation du fer dans les pores du béton, le squelette granulaire, etc.

Caré [101] a réalisé des essais de corrosion accélérée sur des prismes en mortier armé avec une contre électrode placée du côté de l'enrobage de 6,5 cm. Le faciès de fissuration pour une charge totale de $2500 \mu\text{A.j/cm}^2$ ($d = 100 \mu\text{A/cm}^2$ durant 25 jours) est dépendant de l'emplacement de l'armature (Figure I-24). Pour une armature centrée, le faciès de fissuration est constitué de deux fissures obliques « OC », une fissure verticale vers le haut « VC » et une fissure verticale vers le bas « IC ». Pour une armature de coin, le faciès de fissuration est constitué d'une fissure latérale « LC », une fissure verticale « VC » et une fissure interne dirigée vers le bas « IC ». Pour l'armature en coin, la première fissure observée à l'extérieur est la fissure verticale. Une fissure horizontale est initiée à l'interface acier/béton du côté de l'enrobage faible (enrobage de 2,5 cm) mais ne se propage pas jusqu'à l'extérieur.

Quel que soit l'emplacement de l'armature, une fissure verticale dirigée vers le bas était toujours présente. Cette fissure est due à l'emplacement de la contre électrode sous le prisme (enrobage de 6,5 cm). La répétabilité des faciès de fissuration obtenus sur les trois sections examinées provient vraisemblablement de la constitution du matériau étudié à savoir un mortier (plus homogène qu'un béton pour lequel le squelette granulaire est impactant sur l'apparition et le cheminement des fissures).

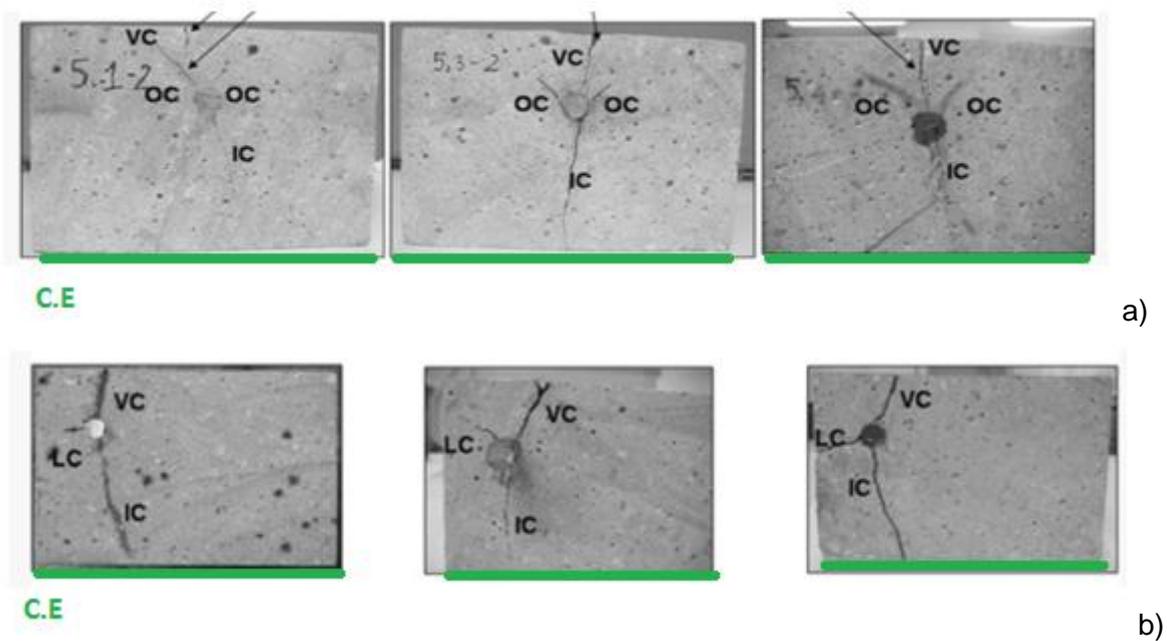


Figure V-7. Faciès de fissuration interne; a/ Armature centrée, b/ Armature en coin [101]

Qiao [97] a étudié le faciès de fissuration de prismes en béton armé (armature centrée) avec une contre électrode placée du côté de l'enrobage de 3 cm). Pour une charge totale de courant de $3000 \mu\text{A}\cdot\text{j}/\text{cm}^2$ ($d = 900 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ durant 3,3 jours), le faciès de fissuration observé au centre du prisme est constitué d'une fissure verticale se propageant depuis l'armature jusqu'en parement avec deux fissures obliques. Pour la fissure verticale, la même longueur de fissure max que celle mise en évidence dans notre travail a été observée (la longueur de fissure est limitée par l'enrobage de 3 cm). Les longueurs des fissures obliques sont variables (Figure V-8). Le faciès de fissuration pour une charge de courant de $3500 \mu\text{A}\cdot\text{j}/\text{cm}^2$ ($d = 100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$) effectué dans le cadre de notre étude est similaire au faciès de fissuration interne de l'étude de Qiao [97]. Pour une charge de courant de $3000 \mu\text{A}\cdot\text{j}/\text{cm}^2$, Qiao [97] a trouvé un faciès de fissuration constitué d'une fissure verticale, une fissure horizontale et une fissure oblique (Figure V-8). Dans l'étude de Qiao, la non régularité du faciès de fissuration à trois zones différentes situées dans la partie de prisme située sous la contre électrode (positions 2, 3 et 4 sur la Figure V-8) est probablement due à l'hétérogénéité du béton (diamètre des granulats = 20 mm) et/ou à la densité de courant utilisée qui est de $900 \mu\text{A}/\text{cm}^2$.



Figure V-8. Faciès de fissuration interne de l'étude de Qiao [97]

Concernant les ouvertures de fissures, dans notre étude pour les charges de courant de 2800 et $3500 \mu\text{A}\cdot\text{j}/\text{cm}^2$ issues de la densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, la somme de la

moyenne des ouvertures de fissures de notre étude sont respectivement 0,38 mm (P009-28j-100) et 0,7 mm (P011-35j-100).

Qiao, pour une charge de 3000 $\mu\text{A.j}/\text{cm}^2$, a observé deux fissures obliques et une fissure verticale (Figure V-8) pour lesquelles la somme des ouvertures est de 0,66 mm (moyenne effectuée sur trois faciès).

En comparant nos résultats à ceux de l'étude de Qiao, il se trouve que la somme de la moyenne des ouvertures de fissures de Qiao se situe dans l'intervalle des sommes de la moyenne des ouvertures de fissures de notre étude.

V.3 Caractérisation du faciès de fissuration externe en fonction des paramètres de la corrosion accélérée

Dans cette partie, les dégradations induites par la corrosion telles que les traces et les coulures de produits de corrosion et les fissures externes qui sont potentiellement apparues sur les parements du prisme ont été étudiées.

Les dégradations ont uniquement été observées sur les faces T et F du prisme en béton armé. Ceci résulte d'une part de la géométrie du corps d'épreuve et d'autre part du schéma de corrosion accélérée utilisé. En effet, les produits de corrosion résultant de la corrosion accélérée apparaissent préférentiellement sur les faces dont l'enrobage est faible (l'armature est enrobée dans 3 cm de béton pour les faces T et F alors que pour les autres faces les enrobages sont plus importants (5 et 7,5 cm)). La face T est la face qui présente des lignes de champ plus importantes entre l'armature (anode) et la contre électrode (cathode) soit la face T.

Les faciès de fissuration externe des faces T et F des prismes ont particulièrement été caractérisés à l'aide de photographies et de mesures de l'ouverture maximale de la fissure longitudinale.

V.3.1 Inspection visuelle des faces des prismes

Les Tableau V-5, Tableau V-6 et Tableau V-7 présentent les photographies des faces T et F des prismes en béton armé selon la durée de l'essai de corrosion accélérée, respectivement pour les densités de courant de corrosion de 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. La présence d'un astérisque dans la dénomination du prisme sert à rappeler le corps d'épreuve qui a été étudié à l'aide d'analyses destructives.

Les photos du Tableau V-5 associées à la densité de courant de corrosion égale à 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ montrent que les deux prismes soumis à Corrac présentent un faciès de fissuration externe similaire excepté pour la durée de 28 jours (le prisme P026 présente une fissure sur les faces F et T alors que le prisme P025 ne présente pas la fissure de la face T). Une durée de Corrac de 5j n'entraîne pas de dégradation externe visible sur les parements. Pour les durées égales ou supérieures à 14j, une fissuration externe sur la face F est observée. Après 28j, apparaît une fissure complémentaire sur la face T (mais qui n'a pas été détectée pour 78j).

Les photos du Tableau V-6 associées à la densité de courant de corrosion égale à 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ montrent que les deux prismes soumis à Corrac présentent un faciès de fissuration externe différent (4 cas sur 5) excepté pour la durée de 35 jours. En effet, la fissuration est rencontrée soit sur la face F soit sur la face T (sans explication particulière). Pour la plus longue durée de Corrac de 35j, les dégradations impactent les deux faces T et F des deux prismes.

Les photos du Tableau V-7 associées à la densité de courant de corrosion de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ montrent que les deux prismes soumis à Corrac présentent un faciès de fissuration externe similaire. La fissuration de la face F est rencontrée pour l'ensemble des durées de Corrac. La fissuration de la face T n'a été détectée que pour une durée de 17,5j.

D'après le Tableau V-5, Tableau V-6 et Tableau V-7, pour les mêmes charges totales de courant de 700 et $1400 \mu\text{A.j}/\text{cm}^2$ les faciès de fissuration externe sont similaires (une seule fissure en face F) excepté le prisme P031 (Tableau V-6) et le prisme P006 (Tableau V-6). Les prismes P031 et P006 ont été fissurés en face T.

Pour la charge totale de $3500 \mu\text{A.j}/\text{cm}^2$, la fissuration est rencontrée sur les deux faces T et F des prismes.

Ces résultats montrent que pour une même charge totale, les faciès de fissuration externe sont souvent similaires. Cependant, les faciès de fissuration interne sont différents pour une même charge totale (partie V.2).

Tableau V-5. Photos des désordres visuels externes des faces T et F en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (L'astérisque renseigne les prismes étudiés à l'aide d'analyses destructives)

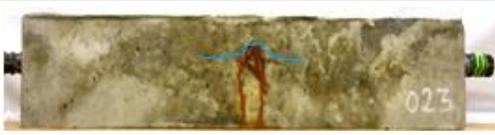
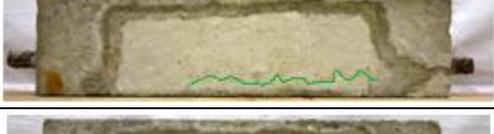
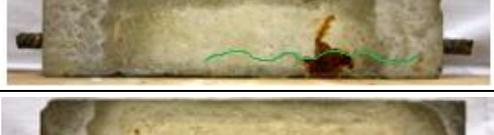
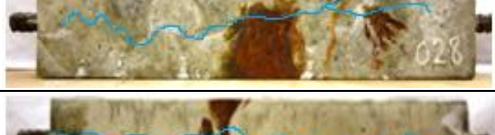
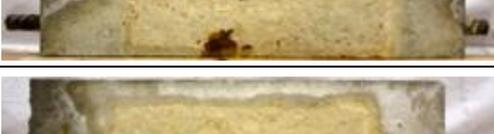
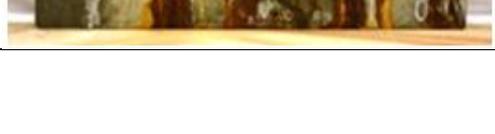
Charge totale de courant ($\mu\text{A.j}/\text{cm}^2$)	Durée (jours)	Prisme (N°)	T	F
250	5	P021		
		P022		
700	14	P023*		
		P024		
1 400	28	P025*		
		P026		
3 500	70	P027*		
		P028		
3 900	78	P029		
		P030		

Tableau V-6. Photos des désordres visuels externes des faces T et F en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (L'astérisque renseigne les prismes étudiés à l'aide d'analyses destructives)

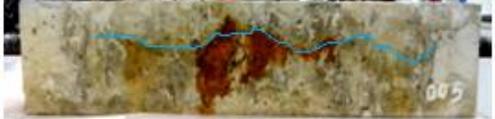
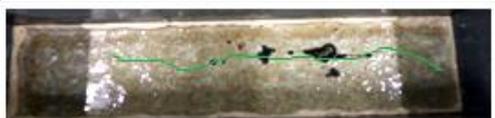
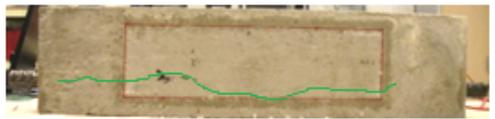
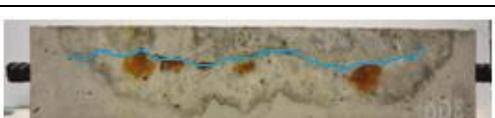
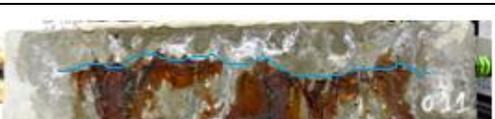
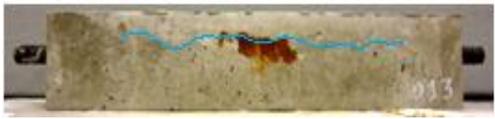
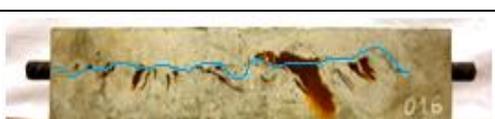
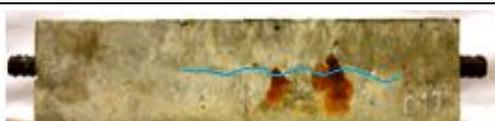
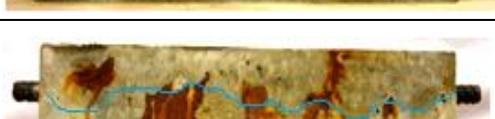
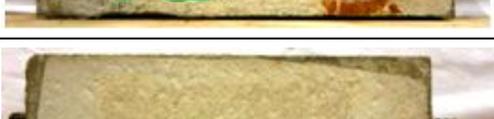
Charge totale de courant ($\mu\text{A}.\text{j}/\text{cm}^2$)	Durée (jours)	Prisme (N°)	T	F
700	7	P031*		
		P032		
1 400	14	P005*		
		P006		
2 100	21	P007		
		P008*		
2 800	28	P009*		
		P010		
3 500	35	P011*		
		P012		

Tableau V-7. Photos des désordres visuels externes des faces T et F en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (L'astérisque renseigne les prismes étudiés à l'aide d'analyses destructives)

Charge totale de courant ($\mu\text{A.j}/\text{cm}^2$)	Durée (jours)	Prisme (N°)	T	F
700	3,5	P013		
		P014*		
1 400	7	P015		
		P016*		
3 500	17,5	P017*		
		P018		
3 900	19,5	P019		
		P020		

V.3.2 Evolution des désordres visuels externes en face F en fonction du temps

L'évolution du faciès de fissuration de la face F en fonction de la durée de la Corrac est difficile à évaluer à partir des données précédentes, d'une part, parce que deux échantillons identiques qui subissent la même Corrac peuvent produire des faciès de fissuration différents, et que, d'autre part, lorsque la durée de Corrac augmente les prismes étudiés ont changé.

En revanche, en étudiant les prismes en béton armé utilisés pour la durée de Corrac la plus longue (P030, 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une durée de 78j; P011, 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une durée de 35j et P020, 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une durée de 17,5j), les photographies prises quotidiennement sur la

face F permettent de répondre. Le Tableau V-8 représente donc un extrait du relevé photographique de ces prismes.

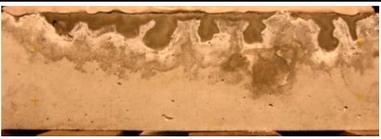
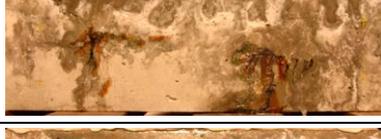
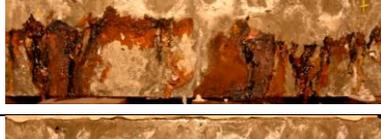
Pour la densité de courant de $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, les PdC observés sur la face F sont de couleurs orange et marron. Pour les densités de courant de 100 et $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, trois couleurs de PdC ont été observées : orange, marron et vert.

D'après Cornell [207], la couleur orange pourrait correspondre à la lépidocrocite, à l'akaganéite ou à la goéthite. La couleur marron pourrait correspondre à la maghémite, à la ferrihydrite ou à la feroxyhyte. La couleur verte de PdC pourrait correspondre à la rouille verte chlorurée [207].

La fissuration de la face F apparaît pour l'ensemble des prismes et des densités de courant de corrosion (excepté P030 – $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ - 5j). Elle augmente au fur et à mesure de la durée de la Corrac. Pour les durées les plus longues une fissure longitudinale le long de l'armature est mise en évidence. Cette évolution conforte les précédents résultats.

En considérant les lignes du Tableau V-8 correspondant à des charges totales identiques pour les densités de courant de 50, 100 et $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, les couleurs et les quantités des PdC sont différentes selon la densité de courant.

Tableau V-8. Photos des désordres visuels externes en face F (zoom sur la partie de prisme située sous la contre électrode) au cours de la Corrac

Charge totale de courant ($\mu\text{A.j/cm}^2$)	50 $\mu\text{A/cm}^2$ (P030)	100 $\mu\text{A/cm}^2$ (P011)	200 $\mu\text{A/cm}^2$ (P020)
250	 5j	 2,5j	 1j
700	 14j	 7j	 3,5j
1 400	 28j	 14j	 7j
2 100	 42j	 21j	 10j
2 800	 56j	 28j	 14j
3 500	 70j	 35j	 17,5j
3 900	 78j		 19,5j

V.3.3 Ouverture maximale de la fissure externe

La Figure V-9 présente l'ouverture maximale de la fissure externe longitudinale apparue en faces T et F du prisme en béton armé après l'essai de corrosion accélérée.

Les résultats montrent qu'au delà des durées de Corrac de 70j ($50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (Figure V-9-a)), de 28j ($100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (Figure V-9-b)) et de 7j ($200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ (Figure V-9-c)), les ouvertures de fissures sont comprises entre 0,4 mm et 0,7 mm.

De plus, pour la densité de courant de $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, dans le cas où le prisme est fissuré en faces T et en F, l'ouverture de la fissure en face T est moins importante que celle en face F. Au contraire, pour les densités de courant de 100 et de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, lorsque les deux fissures débouchent, les ouvertures de fissures en face T sont plus importantes que celle en face F. Pour les densités de courant de 100 et de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, lorsque la face T se fissure, les ions chlorure pénètrent plus rapidement dans la fissure créée ce qui accélère la production des PdC et conduit à une ouverture de fissure plus importante en face T qu'en face F.

Le suivi de l'ordre d'apparition des fissures des faces T et F n'a pas pu être suivi car la solution se mélangeait avec les PdC et l'observation de l'état de la surface du parement devenait délicate.

En examinant les ouvertures de fissures de fin de Corrac, cinq mécanismes de fissuration qui sont tout de même hypothétiques peuvent être proposés :

- soit le prisme se fissure en face F et puis en face T comme par exemple les prismes P026-28j, P027-70j et P028-70j (Figure V-9-a). Dans ce cas, l'ouverture de fissure en F (0,3 mm) est plus importante que celle en T (0,1 mm).

- soit le prisme se fissure en face T et puis en face F comme par exemple P011-35j (Figure V-9-b). Dans ce cas l'ouverture de fissure en T (0,7 mm) est plus importante que celle en F (0,4 mm).

- soit le prisme ne se fissure qu'en face F et dans ce cas l'ouverture de fissure en face F est importante comme par exemple les prismes P029-78j (0,5 mm (Figure V-9-a), P019-19,5j (0,6 mm (Figure V-9-c)) et P020-19,5j (0,7 mm (Figure V-9-c)).

- soit le prisme ne se fissure qu'en face T et dans ce cas l'ouverture de fissure est plus importante que celle d'un autre prisme corrodé à la même durée et n'est fissuré qu'en face F comme par exemple le prisme P006-14j (Figure V-9-b) fissuré en face T (0,2 mm) et le prisme P005-14j (Figure V-9-b) fissuré en face F (0,1 mm).

- soit le prisme se fissure en face T et F et puis les fissures se propagent longitudinalement.

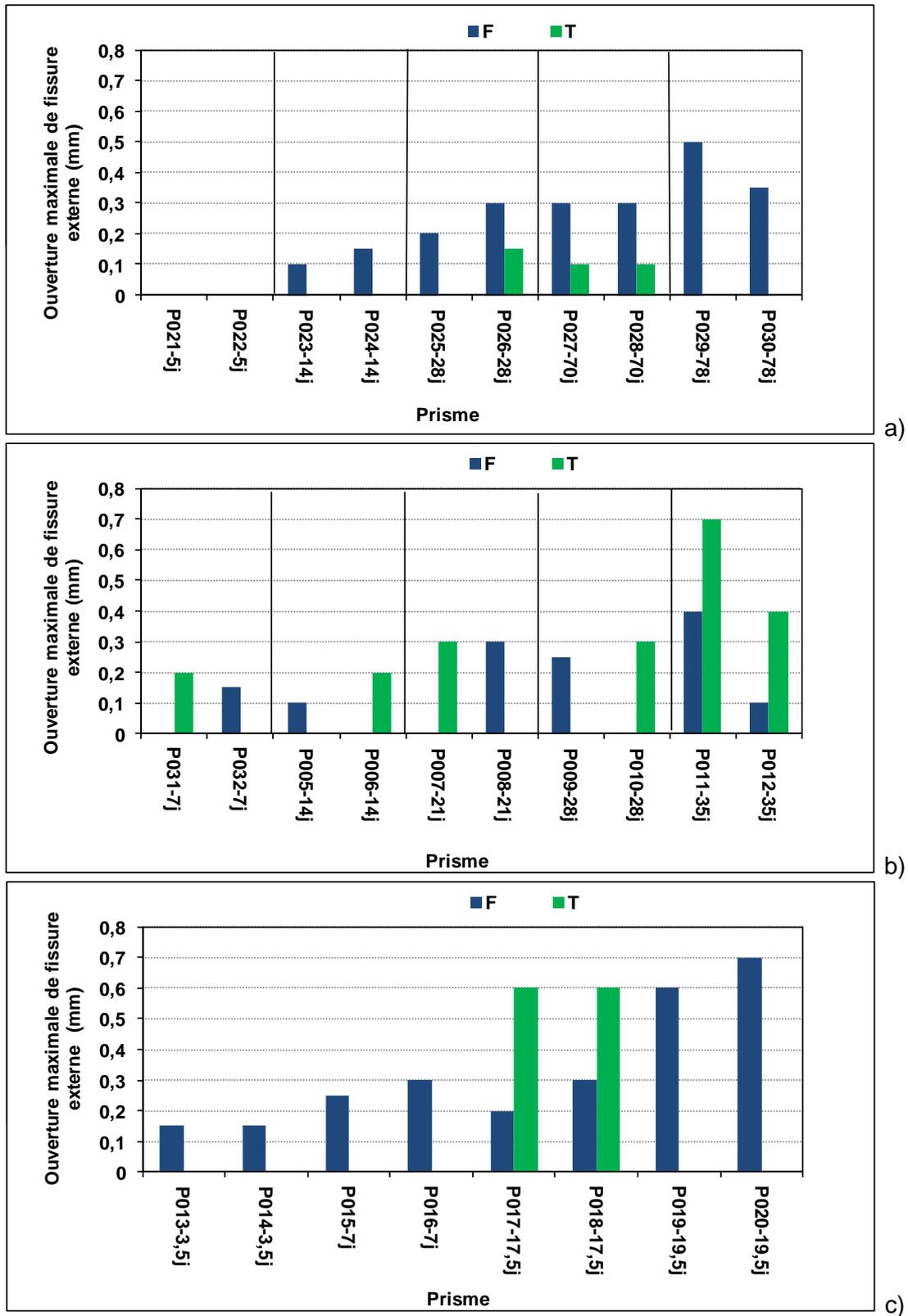


Figure V-9. Localisation (en T et/ou F) et ouverture maximale de la fissure externe pour les densités de courant ; a) 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, b) 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, c) 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$

V.3.4 Ouverture maximale de la fissure externe en fonction de la charge totale

La Figure V-10 illustre la valeur de l'ouverture maximale de la fissure externe en considérant les deux fissures en faces T et F de chacun des 2 prismes soumis à la Corrac en fonction de la charge totale de courant.

Les résultats montrent que l'ouverture maximale de la fissure externe augmente avec la charge totale de courant et ce quelle que soit la valeur de la densité de courant. De plus, l'écart des valeurs des ouvertures en fonction des densités de courant augmente lorsque la charge totale augmente. Pour une charge totale de 700 $\mu\text{A.j/cm}^2$, les valeurs d'ouvertures maximales sont égales à 0,15 mm, 0,2 mm et 0,15 mm respectivement pour les densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu\text{A/cm}^2$. Pour la charge totale la plus importante, 3500 $\mu\text{A.j/cm}^2$, ces valeurs deviennent égales à 0,3 mm, 0,7 mm et 0,6 mm.

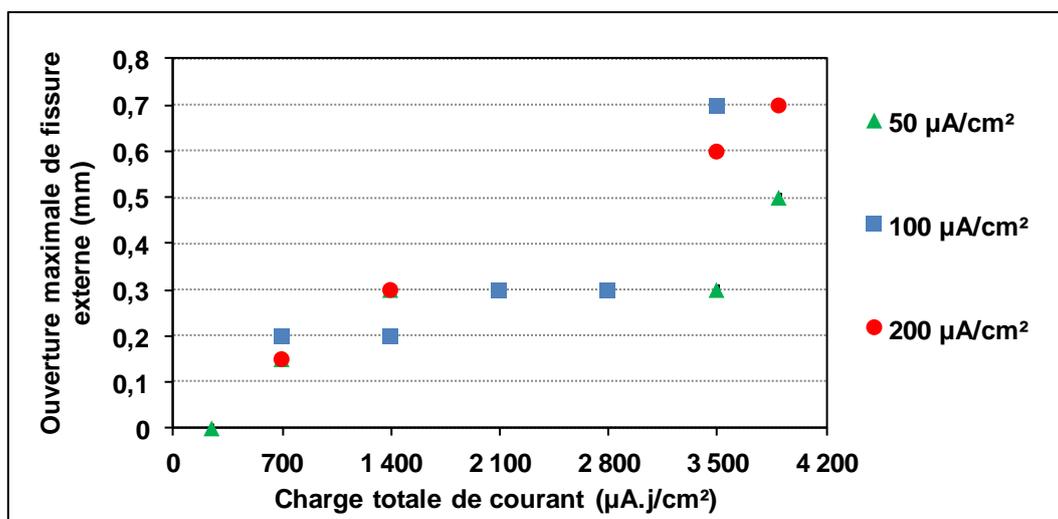


Figure V-10. Evolution de l'ouverture maximale de la fissure externe en fonction de la charge totale de courant

Ce paragraphe propose une comparaison des résultats de la présente étude avec plusieurs résultats expérimentaux issus de la littérature et dont les protocoles associés sont décrits dans le Tableau V-9.

Le matériau utilisé dans toutes ces études est le béton.

El Maaddawy [46] a utilisé un béton (5% CaCl_2 au gâchage) avec un rapport e/c égal à 0,58 et un enrobage de 25 mm. L'armature est d'un diamètre de 10 mm. La méthode de corrosion adoptée est la corrosion anodique à 100, 200, 350 et 500 $\mu\text{A/cm}^2$. Il a considéré l'ouverture de fissure externe maximale de trois prismes corrodés de la même manière. La méthode de la mesure de l'ouverture de fissure n'a pas été mentionnée. Les faciès de fissuration trouvés sont présentés dans la Figure V-11.

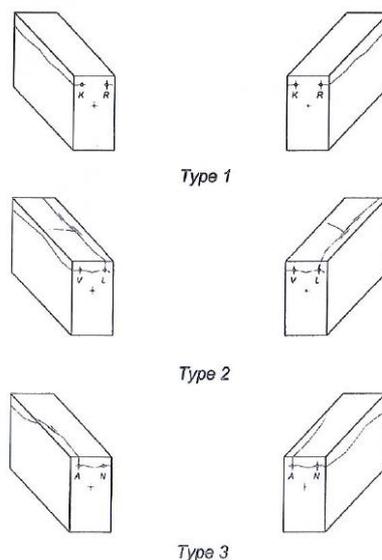


Figure V-11. Faciès de fissuration externe de l'étude d'El Maaddawy [46]

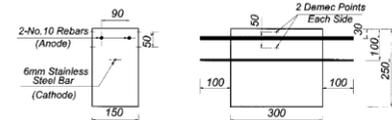
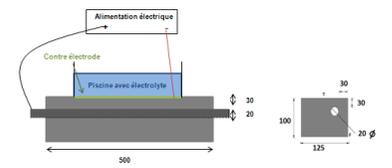
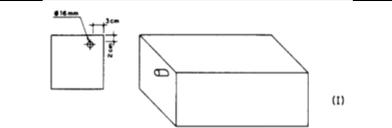
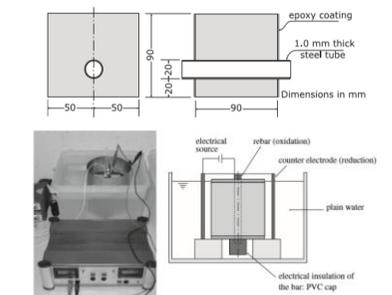
Sanz [12], a utilisé un béton (3% CaCl_2 au gâchage) avec un rapport e/c égal à 0,5 et un enrobage de 20 mm. L'armature est un cylindre creux dont le diamètre est de 20 mm. La méthode de corrosion adoptée est la corrosion anodique à 25, 100 et 400 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Il a été constaté que la densité de courant appliquée n'a pas d'influence sur le nombre de fissure observées. L'ouverture de fissure a été mesurée par un extensomètre placé aux extrémités de l'échantillon au cours de l'essai de corrosion. La fissure externe a été localisée sur la face d'enrobage de 2 cm et augmente en fonction de la perte de section d'acier.

Alonso [33], a utilisé un béton (3% CaCl_2 au gâchage) avec un rapport e/c égal à 0,65 et un enrobage de 20 et 30 mm. L'armature est d'un diamètre de 16 mm. La méthode de corrosion adoptée est la corrosion anodique à 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. L'ouverture de fissure a été mesurée au cours de l'essai de corrosion. La méthode de la mesure de l'ouverture de fissure n'a pas été mentionnée. L'ouverture de fissure augmente en fonction de la perte de section d'acier.

A titre de comparaison et de discussion, la Figure V-12 présente les ouvertures de fissure en fonction de la charge totale de courant trouvées dans ce travail et celles issues de la littérature.

Pour comparer les résultats de la présente étude avec les résultats d'El Maaddawy, les points de la présente étude identifiés Loukil-X sur la Figure V-12, correspondent à ceux de la Figure V-10.

Tableau V-9. Etudes retenues pour la comparaison des ouvertures de fissures externes

Etude	Matériau			Paramètres géométriques		Montage expérimental de la corrosion accélérée	Contamination	Densité de courant de corrosion ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$ d'acier)	Durée (jours)	Charge totale de courant 'calculée' ($\text{A.h}/\text{m}^2$)	Méthode de détermination de l'ouverture de fissure
	e/c	Granulats D_{max} (mm)	Propriétés mécaniques	Armature Diamètre (mm)	Enrobage (cm)						
EI Maadawy [46]	0,58	19	Rc= 43 MPa	2 x 10	2,5		5% NaCl par rapport à la masse de ciment au gâchage	100 200 350 500	33,95 31,9 15,8 12,7	814 1531 1329 1530	l'ouverture de fissure max sur 3 prismes
Loukil	0,7	20	E= 36,52 GPa Rc= 34,5 MPa Ft= 2,8 Mpa	20	3		Migration d'ions chlorure (3,5% NaCl)	50	5/14/28/ 70/78	60/168/336 /840/ 936	fissuromètre/ fissure externe maximale entre deux prismes
								100	7/14/21/ 28/35	168/336/50 4/672/840	
								200	3,5/7/ 17,5	168/336/84 0/936	
Alonso [33]	0,65	12	Ft= 3,5 MPa	Coin (16 mm)	2 et 3		3% CaCl2 par rapport à la masse de ciment au gâchage	100	23,8	572	Non indiqué
Sanz [12]	0,5	8	E = 35 GPa RC= 48 MPa Ft=3,1 Mpa	20 (cylindre creux)	2		3% CaCl2 par rapport à la masse de ciment au gâchage	25 100 400	13,7 7,86 2,96	82 188 284	Monitoring de l'ouverture de fissure avec un extensomètre positionné au milieu de l'échantillon en fonction de la durée de Corrac ≠ max de fissure longitudinale

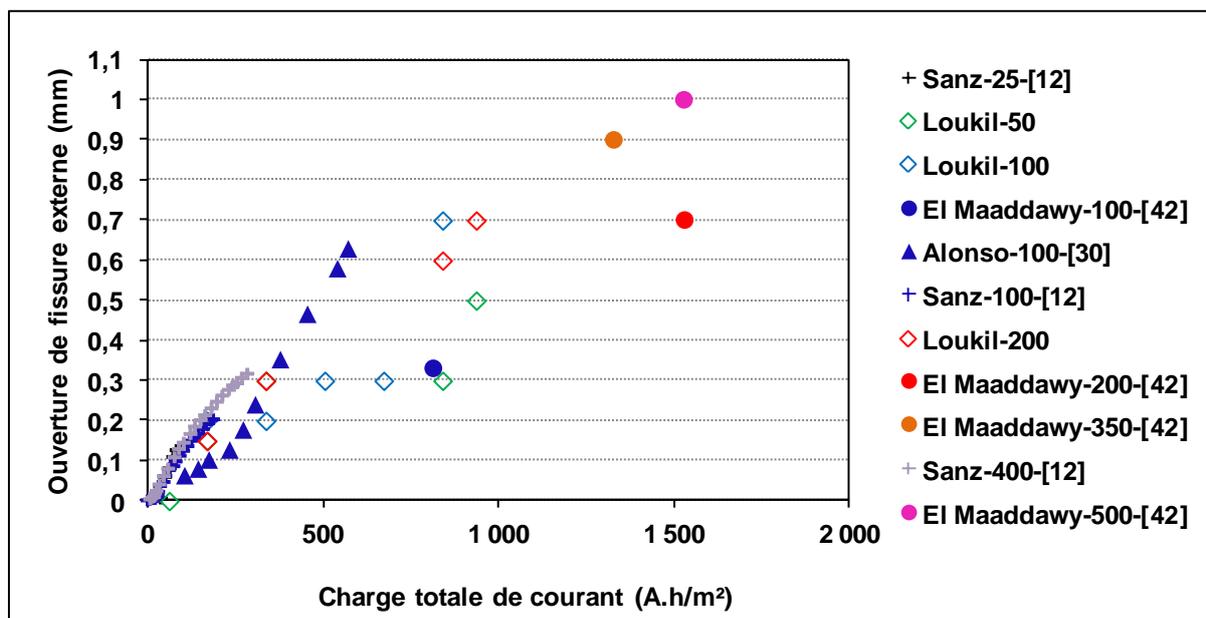


Figure V-12. Représentation de l'évolution de l'ouverture de fissure externe en fonction de la charge totale de courant d'après plusieurs études (Auteur –densité de courant $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ d'acier-référence)

L'ensemble des résultats de la Figure V-12 révèlent une tendance claire d'augmentation de l'ouverture de fissures avec l'augmentation de la charge totale de courant quelle que soit la densité de courant. En effet, dans l'étude d'Alonso, l'ouverture de fissure évolue de 0,05 mm à 0,6 mm pour une augmentation de charge totale de courant de 50 A.h/m² à 570 A.h/m².

Dans notre étude, l'ouverture de fissures issue des trois densités de courant 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, évolue de 0,15 mm à 0,7 mm pour une augmentation de charge totale de courant de 250 A.h/m² à 1000 A.h/m².

Dans l'étude de Sanz, l'ouverture de fissure évolue de 0,05 mm à 0,3 mm pour une augmentation de charge totale de 50 A.h/m² à 400 A.h/m².

D'après l'étude d'El Maaddawy, l'ouverture de fissure évolue de 0,3 mm à 1 mm pour une augmentation de charge totale de courant de 840 A.h/m² à 1530 A.h/m².

Cette tendance reste validée lorsque les résultats sont interprétés dans leur globalité car selon la densité de courant, cette tendance peut ne pas être vérifiée. Par exemple, dans l'étude d'El Maaddawy, l'ouverture de fissure (0,7 mm) issue d'une densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ correspondant à une charge totale de courant de 1500 A.h/m² est moins importante que l'ouverture de fissure (0,9 mm) issue d'une densité de courant de 350 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ et correspondant à une charge totale de courant de 1300 A.h/m².

Quand la densité de courant est différente pour la même charge totale de courant, l'ouverture de fissure est également différente. En effet, dans l'étude d'El Maaddawy, pour une même charge totale de courant proche de 1530 A.h/cm², l'ouverture de fissure d'un prisme dont l'armature est corrodée à 500 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ est plus importante que celle à 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

La même remarque a été constatée pour des densités de courant plus faibles. Dans notre étude, pour une charge totale de 840 A.h/cm², les ouvertures des fissures issues des densités de courant de 100 et 200 µA/cm² (proche de 0,7 mm) sont plus importantes que celle issue de la densité de courant de 50 µA/cm² (0,3 mm). Ces phénomènes sont reliés aux cinétiques de corrosion. Plus la densité de courant est importante, plus les ouvertures de fissures sont importantes.

En comparant les résultats de notre étude à ceux de l'étude d'El Maaddawy, pour une charge totale de courant proche de 840 A.h/cm² et une même densité de courant de 100 µA/cm², l'ouverture de fissure des prismes de notre étude (0,7 mm) est plus importante que celle de l'étude d'El Maaddawy (0,3 mm).

Il est important de noter que les paramètres utilisés dans chaque étude tel que le rapport e/c et la résistance à la compression peuvent être à l'origine de cet écart de valeurs au niveau des ouvertures de fissure. Dans l'étude d'El Maaddawy, le rapport e/c est de 0,58 alors que dans la notre, il est de 0,7. La résistance à la compression de notre étude (34,5 MPa) est moins importante que celle de l'étude d'El Maaddawy (43 MPa).

Généralement, un rapport e/c élevé a tendance à retarder l'apparition de la fissuration et donc d'engendrer des ouvertures de fissures inférieures par rapport à un béton ayant un rapport e/c plus faible. Ce retard de fissuration est dû aux phénomènes de dissolution /diffusion/précipitation de fer dans le béton étant donnée le rapport e/c élevée (e/c = 0,7). Ceci laisse à penser que l'ouverture de fissure de notre étude est moins importante que celle d'El Maaddawy ce qui n'est pas le cas. Toutefois une résistance à la compression élevée peut être à l'origine d'un retard de fissuration. La comparaison reste limitée à ce stade étant donné que plusieurs autres paramètres rentrent en jeu dans les deux études.

L'ajout de chlorure au gâchage (dans les études de Sanz [12] et d'Alonso [33]) donne lieu à une accélération supplémentaire de la corrosion et par la suite à un effet sur l'ouverture de fissure. Il en résulte que dans l'étude de Sanz [12], les ouvertures de fissure issues des trois densités de courant (25, 100 et 400 µA/cm²) sont plus importantes que celle étudiés dans le cadre de notre étude (50, 100 et 200 µA/cm²). Pour une charge totale de 160 A.h/m², aucune fissure n'a été détectée sur les prismes de notre étude alors que dans l'étude de Sanz, les fissures s'initient à partir d'une charge totale de courant de 80 A.h/m².

De même, dans l'étude d'Alonso [33], les ouvertures de fissures issues d'une densité de courant de 100 µA/cm² sont plus importantes que les ouvertures de fissures des prismes de notre étude.

Ces constatations impliquent que l'apparition précoce de fissure dans les études de Sanz [12] et d'Alonso [33] est essentiellement due à l'ajout de chlorure au gâchage bien que le rapport de l'enrobage sur le diamètre de l'acier joue un rôle non négligeable.

V.4 Corrélation interne/externe

V.4.1 Indicateur macroscopique relatif à la fissuration interne et externe

Etant donné que les faciès de fissuration en interne (caractérisés par les orientations, ouvertures et longueurs de fissures) et en externe peuvent être différents d'une tranche à l'autre d'un même corps d'épreuve, il est apparu opportun de proposer un indicateur de fissuration plus macroscopique.

V.4.1.1 Définition d'un indicateur de fissuration interne et externe

L'indicateur macroscopique défini comme "surface totale de fissuration" représente la somme des surfaces ouvertes par les fissures. Le principe de calcul est le suivant :

- Pour une fissure débouchante (par exemple la fissure horizontale « H») la surface de fissuration est considérée rectangulaire et est calculée en multipliant la moyenne des longueurs de fissure par la moyenne de leurs ouvertures au contact de l'acier et ouverture en parement (en considérant les données des 16 faces localisées dans la partie de prisme située sous la contre électrode).
- Pour une fissure non débouchante (par exemple la fissure oblique « O»), la surface ouverte par la fissure est supposée triangulaire et l'aire de cette surface est calculée en multipliant la moyenne de la longueur de fissure par la moyenne de leurs ouvertures divisée par deux (en considérant les données des 16 faces localisées dans la partie de prisme située sous la contre électrode).

V.4.1.2 Evolution de l'indicateur de fissuration interne en fonction de la charge de courant

La Figure V-13 montre que la surface totale de fissuration augmente avec la charge totale de courant. De plus, pour une charge totale de courant donnée, la surface totale de fissuration est d'autant plus grande que la valeur de densité de courant de corrosion est grande. Pour une charge totale de 3500 $\mu\text{A.j/cm}^2$, cette évolution est significative et laisse entrevoir le caractère « brutal » d'un essai de corrosion accélérée.

Pour une charge de courant de 3500 $\mu\text{A.j/cm}^2$, et en fin d'essai de corrosion accélérée, deux fissures débouchantes sont systématiquement observées, l'une de type « H » et l'autre de type « V », quelle que soit la densité de courant appliquée. Cependant la surface totale de fissuration devient plus importante lorsque la densité de courant devient elle-même plus importante.

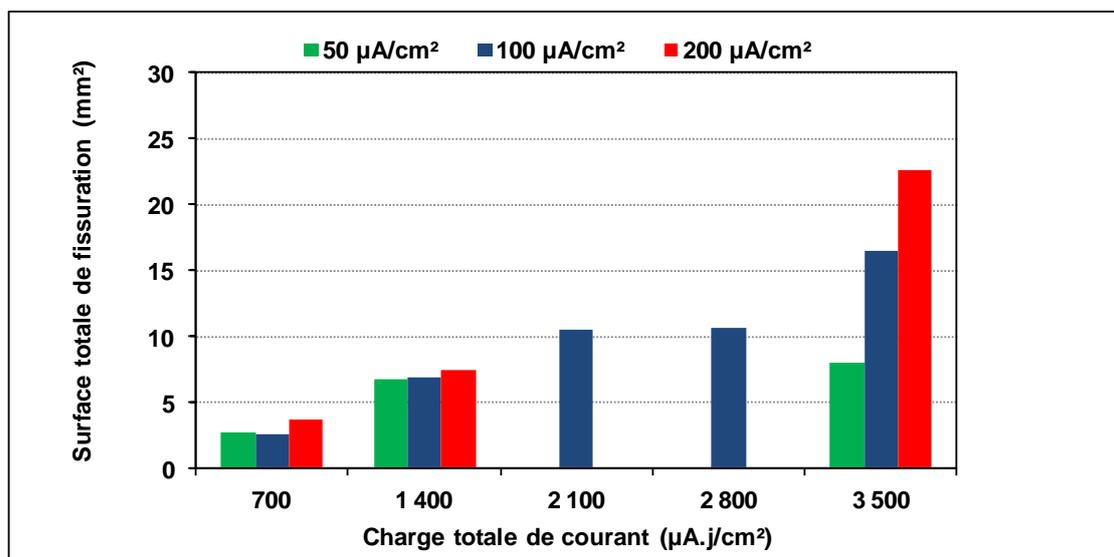


Figure V-13. Evolution des surfaces totales de fissuration en fonction de la charge totale de courant

V.4.1.3 Corrélation entre surface totale de fissuration et moyenne des PdC

Dans cette partie, l'objectif est d'étudier l'éventuelle existence de corrélation entre la surface totale de fissuration et l'épaisseur des PdC, M, moy_{C1-8} (en considérant les trois échantillons T10, T13 et T16, Moyenne de $moy_{/C}$ en considérant les huit cadrans).

La Figure V-14 montre que pour une valeur de M, moy_{C1-8} donnée, les surfaces totales de fissuration peuvent être très différentes. En effet, pour une M, moy_{C1-8} voisine de 250 μm , la surface totale de fissuration est de 4, 17 et 4 mm^2 respectivement pour les densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu A/cm^2$. Plusieurs phénomènes peuvent expliquer ces différences, tels que les phénomènes de développement des PdC à l'interface acier/béton et leurs croissance qui occasionne une décohésion et/ou une fissuration, qui ouvre un volume dans lequel viennent précipiter de nouveaux PdC.

Les résultats issus de cette corrélation sont dispersés mais pourraient être améliorés si l'ensemble des tranches avaient également été étudiées par des analyses destructives.

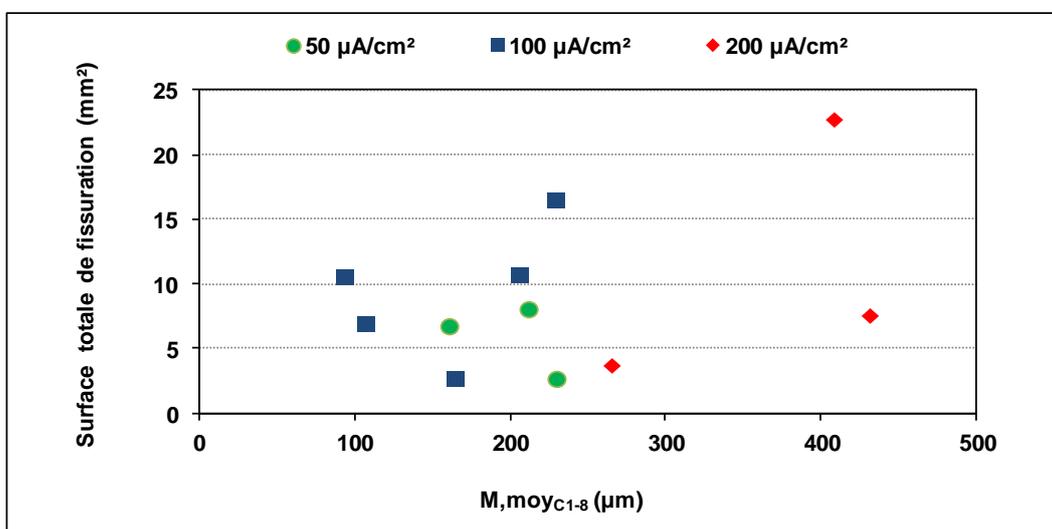


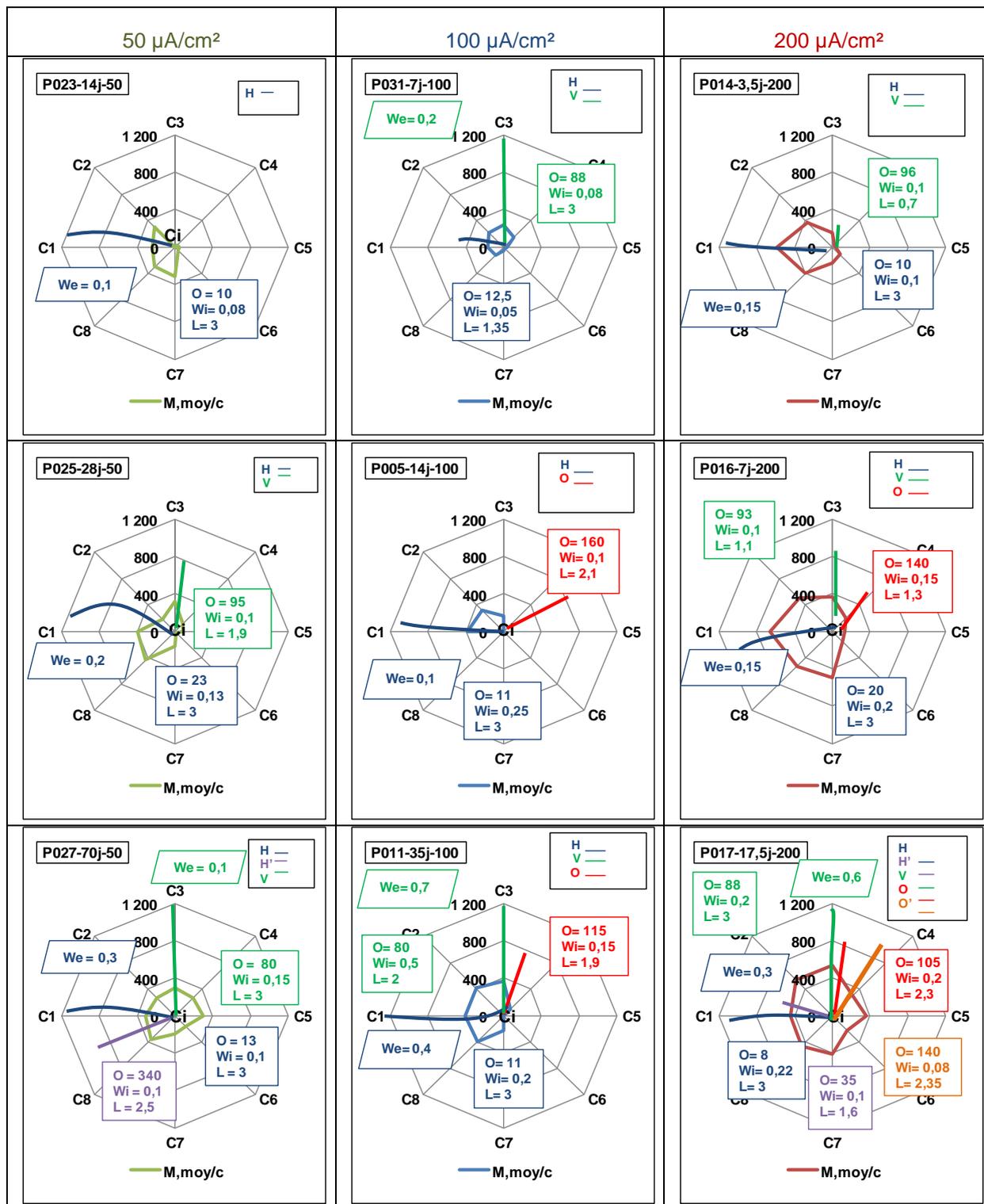
Figure V-14. Evolution de la surface totale de fissuration en fonction de la moyenne des PdC sur les huit cadrans de la circonférence de l'armature en considérant la moyenne sur les trois échantillons E10, E13 et E16 'M, moy_{C1-8}'

V.4.2 Complémentarité des approches pour établir un bilan de la corrosion

Afin de corréler les inspections visuelles externes aux investigations internes, le Tableau V-10 résume, pour les trois densités de courant, l'ensemble des résultats des caractérisations de la corrosion depuis l'armature (centre du graphique) jusqu'à l'extérieur des prismes (périphérie du graphique), à savoir :

- La moyenne des épaisseurs des PdC pour chaque cadran ($M, moy_{/C}$) est indiquée dans le graphique radar,
- Les caractérisations des faciès de fissuration interne (orientation "O" (degrés), ouverture de fissure "Wi" (mm) et longueur de fissure "L" (cm) sont respectivement indiquées dans un rectangle
- L'ouverture maximale (We (mm)) du faciès de fissuration externe (fissure visible en parement) est indiquée dans un parallélogramme.

Tableau V-10. Bilan de l'état de fissuration, de l'interface à la fissuration interne jusqu'à l'extérieur du prisme



D'après le Tableau V-10, pour les prismes contenant une fissure de type H débouchante (cas des prismes P014-3,5j-200, P016-7j-200, P025-28j-50, P005-14j-100), l'épaisseur maximale des PdC (entre 300 et 500 μm) est localisée dans le cadran C1 au droit de la

fissure H débouchante. La fissure H est perpendiculaire au plan dans lequel se trouvent les épaisseurs importantes de PdC (comme par exemple les épaisseurs localisées sur les cadrans C8 et C3 du prisme P025-28j-50). Lorsque la fissure H est débouchante, elle est alors visible à l'extérieur sur la face F. La présence d'une fissure débouchante favorise l'échange avec l'extérieur ce qui accélère le phénomène de corrosion au droit de la fissure et par conséquent une localisation importante de PdC (500 μm d'épaisseur) a été détectée.

Suite aux phénomènes observés autour de l'apparition de la fissure H, pour des durées de Corrac élevées, la fissuration est rencontrée sur les deux faces F et T (cas des prismes P027-70j-50, P011-35j-100 et P017-17,5j-200). L'apparition de la fissure verticale en face T résulte de la production importante de PdC dans la zone des cadrans C1 et C8 consécutivement au fait que la fissure H est déjà débouchante. La pression exercée par les PdC dans la zone de ces cadrans engendre la fissure de traction V qui débouche en face T. Suite à ces mécanismes, les PdC s'accumulent dans les cadrans C1, C2 et C3 au droit des fissures débouchantes H et V.

La formation de PdC sur les cadrans C2 et C3 en premier temps (étant donné que la contre électrode était posée sur la face T) engendre un décollement de l'interface acier/béton créant des vides au niveau des cadrans C7 et/ou C8 (voir partie IV.3.1). Suite à ce décollement, une dissolution/diffusion et précipitation de fer dans ces vides depuis les cadrans C1, C2 et C3 a lieu.

Les faces du prisme ne sont pas équivalentes en termes d'épaisseur d'enrobage et d'environnement ce qui peut conduire à des gradients de concentration en humidité et en ions chlorure qui expliquent l'hétérogénéité de la corrosion.

Tous ces phénomènes expliquent l'accumulation importante de PdC dans les cadrans C7, C8, C1, C2 et C3.

Dans une étude de Zhao [150] qui a été détaillée dans le paragraphe IV.3.1, le faciès de fissuration contient deux fissures débouchantes (Figure V-15). Les résultats de notre étude sont en accord avec l'étude de Zhao qui explique que l'épaisseur importante de PdC à l'interface acier/béton est la conséquence de la présence de fissures débouchantes.

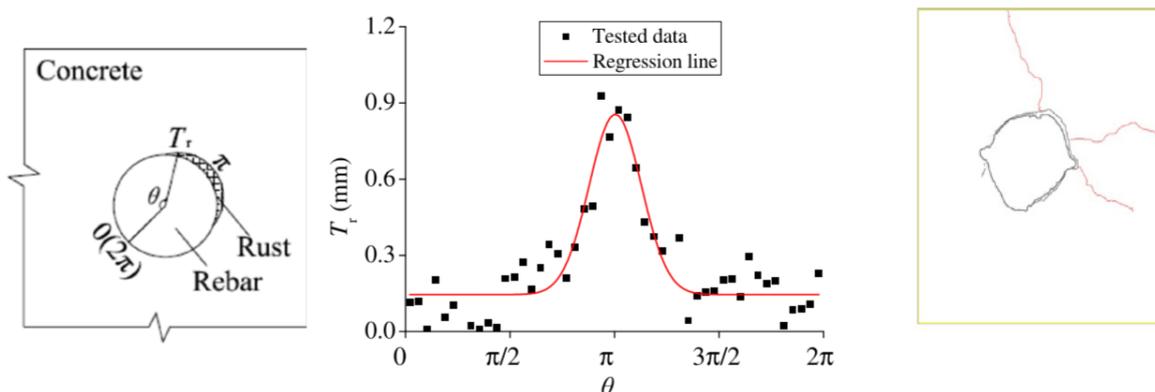


Figure V-15. Localisation des PdC et faciès de fissuration résultant d'après l'étude de Zhao [150]

L'épaisseur maximale de PdC est localisée sous la contre électrode tant que le prisme n'est pas encore fissuré. Cette hypothèse est en accord avec les résultats de Cao [187] qui montrent que les PdC sont localisés sur une seule zone de l'armature. L'étude de Cao a été détaillée dans le paragraphe IV.3.1. Aucune information n'est fournie concernant le faciès de fissuration.

D'après cette analyse, les facteurs qui peuvent influencer la localisation d'une épaisseur importante de PdC se résument en deux points :

- avant fissuration du béton d'enrobage et dans le cas où les ions chlorure parcourent une distance faible et atteignent l'armature, ces conditions engendrent une déstabilisation d'une partie de la couche passive facilitant l'accès au métal et donc une accessibilité directe active le processus et implique la formation d'une épaisseur importante de PdC localisée à l'interface acier/béton au droit de la surface de pénétration des ions chlorure.

- après fissuration externe du corps d'épreuve (fissures de traction débouchantes), un chemin préférentiel des ions chlorure se crée si la fissure est en T facilitant l'accès au métal. Dans le cas où le prisme est fissuré en F, l'eau et l'oxygène peuvent accéder directement au métal ce qui permet d'accélérer le processus de corrosion. Dans ces conditions, les épaisseurs de PdC importantes sont localisées à l'interface acier/béton au droit des fissures débouchantes.

Il apparaît que l'ouverture des fissures observables sur le parement ne reflète pas ce qui se passe à l'intérieur des corps d'épreuve, notamment en termes de localisation et d'épaisseur des PdC. Le développement de la corrosion dépend des gradients en humidité et en teneur en ions chlorure. Par exemple pour une ouverture de fissure extérieure de 0,3 mm en face F, ce n'est pas le même état interne de fissuration qui a été relevé pour les prismes P017-17,5j-50 et P027-70j-50.

Pour mieux comprendre le comportement des prismes corrodés, les simulations numériques présentées dans le chapitre VI (partie VI.3.5) sont discutées et comparées aux faciès de fissuration présentés dans le Tableau V-10 (cas des faciès de fissuration à 3500 $\mu\text{A.j}/\text{cm}^2$).

En résumé, pour les trois densités de courant, une fissuration externe a toujours été rencontrée sur la face F (excepté à 5j pour 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$) et une fissure supplémentaire est généralement apparue sur la face T lorsque les durées de Corrac étaient plus longues. La fissuration externe du parement du prisme en béton armé est une fissure longitudinale qui suit le tracé de l'armature et qui peut s'expliquer par le faciès de fissuration interne (partie V.2).

La fissure de la face F résulte de la formation de PdC sur les cadrans C2 et C3 en premiers temps étant donné que la contre électrode était posée sur la face T, les lignes de courant étaient donc plus importantes entre l'armature et cette face et les PdC se sont formés dans un premier temps sur les cadrans C2 et C3 (Figure V-16-a). Ces PdC ont engendré des fissures de traction (se trouvant dans un plan perpendiculaire à l'effort de pression exercé par les PdC) dont la fissure H qui lorsqu'elle est débouchante est alors visible à l'extérieur sur la face F (Figure V-16-b). L'apparition de la fissure verticale en face T résulte de la production de plus de PdC dans un deuxième temps dans la zone des cadrans C1 et C8 étant donné que la fissure H est déjà débouchante (Figure V-16-c). La pression exercée par les PdC dans la zone de ces cadrans engendre la fissure de traction V qui débouche en face T. L'absence d'une deuxième fissure verticale vers le bas d'orientation 270° est probablement due au confinement important de la zone des cadrans C5 et C6 de l'interface acier/béton.

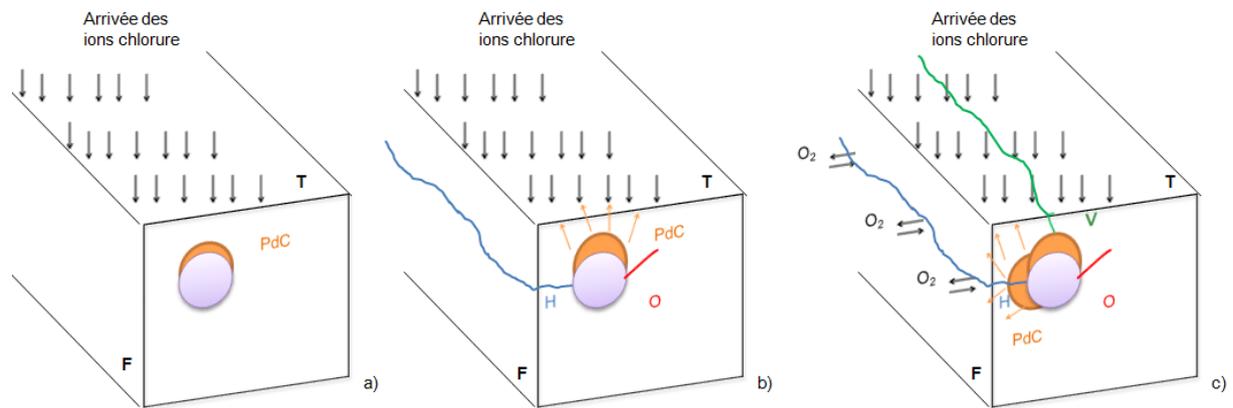


Figure V-16. Mécanismes de fissuration interne et conséquence sur la fissuration externe lors de l'essai de corrosion accélérée sous courant imposé et apport d'ions chlorures

V.5 Adhérence acier/béton

Comme il a été discuté dans l'introduction de ce manuscrit, l'une des conséquences néfastes de la corrosion des armatures réside dans la dégradation de l'interface acier/béton. En complément de l'étude locale des PdC, il a donc été décidé de mener une campagne d'essais à une échelle représentative de celle des structures de génie civil et visant à évaluer l'évolution de l'adhérence lors de la corrosion.

Des corps d'épreuve destinés à l'étude de l'évolution de l'adhérence acier/béton ont été soumis à une corrosion accélérée suivant un protocole identique à celui subi par les prismes utilisés pour le suivi du faciès de fissuration induits par la corrosion. La tension électrique et les caractérisations électrochimiques ont été effectuées et sont présentées en Annexe 14 et Annexe 15. Les résultats confirment un développement de la corrosion conforme aux attentes.

Les échéances pour les tests d'arrachement ont permis des durées de corrosion accélérée qui impliquent toutes un taux de corrosion suffisant pour faire apparaître des macros fissures et diminuer la force d'arrachement. Les ouvertures de fissures maximales mesurées en parement à la fin de l'essai de corrosion accélérée sont présentées dans l'Annexe 16.

V.5.1 Evolution de la résistance de l'interface acier/béton pour une même charge totale de courant

La Figure V-17 présente l'évolution de la résistance en cisaillement des corps d'épreuve en fonction de la charge totale de courant. La résistance en cisaillement à la rupture ζ_{max} , est calculée à partir de l'effort de traction P en supposant que la longueur d'adhérence l_a (longueur de l'armature en contact avec le béton) est suffisamment faible pour considérer que la contrainte d'adhérence est constante sur cette longueur. Il vient alors d'après la Rilem [111]:

$$\tau = \frac{P}{d l_a \pi} \quad (40)$$

La résistance d'interface acier/béton diminue en fonction de la charge totale de courant. Il est à noter que la résistance mécanique des corps d'épreuve témoins (charge totale de courant nulle sur la Figure V-17) est moins importante pour la série d'essais menés à une densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ que pour celle réalisée à 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Cette constatation peut s'expliquer en partie par la maturité moins importante du béton de la série à 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (essais menés 8 mois après la cure) que celle de la série à 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (13 mois après la cure, comme celle à 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$).

Les résultats présentés sur la Figure V-17 semblent indiquer que pour une même charge de courant, plus la densité de courant est faible plus la résistance mécanique est importante (c'est-à-dire plus la dissolution/diffusion/précipitation du fer dans les pores du béton a été lente, plus elle a été importante et s'est donc moins concentrée à l'interface acier/béton en y créant un endommagement local du béton).

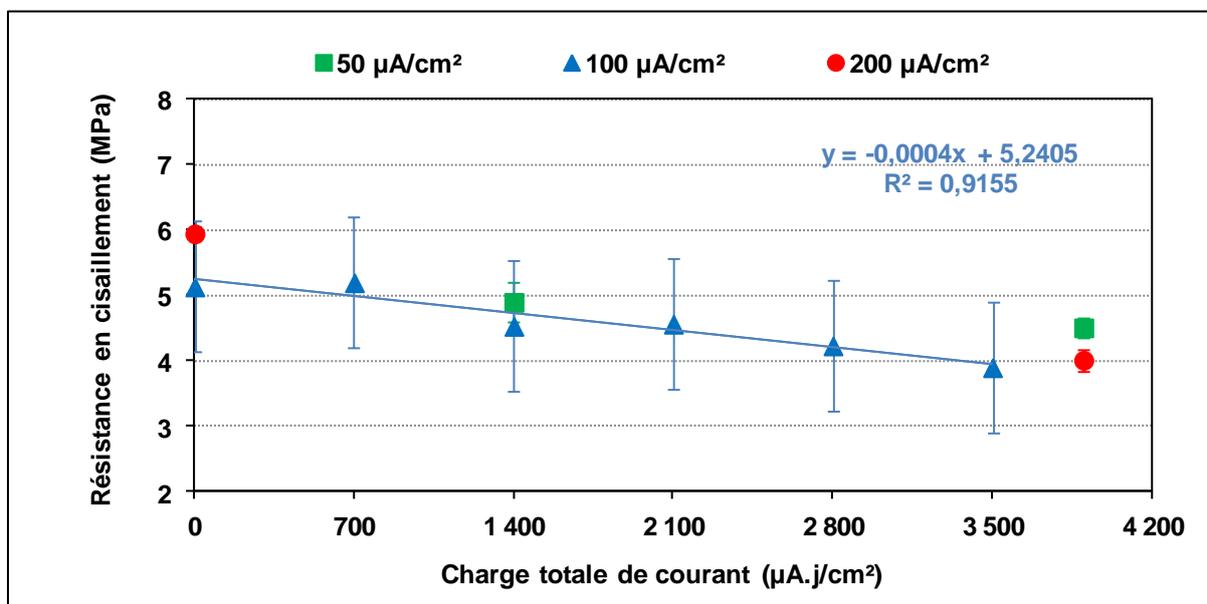


Figure V-17. Evolution de la résistance en cisaillement en fonction de la charge totale de courant

V.5.2 Mode de rupture

Les essais d'arrachement ont systématiquement mené à une rupture des prismes par éclatement du béton d'enrobage (l'angle en béton est désolidarisé du reste du prisme (Figure V-18)). Dans ce paragraphe l'idée est de vérifier si ce résultat est cohérent avec ceux de la littérature.

Pour placer nos résultats dans la Figure V-19, le taux de corrosion des prismes testés lors des essais d'arrachement a été calculé. Le taux de corrosion a été calculé selon la méthode utilisée par Fang [208], Almusallam [209] et Al-sulaimani [62]. Le taux de corrosion est défini par le rapport de la perte de masse (issu de la loi de Faraday) sur la masse initiale de l'armature selon :

$$\text{Taux de corrosion} = \frac{M \cdot I \cdot t}{Z \cdot F \cdot \rho \cdot V} \quad (41)$$

où M (kg/mol) est la masse molaire de l'acier, I (A) est l'intensité de courant, t (s) est la durée de corrosion, Z est la valence du fer prise égale à deux dans notre étude et dans les études de Fang [208], Almusallam [209] et Al-sulaimani [62], F est la constante de Faraday, V (m³) est le volume initial de l'acier.



Figure V-18. Ruine d'un corps d'éprouve (P064-28j-50) qui montre l'éclatement du béton d'enrobage

Afin d'analyser les résultats obtenus, il convient de rappeler les travaux de Tepfers [210]. Tepfers a tout d'abord identifié que la contrainte de cisaillement à la rupture (notée ζ_{\max} , et qui est moyennée sur la longueur de contact entre l'armature et le béton) est une fonction de la résistance en traction du béton (f_{ct}), de l'enrobage de l'armature (c) et du diamètre de celle-ci (d). Pour proposer une représentation bidimensionnelle des résultats, Tepfers a considéré les deux rapports ζ_{\max}/f_{ct} et c/d . La Figure V-19 représente donc l'évolution de ζ_{\max} (MPa)/ f_{ct} (MPa) en fonction de c/d . Deux solutions analytiques de cette évolution ont été proposées par Tepfers. Elles sont représentées par les deux droites de la Figure V-19 et bornent les résultats expérimentaux. A partir d'une représentation ζ_{\max}/f_{ct} en fonction de c/d , Torre-casanova [104] indique que deux modes de rupture peuvent être identifiés. Les essais menés sur des corps d'éprouve présentant un rapport c/d inférieur à un seuil proche de 4 mènent à une rupture par éclatement du béton. Pour ce cas de rupture, la fissuration initiée à l'interface acier/béton traverse l'éprouvette et atteint la surface extérieure du cylindre. La deuxième partie de la figure (c/d supérieur à la valeur seuil) correspond à une rupture des éprouvettes par arrachement de l'armature. Dans ce cas, l'endommagement de l'éprouvette reste localisé au centre de l'éprouvette. Il est important de noter que ces travaux correspondent à l'étude de corps d'éprouve non corrodés dont les géométries peuvent différer de celles des corps d'éprouve utilisés pour des recherches sur les effets de la corrosion. En effet, pour de telles études ce sont des corps d'éprouves armés d'une armature de faible diamètre et présentant un enrobage important qui sont utilisés, car une telle configuration permet d'atteindre des taux de corrosion importants au niveau de l'interface acier/béton sans fissurer le corps d'éprouve de manière préjudiciable. Par exemple, dans l'étude de Fang [208], pour un enrobage de 7 cm, un diamètre d'armature de 2 cm, des degrés de corrosion de 3,8% et 6% ont été atteints. Ainsi, les essais d'adhérence

ont systématiquement menés les corps d'épreuve à une rupture par arrachement de l'armature, que ce soit pour les prismes témoin ou les prismes corrodés.

Dans l'étude d'Almusallam [71], pour un enrobage de 6,35 cm, un diamètre d'armature de 1,2 cm et une densité de $10\ 400\ \mu\text{A}/\text{cm}^2$, des degrés de corrosion de 3,6% et 15,65% ont été atteints. Là encore, des ruptures par arrachement ont été systématiquement observées.

Pour un enrobage de 7 cm, un diamètre d'armature de 1 cm et une densité de $2\ 000\ \mu\text{A}/\text{cm}^2$, Al-Sulaimani [62] a atteint des degrés de corrosion de 0,87%, 2,66%, 4,81% et 7,8% et a obtenu des ruptures par arrachement de l'armature pour les prismes témoin et les prismes corrodées.

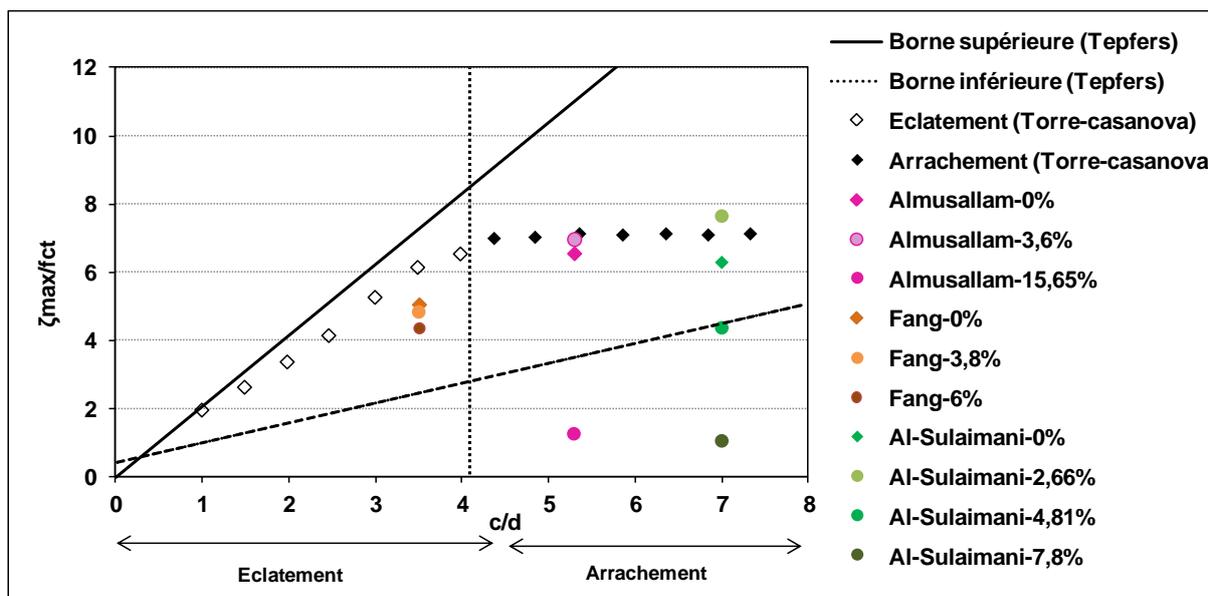


Figure V-19. Représentation synthétique de plusieurs études menées sur l'arrachement des armatures, représentées dans le plan (c/d) (ζ_{\max}/f_{ct}) (soit épaisseur d'enrobage/diamètre de l'armature, résistance en cisaillement de l'interface acier/béton/résistance à la traction du béton)

A partir des résultats de calcul du taux de corrosion, il a été possible de positionner nos résultats de la densité de courant de $100\ \mu\text{A}/\text{cm}^2$ sur la Figure V-20. Il apparaît alors que le mode de rupture constaté lors de nos essais est conforme aux conclusions des travaux de Tepfers, car il positionne clairement nos résultats expérimentaux dans la zone d'écrasement/éclatement du béton d'enrobage.

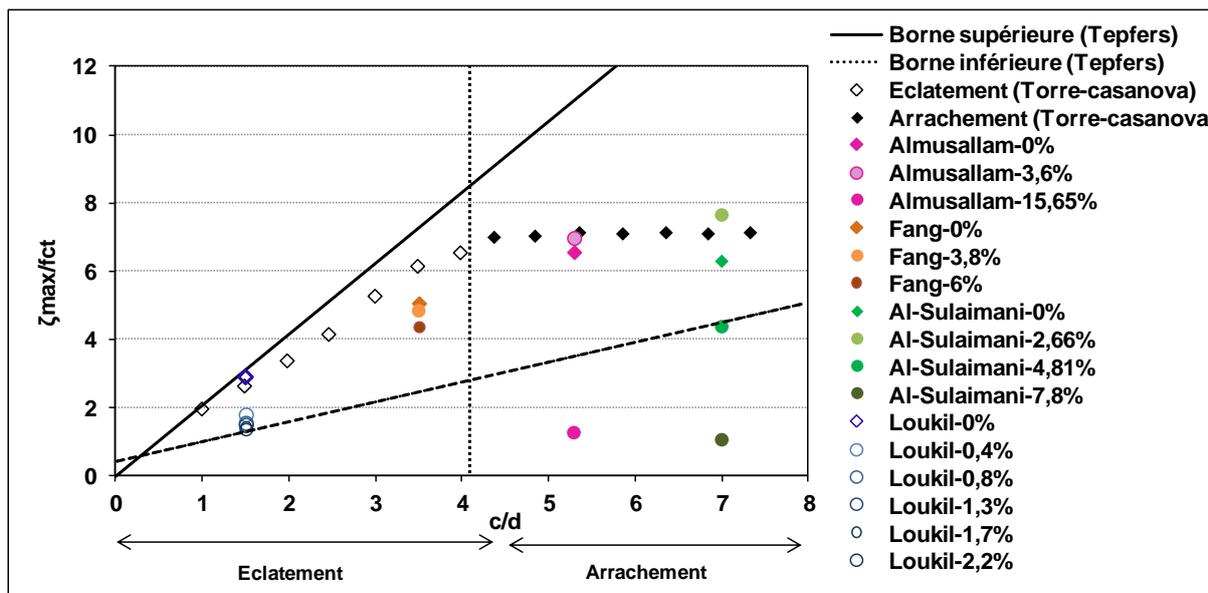


Figure V-20. Positionnement des résultats de notre étude par rapport aux études menées sur l'arrachement des armatures, représentées dans le plan (c/d) (ζ_{max}/f_{ct})

V.5.3 Comportement de l'interface acier/béton

Rappelons que lors de l'essai d'arrachement, des mesures de l'effort de traction exercé sur la partie libre de l'armature et des mesures de glissement de celle-ci sont réalisées en continu. Les Figure V-21, Figure V-22 et Figure V-23 montrent l'évolution de l'effort en fonction du déplacement pour les trois densités de courant 50, 100 et 200 $\mu A/cm^2$. Deux phases sont observées. Une première phase concerne la montée de l'effort induisant peu de glissement (de l'ordre de quelques micromètres) et une deuxième phase correspond à un palier pendant lequel l'armature glisse de manière plus importante sous un effort quasi-constant et ce jusqu'à rupture du prisme par éclatement du béton d'enrobage (l'angle en béton est désolidarisé du reste du prisme). Pendant la phase de montée de l'effort, l'adhérence entre l'acier et le béton est quasi-parfaite. Le béton restreint le mouvement de l'armature par un effet d'encastrement. Ceci autorise une déformation élastique dans la surface de contact. Au début de la deuxième phase, l'acier vient en buté contre le béton. La composante radiale de cet effort crée une pression supplémentaire à celle des produits de corrosion. L'ouverture des fissures devient plus importante et l'effet d'encastrement disparaît.

Il est à noter que les taux de corrosion des corps d'épreuve, même s'ils ont créé une fissuration de parement visible, sont trop faibles pour avoir nivelé la surface de l'armature en faisant disparaître les verrous ou en créant une interface de PdC facilitant le glissement d'interface PdC/béton. Ce n'est donc pas une réelle modification du comportement d'interface acier/béton qui est observée mais plutôt une rupture de l'interface acier/béton suite à l'éclatement du béton d'enrobage.

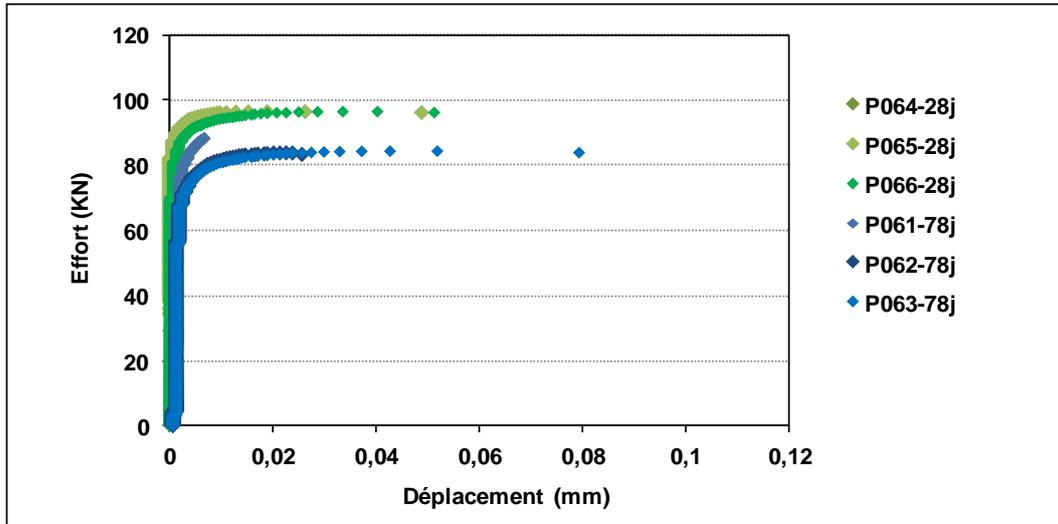


Figure V-21. Evolution de l'effort en fonction du déplacement pour des essais d'arrachement réalisés sur les corps d'épreuve corrodés suivant une densité de courant de $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ à différentes échéances (28j et 78j)

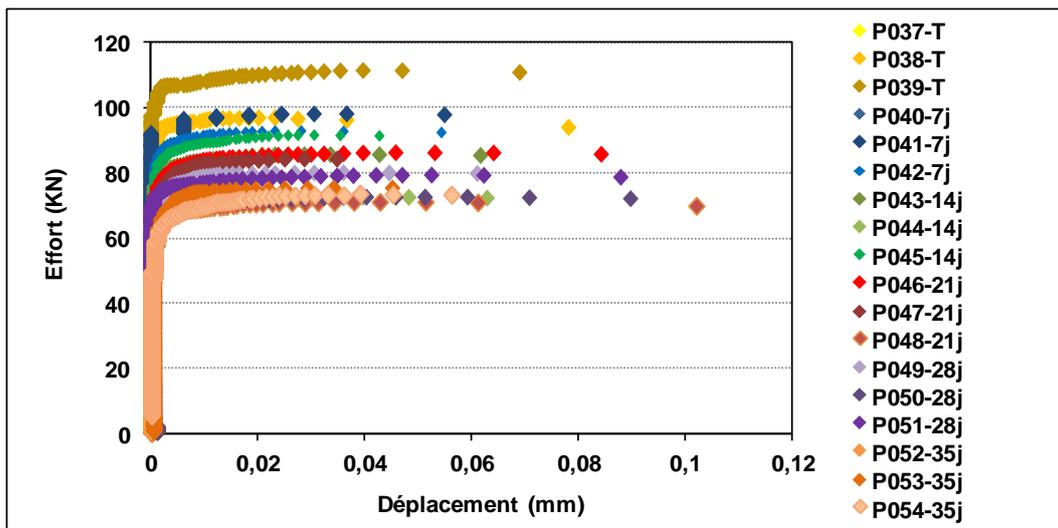


Figure V-22. Evolution de l'effort en fonction du déplacement pour des essais d'arrachement réalisés sur les corps d'épreuve corrodés suivant une densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ à différentes échéances (T=0j, 7j, 14j, 21j, 28j et 35j)

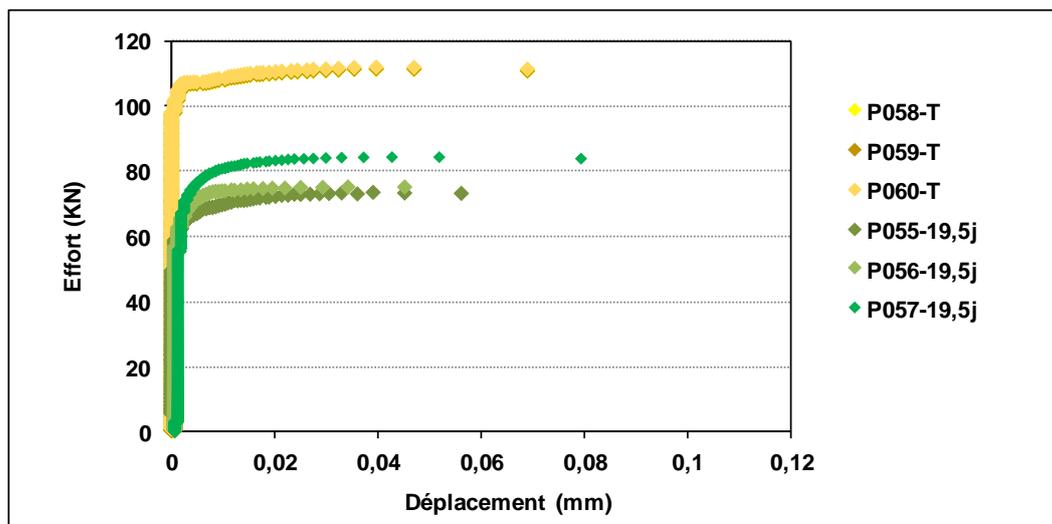


Figure V-23. Evolution de l'effort en fonction du déplacement pour des essais d'arrachement réalisés sur les corps d'épreuve corrodés suivant une densité de courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ à différentes échéances ($T=0\text{j}, 19,5\text{j}$)

V.5.4 Bilan des essais d'arrachement

L'état de l'art met en avant des densités de courant importantes associées à des rapports d'épaisseur d'enrobage de l'armature/diamètre de l'armature (c/d) importants qui permettent de dégrader rapidement l'interface acier/béton tout en conservant l'intégrité du corps d'épreuve (peu ou pas de fissuration en parement). Cependant, dans notre étude, différentes densités qui sont relativement faibles par rapport à celles mentionnées dans la littérature ont été mise en œuvre et en considérant un diamètre d'armature et une épaisseur d'enrobage réalistes. Les résultats des essais d'arrachement ont démontré que la fissuration du béton amenait le prisme à la rupture avant qu'il ne soit possible d'observer un changement de comportement de la liaison entre l'acier et le béton. Ces essais démontrent ainsi que, pour la géométrie de corps d'épreuve testée et pour les niveaux de corrosion envisagés, la fissuration induite par la corrosion est plus préjudiciable lors de l'essai d'arrachement que la dégradation d'interface acier/béton.

V.6 Principales conclusions de l'étude de la dégradation du béton et de l'interface acier/béton due à la corrosion

Une étude des dégradations du béton et de l'interface acier/béton a été réalisée. Les conclusions suivantes peuvent être établies :

- ❖ Pour la densité de courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, le nombre de fissures est plus important que le nombre de fissures des faciès issus des densités de courant de 50 et $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Ceci est probablement dû à l'épaisseur de PdC qui est deux fois plus importante que celle issue des densités de courant de 50 et de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. L'utilisation d'une densité de courant supérieure à $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ amplifie l'état de fissuration du prisme. Plus la densité de courant est importante, plus la cinétique est élevée et donc plus les conséquences mécaniques sont visibles rapidement.
- ❖ Pour une charge de courant de $3500 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, et en fin d'essai de corrosion accélérée, deux fissures débouchantes sont systématiquement observées, l'une

horizontale (orientée aux alentours de 0°) et l'autre verticale (orientée aux alentours de 90°) quelle que soit la densité de courant appliquée. La géométrie des fissures est liée à la géométrie des échantillons. La surface totale de fissuration devient plus importante lorsque la densité de courant augmente.

- ❖ Plus la densité de courant est importante, plus les phénomènes de dissolution d'une fraction des PdC dans la solution interstitielle du béton à l'interface PdC/béton et de re-précipitation un peu plus loin dans le béton sont limités et plus les phénomènes de croissance de la couche de PdC sont importants ce qui peut engendrer la fissuration des faces T et/ou F de manière précoce par accumulation de PdC. Lorsque la face T se fissure, les ions chlorure pénètrent dans la fissure créée ce qui accélère la production de plus de PdC et par la suite une ouverture de fissure plus importante en T qu'en F.
- ❖ Les facteurs qui peuvent influencer la localisation d'une épaisseur importante de PdC se résument en deux points :
 - avant la fissuration du béton d'enrobage et dans le cas où les ions chlorure parcourent une distance faible et atteignent l'armature, ces conditions engendrent une déstabilisation d'une partie de la couche passive facilitant l'accès au métal ce qui active le processus de corrosion et implique la formation d'une épaisseur importante de PdC localisée à l'interface acier/béton au droit de la surface de pénétration des ions chlorure.
 - après la fissuration externe du corps d'épreuve (fissures débouchantes), un chemin préférentiel des ions chlorure se crée si la fissure est en T facilitant l'accès au métal et donc l'eau et l'oxygène peuvent accéder directement au métal ce qui permet d'accélérer le processus de corrosion. Dans ces conditions, les épaisseurs de PdC importantes sont localisées aux droits des fissures débouchantes.
- ❖ Les essais d'arrachement ont démontré que l'effort nécessaire à l'extraction de l'armature diminue en fonction de l'augmentation du taux de corrosion. Les taux de corrosion étudiés sont trop faibles pour influencer la loi de l'interface acier/béton. Le mécanisme prépondérant de rupture pour la géométrie choisie est l'éclatement du béton d'enrobage.

V.7 Perspectives et pistes d'amélioration

- ❖ D'après l'expérimentation mise en œuvre dans cette étude, de nombreuses adaptations/innovations devront être apportées. Parmi ces dernières, il y a le suivi de l'évolution des dégradations (en termes de fissuration) sur un même prisme en section pour éviter les dispersions détectées au niveau des résultats et qui proviennent de l'hétérogénéité du béton mais également de la position des sites corrodés et moins corrodés qui se forment le long de l'armature et qui sont différents d'un prisme à l'autre.
- ❖ A la fin de la Corrac, il aurait été plus pertinent de choisir les prismes ayant des dégradations externes identiques pour poursuivre au mieux l'évolution de la fissuration au lieu de choisir le prisme ayant le J_{corr} le plus faible. Par exemple, il aurait été plus judicieux de choisir tous les prismes fissurés en face F.

- ❖ La quasi-absence de glissement entre l'acier et le béton n'a pas permis d'aboutir à des quantifications utilisables pour modéliser le comportement de l'interface acier/béton. Néanmoins, cette absence de données constitue un retour d'expérience utile à la mise au point future d'essais similaires avec d'autres géométries qui restent nécessaires pour la formulation de lois de comportement de l'interface acier/béton traduisant l'effet de la perte d'adhérence à l'interface acier/béton et la dégradation des performances induite due à la corrosion.
- ❖ L'ensemble des données est issu d'essais en laboratoire, où l'essentiel des paramètres est contrôlé. Néanmoins, il convient de se poser la question de la pertinence de ces essais et des résultats correspondants par rapport à des matériaux in situ. Afin de répondre à cette interrogation, la réalisation d'essais à très long terme en vieillissement naturel en complément d'études et de modélisations des phénomènes à l'échelle macroscopique pourrait être envisagée. Si de telles expérimentations sont très délicates à mettre en œuvre, il ne nous semble pas possible d'en faire l'économie pour progresser dans la maîtrise du vieillissement des ouvrages atteints de corrosion. L'objectif final étant de modéliser le comportement d'ouvrages réels, il semble nécessaire de confronter nos prédictions à cette réalité dans des cas bien documentés.

Chapitre VI Modélisation du comportement mécanique de prismes en béton armé corrodés

Chapitre VI Modélisation du comportement mécanique de prismes en béton armé corrodés

VI.1 Introduction

Une fois la corrosion amorcée, les PdC se développent à l'interface acier/béton. Leur accumulation produit des contraintes causant la fissuration de l'enrobage en béton dès que la résistance en traction du béton est dépassée. L'apparition des signes de corrosion d'une structure en béton armé en parement (fissures et taches de rouille), signifie que la dégradation interne est déjà avancée. Cependant, pour déterminer l'avancement de l'état de dégradation interne, il faut avoir recours soit à une méthode de contrôle non destructive soit à une interprétation par méthode inverse basée sur un modèle prédictif des effets de la corrosion sur le béton armé. Dans cette étude, l'ambition étant de corrélérer l'état de dégradation externe à celui de la corrosion interne de la structure, l'option choisie est le recours à une interprétation des effets de la corrosion par la modélisation. Ce choix se fonde sur le fait que la modélisation numérique est un moyen de réaliser des études (notamment paramétriques) à faible coût.

La modélisation mise en œuvre vise tout d'abord à reproduire les résultats expérimentaux de la campagne expérimentale (présentée au Chapitre IV et au Chapitre V) dans le but, en premier lieu, de mieux comprendre les effets de la corrosion sur le béton armé ainsi que les phénomènes mis en évidence et en second lieu de tenter de faire ressortir le lien qui pourrait exister entre les dégradations internes (à l'interface et dans l'enrobage béton) et externes du corps d'épreuve, dues à la corrosion.

Les résultats expérimentaux ont permis d'obtenir des données telles que les épaisseurs des PdC à l'interface acier/béton, l'orientation, l'ouverture et la longueur des fissures internes et l'ouverture maximale des fissures externes. Dans l'approche numérique proposée, les épaisseurs de PdC sont à considérer comme les données d'entrée de la modélisation. Les données de sortie (i.e. résultats) de cette modélisation sont les cartographies de fissuration (orientation, ouverture et longueur de fissures).

Etant donné la dispersion des résultats expérimentaux obtenus et exposés au Chapitre IV et au Chapitre V, il s'est avéré difficile de les interpréter de manière synthétique et d'en tirer des tendances nettes. Au cours du processus de fissuration du béton armé induit par la corrosion, de nombreux phénomènes se produisent et il est parfois difficile de les attribuer à un paramètre plus qu'à un autre. Néanmoins, la modélisation numérique est un outil capable d'ouvrir des pistes vers une compréhension fine des phénomènes a priori difficilement interprétables expérimentalement. Elle permet, par exemple, de hiérarchiser les paramètres influençant la fissuration du béton induite par la corrosion.

Une modélisation complète visant à prédire l'ensemble des processus de corrosion durant la durée de vie d'un ouvrage nécessiterait de mettre en place une modélisation capable de rendre compte de l'initiation et de la propagation de la corrosion. La démarche de calcul pourrait alors se décomposer de la manière suivante :

- 1) Modéliser la cinétique de croissance des PdC par un déplacement imposé à l'interface entre l'acier et le béton sans tenir compte de manière explicite de la couche de PdC.
- 2) Intégrer l'effet du temps dans la modélisation dans le but de vérifier l'instant d'apparition de la fissuration.

- 3) Modéliser l'effet de la zone poreuse et de la migration des PdC dans les fissures sur la fissuration du béton d'enrobage.
- 4) Intégrer un modèle d'interface acier/béton (ici le modèle de Richard [134]) afin d'étudier l'impact du comportement de l'interface acier corrodé/béton modifié par la fissuration dans le cas d'un chargement externe comme une flexion par exemple.
- 5) Modéliser de manière explicite l'évolution des PdC

A l'issue de chaque phase, une confrontation des résultats numériques aux résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de cette étude ou tirés de la littérature devrait alors être réalisée pour valider chaque étape.

Dans le cadre de notre étude, seule la phase associée à la croissance de la corrosion (étape 1) est réalisée. Les autres étapes font ou feront l'objet de travaux menés au sein du laboratoire et ne seront pas traitées dans le cadre de cette thèse.

L'objectif des travaux numériques décrits dans ce chapitre est d'apporter des éléments visant à comprendre le lien entre l'épaisseur et la localisation de la couche des PdC vis-à-vis du schéma de fissuration du béton d'enrobage.

Dans ce chapitre, la modélisation mise en place est présentée avec les différents paramètres considérés. Ces derniers sont les propriétés mécaniques du béton, en portant une attention particulière à l'hétérogénéité de ce matériau (liée notamment à sa granulométrie) ainsi qu'à l'expansion des PdC et leur localisation. Suite à la mise en place de l'approche, une étude de sensibilité est réalisée sur les paramètres liés à la modélisation numérique tels que les conditions aux limites, le maillage et l'hétérogénéité du béton. Ensuite, des simulations numériques sont effectuées afin de retrouver la localisation de la couche de PdC induisant la fissuration observée expérimentalement. De plus, une comparaison entre les résultats de notre étude et ceux de la littérature est réalisée afin de positionner nos travaux dans un cadre plus large. Pour finir, plusieurs pistes d'amélioration des travaux réalisés sont proposées.

VI.2 Approche de modélisation

VI.2.1 Comportement mécanique du matériau béton

Le béton est un matériau hétérogène dont les propriétés mécaniques dépendent essentiellement de la formulation (par exemple, le rapport e/c). Sous chargement de traction uni-axiale, le comportement du béton peut être décrit en trois phases (Figure VI-1).

1. La phase élastique : jusqu'à environ 80% de la limite en traction du béton, les microfissures dues principalement au phénomène de retrait n'évoluent quasiment pas ce qui implique un comportement élastique linéaire.
2. L'amorçage et la propagation des microfissures avant le pic : les microfissures se propagent ce qui annonce le début du comportement non linéaire du béton. Cette dégradation progressive du béton entraîne une modification de ses propriétés mécaniques.
3. Le comportement post-pic : les microfissures continuent de se propager et leur coalescence donne naissance à des macrofissures. Un comportement adoucissant est constaté en phase post-pic dû à la poursuite de la dégradation du béton et s'achevant par la ruine du corps d'épreuve.

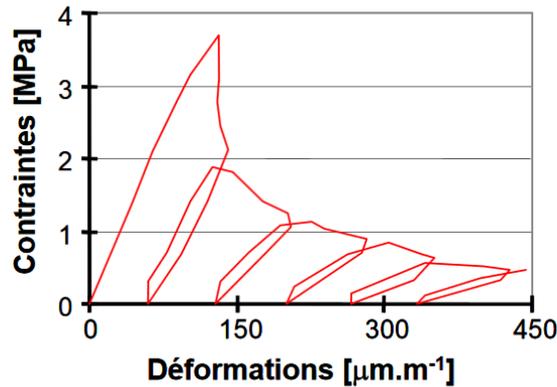


Figure VI-1. Comportement mécanique du béton en traction [203]

Le béton possède un comportement fragile en traction et plus ductile en compression. Dans la littérature, d'autres caractéristiques du béton ont été mises en évidence telles que l'effet unilatéral (restauration progressive de la raideur par refermeture de fissure) lors de cycles traction/compression, les déformations permanentes et les effets hystérétiques (associés aux frottements entre les lèvres des fissures) dans le cas de chargements cycliques.

Pour les applications visées dans cette étude, seul le comportement quasi-fragile du béton en traction est considéré étant donné que la fissuration de l'enrobage est induite par des contraintes de traction générées par le développement des PdC.

Pour réaliser une simulation fidèle restituant des schémas de fissuration pertinents, il est donc primordial de sélectionner un modèle adapté aux spécificités de notre étude. Pour des raisons pratiques, certains critères supplémentaires doivent être à considérer comme le temps de calcul qui est lié au type de modèle et donc à la manière de représenter la fissuration (fissures explicites avec un décollement entre éléments ou une scission de l'élément).

Il existe différentes manières de modéliser le comportement mécanique du béton qui peuvent être classifiées suivant deux types d'approches : les modèles basés sur la mécanique des milieux continus (les modèles cohésifs, de fissuration diffuse [12], [211], de plasticité [212] et d'endommagement [213]) et les modèles basés sur la mécanique des solides rigides (modèles aux éléments discrets [214], [215]).

Pour la suite de l'étude, le choix est porté sur un modèle d'endommagement pour la modélisation du matériau béton, justifié par son cadre approprié aux calculs de structures. En effet, la mécanique de l'endommagement est considérée comme l'une des théories représentant le mieux la physique du comportement du béton. La dépendance des modèles d'endommagement au maillage a été résolue grâce aux techniques de régularisation telles que l'approche non locale [212], [216] ou énergétique [217].

VI.2.2 Théorie de l'endommagement et choix du modèle

La théorie de l'endommagement permet de disposer d'un outil capable de mesurer et modéliser la dégradation progressive du matériau en fonction du chargement. Elle implique l'hypothèse d'un état initial dans lequel le matériau est sain, c'est-à-dire où l'endommagement est nul. Un matériau est endommagé si sa microstructure n'est plus continue, des microfissures apparaissent alors. Pour quantifier l'endommagement, la notion de surface effective est introduite ainsi que la définition de la contrainte effective $\tilde{\sigma}$ définie comme le rapport de l'effort appliqué F sur la surface effective \tilde{S} (la matière saine). En effet, la surface S sur laquelle s'applique la force F est considérée comme la somme d'une surface

effective \tilde{S} et d'une surface endommagée S_D (les fissures). La contrainte effective s'écrit donc :

$$\tilde{\sigma} = \frac{F}{\tilde{S}} = \frac{F}{S - S_D} = \frac{F}{S \left(1 - \frac{S_D}{S}\right)} = \frac{F}{S(1 - D)} \quad (42)$$

Où le terme $\frac{S_D}{S}$ représente la variable d'endommagement D. Dans le cas d'un modèle d'endommagement isotrope la variable D est un scalaire.

Parmi les nombreux modèles d'endommagement existants, notre choix s'est porté sur le modèle de Mazars [213] qui est un modèle largement utilisé dans le monde industriel et de la recherche du fait de sa (relative) simplicité et de sa robustesse numérique. Il est de plus particulièrement adapté à notre cas d'étude, dans lequel les phénomènes à représenter en termes de fissuration se produisent sous chargement monotone, avec essentiellement des ouvertures de fissures en mode I.

Le modèle de Mazars est un modèle rendant compte d'un comportement élastique-endommageable isotrope et considérant la dissymétrie traction/compression ainsi que le caractère adoucissant du comportement du béton en phase post-pic.

La formulation de la loi de comportement du modèle de Mazars s'écrit de la manière suivante :

$$\sigma = (1 - D) C \epsilon \quad (43)$$

Avec C la matrice de rigidité du matériau sain. La variable scalaire d'endommagement D appartient à l'intervalle [0,1]. L'évolution de D est définie par un critère écrit en déformation équivalente ϵ_{eq} . ϵ_{d0} est une valeur seuil d'endommagement. La définition de ϵ_{eq} est basée sur les déformations principales positives d'extension ϵ_i :

$$\epsilon_{eq} = \sqrt{\sum_{i=0}^3 \langle \epsilon_i \rangle_+^2} \quad (44)$$

Où l'introduction de la partie positive des déformations $\langle \rangle_+$ permet de différencier les états d'extension et de contraction liés au chargement.

Lorsque la déformation équivalente ϵ_{eq} atteint la valeur de la déformation seuil d'endommagement ϵ_{d0} , l'endommagement s'active.

D est défini comme une combinaison de deux modes d'endommagement définis par D_t et D_c variant entre 0 et 1 selon l'état d'endommagement associé, et correspondent respectivement à l'endommagement en traction et en compression. La relation liant ces variables est la suivante :

$$D = \alpha_t^\beta D_t + \alpha_c^\beta D_c \quad (45)$$

Où β est un coefficient qui a été introduit pour améliorer le comportement en cisaillement. Usuellement sa valeur est fixée à 1,06. Les coefficients α_t et α_c réalisent un lien entre

l'endommagement et l'état de traction ou de compression. Lorsque la traction est activée $\alpha_t = 1$, alors $\alpha_c = 0$ et inversement en compression. Les lois d'évolution des variables d'endommagement D_t et D_c s'expriment à partir de la déformation équivalente ϵ_{eq} :

$$D_t = 1 - \frac{(1 - A_t)\epsilon_{d0}}{\epsilon_{eq}} - A_t e^{(-B_t(\epsilon_{eq} - \epsilon_{d0}))} \quad (46)$$

$$D_c = 1 - \frac{(1 - A_c)\epsilon_{d0}}{\epsilon_{eq}} - A_c e^{(-B_c(\epsilon_{eq} - \epsilon_{d0}))} \quad (47)$$

avec A_t , A_c , B_t et B_c , des paramètres liés au matériau et qui doivent être identifiés sur les résultats d'essais de traction et compression. Ces paramètres permettent de moduler la forme de la courbe post-pic.

VI.2.3 Régularisation en énergie de fissuration [177]

Les modèles d'endommagement locaux montrent une forte dépendance à la taille du maillage élément finis. L'indépendance à la taille des mailles peut être obtenue par des techniques de régularisation. Plusieurs classes de régularisation existent dont la régularisation non locale et la régularisation par l'énergie de fissuration. Les méthodes non locales intégrales [212], [216] ou avec un gradient de variables internes [211], [218] sont généralement très coûteuses en temps de calculs et mènent à une diffusion importante de l'endommagement. Elles s'avèrent peu adaptées à notre cas d'étude portant sur la localisation de la fissuration. La Figure VI-2 montre les cartographies d'endommagement issues des deux approches de régularisation respectivement l'approche de régularisation non locale (Figure VI-2-a) et l'approche de régularisation par énergie de fissuration (Figure VI-2-b). Une comparaison entre les deux approches montre que l'approche par régularisation par énergie de fissuration produit un endommagement moins diffus. C'est donc une régularisation par l'énergie de fissuration qui a été adoptée pour nos simulations.

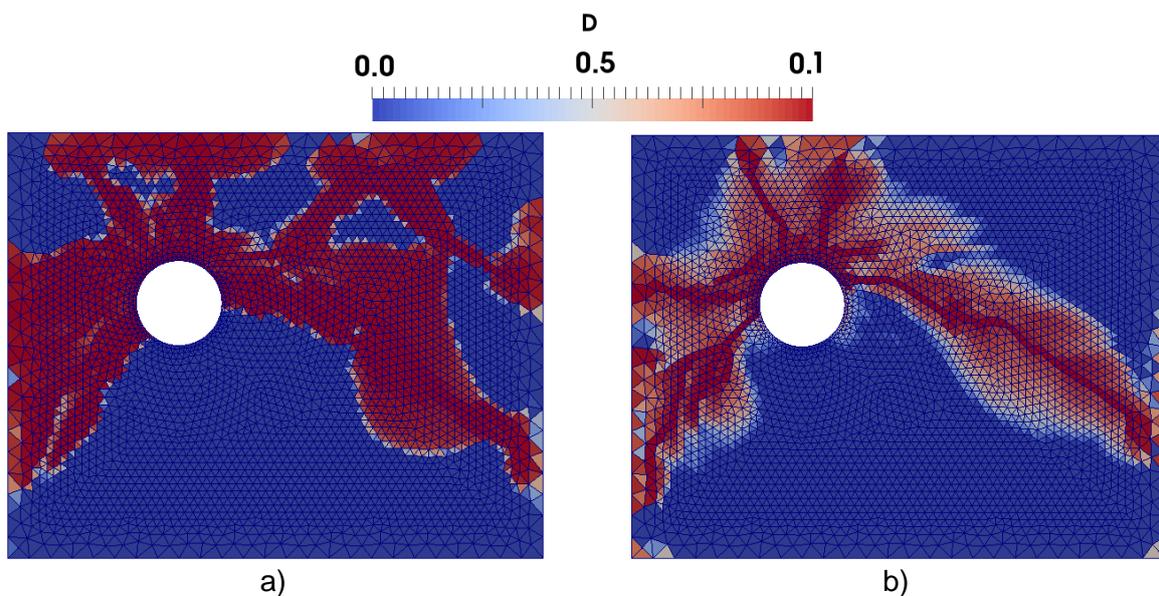


Figure VI-2. Approches de régularisation ; a) Approche non locale ; b) Approche énergétique

Dans l'approche de régularisation par l'énergie de fissuration, l'endommagement est localisé sur une bande de largeur h (taille de l'élément fini) [219]. La technique de régularisation énergétique permet de contraindre la bande de localisation à dissiper une énergie définie (énergie de fissuration G_f pour le béton).

D'après Matallah [220], l'énergie de rupture est donnée par :

$$G_f = h \int_0^\infty \sigma \, d\epsilon \quad (48)$$

Pour simplifier le calcul de régularisation, la loi d'évolution de D en traction est de type exponentielle décroissante [221]. L'expression de B_t (49) en fonction de la taille des éléments finis et de l'énergie dissipée par le matériau est la suivante :

$$B_t = \frac{h \cdot f_t}{G_f - \frac{h \cdot \epsilon_{d0} \cdot f_t}{2}} \quad (49)$$

f_t est la résistance à la traction.

VI.2.4 Mode de calcul des ouvertures de fissures

Dans le cas de modèles purement continus, la fissure n'est pas définie de manière explicite comme une discontinuité entre deux surfaces libres. Des méthodes de post-traitement ont donc été développées pour la quantification de la fissuration. L'utilisation de modèles continus tels que les modèles de comportement élasto-endommageable comme le modèle de Mazars ne permet pas de localiser de manière précise les fissures et de déterminer leur ouverture. C'est la raison pour laquelle l'obtention de ces données pour ce type de modèle nécessite l'utilisation d'un post-traitement. Ces méthodes s'appuient sur la régularisation associée au modèle d'endommagement.

Etant donné que dans notre étude, la régularisation énergétique a été choisie, la méthode de détermination des ouvertures et de localisation des fissures est une procédure appelée OUVFISS implémentée par Matallah dans Cast3M [220], [222]. La méthode est construite pour un modèle décrivant le comportement non linéaire du matériau en s'appuyant sur une régularisation énergétique de type Hillerborg [177]. La procédure OUVFISS calcule l'ouverture de fissure à partir de l'état de contrainte et des caractéristiques élastiques.

Un élément endommagé est traversé par une fissure unique et la partie du matériau non fissurée est élastique. Le résultat est la trace du tenseur d'ouverture de fissure.

La déformation ϵ de l'élément de taille h , se décompose en une déformation élastique ϵ_0 dans l'élément et un saut de déformation w^0 représenté par le tenseur d'ouverture unitaire de fissure ϵ_{ouf} . La contrainte effective $\tilde{\sigma}$ est obtenue à partir de la déformation ϵ et des caractéristiques initiales du matériau E et ν .

$$\tilde{\sigma}_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \epsilon_{ij} + \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \epsilon_{ij} \delta_{ij} \quad (50)$$

$$\epsilon_{ij} = \epsilon_{0ij} + \epsilon_{oufij} \quad (51)$$

$$\epsilon_{0ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (52)$$

$$\tilde{\sigma}_{ij} = \sigma_{ij} + \sigma_{anij} \quad (53)$$

En se basant sur les équations de (50) à (53),

$$\epsilon_{oufij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{anij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{ankk} \delta_{ij} \quad (54)$$

Avec,

$$\epsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \tilde{\sigma}_{ij} - \frac{\nu}{E} \tilde{\sigma}_{kk} \delta_{ij} \quad (55)$$

Le tenseur d'ouverture unitaire de fissure ϵ_{ouf} doit être multiplié par la taille de l'élément pour déterminer le tenseur d'ouverture de fissure : $w_{ij}^0 = h \epsilon_{oufij}$. L'ouverture de fissure pour une direction normale à la fissure est donnée par :

$$w_n^0 = n_i w_{ij}^0 n_j \quad (56)$$

La Figure VI-3 illustre la méthode sur un barreau en traction. L'endommagement se localise sur une bande de maille de largeur h . Cette méthode est utilisée pour la suite de l'étude couplée à une régularisation énergétique sur le modèle d'endommagement isotrope de Mazars. L'application présentée dans ce document fait apparaître principalement des ouvertures de fissures en mode I.

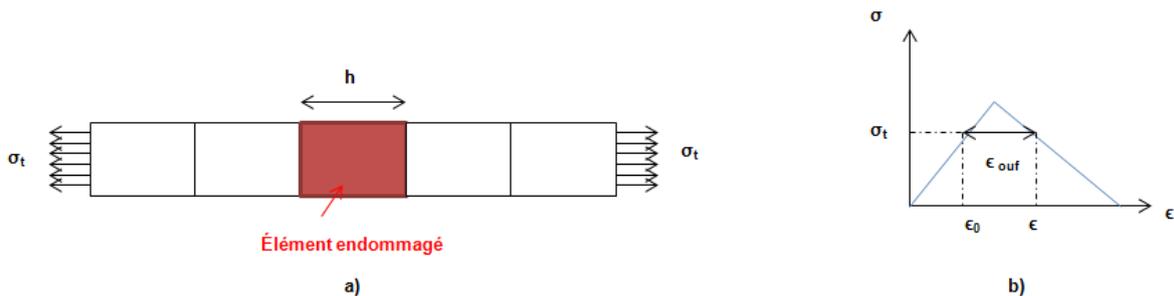


Figure VI-3. Méthode d'extraction de l'ouverture de fissure [223]

VI.2.5 Prise en compte de l'hétérogénéité du béton

Une des particularités du béton réside dans sa constitution composite incluant des granulats de diverses tailles et une pâte cimentaire qui peut avoir atteint différents niveaux d'hydratation dans un même volume. La structure du béton peut évoluer et sa résistance mécanique peut subir des dégradations chimiques et mécaniques. Ces aspects, couplés à une fragilité en traction, favorisent la complexité du matériau. Ce caractère fortement hétérogène du matériau entraîne qu'une description satisfaisante de son comportement mécanique s'avère plutôt complexe à l'échelle macroscopique. De plus, dans les chapitres IV et V, il a été mis en évidence que la disparité des résultats expérimentaux en termes de localisation des PdC et du faciès de fissuration provenait en grande partie de l'hétérogénéité du béton. Il est donc primordial de prendre en compte l'hétérogénéité du béton dans la modélisation numérique.

La technique retenue pour rendre compte de cette hétérogénéité est la méthode des bandes tournantes qui permet de générer un champ scalaire aléatoire gaussien stationnaire (de moyenne et écart-type constants) [224] [225] [226].

L'hétérogénéité du béton est ici créée en distribuant aléatoirement dans le domaine maillé des valeurs différentes de la déformation limite élastique en traction du béton. Les différentes valeurs générées pour cette limite sont obtenues à partir de sa valeur moyenne et d'un écart type associé ainsi qu'un paramètre appelé longueur de corrélation qui permet de créer différentes répartitions aléatoires à partir des mêmes valeurs de la moyenne et de l'écart type.

La moyenne et l'écart type de la déformation limite élastique du béton choisis pour générer les champs aléatoires correspondent aux valeurs obtenues expérimentalement.

La déformation limite élastique du béton devient donc une variable aléatoire spatialement corrélée ayant une valeur moyenne égale à $\frac{f_t}{E}$ et un coefficient de variation de 5 % (soit un écart type $s = 0,05 \varepsilon_{d0}$). Etant donné que le béton est modélisé par une loi de comportement sans discontinuité de type Mazars, le matériau est considéré comme un milieu continu, dont la variabilité spatiale de la déformation limite élastique (ε_{d0}) est modélisée dans le cadre des champs aléatoires. La déformation limite élastique du béton est considérée en tout point comme la réalisation d'un champ scalaire aléatoire gaussien stationnaire qui obéit à une loi de covariance exponentielle.

La matrice de covariance a pour expression :

$$C_{ij} = s^2 e^{-\sqrt{\left(\frac{d1^2}{\lambda1^2} + \frac{d2^2}{\lambda2^2} + \frac{d3^2}{\lambda3^2}\right)}} \quad (57)$$

Où s est l'écart type

($d1, d2, d3$) sont les coordonnées du vecteur liant deux points du maillage.

($\lambda1, \lambda2, \lambda3$) sont les longueurs de corrélation correspondantes dans les 3 directions.

Nous faisons l'hypothèse d'une corrélation isotrope. L'équation précédente devient alors :

$$C_{ij} = s^2 e^{-\left(\frac{d}{\lambda}\right)} \quad (58)$$

La valeur du paramètre λ reflète une longueur de corrélation isotrope.

VI.2.6 Modélisation de l'expansion des PdC

VI.2.6.1 Approche de modélisation des PdC

Les PdC étant des oxydes ou hydroxydes de fer sont dans la plupart des cas poreux et rigides et sont plus volumineux que les atomes de fer à partir desquels ils se sont formés. Au cours de la phase de propagation de la corrosion, les PdC s'accumulent à l'interface acier/béton ce qui a pour conséquence de générer une pression responsable de la fissuration du béton d'enrobage. Il existe deux principales approches pour prendre en compte cette expansion.

Dans la première approche, la corrosion est prise en compte de manière explicite. De sorte que les PdC sont considérés comme un matériau supplémentaire en plus du béton et de l'acier. Une des premières études basées sur les éléments finis sur la fissuration du béton armé induite par la corrosion aux éléments finis fut celle de Molina [80]. Elle a porté sur la fissuration du béton par expansion des PdC dans une approche bi-dimensionnelle. Dans ces

travaux, la couche de PdC est considérée élastique et discrétisée en couches concentriques autour de l'armature. Les propriétés des couches de corrosion ont été considérées comme étant celles de l'eau. En se basant sur le même type d'approche, Dekoster [94] a proposé une modélisation affectant aux PdC un comportement élastique linéaire.

Dans la seconde approche, la corrosion est considérée implicitement. Seul l'effet de l'expansion des PdC sur le béton est pris en compte. Les auteurs tels que Millard [60], L'Hostis [87], Richard [134] et Lundgren [181] ont modélisé l'expansion des PdC sans tenir compte de manière explicite des couches de PdC mais au travers d'une interface sans épaisseur entre l'acier et le béton.

Dans ces deux approches, il est nécessaire de connaître les propriétés mécaniques des PdC. Dans la littérature, certains travaux ont été réalisés pour déterminer les propriétés mécaniques des PdC (Tableau I-4). Ces derniers dépendent de certaines variables telles que le type et les caractéristiques des matériaux béton et acier, l'environnement agressif dans lequel se trouve le corps d'épreuve ainsi que la durée et le mode de corrosion (partie I.1.4.3).

Dans notre étude, la détermination des propriétés mécaniques des PdC n'a pas été réalisée et vu la dispersion des propriétés des PdC dont fait état la littérature, le choix est orienté vers une modélisation implicite de la couche de PdC. Seul l'effet de l'expansion des PdC sur le béton est donc pris en compte et les propriétés mécaniques des PdC ne sont pas alors considérées dans la modélisation.

VI.2.6.2 Types d'expansion des produits de corrosion

Dans un premier temps, les auteurs tels que Molina [80] et Dekoster [94] se sont intéressés aux effets sur la fissuration d'une corrosion uniformément répartie autour de la circonférence de l'armature. Il s'est avéré que considérer l'expansion des PdC de manière uniforme ne reflétait pas suffisamment la réalité. La prise en compte de la non-uniformité de l'expansion des PdC autour de l'armature a permis de reproduire par le calcul des profils de fissuration plus réalistes. Il existe différentes manières de considérer cette non-uniformité soit par une distribution elliptique [187], de type Gaussien [185] ou en utilisant l'angle englobant le périmètre de l'acier corrodé [184]. Pour mettre en œuvre ces différentes distributions, les auteurs tels que Du [151] et Jang [184] se sont appuyés sur le profil de la perte de section d'acier. Ce dernier a une influence sur la manière dont la pression due à l'expansion des PdC se répartit sur le béton d'enrobage et donc sur l'initiation et la propagation de la fissuration.

Pour les simulations réalisées dans le cadre de notre étude, il a été décidé de prendre en compte la non-uniformité de l'expansion des PdC, non pas en se basant sur le profil de la perte de section d'acier mais en reproduisant directement (de manière simplifiée) la distribution de la couche de PdC observée au MEB lors de nos essais. Etant donné que lors des essais il n'y avait aucun chargement mécanique autre que celui des PdC (le poids propre du prisme étant négligé), la perte de section d'acier n'est pas prise en compte dans la modélisation. La simulation est menée en imposant un déplacement au contour interne du béton afin de générer les contraintes induites par l'expansion des PdC.

La Figure VI-4 illustre un exemple de déplacement imposé tel que réalisé dans cette étude. Le maillage de couleur rouge représente la position initiale du béton. Le maillage de couleur blanche représente la position finale du béton (après prise en compte du déplacement imposé). Le profil (valeur et localisation) de déplacement imposé correspond à la répartition de l'épaisseur des PdC déterminée dans le Chapitre IV.

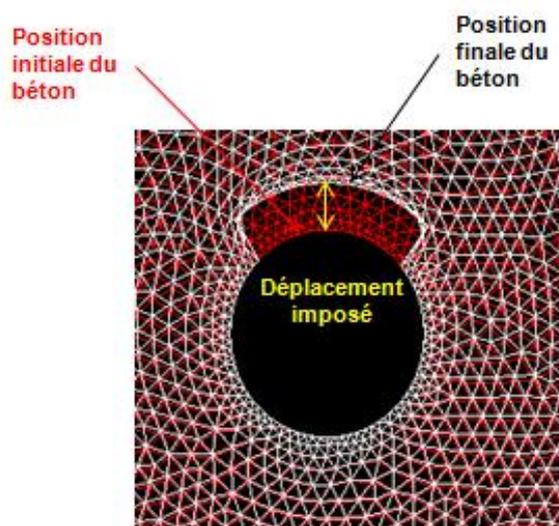


Figure VI-4. Exemple de déplacement imposé au matériau béton situé à l'interface acier/béton

En se basant sur la localisation et les épaisseurs des PdC observées au MEB et pour représenter au mieux l'expansion des PdC, trois types d'expansion définis respectivement dans les parties VI.2.6.2.1, VI.2.6.2.2 et VI.2.6.2.3., ont été étudiés :

- Expansion semi-uniforme
- Expansion homothétique
- Expansion elliptique

Ces types d'expansions ont été retenues car les cinétiques réelles d'expansion et de répartition des PdC se sont révélées complexes et n'ont pas pu être déterminées précisément dans notre étude.

VI.2.6.2.1 Expansion semi-uniforme

L'expansion semi-uniforme des PdC consiste en un déplacement identique de tous les points situés sur les cadrans où a été observée expérimentalement la corrosion. La valeur de ce déplacement imposé est alors la valeur moyenne des épaisseurs de PdC observés au MEB sur ces mêmes cadrans. La Figure VI-5-a représente un exemple des épaisseurs et de la localisation des PdC observées expérimentalement. En se basant sur ces données expérimentales, le déplacement imposé appliqué au niveau de l'interface acier/béton est de 450 μm sur les cadrans C2 et C3 (Figure VI-5-b). Cette valeur correspond à la moyenne des épaisseurs de PdC sur les cadrans C2 et C3 de la Figure VI-5-a.

La stratégie de l'expansion semi-uniforme consiste donc à appliquer une expansion d'épaisseur uniforme uniquement sur les cadrans corrodés.

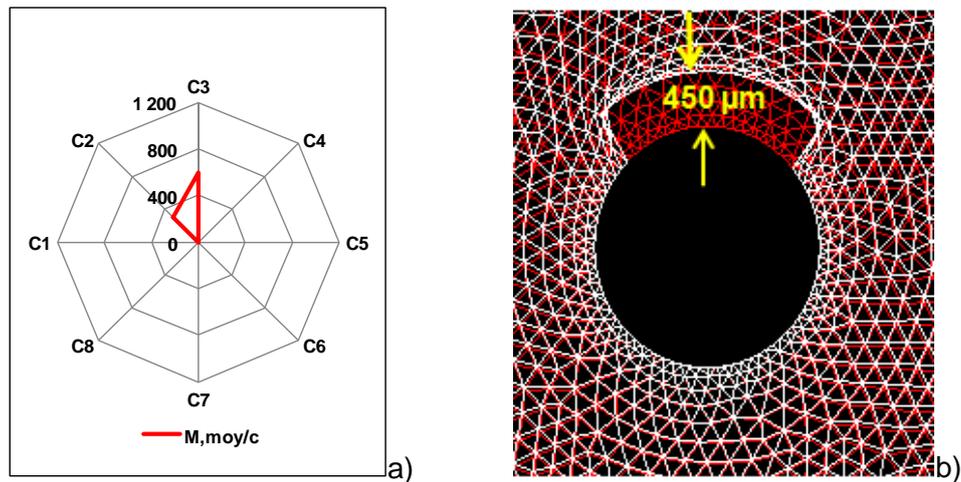


Figure VI-5. Description de l'expansion semi-uniforme a) Localisation et épaisseur des PdC observés au MEB et b) Modélisation de l'expansion équivalente

VI.2.6.2.2 Expansion homothétique

La méthodologie d'application d'une expansion homothétique est la même que celle appliquée pour l'expansion semi-uniforme à la différence que l'on impose une expansion par cadran corrodé de valeur égale à la moyenne des épaisseurs pour ce même cadran en considérant les trois échantillons E10, E13 et E16 ($M_{,moy/c}$) (Figure VI-6). En se basant sur l'exemple de la Figure VI-6-a, l'expansion est de 300 μm sur le cadran C2 et de 600 μm sur le cadran C3 (Figure VI-6-b).

La stratégie de l'expansion homothétique consiste donc à appliquer une expansion d'épaisseur uniforme à chaque cadran corrodé, cette expansion pouvant varier d'un cadran à l'autre.

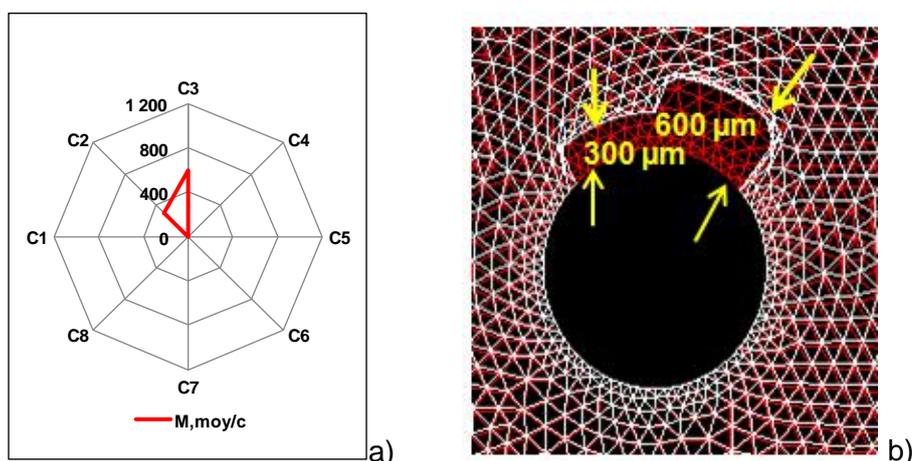


Figure VI-6. Description de l'expansion homothétique a) Localisation et épaisseur des PdC observés au MEB et b) Modélisation de l'expansion équivalente

VI.2.6.2.3 Expansion elliptique

Plusieurs publications justifient de modéliser l'expansion des produits de corrosion suivant une forme elliptique du fait de l'observation d'une telle forme pour les pertes de section

d'acier [227]. Cette approche est suivie dans nos travaux mais en s'appuyant sur les épaisseurs de PdC constatées expérimentalement et non pas sur les pertes de section d'acier. Pour générer ce type d'expansion, des épaisseurs de PdC nommées e_1 , e_2 , e_3 et e_4 et appliquées aux 4 directions précisées sur la Figure VI-7-b ont été considérées. Les épaisseurs e_1 , e_2 , e_3 et e_4 représentent respectivement :

- la moyenne des épaisseurs de PdC mesurées sur les cadrans C1 et C8 (moyenne des $M_{,moy/c1} + M_{,moy/c8}$)
- la moyenne des épaisseurs de PdC mesurées sur les cadrans C2 et C3 (moyenne des $M_{,moy/c2} + M_{,moy/c3}$)
- la moyenne des épaisseurs de PdC mesurées sur les cadrans C4 et C5 (moyenne des $M_{,moy/c4} + M_{,moy/c5}$)
- la moyenne des épaisseurs de PdC mesurées sur les cadrans C6 et C7 (moyenne des $M_{,moy/c6} + M_{,moy/c7}$).

En se basant sur l'exemple de la Figure VI-7-a, les épaisseurs e_1 , e_3 et e_4 sont nulles et l'épaisseur e_2 est de $450 \mu\text{m}$ (Figure VI-7-b).

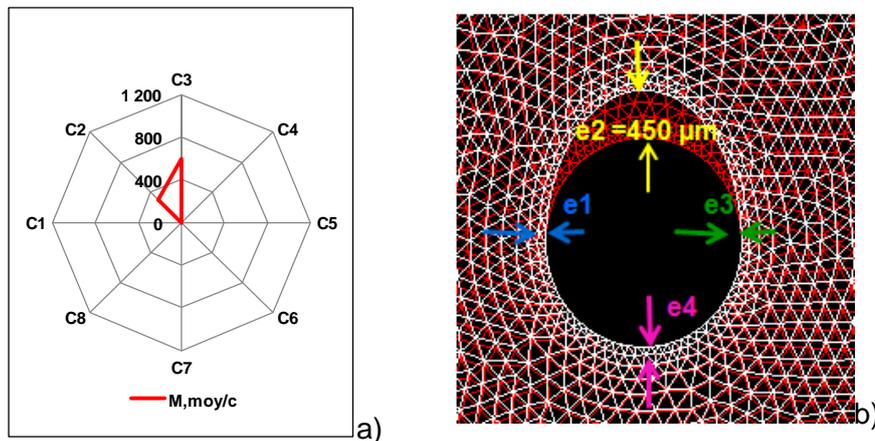


Figure VI-7. Description de l'expansion elliptique a) Localisation et épaisseur des PdC observés au MEB et b) Modélisation de l'expansion équivalente

VI.2.7 Synthèse

Pour la suite des travaux, le comportement mécanique du béton est modélisé par la mécanique de l'endommagement. Le modèle de Mazars [213] est adopté. L'évolution de l'endommagement en traction suit une loi exponentielle décroissante dans le but d'appliquer une méthode de régularisation en énergie de fissuration [217]. Les paramètres du modèle sont calibrés par la suite sur les essais expérimentaux de caractérisation du béton de notre étude.

Les ouvertures de fissures sont numériquement quantifiées par l'utilisation de la méthode de post-traitement des champs de déformation développée par Matallah [220]. L'introduction de propriétés aléatoires par la méthode des bandes tournantes permet de prendre en compte l'hétérogénéité du béton. L'influence des trois types d'expansion (semi-uniforme, homothétique et elliptique) sur la fissuration est étudiée.

VI.3 Modélisations

Pour rappel, dans la modélisation mise en œuvre dans notre étude, seul le béton est pris en compte. Ni l'armature ni les PdC ne sont explicitement représentés, mais les épaisseurs des PdC observés au MEB pilotent le déplacement imposé à la surface du béton située au niveau de l'interface acier/béton.

VI.3.1 Géométrie

Les essais expérimentaux qui ont été reproduit par la modélisation sont ceux réalisés dans le cadre de notre étude. Il s'agit d'essais de corrosion accélérée avec différentes densités de courant (50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ d'acier) durant des périodes variant de 3,5 à 70 jours selon la densité de courant mise en œuvre. Pour plus de détails sur le programme expérimental, il est possible de se reporter au Chapitre II. Les prismes présentent une section de 100 x 125 mm^2 , une longueur de 500 mm et sont munis d'une armature HA20 placée à une distance de 30 mm des deux faces T et F (Figure II-2).

Le Tableau VI-1 présente les propriétés mécaniques du béton. Les valeurs des résistances à la compression et à la traction, du module d'Young et du coefficient de Poisson sont issues des moyennes obtenues sur les éprouvettes des coulages C1 et C2.

Tableau VI-1. Caractérisations mécaniques du béton (moyenne sur les éprouvettes des coulages C1 et C2)

Matériaux	Résistance à la compression (MPa)	Résistance à la traction (MPa)	Module d'Young (GPa)	Coefficient de Poisson
Béton	34,57 ± 0,60	2,85 ± 0,22	36,52 ± 0,72	≈ 0,15

Pour des raisons de pragmatisme numérique, l'approche 2D a été considérée. Elle est notamment justifiée par le fait que notre étude se focalise uniquement sur les effets radiaux. L'hypothèse des déformations planes a été retenue vis-à-vis de la géométrie du prisme étant donné que les dimensions liées à la section du prisme (hauteur et largeur) sont petites par rapport à sa longueur. L'approche 2D permet de diminuer les coûts de calcul. Elle ne peut cependant retranscrire l'ensemble des résultats expérimentaux, car ceux-ci ont démontré que la dégradation due à la corrosion peut être différente selon la coupe transversale (perpendiculaire à l'acier longitudinal) considérée.

La géométrie adoptée est présentée sur la Figure VI-8-a. La répartition des cadrans définie dans l'étude expérimentale (Figure II-18-f) a été reprise dans la modélisation, notamment lors de la génération du maillage (Figure VI-8-b).

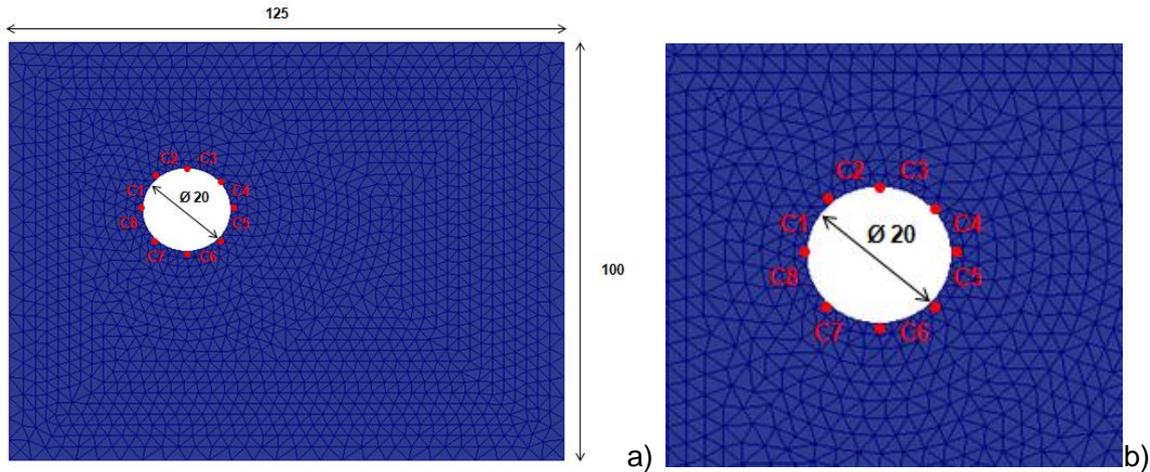


Figure VI-8. a) Géométrie prise en compte lors de la modélisation de la section du prisme, b) Répartition des cadrans du contour interne du béton (dimensions en mm)

Il est important de signaler que les conditions aux limites relatives à l'approche en 2D ne peuvent reproduire les conditions exactes du positionnement du prisme posé sur quatre points ponctuels (cales). Seule une modélisation tridimensionnelle pourrait notamment rendre compte fidèlement des phénomènes de flexion qui interviennent (vu que la longueur du prisme est de 50 cm) ainsi que des éventuels phénomènes de perte d'adhérence à l'interface acier/béton.

VI.3.2 Paramètres du modèle de béton

Les paramètres du modèle de Mazars régularisé identifiés pour le béton des prismes sont précisés dans le Tableau VI-2. Les courbes de calibration contrainte/déformation en traction et en compression sont présentées sur la Figure VI-9. Les pics des courbes de calibration numérique sont en adéquation avec les valeurs expérimentales des résistances en traction et en compression du béton (Figure VI-9).

Tableau VI-2. Paramètres du modèle de béton de Mazars régularisé en énergie

Notations	Paramètres	Unité	Valeur
E	Module d'Young	GPa	36,5
Ft	Résistance à la traction	MPa	2,85
$\varepsilon_{d0} = Ft/E$	Seuil d'endommagement	-	-
ν	Coefficient de Poisson	-	0,15
Gf	Energie de fissuration	N/m	100 [220]
at	Contraintes résiduelle en traction	-	-1
bt	Fragilité en traction	-	-
ac	Contraintes résiduelle en compression	-	0,54
bc	Fragilité en compression	-	1 600
β	Coefficient de cisaillement	-	1,06

Quelle que soit l'expérimentation à modéliser, la représentativité des simulations numériques dépend de certains paramètres tels que le choix du type d'analyse 2D ou 3D, des lois de comportement des matériaux constitutifs, des conditions aux limites sélectionnées, du maillage, de la prise en compte de caractéristiques complexes relatives à l'hétérogénéité des matériaux (et notamment du béton).

Dans la partie VI.3.3, l'influence de certains paramètres tels que le maillage, les conditions aux limites, l'hétérogénéité du béton, la forme et la localisation des PdC sont donc étudiés.

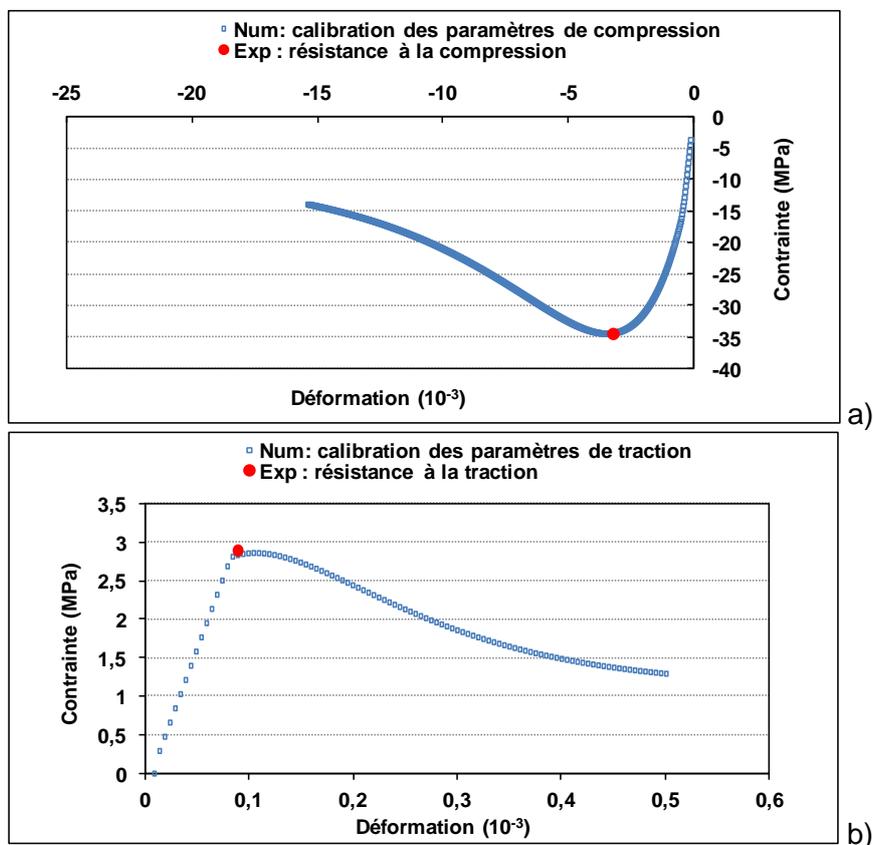


Figure VI-9. Simulation 2D de la réponse contrainte/déformation d'un carré de béton de dimensions 1 m x 1 m (a) sollicité en compression uniaxiale, (b) sollicité en traction uniaxiale

VI.3.3 Etude paramétrique

VI.3.3.1 Objectivité du maillage à l'égard des cartographies de fissuration

L'objectif de cette partie est de vérifier l'indépendance des calculs au maillage. Trois maillages ont été réalisés et sont présentés sur la Figure VI-10. Ils comportent respectivement 11842, 6492 et 2892 éléments triangulaires de béton. La simulation a consisté à générer un déplacement imposé (semi-uniforme) sur le matériau béton au niveau de l'interface acier/béton sur les cadrans C1, C2 et C3 (C1-3). Cette condition imposée est cohérente avec le fait que les PdC doivent se localiser majoritairement dans la moitié supérieure de l'acier étant donné que les ions chlorure migrent dans le béton à partir du dessus du prisme. Pour cette étude paramétrique, l'expansion simulée est de 650 μm . Cette valeur a été choisie vis-à-vis des épaisseurs de PdC issues des observations MEB dans un souci de cohérence avec l'expérimentation. Les conditions aux limites consistent en un appui simple (les déplacements suivant la direction verticale sont empêchés) à l'extrémité basse gauche de la section du prisme et un appui de type rotule à l'extrémité basse droite de la section du prisme (Voir partie VI.3.3.2).

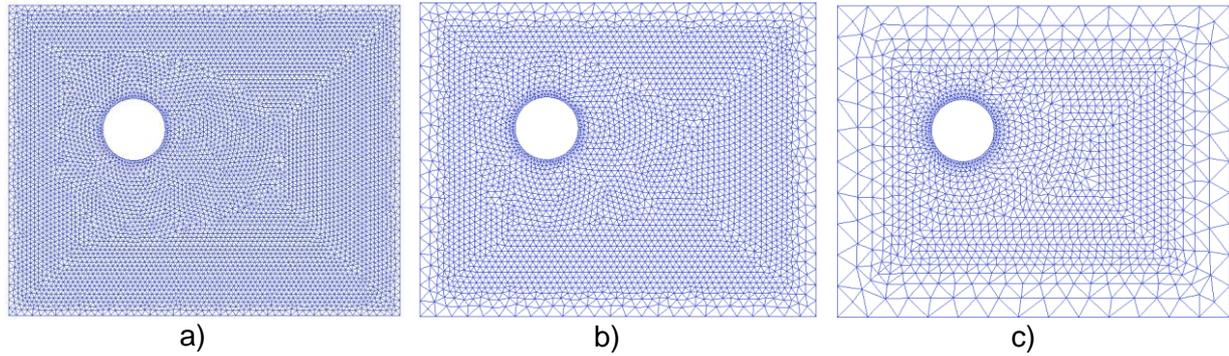


Figure VI-10. Variation de la finesse du maillage a) 11842 éléments, b) 6492 éléments et c) 2892 éléments

Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure VI-11 en termes de cartographies de fissuration. La localisation et les ouvertures des fissures des trois cas sont très proches ce qui permet de juger satisfaisante l'objectivité de la modélisation choisie vis-à-vis du maillage. Afin de concilier le temps de calcul et la visualisation de la cartographie de fissuration, le maillage à 6492 éléments (Figure VI-10-b) a été retenu pour la suite de cette étude.

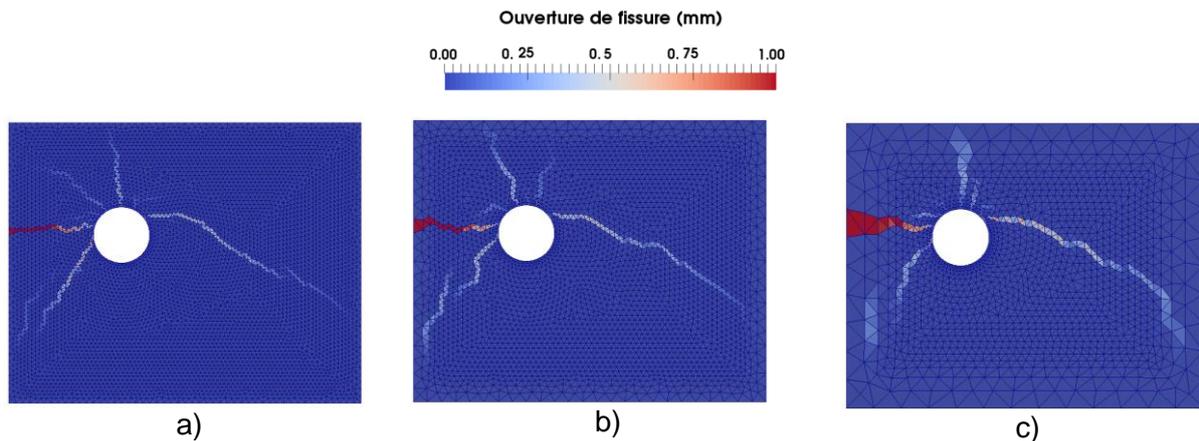


Figure VI-11. Cartographies de fissuration obtenues en fin de chargement pour les différents maillages a) 11842 éléments, b) 6492 éléments et c) 2892 éléments

VI.3.3.2 Influence des conditions aux limites sur les cartographies de fissuration

L'environnement agit sur le système étudié et du point de vue de la modélisation, ces actions sont considérées à partir de grandeurs nodales telles que les déplacements (conditions aux limites) et les efforts (chargements extérieurs) imposés aux nœuds.

Imposer des conditions aux limites réalistes permet donc de simuler avec précision l'interaction entre un corps d'épreuve et son environnement. Puisque nous avons fait le choix dans ce travail d'une modélisation bi-dimensionnelle qui ne permet pas de rendre compte exactement des conditions d'appuis du prisme, il convient de trouver des conditions aux limites pour la simulation dont les conséquences seront les plus proches de celles induites par les conditions expérimentales. La Figure VI-12 illustre le prisme dans son environnement lors de l'essai de corrosion accélérée.



Figure VI-12. Vue des conditions d'appui du prisme lors de l'essai de corrosion accélérée

La modélisation a consisté à simuler l'expansion des PdC par un déplacement imposé au niveau de l'interface acier/béton. Plusieurs conditions aux limites peuvent être considérées proches de l'expérience. Les trois conditions aux limites retenues sont les suivantes :

1. CL1 : Un appui de type rotule (les déplacements suivant les deux directions horizontale et verticale sont empêchés mais la rotation est autorisée) à chacune des deux extrémités basses de la section du prisme (Figure VI-13-a).
2. CL2 : Un appui simple (les déplacements suivant la direction verticale sont empêchés) à l'extrémité basse gauche de la section du prisme et un appui de type rotule à l'extrémité basse droite de la section du prisme (Figure VI-13-b).
3. CL3 : Les cales ont été explicitement modélisées (Figure VI-13-c). Un contact parfait entre les cales et le béton est supposé. Les cales sont pourvues d'un comportement élastique linéaire isotrope. Ainsi, les deux extrémités basses de la section ont plus de souplesse vis-à-vis des déformations engendrées étant donné les propriétés mécaniques du matériau constitutif des cales qui sont ceux du néoprène ($E_n = 2,5$ GPa et $\nu = 0,49$).

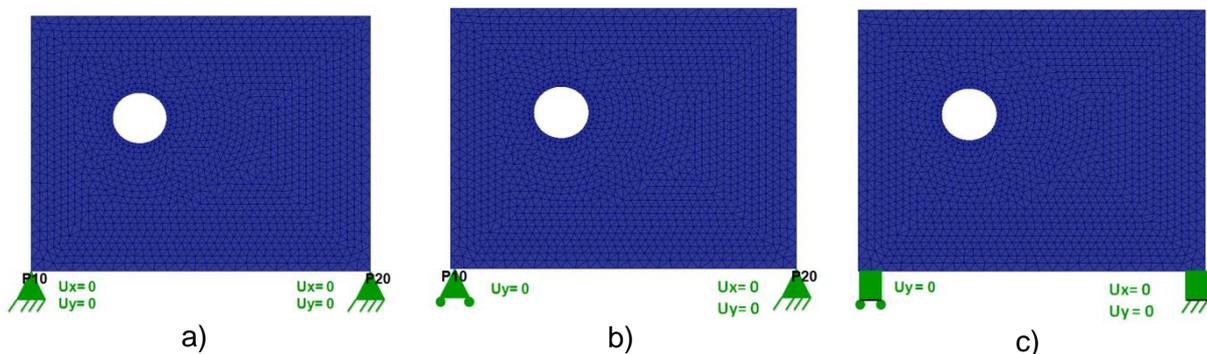


Figure VI-13. Conditions aux limites testées : a) CL1, b) CL2, c) CL3

Afin d'étudier l'influence des conditions aux limites relatives aux appuis sur les cartographies d'ouverture de fissure, une simulation suivant chaque condition aux limites a été réalisée. Les résultats de ces simulations sont présentés sur la Figure VI-14. Ceux-ci indiquent qu'il n'apparaît pas de différences notables entre les cartographies de fissuration lorsque les

conditions d'appuis changent (du moins pour celles considérées). Ce résultat implique donc que notre calcul peut envisager l'une des conditions CL1, CL2 et CL3, sans modification notable des résultats. Précisons que l'hypothèse des déformations planes admise pour nos simulations, limite l'influence des conditions aux limites sur les cartographies de fissuration. Pour la suite des calculs, la condition aux limites CL2 a été choisie, en notant que rendre le système plus souple (CL3) ou plus rigide (CL1) n'influence pas les cartographies de fissuration. Il convient d'ajouter que des calculs plus avancés en 3D, non réalisés dans le cadre de nos travaux de thèse pour des raisons de délai, permettraient de compléter cette étude relative aux conditions aux limites. Il conviendrait notamment de vérifier l'effet de la flexion du prisme sous son poids-propre.

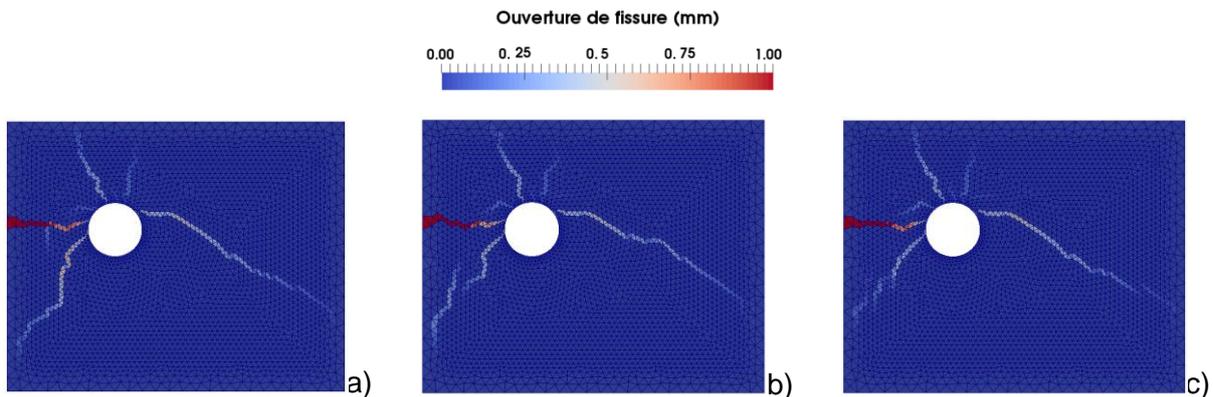


Figure VI-14. Cartographies de fissuration obtenues en fin de chargement pour les différentes conditions aux limites étudiées a) CL1, b) CL2 et c) CL3

VI.3.3.3 Influence de l'hétérogénéité du béton sur la fissuration

Considérant que l'hétérogénéité du béton provient dans notre échelle d'étude de la présence de granulats, plusieurs répartitions de la limite élastique du matériau dans la section ont été testées. Un premier cas d'étude envisage une répartition homogène de ce paramètre (Figure VI-15-a). L'étude paramétrique est complétée par plusieurs cas admettant différentes longueurs de corrélations et induisant ainsi différentes répartitions aléatoires de la limite élastique du matériau (Figure VI-15-b, c, d, e et f). Le choix des valeurs de λ à tester s'est basé sur la taille des granulats utilisés dans la formulation du béton. Trois longueurs de corrélation $\lambda = 8$ mm (Figure VI-15-b), $\lambda = 12$ mm (Figure VI-15-c) et $\lambda = 20$ mm (Figure VI-15-c) correspondant respectivement à la taille maximale des granulométries 4 mm/8 mm, 8 mm/12 mm et 12,5 mm/20 mm utilisées dans la formulation du béton (Tableau II-1) ont ainsi été considérées.

D'après l'étude de Haidar [228], pour mieux prendre en compte l'hétérogénéité du béton, il aurait été nécessaire de mailler le domaine d'étude avec des éléments fins de la taille du plus gros granulat et de considérer une longueur de corrélation trois fois plus grande que la taille de ce plus gros granulat. Cette technique a été utilisée par Richard [134] et La Borderie [222] dans le cadre de leurs études sur des éléments structurels à l'échelle macroscopique. Étant donné que l'échelle de notre étude est mésoscopique, la prise en compte de longueurs de corrélation supérieures à la taille du plus gros granulat (20 mm) n'est pas représentative. En effet, des longueurs de corrélations égales à trois fois ($\lambda = 60$ mm) ou quatre fois ($\lambda = 80$ mm) la taille du plus gros granulat induisent une hétérogénéité beaucoup moins marquée de la répartition dans la section des valeurs attribuées à la déformation limite du béton (Figure VI-15-e et Figure VI-15-f).

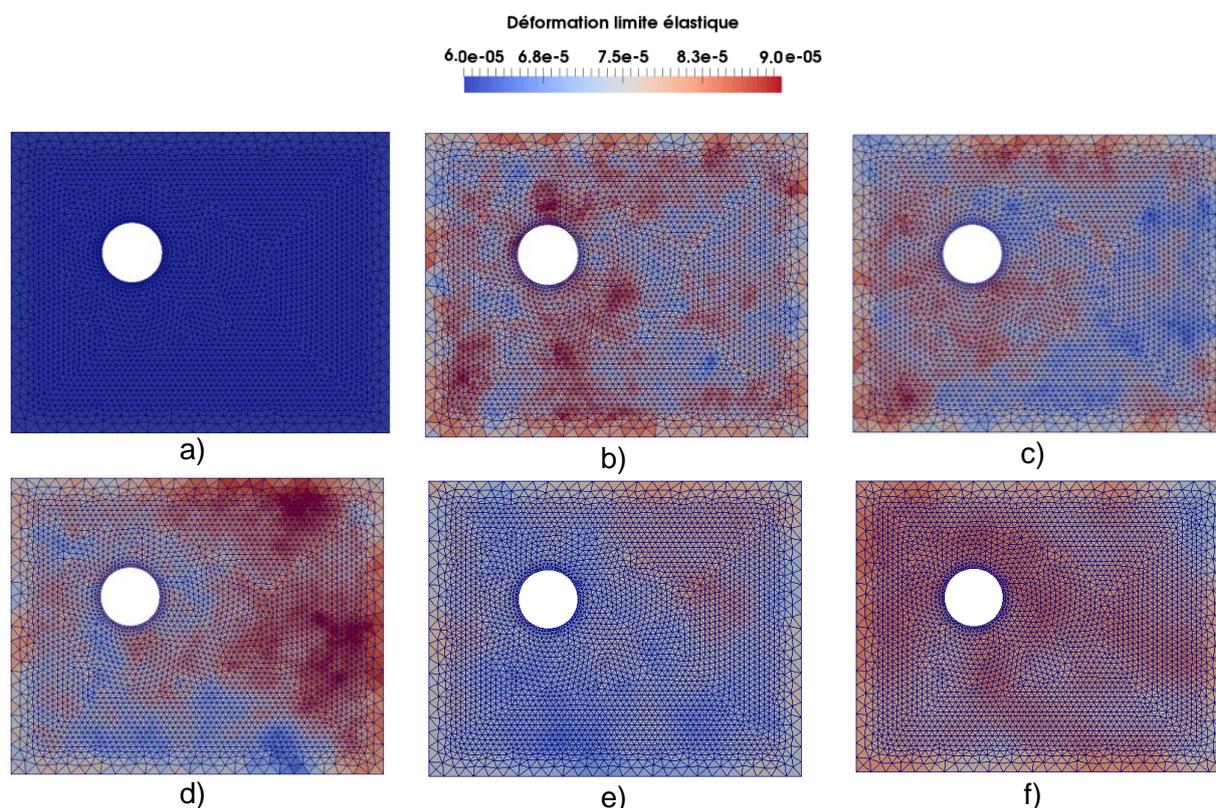


Figure VI-15. Répartition de la déformation limite élastique du béton ϵ_{d0} a) répartition homogène, b) $\lambda = 8$ mm, c) $\lambda = 12$ mm, d) $\lambda = 20$ mm, e) $\lambda = 60$ mm, f) $\lambda = 80$ mm

La Figure VI-16 présente les cartographies de fissuration issues des différentes répartitions de la déformation limite élastique du béton présentées dans la Figure VI-15.

Les cartographies de fissurations dont les longueurs de corrélation sont inférieures à 20 mm (Figure VI-16-b et Figure VI-16-c), présentent des différences par rapport à la cartographie de fissuration issue d'une répartition homogène des propriétés du béton (Figure VI-16-a).

Des problèmes de convergences apparaissent lorsque la longueur de corrélation considérée est égale à la taille du plus gros granulat (20 mm) (Figure VI-16-d).

Lorsque les longueurs de corrélations sont plus grandes que la taille du plus gros granulat, la section de béton est moins dégradée (faciès de fissuration présentant moins de fissures et des ouvertures plus faibles) que les sections pour lesquelles une longueur de corrélation inférieure à celle du plus gros granulat a été envisagée.

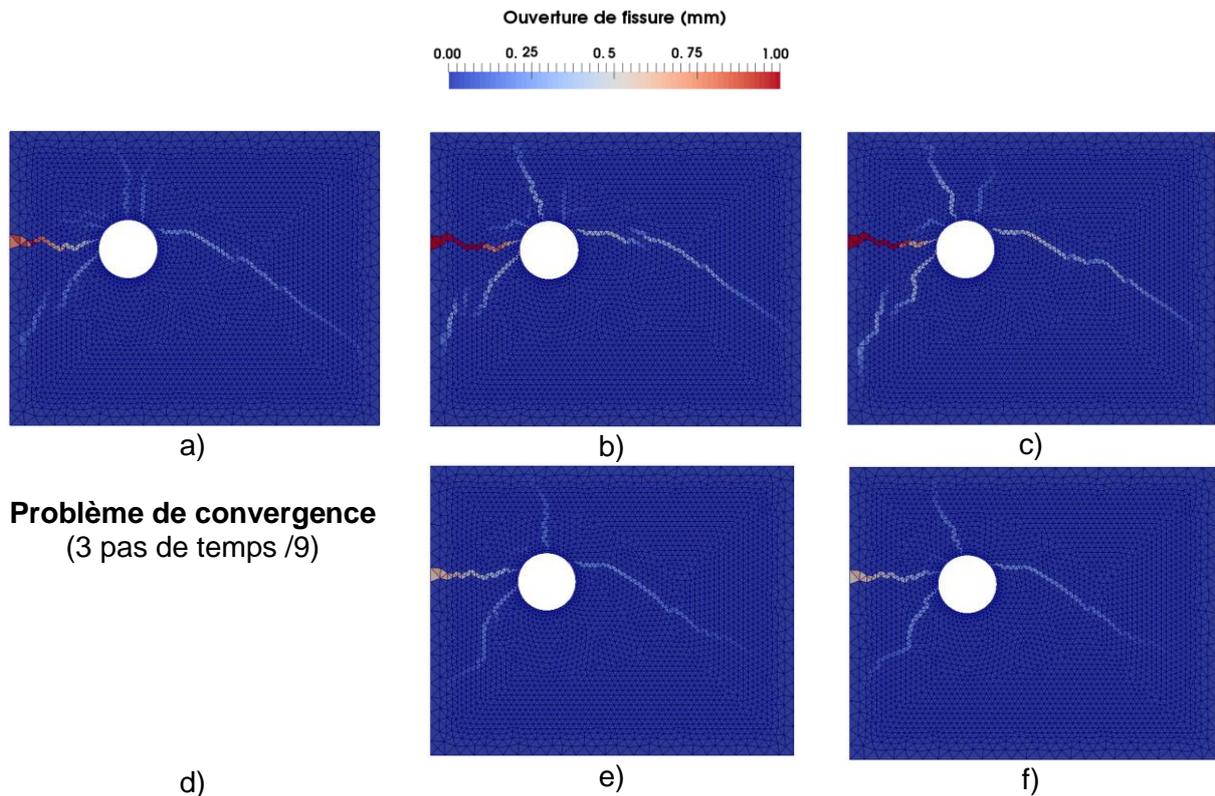


Figure VI-16. Cartographie de fissuration a) répartition homogène, b) $\lambda = 8$ mm et c) $\lambda = 12$ mm, d) $\lambda = 20$ mm, e) $\lambda = 60$ mm, f) $\lambda = 80$ mm

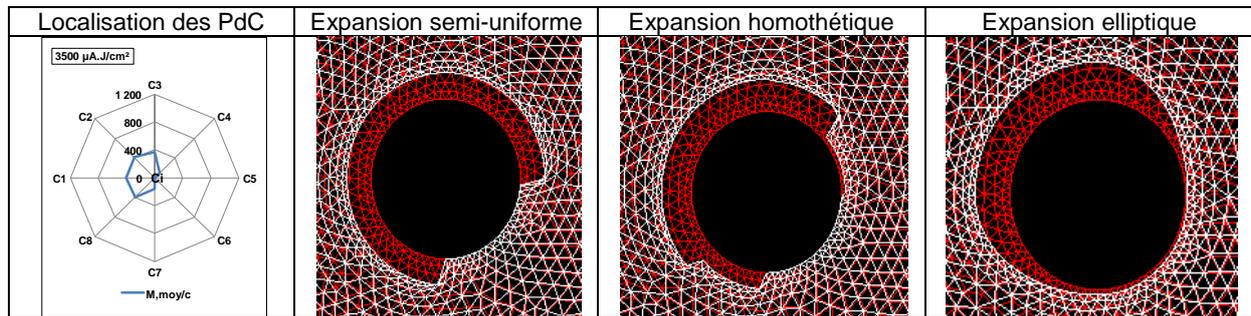
A partir des résultats précédents, il a été décidé que pour la suite de notre étude numérique, la longueur de corrélation à prendre en compte pour introduire l'hétérogénéité du béton est de 12 mm. Cette longueur correspond au diamètre maximal de la granulométrie 8 mm/12 mm et a été choisi étant donné que la longueur de corrélation de 20 mm entraîne des problèmes de convergence.

VI.3.3.4 Influence du type d'expansion sur la fissuration

VI.3.3.4.1 Données d'entrées : type d'expansion des PdC

La modélisation numérique envisagée dans le cadre des présents travaux vise à reproduire le schéma de fissuration sans prendre en compte explicitement le temps de corrosion accélérée. Les résultats expérimentaux de fin d'essais sont donc considérés comme des états de référence, et dans ce chapitre un intérêt a été porté à ceux correspondant à une charge totale de $3500 \mu\text{A.j}/\text{cm}^2$ obtenue pour la densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Le Tableau VI-3 présente les différentes expansions (semi-uniforme, homothétique et elliptique) considérées comme paramètre d'entrée pour la modélisation basée sur les épaisseurs de PdC expérimentales. Les autres cas de chargement des trois densités de courant sont présentés en Annexe 17.

Tableau VI-3. Analogie entre la localisation et l'épaisseur des PdC expérimentales et leurs prises en compte dans la modélisation



VI.3.3.4.2 Evolution de la fissuration en fonction de l'expansion

Une première analyse a été menée en s'intéressant aux champs de contraintes afin de caractériser leur évolution et la corrélérer à celle de la fissuration (voir l'Annexe 18). Pour cela, un suivi des contraintes principales de traction (σ_{11}) a été réalisé et a été mis en parallèle avec le suivi de la fissuration. Le calcul a été mené en imposant à l'expansion des PdC une forme semi-uniforme.

Les résultats des calculs menés avant la fissuration, permettent de localiser les concentrations de contraintes autour de l'interface acier/béton et de déterminer ainsi les zones où le béton est le plus susceptible de fissurer. Dès que la fissuration s'initie, elle crée un relâchement des contraintes présentes autour de la fissure et donc une redistribution des contraintes. Ce phénomène de relâchement et de redistribution après chaque apparition de fissure rend délicat la corrélation entre la localisation des contraintes et le positionnement des fissures, d'autant que le béton est modélisé par une loi de comportement non linéaire. C'est la raison pour laquelle l'analyse des champs de contraintes proposée ici n'a pas été approfondie aux diverses étapes de la croissance des fissures. Cependant, l'analyse des contraintes avant fissuration permet de tirer des conclusions sur les lieux où les fissures sont susceptibles d'apparaître.

La seconde analyse a porté sur le suivi de la fissuration en fonction de l'expansion. Le Tableau VI-4 présente l'évolution des faciès de fissuration engendrés à différentes étapes de progression des trois types d'expansion (semi-uniforme, homothétique et elliptique). Les profils d'expansion ont été définis à partir des résultats expérimentaux obtenus pour une charge totale de courant de $3500 \mu A.j/cm^2$ et une densité de courant de $100 \mu A/cm^2$.

Pour rappel :

- Les fissures horizontales (orientées aux alentours de 0° et 180°) sont nommées « H », « H' » ou « H'' » selon leur ordre d'apparition.
- Les fissures verticales (orientées aux alentours de 90° et 270°) sont nommées « V », « V' » ou « V'' » selon leur ordre d'apparition.
- Les fissures obliques (orientées aux alentours de 45° , 135° , 225° et 315°) sont nommées « O » ou « O' » selon leur ordre d'apparition.

Sur le Tableau VI-4, il apparaît que, pour le cas d'une expansion semi-uniforme, aucune fissure n'est observée à 5% du chargement (i.e. pour un déplacement imposé égal à 5% du déplacement imposé correspondant à la fin d'essai). Une fissure H d'orientation 0 degré, d'ouverture environ $0,1$ mm et débouchante (donc de longueur égale à l'épaisseur d'enrobage de 3 cm) apparaît après 25% de chargement.

A 50 % de l'expansion, s'ajoute trois fissures V, O et V'. Les orientations des fissures V, O et V' sont respectivement voisines de 90°, 220° et 270°. Les ouvertures des fissures V et O sont d'environ 0,2 mm et leurs longueurs sont respectivement environ 2,5 cm et 6 cm. L'ouverture de la fissure V' est de l'ordre de 0,1 mm et sa longueur est de 1 cm. L'ouverture de la fissure H continue d'évoluer (de l'ordre de 0,5 mm).

A 100 % de l'expansion (correspondant à l'expansion maximale considérée comme donnée d'entrée pour une expansion semi-uniforme du Tableau VI-3), la fissure V devient débouchante et deux fissures H' et H'' viennent compléter la cartographie de fissuration. Les orientations des fissures H' et H'' sont voisines de 10° et 340°. Leurs ouvertures de fissures sont aux alentours de 0,1 mm et leurs longueurs sont respectivement de l'ordre de 2,5 cm et 1 cm. Les ouvertures des fissures H, V, O et V' évoluent et atteignent respectivement 1 mm, 0,5 mm, 0,75 mm et 0,2 mm.

Il convient de signaler que le type d'expansion semi-uniforme donne l'impression que la couche de PdC est régulière sur tous les cadrans corrodés alors que sur les observations MEB, il apparaît que la couche de PdC n'est même pas régulière sur un même cadran. Cependant, d'un point de vue pratique, ce type d'expansion est simple à modéliser.

Ces résultats amènent à formuler l'hypothèse que l'existence des deux fissures O et V' proviendrait d'une transition trop brutale de l'expansion au niveau des cadrans C7 et C4 (par exemple passage directe d'une expansion nulle - côté C6 - à une expansion importante - côté C7 - à la frontière des cadrans C6 et C7).

Afin de réduire le critère brutal issu de l'expansion semi-uniforme, l'expansion homothétique a été mise en place. Elle permet de reproduire la localisation et l'épaisseur de PdC de manière assez fidèle aux observations aux MEB. La mise en place de l'expansion homothétique, permettra de plus de vérifier la pertinence de l'hypothèse précédente concernant la provenance des fissures O et V'.

Les résultats présentés sur le Tableau VI-4, indiquent que, pour le cas de l'expansion homothétique, aucune fissure n'est observée à 5% et à 25% de l'expansion.

Après 50% de l'expansion maximale, le faciès est constitué des quatre fissures H, V, O et V'. Les orientations des fissures H, V, O et V' sont respectivement voisines de 5°, 90°, 160° et 270°. Les ouvertures des fissures V, O et V' sont proches de 0,2 mm et leurs longueurs sont respectivement de 2,5 cm, 4 cm et 3 cm. La fissure H est débouchante sur le parement et présente une ouverture de fissure de l'ordre de 0,5 mm.

A 100 % de l'expansion (correspondant à l'expansion maximale considérée comme donnée d'entrée pour l'expansion homothétique du Tableau VI-3), deux fissures H' et V'' s'ajoutent au faciès de fissuration. Leurs ouvertures de fissures sont proches de 0,2 mm et leurs longueurs sont respectivement 1 et 1,5 cm. Les quatre fissures existantes continuent à évoluer en termes de longueurs et d'ouvertures. La fissure V devient débouchante (donc d'une longueur de 3 cm) et les deux fissures O et V' ont atteint une longueur de l'ordre de 6 cm. Les fissures H et V' possèdent des ouvertures qui sont respectivement voisines de 1 mm et 0,5 mm.

La cartographie de fissuration obtenue ici est légèrement plus importante en termes d'ouvertures de fissures que la cartographie de fissuration issue de l'expansion semi-uniforme. Les orientations des fissures sont légèrement décalées.

Les deux fissures O et V' sont toujours présentes bien que la prise en compte de l'expansion homothétique atténue le caractère brutal de l'expansion semi-uniforme.

Afin d'adoucir encore un peu plus la manière de solliciter le système étudié à partir d'une forme d'expansion imposée, une expansion de type elliptique a été testée.

Les résultats relatifs à l'expansion elliptique présentés sur le Tableau VI-4 indiquent qu'aucune fissure n'est observée à 5% et 25% de l'expansion maximale.

A 50% de l'expansion maximale, le faciès de fissuration est constitué des quatre fissures H, O, V et V'. Les orientations de ces fissures H, O, V et V' sont respectivement voisines de 10°, 160°, 90° et 270°. Les ouvertures des fissures V, O et V' sont proches de 0,25 mm. L'ouverture de la fissure H est proche de 0,5 mm. La fissure H est débouchante (longueur égale à l'épaisseur d'enrobage de 3 cm) et les longueurs des fissures O, V et V' sont respectivement d'environ 4 cm, 1,5 cm et 3 cm.

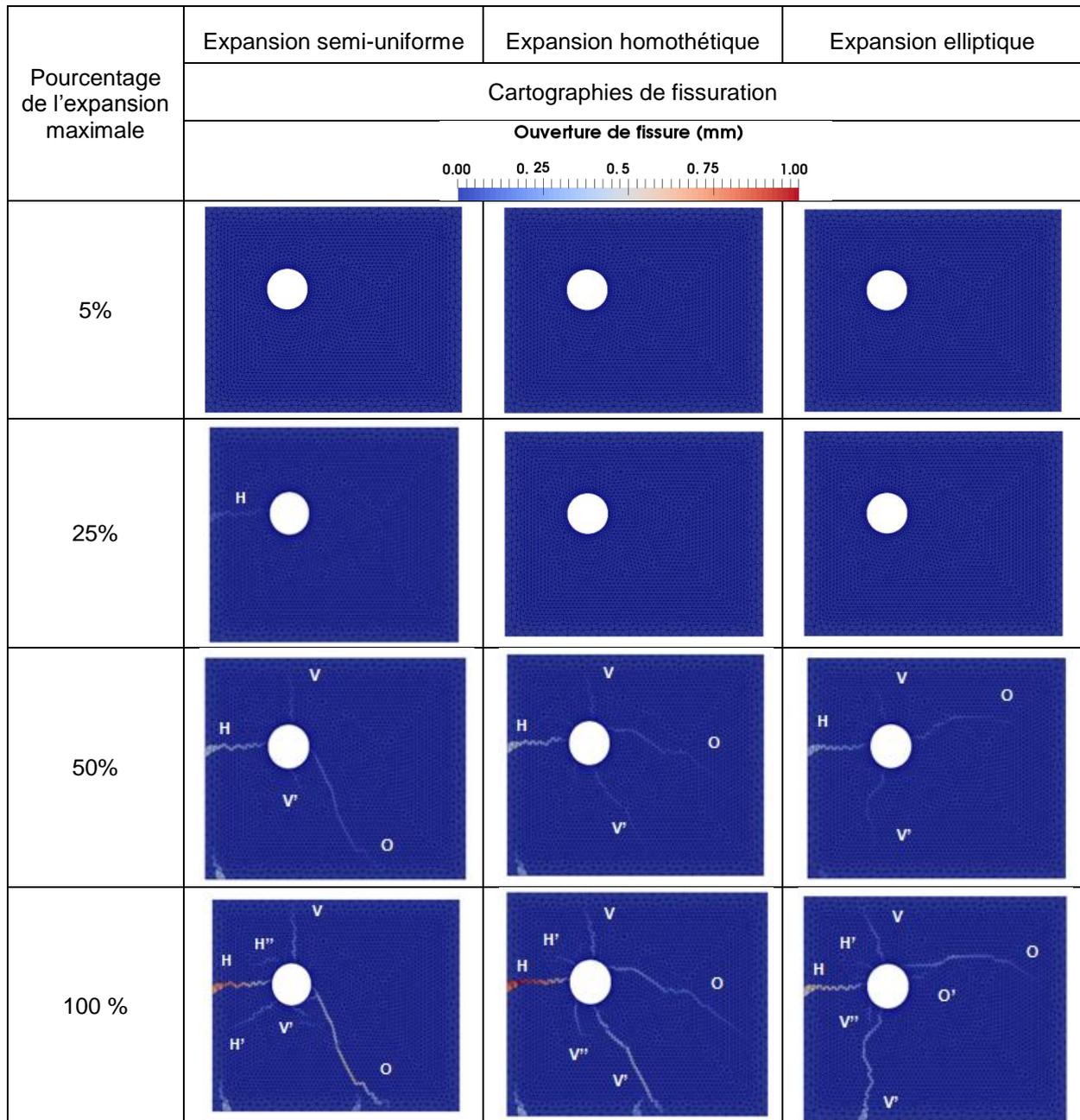
A 100 % de l'expansion (correspondant à l'expansion maximale considérée comme donnée d'entrée pour un chargement elliptique du Tableau VI-3), le faciès de fissuration est légèrement différent de celui obtenu pour les autres types d'expansion. Trois fissures secondaires apparaissent, H', V'' et O' dont les orientations sont respectivement de 20°, 280° et 170° et les longueurs sont de l'ordre de 1 cm. Concernant les fissures existantes, il apparaît qu'elles ont continué à évoluer. La fissure V devient débouchante (une longueur de 3 cm). La fissure V' a une longueur de l'ordre de 5 cm (épaisseur de l'enrobage le plus important). La fissure O a une longueur d'environ 5,5 cm. Les ouvertures des fissures H et V' sont respectivement voisines de 0,75 mm et 0,5 mm.

De plus, il a été constaté que quel que soit le type d'expansion, semi-uniforme, homothétique ou elliptique, les fissures O et V sont toujours retrouvées sur les cartographies de fissuration. Elles sont cependant moins importantes dans le cas de l'expansion elliptique que celles observées sur les cartographies de fissuration issues des expansions semi-uniforme et homothétique.

Les résultats de l'analyse de l'influence du type d'expansion sur la fissuration montrent que :

- ❖ Quelle que soit la forme de l'expansion des PdC, les fissures O et V' sont localisées dans la zone des cadrans situés entre C8 et C4.
- ❖ La première fissure apparaît plus tôt dans le cas d'une expansion semi-uniforme que dans le cas des deux autres types d'expansions testées (expansion homothétique et elliptique).

Tableau VI-4. Evolution des cartographies de fissuration en fonction du type d'expansion (l'ouverture de fissure correspondant à la trace du tenseur d'ouverture de fissure)



Pour compléter la présente analyse, une étude comparative a été réalisée entre les cartographies de fissuration calculées à partir des trois types d'expansion et le faciès de fissuration expérimental correspondant à une charge totale de $3500 \mu\text{A.j}/\text{cm}^2$ (en imposant la densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$) (Figure VI-17).

Pour l'expansion semi-uniforme, trois fissures principales H, V et O sont observées. Cependant pour les expansions homothétiques et elliptiques, se sont quatre fissures principales H, V, O et V' qui sont obtenues. Lors des expérimentations, seules trois fissures sont apparues (fissures H, V et O). Deux fissures ont systématiquement été observées en fin de chargement, aussi bien dans toutes les cartographies de fissuration numériques (quel

que soit le type d'expansion) qu'expérimentales. Il s'agit des fissures H et V qui sont situées face aux enrobages de 3 cm. Numériquement deux fissures O et V' sont observées pour tous les types d'expansion mais une seule dans le cas expérimental. Néanmoins la fissure O observée dans le cas semi-uniforme et expérimentalement n'est pas localisée de la même manière. En effet, la fissure O obtenue numériquement est dirigée vers l'enrobage de 5 cm et la fissure observée expérimentalement est dirigée vers l'enrobage de 3 cm.

Dans le cas des expansions homothétique et elliptique, la localisation de la fissure O est similaire au résultat expérimental mais la quatrième fissure V' obtenue numériquement n'apparaît pas sur le faciès expérimental.

Sur la Figure VI-17, il apparaît que les cartographies de fissuration obtenues numériquement ne sont donc qu'en partie adéquation avec le faciès de fissuration expérimentale quel que soit le type d'expansion adopté pour la simulation. Néanmoins, les résultats des calculs ont montré que le type d'expansion influence le faciès de fissuration. L'hypothèse qui peut être émise pour expliquer ce constat est que la localisation des épaisseurs de PdC n'entraîne pas systématiquement une localisation identique des contraintes donnant naissance à la fissuration. Dans la partie VI.3.3.4.3, l'objectif est de montrer que la cartographie de fissuration est différente selon la localisation de l'expansion due aux PdC.

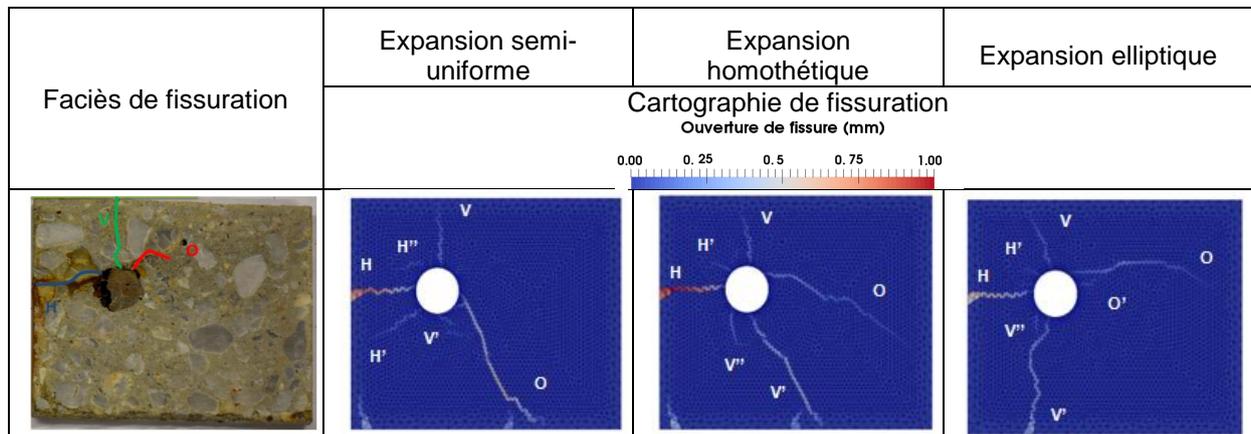


Figure VI-17. Fissuration expérimentale et numérique due à l'expansion des PdC pour une charge totale de courant de 3500 $\mu\text{A} \cdot \text{j}/\text{cm}^2$ (densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$)

VI.3.3.4.3 Influence de la localisation des PdC sur la fissuration

Expérimentalement, il a été constaté qu'une épaisseur de PdC peut être observée à l'interface acier/béton sans que la localisation de cette épaisseur de PdC ne semble jouer un rôle direct sur la localisation des premières fissures (voir partie IV.3.1)

Pour vérifier cette hypothèse, les simulations numériques ont été réalisées avec une expansion semi-uniforme étant donné que les calculs précédents ont démontré que ce type d'expansion conduit à la fissuration la plus précoce (Tableau VI-4) qui est perçue comme le cas le plus défavorable en termes de sécurité structurale.

La démarche d'analyse suivie ici consiste à simuler des expansions de type semi-uniforme sur les cadrans C8, C1, C2, C3 et C4 de la manière suivante (Tableau VI-5) :

- Individuellement
- Deux parmi ces cadrans
- Trois parmi ces cadrans

de manière à tester l'influence de ces différentes conditions de déplacement imposé sur les faciès de fissuration obtenus par le calcul.

Les cadrans C8, C1, C2, C3 et C4 ont été choisis car c'est sur ces cadrans qu'ont été observées les épaisseurs de PdC les plus importantes lors des essais (résultats relatifs à la charge totale de $3500 \mu\text{A}\cdot\text{j}/\text{cm}^2$ obtenue pour une densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$). Selon la méthodologie décrite dans la partie VI.2.6.2, des déplacements imposés ont été appliqués à certains cadrans (Tableau VI-5). Pour les scénarios 1, 2, 3, 4 et 5, les déplacements sont respectivement imposés sur les cadrans C3, (C2 ; C3), (C1 ; C2 ; C3), (C1 ; C2 ; C3 ; C4) et (C8 ; C1).

En se basant sur les épaisseurs des PdC observées expérimentalement (Tableau VI-3), le déplacement imposé au niveau de l'interface (pour les cadrans impliqués) est de $400 \mu\text{m}$ pour tous les scénarios sauf pour le scénario 4 (C1 ; C2 ; C3 ; C4) étant donné que l'épaisseur de PdC observée au MEB sur le cadran C4 est de $200 \mu\text{m}$. Pour ce dernier scénario, le déplacement imposé est de $350 \mu\text{m}$ sur les cadrans C1, C2, C3 et C4.

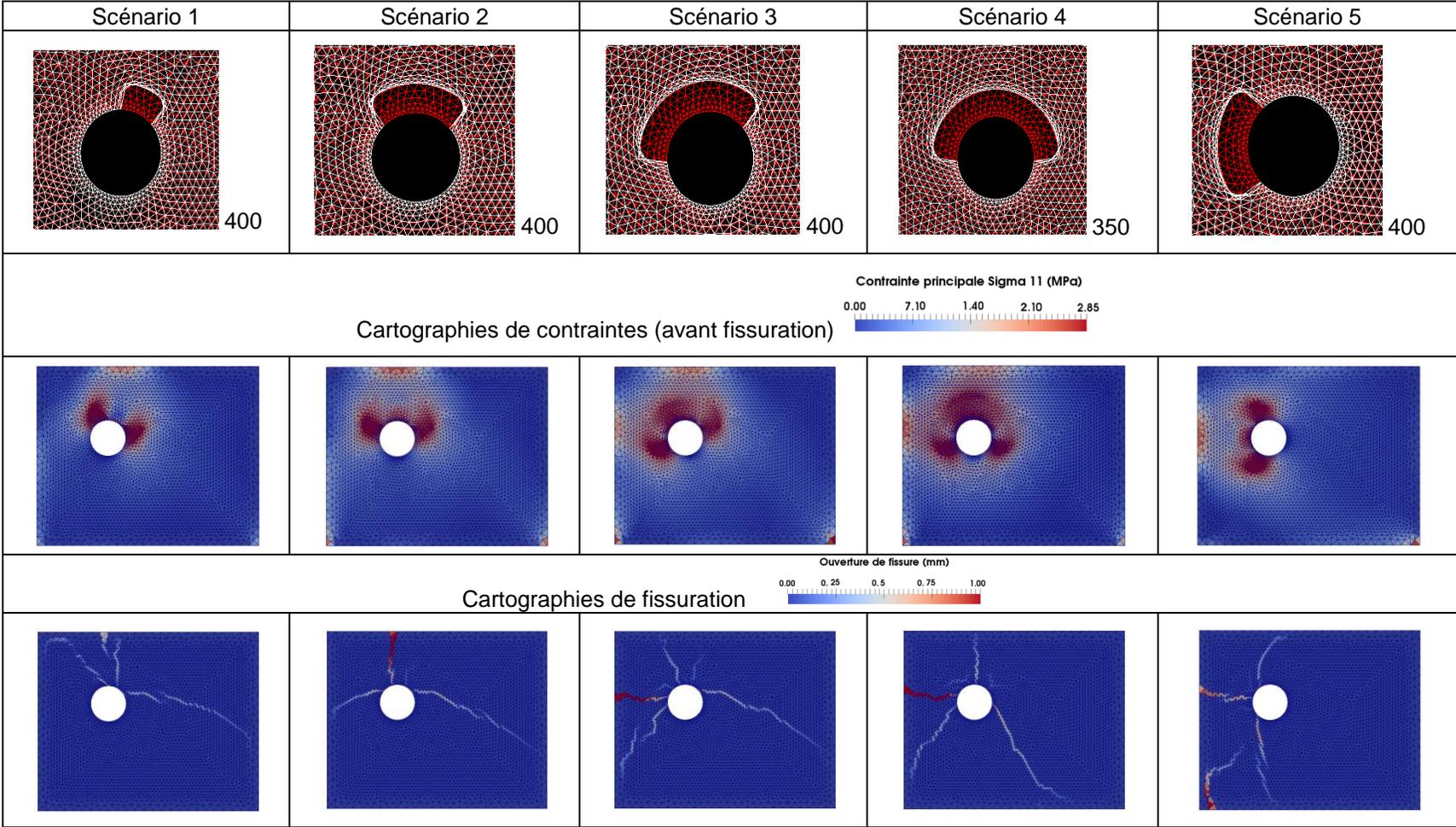
Les champs des contraintes avant fissuration sont représentés sur le Tableau VI-5. Les résultats numériques présentés sur ce tableau confirment que les concentrations de contraintes avant la fissuration déterminent la localisation des premières fissures (Tableau VI-5). Il est important de noter que ce fait n'est plus valable après la fissuration.

Les cartographies de fissuration présentées au Tableau VI-5 permettent de constater que :

- les faciès de fissuration sont différents selon les scénarios d'expansions envisagés.
- une fissure verticale dirigée vers le bas ou une fissure oblique dirigée vers le bas du côté de l'enrobage le plus épais (5 ou 7,5 cm) apparaît quand l'expansion s'applique sur le cadran C8 ou C4.

Cette étude a montré que la fissuration dépend principalement des cadrans sur lesquels l'expansion est appliquée. Dans la suite, nous essayerons de retrouver par le calcul les résultats expérimentaux, en testant différents scénarios d'expansion des PdC mais en conservant une expansion de type semi-uniforme.

Tableau VI-5. Effet de la localisation de l'expansion semi-uniforme sur le faciès de fissuration (expansion en μm)



VI.3.3.5 Synthèse de l'influence des paramètres étudiés sur le faciès de fissuration

Le Tableau VI-6 présente l'ensemble des paramètres étudiés dans notre étude. Un degré d'influence (faible, moyen ou fort) a été attribué et la valeur retenue pour la suite de la modélisation est précisée.

Tableau VI-6. Analyse qualitative de l'influence des paramètres étudiés sur le faciès de fissuration

Paramètres influant	Influence du paramètre sur le faciès de fissuration	Valeur ou nature retenue pour la suite des simulations
Maillage	Faible	6492 éléments
Conditions aux limites	Faible	CL2 (Figure VI-13-b)
Hétérogénéité du béton	Moyenne	Granulométrie 8 mm/12 mm
Forme des PdC	Moyenne	Semi-uniforme
Epaisseur des PdC	Forte	Résultats expérimentaux
Localisation des PdC	Forte	Approche de type inverse sur les cadrans C1, C2 et C3

VI.3.4 Détermination de l'expansion fissurante : approche de type inverse

Pour étudier la validité de l'hypothèse émise, à savoir que la fissuration dépend principalement des cadrans sur lesquels l'expansion est appliquée, plusieurs simulations numériques ont été effectuées suivant la méthodologie décrite précédemment dans la partie VI.3.3.4.3. Les résultats de ces simulations sont rassemblés dans les Figure VI-18, Figure VI-19 et Figure VI-20 où elles sont également comparées aux résultats expérimentaux.

Etant donné qu'il a été constaté que les fissures obtenues numériquement mais non observées expérimentalement proviennent essentiellement d'une expansion imposée sur les cadrans situés entre C8 et C4 (incluant C7, C6 et C5), la stratégie d'étude suivie par la suite s'est basée sur une approche de type inverse qui consiste à :

- simuler une expansion semi-uniforme sur les cadrans C1, C2, C3 et sur diverses combinaisons de deux ou trois de ces cadrans,
- comparer les cartographies de fissuration expérimentales et numériques et
- déterminer les cadrans responsables de la fissuration.

Sur les Figure VI-18, Figure VI-19 et Figure VI-20, les expansions sont appliquées respectivement sur les cadrans C1, C2 et (C1 ; C2). Les valeurs de ces expansions sont 370 μm , 400 μm et 550 μm et sont issues des valeurs des épaisseurs de PdC observées expérimentalement sur les cadrans considérés.

Sur la Figure VI-18 (calcul avec expansion sur C1), il apparaît que les trois fissures visibles (à l'œil nu) sur la photo de la tranche de prisme obtenue lors des essais menés avec la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ sont aussi présentes sur le faciès de fissuration issu du calcul. Ces trois fissures correspondent aux fissures de type H', H et V (voir formalisme proposé en V.2). Il est possible de constater que la fissure H obtenue numériquement ne suit pas exactement la même orientation que lors de l'expérience. Globalement, ces résultats démontrent une concordance très satisfaisante de l'emplacement des fissures entre le résultat numérique et le constat expérimental.

Sur la Figure VI-19 (calcul avec expansion sur C2), il est possible de comparer les résultats numériques avec la photo de la tranche de prisme obtenue lors des essais menés avec la

densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. La comparaison fait alors apparaître une adéquation quasiment parfaite entre les deux types de résultats. Il convient de noter qu'ici les trois fissures sont de type H, V et O.

Sur la Figure VI-20, (calcul avec expansion sur C1 ; C2), la tranche de prisme présentée est celle obtenue lors des essais menés avec la densité de courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Sur celle-ci, ainsi que sur le faciès numérique, il est possible d'observer cinq fissures, correspondant aux fissures V, O, O', H et H'. La fissure V et les deux fissures O et O' obtenues numériquement sont cohérentes avec l'expérience. Les fissures H et H' observées expérimentalement sont légèrement décalées par rapport aux faciès numériques. En regardant de plus près la partie gauche du faciès de fissuration expérimental, il est fort probable que cette différence de positionnement soit due à la présence d'un ou plusieurs granulats. Globalement, les résultats numériques et expérimentaux sont concordants.

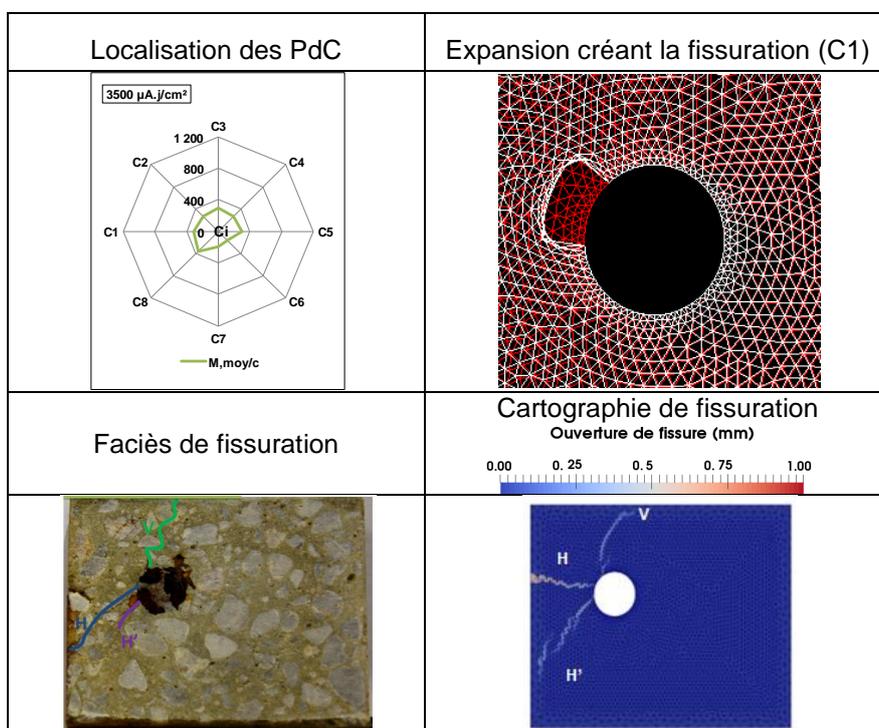


Figure VI-18. Comparaison entre les fissurations numériques (expansion semi-uniforme sur C1) et expérimentales (densité de courant de $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$) pour une charge totale de $3500 \mu\text{A.j}/\text{cm}^2$

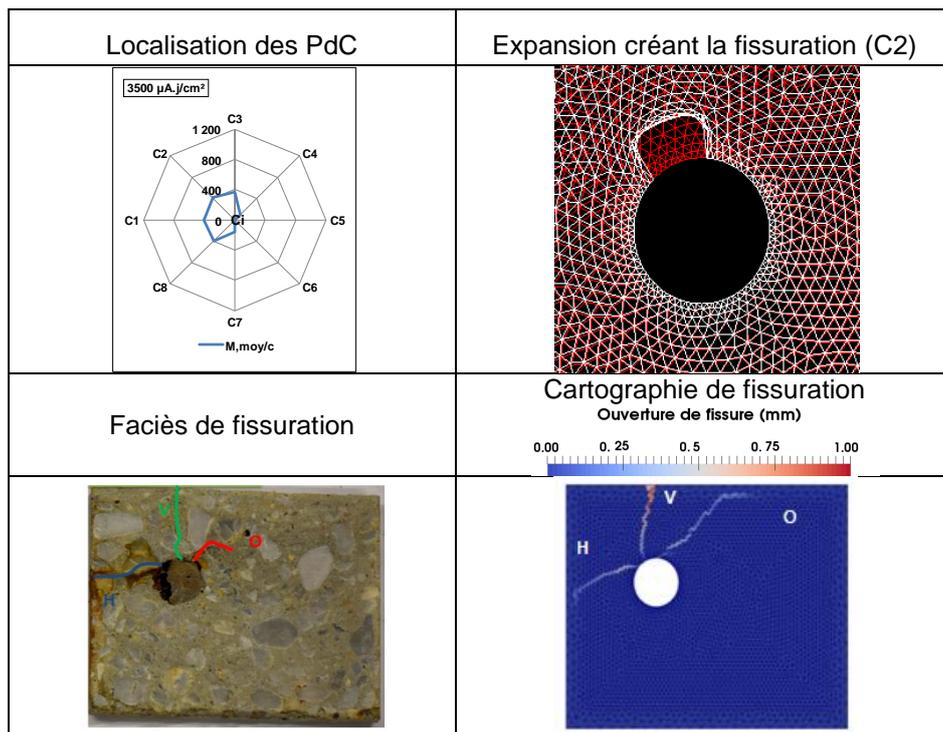


Figure VI-19. Comparaison entre les fissurations numériques (expansion semi-uniforme sur C2) et expérimentales (densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$) pour une charge totale de $3500 \mu\text{A}.\text{j}/\text{cm}^2$

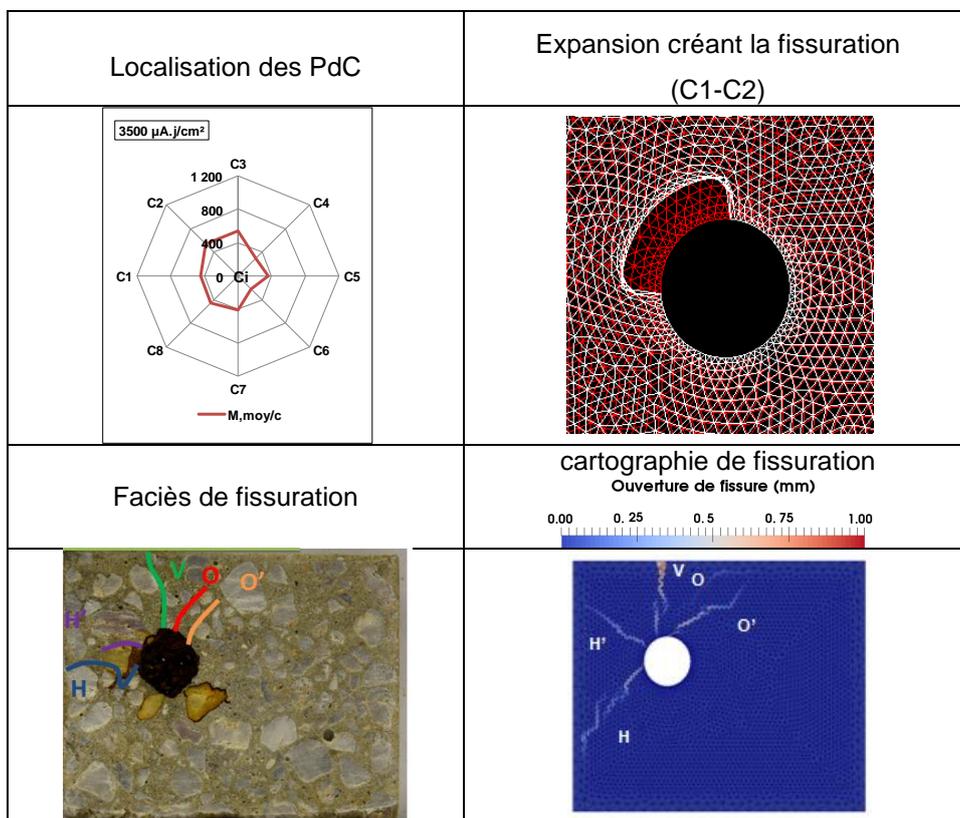


Figure VI-20. Comparaison entre les fissurations numériques (expansion semi-uniforme sur C1 ; C2) et expérimentales (densité de courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$) pour une charge totale de $3500 \mu\text{A}.\text{j}/\text{cm}^2$

L'étude issue des Figure VI-18, Figure VI-19 et Figure VI-20 permet de constater que les PdC observés au MEB n'engendrent pas systématiquement une concentration de contraintes suffisantes pour fissurer le béton. De plus, la modélisation numérique a mis en évidence que dans le cas d'un corps d'épreuve en béton, armé d'une armature HA20 située en coin et soumise à une corrosion accélérée, seuls les PdC localisés au niveau des cadrans C1, C2 et/ou C3 sont responsables de la concentration des contraintes induisant des faciès de fissuration en cohérence avec les faciès expérimentaux.

Pour compléter l'analyse du processus de fissuration induite par la corrosion, il convient donc de comprendre pourquoi les PdC responsables de la fissuration se concentrent seulement au niveau des cadrans C1, C2 et/ou C3 alors que d'après les observations au MEB, la plupart des cadrans ont été corrodés.

Les observations au MEB présentées au Chapitre IV ont permis de montrer un décollement à l'interface entre l'acier et le béton au niveau des cadrans C7 et C8. Parmi les pistes d'explication, il est possible d'avancer l'un des deux phénomènes suivants ou leur combinaison :

- **La formation préférentielle des PdC situés au niveau des cadrans C2 et C3 du fait des conditions expérimentales (et notamment du protocole d'imposition du courant de corrosion).**

Comme cela a déjà été commenté, les PdC créés ont un coefficient de gonflement bien plus élevé que celui du fer atteignant parfois 12. La formation des PdC situés au niveau des cadrans C2 et C3, peut entraîner un décollement au niveau des cadrans C7 et C8 qui permettrait aux PdC de se former dans ces régions sans adhérence sans y appliquer des contraintes.

- **La présence de vides due à un tassement du béton au jeune âge ou aux conditions de coulage.**

La présence de vides autour de l'armature provient essentiellement du sens du coulage par rapport au positionnement de l'armature. En effet, Soylev [143] a montré que le phénomène de ressuage et de tassement du béton frais peut créer des vides d'épaisseur allant jusqu'à 1 mm sous l'armature quand cette dernière est positionnée horizontalement et que le coulage est effectué à la verticale. Ainsi, la présence de vides entraîne une discontinuité du contact entre l'armature et le béton et favorise la croissance et les phénomènes de dissolution/diffusion/précipitation du fer dans le béton dans les zones préférentielles. Cela a été montré par Zhang [163] et Yu [229] qui ont de plus constaté un retard de la fissuration.

VI.3.5 Etude quantitative de la fissuration interne et externe

Dans les parties précédentes, il a été montré qu'il est important de connaître la localisation des PdC créant la fissuration pour obtenir un faciès de fissuration numérique proche de celui issu de l'expérimentation. Dans notre cas d'étude, les résultats de la modélisation ont mis en évidence l'existence de zones spécifiques de localisation des PdC induisant des faciès de fissuration en cohérence avec les faciès expérimentaux (les cadrans C1, C2 et/ou C3). D'autres zones de localisation des PdC ont été observées au MEB, mais les calculs indiquent qu'elles sont peu opérantes vis-à-vis de la fissuration.

La précédente analyse se focalisait sur des mécanismes et se positionnait comme une approche qualitative. Dans cette seconde partie d'analyse, le but est de vérifier si les résultats issus de la modélisation sont en adéquation quantitative avec ceux de l'expérience. Les grandeurs prises en compte concernent l'orientation, l'ouverture et la longueur des fissures.

La Figure VI-21 répertorie l'orientation, l'ouverture et la longueur des fissures obtenues expérimentalement et numériquement pour une charge totale de courant de $3500 \mu\text{A.j/cm}^2$ pour les trois densités de courant ($50 \mu\text{A/cm}^2$, $100 \mu\text{A/cm}^2$ et $200 \mu\text{A/cm}^2$).

Ces résultats indiquent que, en termes d'ouverture et d'orientation de fissures, les résultats expérimentaux et numériques sont en très bonne adéquation alors que les longueurs des fissures obtenues numériquement sont plus importantes que celles obtenues expérimentalement. Ces résultats quantitatifs confirment la pertinence de l'approche numérique proposée qui avait préalablement démontrée sa capacité à retrouver (qualitativement) les faciès de fissuration observés expérimentalement dans les parties précédentes.

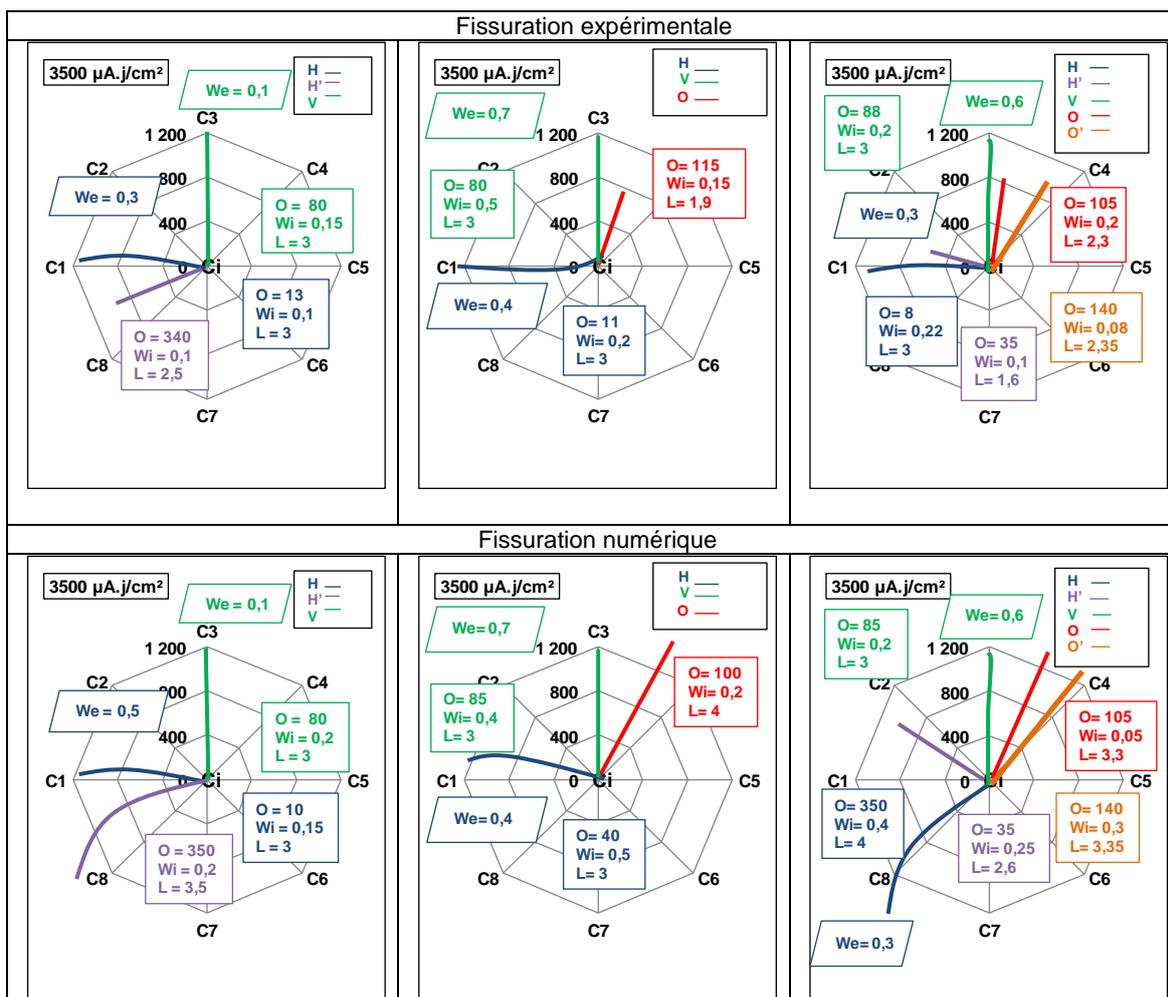


Figure VI-21. Confrontation entre les principaux résultats expérimentaux et numériques relatifs à la fissuration

VI.3.6 Etude comparative vis-à-vis de la littérature

Dans cette partie, l'objectif est de placer nos résultats vis-à-vis de ceux issus de la littérature. Pour cela, tout d'abord un résumé de quelques études a été réalisé et sert à rappeler les conditions d'expérimentation et les stratégies de modélisation pour étudier la forme de l'expansion des PdC à l'interface acier/béton et son influence vis-à-vis de la fissuration.

Plusieurs auteurs ont modélisé les effets de l'expansion des PdC sur le béton d'enrobage en terme de fissuration tels que Du [151], Zhao [185] [174] [102], Liu [153], Pantazopoulou [168], Bhargava [169], Li [170], Maaddawy [160], Firouzi [171], Chernin [172], Lu [67], Malumbela [173] et Ozbolt [230].

Du [151] et Ozbolt [230] se sont basés sur les résultats expérimentaux de Fischer [188] afin de valider leurs modélisations numériques.

Fischer [188] a étudié le faciès de fissuration de prismes en béton armé dotés de quatre armatures (de diamètre =12 mm) (Figure VI-22-a) avec une contre électrode placée sur les quatre faces du prisme le long du corps d'épreuve. Les essais de corrosion ont été menés suivant la méthode de corrosion potentiostatique. Un potentiel de 500 mV/ESH (Electrode Standard à Hydrogène) a été appliqué entre les anodes (armatures) et les cathodes (des grilles de titane platinées). Chaque jour, les faces longitudinales du corps d'épreuve ont été mouillées par une solution de 1% de chlorure pendant 1 à 3 minutes. La densité de courant de corrosion J_{corr} est de 20 à 25 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. L'ouverture maximale de fissure mesurée après 16 mois de corrosion accélérée est de 1,3 mm.

Le faciès de fissuration des corps d'épreuves testés par Fisher est constitué de deux fissures horizontales, une fissure verticale et une fissure oblique (Figure VI-22-b).

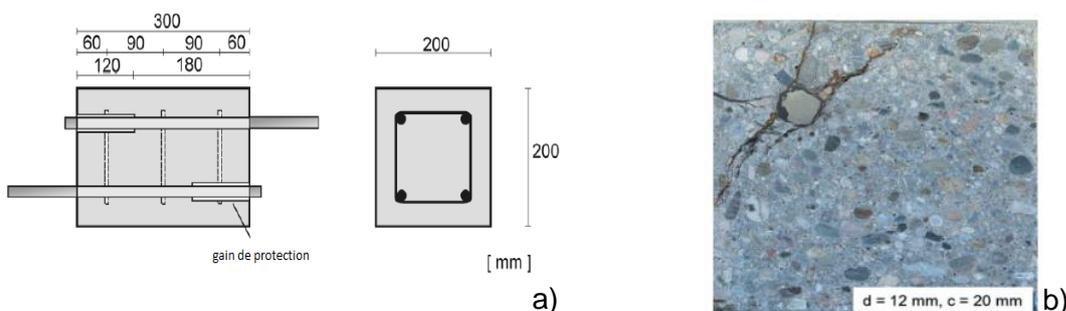


Figure VI-22. Etude de Fischer [188] ; a) Corps d'épreuve, b) Faciès de fissuration

Du [151] a exploré numériquement les effets d'une corrosion non uniforme sur la fissuration du béton d'enrobage comparativement à une corrosion uniforme. L'auteur a considéré l'influence de l'hétérogénéité du béton et de la zone poreuse dans sa modélisation numérique. Pour prendre en compte cette hétérogénéité, les granulats, les interfaces granulats/mortier et mortier ont été modélisés.

Dans son étude, Du [151] compare ses résultats numériques en terme de fissuration (Figure VI-23-b) aux résultats expérimentaux de Fischer [188] en tenant bien compte du fait que l'armature est située en coin mais sans considérer les conditions de pénétration des ions chlorure, l'emplacement des contre-électrodes et le processus de corrosion accélérée suivi par Fischer.

Dans sa simulation numérique, l'auteur impose une expansion elliptique (Figure VI-23-a) dont l'épaisseur maximale de PdC est orientée vers le haut, qui laisse à penser que l'auteur voulait simuler une contamination qui viendrait uniquement du haut du prisme ce qui n'est pas le cas dans l'étude de Fischer.

Néanmoins, en terme de dégradation, les résultats numériques obtenus par Du [151] semblent en adéquation avec les résultats expérimentaux de Fischer [188].

Selon Du [151], imposer une expansion elliptique est suffisant pour obtenir les faciès de fissuration des prismes corrodés observés par Fischer alors que notre étude comparative entre l'expérimental et le numérique montre qu'un chargement semi-uniforme sur un ou

plusieurs cadrans localisés entre C1, C2 et C3 reproduit un faciès similaire à celui observé expérimentalement.

Etant donné la manière de générer l'expansion, Du [151] montre que l'emplacement de la contre électrode et la provenance des ions chlorure ne sont pas les seuls critères à considérer pour gouverner la fissuration.

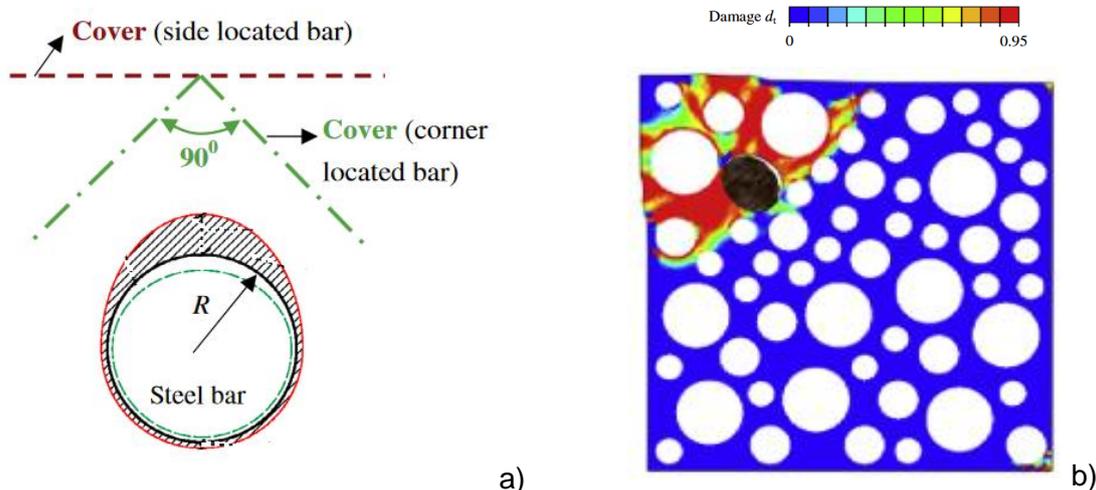


Figure VI-23. Etude de Du [151]; a) Expansion elliptique adoptée, b) Cartographie d'endommagement

Ozbolt [230] se base également dans sa modélisation sur les résultats de Fischer [188]. Dans sa simulation, il prend en compte les phénomènes qui se passent avant et après la dépassivation de l'armature. Les phénomènes de transport d'eau, d'oxygène, d'ions chlorure et la température ont été pris en compte lors de la phase précédant la dépassivation de l'armature. Les sites anodiques et cathodiques ont été modélisés tout le long de l'armature. Le couplage entre les phénomènes électrochimiques et mécaniques a également été pris en compte.

Ozbolt a obtenu une cartographie d'endommagement (Figure VI-24-b) en imposant une pression à l'interface acier/béton qui évolue en fonction du temps (Figure VI-24-a).

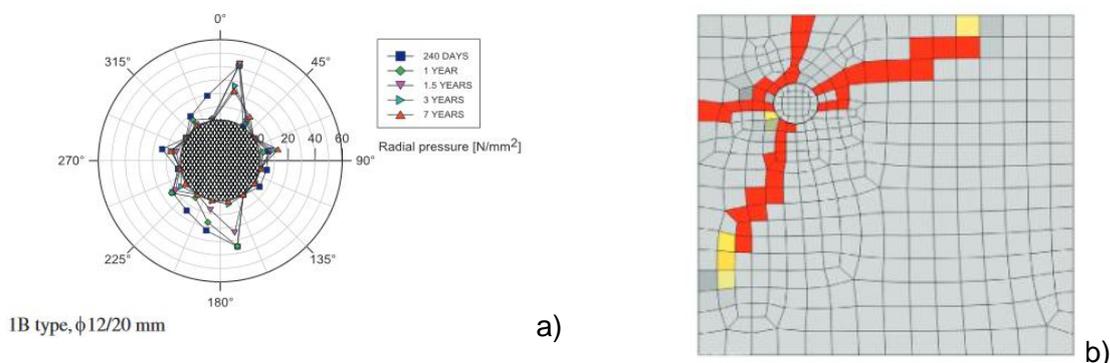


Figure VI-24. Etude d'Ozbolt [230] ; a) Chargement adopté, b) Cartographie d'endommagement associée

En terme de fissuration, les résultats numériques obtenus par Du [151] et Ozbolt [230] sont en adéquation avec les résultats expérimentaux de Fischer [188] et comparables aux résultats expérimentaux et numériques de notre étude (Figure VI-20).

Dans l'étude de Fischer, il n'y a pas d'observation au MEB pour déterminer les épaisseurs de PdC afin de les comparer aux expansions appliquées par Du [151] et Ozbolt [230]. Il n'est donc pas possible de donner une réponse à l'hypothèse que la localisation des PdC à certaines zones de l'interface acier/béton ne semble pas jouer un rôle direct sur la fissuration.

Selon les simulations numériques réalisées dans notre étude, l'hétérogénéité et le type d'expansion ont une influence sur les résultats numériques en termes de cartographies de fissuration ce qui est en accord avec les résultats numériques de Du [151].

Dans la partie expérimentale de l'étude menée par Zhao [185] des cycles d'humidification avec une solution de NaCl et de séchage ont été appliqués durant 12 mois sur un corps d'épreuve en béton armé (Figure VI-25-a). Le faciès de fissuration alors obtenu est constitué de trois fissures, une horizontale, une verticale et une oblique (Figure VI-25-b). La forme de la couche de PdC observée au MEB est de type elliptique. Les ouvertures de fissures varient entre 0,05 et 0,9 mm.

Dans sa modélisation, Zhao a appliqué une expansion elliptique des PdC en se basant sur ses données expérimentales [185] (Figure VI-26-a). Les résultats numériques présentent alors une cartographie de fissuration surestimant le nombre de fissures par rapport au faciès de fissuration obtenu expérimentalement (Figure VI-26-b). Le faciès de fissuration numérique est constitué de deux fissures horizontales, d'une fissure verticale dirigée vers le haut, de deux fissures verticales dirigées vers le bas et de deux fissures obliques.

La technique employée dans nos travaux est similaire à celle de Zhao, étant donné que l'expansion générée numériquement se base également sur les épaisseurs de PdC observées expérimentalement.

Il est intéressant de remarquer que les simulations numériques effectuées par Zhao montrent deux fissures verticales dirigées vers le bas qui ne sont pas présentes sur le schéma de fissuration expérimental. La présence de ces deux fissures numériques provient vraisemblablement de l'imposition d'une expansion aux cadrans C5, C6, C7 et C8.

En terme de faciès de fissuration, les résultats numériques et expérimentaux obtenus dans notre étude aux regards des résultats expérimentaux et numériques obtenus par Zhao [185] montrent bien qu'il est important de considérer seulement les couches de PdC induisant la fissuration. Ces résultats illustrent donc la fiabilité et la rationalité de l'approche numérique mise en place dans le cadre de notre étude. Il est cependant important de noter que la discussion menée dans ce paragraphe en s'appuyant sur les différentes études citées n'a été réalisée que d'un point de vue qualitatif étant donné que les conditions d'essai, les géométries des corps d'épreuve et les propriétés mécaniques du béton sont différentes.

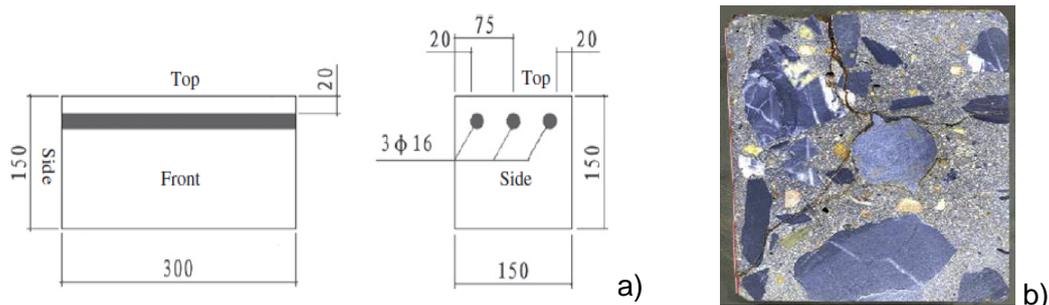


Figure VI-25. Etude expérimentale de Zhao [185] ; a) Corps d'épreuve, b) Faciès de fissuration

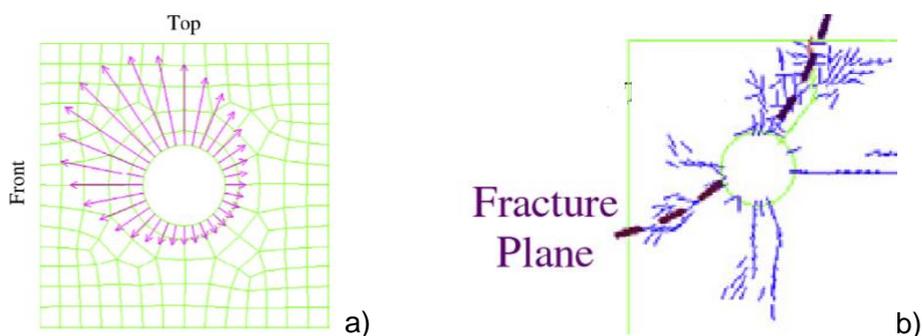


Figure VI-26. Modélisation de l'étude de Zhao [185] ; a) Pression exercée , b) Cartographie de fissuration

VI.4 Conclusions

Dans le cadre de notre étude, une modélisation numérique du comportement mécanique d'un prisme en béton armé corrodé a été menée. La mise en place de cette modélisation se scinde en plusieurs phases dont seule la première phase a été mise en œuvre dans ce travail. Elle a consisté à modéliser l'expansion des PdC et étudier ses conséquences sur la fissuration du béton d'enrobage. Pour cette modélisation, les PdC ne sont pas considérés explicitement, seuls l'expansion induite par leur production est prise en compte. Après avoir vérifié l'objectivité du maillage à l'égard des cartographies de fissuration ainsi que la pertinence des conditions aux limites reproduisant les conditions d'appuis, les calculs sont réalisés en tenant compte de l'hétérogénéité du béton et en lui affectant une loi de comportement non linéaire. Les calculs sont réalisés sans prise en compte du paramètre temps. Les résultats montrent que :

- ❖ D'après l'étude paramétrique, le faciès de fissuration possède une dépendance par rapport à l'hétérogénéité du béton et la localisation et l'épaisseur des PdC.
- ❖ Parmi les trois types d'expansion, l'expansion semi-uniforme est celle qui montre une fissuration précoce par rapport aux deux autres types d'expansion, homothétique et elliptique.
- ❖ La modélisation a permis de mettre en évidence que considérer fidèlement les épaisseurs de la couche de PdC observées expérimentalement ne permet pas d'obtenir un faciès de fissuration en adéquation avec les observations

expérimentales. En effet, alors que les calculs ont mis en évidence l'existence de zones spécifiques de localisation des PdC induisant des faciès de fissuration en cohérence avec les faciès expérimentaux (les cadrans C1, C2 et/ou C3), ils ont aussi montré que la prise en compte dans le calcul d'autres zones de localisation des PdC (zones où ont pourtant été observés ces PdC expérimentalement) génère numériquement des fissures qui ne se retrouvent pas expérimentalement. Les hypothèses d'un décollement initial de l'interface acier/béton au niveau de ces zones (zones de vides) et/ou un décollement de l'interface acier/béton engendré par la formation de PdC au niveau des cadrans C2 et C3 au début de l'essai ont été formulées, pour expliquer qu'elles ne sont pas des zones où la production de PdC entraîne de la fissuration.

Bien que la modélisation ne soit qu'à sa première phase de mise en place, le modèle permet tout de même d'estimer des faciès de fissuration (orientation, ouverture et longueur des fissures) en accord avec les faciès obtenus expérimentalement.

VI.5 Perspectives

Un certain nombre de pistes d'amélioration de la modélisation sont possibles. Ces améliorations seront à considérer dans la mise en place d'une modélisation dont la présentation de la première phase fait l'objet du présent chapitre.

Les travaux à poursuivre sont les suivants :

- ❖ Intégrer explicitement le temps dans la modélisation pour tenir compte du caractère évolutif de la corrosion et des caractéristiques du béton.
- ❖ Prendre en compte de manière explicite les PdC qui seront considérés comme un troisième matériau à part entière. Il est possible d'affecter les propriétés mécaniques des PdC à des éléments d'interface acier/béton dans un premier temps avant de passer à des éléments volumiques (ou bidimensionnels) représentant un matériau à part entière dans la modélisation. Il conviendrait alors d'intégrer également la perte de section d'acier.
- ❖ Considérer les phénomènes de dissolution/diffusion/précipitation du fer dans le béton et dans les microfissures dans le but d'étudier leur influence sur l'instant d'initiation de la fissuration et sur l'évolution du faciès de fissuration.
- ❖ Tenir compte de la présence des défauts (vides) au niveau de l'interface armature/béton due au sens du coulage.
- ❖ Coupler cette modélisation basée sur l'aspect mécanique aux mécanismes de transport des agents agressifs, de dépassement de l'armature (conditions de transition de l'état passif de corrosion à l'état actif) et de réactions électrochimiques.
- ❖ Passer à la modélisation 3D avec prise en compte de la variation d'adhérence entre l'acier et le béton lors que la structure est sollicitée par un chargement extérieur en plus de la corrosion. Ce phénomène pourrait être modélisé en utilisant le modèle d'interface acier/béton de Richard [134], par exemple.

Conclusions générales et perspectives

Conclusions générales et perspectives

Dans le cadre de ce travail, les objectifs visés étaient de préciser et de quantifier les relations entre les dégradations internes dues à la corrosion de l'armature (formation de PdC et fissuration du béton) et les dégradations externes d'éléments structurels en béton armé (fissuration du béton).

La corrosion des armatures des corps d'épreuve en béton armé confectionnés a été générée de manière artificielle et accélérée en présence d'ions chlorure sous un courant imposé en considérant trois densités de courant (50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$) et différentes durées.

Les caractérisations électrochimiques avant et après corrosion accélérée ont permis de démontrer le passage de la corrosion passive à active des armatures dans le béton à l'échelle macroscopique.

Des analyses ont été réalisées en termes d'épaisseurs de PdC et de fissurations internes et externes sur les corps d'épreuve après les essais de corrosion accélérée. Une disparité des résultats des épaisseurs et de la localisation des PdC sur les huit cadrans autour de l'armature a été remarquée. Ce sont les conditions de l'essai de la corrosion accélérée et la géométrie des corps d'épreuves qui conditionnent la distribution des lignes de courant et donc influencent la localisation des PdC autour de l'armature. En effet, les gradients hydriques, d'ions chlorure et d'oxygène perturbent le cheminement des lignes de courant. L'analyse des cartographies de fer montre que les épaisseurs de PdC pour les densités de courant de 50 et 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ sont moins importantes que celles issues de la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Cela implique que la diffusion des PdC est d'autant plus importante que la densité de courant est faible. En analysant le lien entre les épaisseurs de PdC et la fissuration interne, il a été montré que plus l'épaisseur des PdC est importante, plus le nombre de fissures qui constituent le faciès de fissuration interne est important. De plus, l'utilisation d'une densité de courant supérieure à 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ amplifie l'état de fissuration du prisme. Donc, plus la densité de courant est importante, plus la cinétique est élevée et donc plus les conséquences mécaniques sont visibles rapidement.

Concernant la fissuration externe, les fissures observées dans cette étude sont liées à la géométrie des échantillons et sont localisées sur les faces de faibles enrobages (3 cm). Conformément aux résultats de la littérature, l'ouverture de fissure externe augmente en fonction de l'augmentation de la charge totale.

Le bilan des dégradations montre que les facteurs qui peuvent influencer la localisation d'une épaisseur importante de PdC se produisent en deux étapes. La première est avant la fissuration du béton d'enrobage et dans le cas où les ions chlorure parcourent une distance faible et atteignent l'armature. Ces conditions engendrent une déstabilisation d'une partie de la couche passive facilitant l'accès au métal ce qui active le processus de corrosion et entraîne la formation d'une importante épaisseur de PdC localisée à l'interface acier/béton au droit de la surface de pénétration des ions chlorure. Ces PdC peuvent se former ailleurs autour de l'acier en fonction de la teneur en oxygène.

La deuxième étape se déroule après la fissuration externe du corps d'épreuve (fissures débouchantes). Un chemin préférentiel des ions chlorure se crée si la fissure est en T facilitant l'accès au métal ainsi, l'eau et l'oxygène peuvent accéder directement à l'armature ce qui permet d'accélérer le processus de corrosion. Dans ces conditions, les importantes épaisseurs de PdC sont souvent localisées aux droits des fissures débouchantes.

Les essais d'arrachement ont démontré que l'effort nécessaire à l'extraction de l'armature diminue en fonction de l'augmentation du taux de corrosion et que le mécanisme prépondérant pour la géométrie choisie est l'éclatement du béton d'enrobage. La quasi-absence de glissement entre l'acier et le béton n'a pas permis d'aboutir à des quantifications utilisables pour modéliser le comportement de l'interface acier/béton.

Néanmoins, cette absence de données constitue un retour d'expérience utile à la future mise au point d'essais similaires avec d'autres géométries. Ces essais restent nécessaires à la formulation de lois de comportement de l'interface acier/béton traduisant l'effet de la variation de l'adhérence entre l'acier et le béton et la dégradation des performances induite.

Notre étude a permis d'expliquer les mécanismes des fissurations internes et leurs conséquences sur les fissurations externes. Le fait de se rapprocher d'une situation plus représentative de la réalité des ouvrages pour lesquels la contamination arrive par le parement selon un seul sens a compliqué l'interprétation des résultats expérimentaux.

Il est important de signaler que les méthodes accélérées induisent des différences dans les résultats comparativement à la corrosion naturelle [66]. La réalisation d'essais à très long terme en vieillissement naturel en complément d'études et de modélisations des phénomènes à l'échelle macroscopique pourrait être envisagée. L'objectif final étant de modéliser le comportement d'ouvrages réels, il semble nécessaire de confronter nos prédictions à la réalité dans des cas bien documentés.

A partir des nombreuses données expérimentales acquises, deux modèles ont été élaborés. Un premier modèle a été développé pour expliquer l'initiation et le développement de la corrosion des aciers. Malgré les nombreuses hypothèses simplificatrices qu'il nous a été nécessaires de formuler, le comportement global de prismes soumis à la corrosion accélérée peut être retrouvé de façon satisfaisante, sous réserve de tenir compte de l'épaisseur de la couche de PdC à caractère résistif. Le modèle a été validé par rapport aux essais de corrosion accélérée de l'étude de Sanz [12]. Il permet de déterminer l'instant de formation des PdC conducteurs selon la densité de courant. Le but initial de cette modélisation était de prédire le comportement de structure corrodée naturellement. Cependant, le champ d'application de ce modèle se restreint aux essais de corrosion accélérée. Pour prédire le comportement de structure corrodée naturellement, le modèle doit être revu en fonction des processus naturels et surtout ceux de la phase d'incubation.

Le deuxième modèle permet de prédire le comportement mécanique en termes de fissuration de prismes en béton armé corrodés. Trois types d'expansion de PdC ont été testés et la forte dépendance de la localisation des épaisseurs de PdC induisant la fissuration du béton d'enrobage a été montrée. Il a été constaté que la formation des PdC localisés face à la contre-électrode et à l'arrivée des ions chlorure (cadrans C1, C2 et C3) est susceptible de créer un décollement entre le béton et l'acier proche de cette zone d'expansion engendrant ainsi la migration des PdC vers les zones de décollement (cadrans C8, C7, C4 et C5).

Au vu des résultats numériques obtenus, il apparaît nécessaire de poursuivre cette modélisation en considérant des phénomènes qui nous semblent importants tels que la migration des PdC dans la zone poreuse et dans les microfissures dans le but d'étudier leur influence sur l'instant d'initiation de la fissuration. Il serait également pertinent d'intégrer d'autres phénomènes tels que la perte de section d'acier et la couche de PdC explicitement pour prédire au mieux le comportement d'éléments structurels en béton armé corrodés. Il serait aussi intéressant de valider le modèle à l'échelle d'un élément structurel en béton armé et proposer un programme de surveillance adapté aux colis en béton armé.

Références

Références

1. Godart, B, *Gestion des ponts en Europe - Projet européen BRIME*, in *Etudes et Recherches des laboratoires des ponts et chaussées*. 2005.
2. Pourbaix, M, *Applications of electrochemistry in corrosion science and in practice*. Corrosion Science, 1974. **14**(1): p. 25-82.
3. Bazant, Z, *Physical model for steel corrosion in concrete sea structures theory*. Journal of the Structural Division, 1979: p. 1137-1166.
4. Tran, V, *Contribution à la compréhension des mécanismes de dépassivation des armatures d'un béton exposé à l'eau de mer : théorie et modélisation thermochimique*. 2016, Thèse Ecole Centrale de Nantes. p. 130.
5. Dehoux, A, *Propriétés mécaniques des couches de produits de corrosion à l'interface acier / béton*. 2012, Thèse Université Pierre et Marie Curie.
6. Mai-Nhu , J, *Corrosion des armatures du béton : couplage carbonatation/chlorures en présence de cycles hydriques*. 2013, Thèse Université Toulouse III Paul Sabatier.
7. Alonso, C, Andrade, C , Castellote, M and Castro, P, *Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar*. Cement and Concrete Research, 2000. **30**(7): p. 1047-1055.
8. Caré, S and Raharinaivo, A, *Influence of impressed current on the initiation of damage in reinforced mortar due to corrosion of embedded steel*. Cement and Concrete Research, 2007. **37**: p. 1598-1612.
9. Angst, U, Elsener, B , Larsen, CK and Vennesland, Ø, *Critical chloride content in reinforced concrete*. Cement and Concrete Research, 2009. **39**(12): p. 1122-1138.
10. Bouteiller, V, Cremona, C, Baroghel-Bouny, V and Maloula, A, *Corrosion initiation of reinforced concretes based on Portland or GGBS cements: Chloride contents and electrochemical characterizations versus time*. Cement and Concrete Research, 2012. **42**(11): p. 1456-1467.
11. Garcia, V, *Contribution à l'étude du taux de chlorures pour l'amorçage de la corrosion des armatures du béton armé*. 2013, Thèse Université Toulouse III Paul Sabatier. p. 261.
12. Sanz, B, *Experimental and numerical study of cracking of concrete due to corrosion*. 2014, Thèse Universidad Politecnica de Madrid Escuela Tecnica Superior de Ingeniros de Caminos. p. 254.
13. Tuutti, k *Corrosion of steel in concrete*. Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.
14. Bhargava, K, Ghosh, A, Mori, Y and Ramanujam, S, *Analytical model for time to cover cracking in RC structures due to rebar corrosion*. Nuclear Engineering and Design, 2006. **236**(11): p. 1123-1139.
15. François, P, *Influence de la fissuration du béton sur la corrosion des armatures*. 2009, Thèse Université Laval.
16. Bamforth, P, *Probabilistic performance based durability design of concrete structures*. Management Of Concrete Structures For Long Term Serviceability, 1997: p. 33-44.
17. Otieno, M, Beushausen, H and Alexander, M, *Modelling corrosion propagation in reinforced concrete structures*. Cement and Concrete Composites, 2011. **33**(2): p. 240-245.
18. Andrade, C, Soler, L and Novoa, X.R, *Advances in electrochemiocl impedance measurements in reinforced concrete*. Materials Science Forum, 1995. **192-194**: p. 843-856.
19. Suda, k, Misra, S and Motohashi, K, *Corrosion products of reinforcing bars embedded in concrete*. Corrosion Science, 1993. **35**: p. 1543-1549.

-
20. Joiret, S, Kedddam, M, Novoa, X.R and Pèrez, M.C, *Use of EIS, ring disk electrode, EQCM and Raman spectroscopy to study the film of oxides formed on iron in 1M NaOH*. Cement and Concrete Composites, 2002. **24**(1): p. 7-15.
 21. Al Hajjar, H, *Applicabilite et efficacite d'une protection galvanique aux aciers de précontrainte*. 2008, Thèse Université Toulouse III Paul Sabatier. p. 228.
 22. Freire, L and Novoa, X. R, *Study of passive films formed on mild steel in alkaline media by application of anodic potentials*. Materials Chemistry and Physics, 2009. **114**(2-3): p. 962-972.
 23. Poursaee, A and Hansson, C, *Reinforcing steel passivation in mortar and pore solution*. Cement and Concete Research, 2007. **37**: p. 1127-1133.
 24. Nasser, A, *La corrosion des aciers dans le béton à l'état passif et par carbonatation : Prise en compte des courants galvaniques et des défauts d'interface acier – béton*. 2010, Thèse de l'université de Toulouse III-Paul Sabatier. p. 226.
 25. Deby, F, *Rapport de synthèse sur la prédiction de la diffusion ionique*. 2010 a, Université Toulouse III Paul Sabatier. p. 15.
 26. Deby, F, *Rapport de synthèse sur les mesures de migration des chlorures*. 2010 b, Université Toulouse III Paul Sabatier. p. 21.
 27. Ahmad, S, *Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction—a review*. Cement and Concrete Composites, 2003. **25**(4–5): p. 459-471.
 28. L'Hostis, V, *Benchmark des poutres de la Rance*. Revue européenne de génie civil, ed. Lavoisier. Vol. 11. 2007. 255.
 29. L'Hostis, V and Emtaz, C, *Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste. L3-5/2 Rapport de synthèse des autopsies*. 2010. p. 22.
 30. Liu, T and Weyers, R, *Modeling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures*. Cement and Concrete Research, 1998. **28**: p. 365–379.
 31. Zhao, Y, Yu, J, Wu, Y and Jin, W, *Critical thickness of rust layer at inner and out surface cracking of concrete cover in reinforced concrete structures*. Corrosion Science, 2012. **59**: p. 316-323.
 32. Michel, A, Pease, B, Peterová, A, Geiker, M, Stang, H and Thybo, A, *Penetration of corrosion products and corrosion-induced cracking in reinforced cementitious materials: Experimental investigations and numerical simulations*. Cement and Concrete Composites, 2014. **47**: p. 75-86.
 33. Alonso, C, Andrade, C and Rodriguez, J, *Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion*. Materials and Structures, 1998. **31**(7): p. 435-441.
 34. Choi, Y, Yi, S, Kim, M, Jung, W and Yang, E, *Effect of corrosion method of the reinforcing bar on bond characteristics in reinforced concrete specimens*. Construction and Building Materials, 2014. **54**: p. 180-189.
 35. Bouteiller, V, Marie-Victoire, E and Cremona, C, *Mathematical relation of steel thickness loss with time related to reinforced concrete contaminated by chlorides*. Construction and Building Materials, 2016. **124**: p. 764-75.
 36. Ramachandran, V, *Hydration of cement — role of triethanolamine*. Cement and Concrete Research, 1976. **6**(5): p. 623-631.
 37. *Rapport : Altération du béton en site maritime*, CETMEF, Editor. 2011, Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable, des Transports et du Logement. p. 70.
 38. Francois, R, Arliguie, G and Bardy, D, *Electrode potential measurements of concrete reinforcement for corrosion evaluation*. Cement and Concrete Research, 1994. **24**(3): p. 401-412.
 39. Mohammed, U, Otsuki, N and Hisada, M, *Corrosion of steel bars respect to orientation in concrete*. ACI Materials Journal, 1999. **96**(2): p. 154-159.
-

40. Li, C, *Corrosion initiation of reinforcing steel in concrete under natural salt spray and service loading - results and analysis*. ACI Materials Journal, 2000. **97**(6): p. 690-697
 41. Yoon, S, Wang, K, Weiss, J and Shah, S, *Interaction between loading, Corrosion, and Serviceability of reinforced concrete*. ACI Materials Journal, 2000. **97**(6): p. 637-644.
 42. Le Bescop, P, Adenot, F, Galle, C and Lovera, P, *Dégradation des matériaux à base de liants hydrauliques en milieu saturé- Application au comportement à long terme des colis "béton"*. 2000, CE Saclay et CE Caradache.
 43. Vidal, T, Castel, A and François, R, *Corrosion process and structural performance of a 17 year old reinforced concrete beam stored in chloride environment*. Cement and Concrete Research, 2007. **37**(11): p. 1551-1561.
 44. Li, C, *Initiation of Chloride-Induced Reinforcement Corrosion in Concrete Structural Members - Experimentation*. ACI Structural Journal, 2001. **98**(4): p. 502-510.
 45. Castel, A, Vidal, T, Francois, R and Arliguie, G, *Influence of steel - concrete interface quality on reinforcement corrosion induced by chlorides*, in *Magazine of Concrete Research*. 2003. p. 151-159.
 46. El Maaddawy, T and Soudki, K, *Effectiveness of impressed current technique to simulate corrosion of steel reinforcement in concrete*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2003: p. 41-47.
 47. Andrade, C and Alonso, C, *Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of polarization resistance method*. Materials and Structures, 2004. **37**: p. 623-643.
 48. Richard, B, Quiertant, M, Bouteiller, V, Adelaide, L, Tailhan, J and Cremona, C, *Influence of accelerated corrosion on the reinforced cover concrete cracking behavior: experimental and numerical study*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2012. **16**(3-4): p. 450-459.
 49. Bouteiller, V, Toque, C, Cury, A, Cherrier, J, Diday, E and Cremona, C, *Non-destructive electrochemical characterizations of reinforced concrete corrosion: basic and symbolic data analysis*. Corrosion Reviews, 2012. **30**(1-2).
 50. Bouteiller, V and Lombart, Jérôme *Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste : Faisabilité d'une corrosion accélérée sur des poutrelles en béton armé et Dimensionnement par calculs éléments finis d'un essai de fluage d'une poutre en flexion 4 points*. 2010.
 51. Ferrigno, 1999, *Coplanar interdigitated band electrodes for electrosynthesis. Part 6. Hypochlorite electrogeneration from sea water electrolysis*. Electrochimica acta, 1999. **44**(17): p. 2871-2878.
 52. Wenger, F, *Etude de la corrosion de l'acier doux dans le béton par des méthodes électrochimiques. Application au contrôle des ouvrages de génie civil*. 1986, Université Paris-Sud.
 53. Elsener, B, *RILEM TC 154-EMC: Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion - Recommendations - Half-cell potential measurements - Potential mapping on reinforced concrete structures*. Materials and Structures, 2003. **36**: p. 461-71.
 54. Poupard, O, *Corrosion by chlorides in reinforced concrete: Determination of chloride concentration threshold by impedance spectroscopy*. Cement and Concrete Research, 2004. **34**: p. 991-1000.
 55. John, G and Searson, P, *Use of AC impedance technique in studies on steel in concrete in immersed conditions*. British Corrosion Journal, 1981. **16**(2): p. 102-106.
-

-
56. Macdonald, D, Mc Kuber , D and Urquidi-Macdonald, M, *Theoretical assessment of AC impedance spectroscopy for detecting corrosion of rebar in reinforced concrete*. National Association of Corrosion Engineers, 1988.
 57. Keddam, M, Novoa , X. R. , Soler, L, Andrade, C and Takenouti, H, *An equivalent electrical circuit of macrocell activity in facing electrodes embedded in cement mortar*. Corrosion Science, 1994. **36**(7): p. 1155-1166.
 58. Dhouibi, L, Triki, E, Grandet, J and Raharinaivo, A, *Comparing the steel-concrete interface state and its electrochemical impedance*. Cement and Concrete Research, 1996. **26**(2): p. 253-266.
 59. Stern, M and Geary, A, *A theoretical analysis of the shape of polarization curves*. Journal of the Electrochemical Society, 1957. **104**: p. 56-63.
 60. Millard, A, L'Hostis, V, Beddiar, K and Care, S, *Report: Modelling the cracking of a reinforced concrete structure submitted to corrosion of steels- first validation of a damage model based on experimental results*. 2004: p. 12.
 61. Abosra, L, Ashour, A and Youseffi, M, *Corrosion of steel reinforcement in concrete of different compressive strengths*. Construction and Building Materials, 2011. **25**(10): p. 3915-3925.
 62. Al-Sulaimani, G, Kallemullah, M, Basunbul, I and Rasheeduz, Z, *Influence of corrosion and cracking on bond behaviour and strength of reinforced concrete members*. ACI Structural Journal, 1990. **87**(2).
 63. Sanz, B, Planas, J and Sancho, José M., *An experimental and numerical study of the pattern of cracking of concrete due to steel reinforcement corrosion*. Engineering Fracture Mechanics, 2013. **114**: p. 26-41.
 64. Moreno, E, *Mathematical models to predict the mechanical behavior of reinforcements depending on their degree of corrosion and the diameter of the rebars*. Construction and Building Materials, 2014. **61**: p. 156-163.
 65. Lee, H.S, Tomosawa, F, Masuda, Y and Kage, T, *Effects of CFRP sheets on flexural strengthening of RC beams damaged by corrosion of tension rebar*. Engineering Materials and technology, 1997. **348-349**: p. 437-440.
 66. Andrade, C. and Alonso, C., *Corrosion rate monitoring in the laboratory and on-site*. Construction and Building Materials, 1996. **10**(5): p. 315-328.
 67. Lu, C, Jin, W and Liu, R, *Reinforcement corrosion-induced cover cracking and its time prediction for reinforced concrete structures*. Corrosion Science, 2011. **53**: p. 1337-1347.
 68. Andrade, C, Alonso, C and Molina, F.J *Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I – experimental test*. 1993. **26**: p. 453–464.
 69. Rodriguez, J, Ortega, L.M and Garcia, A.M, *Assessment of structural elements with corroded reinforcement*, in *Corrosion and corrosion protection of steel in concrete*. 1994: University of Sheffield. p. 171-185.
 70. Caré, S, *HDR: Effets mécaniques de la corrosion des armatures dans les structures du béton armée*. 2007: p. 59-80.
 71. Almusallam, A.A, Al-Gahtani, A. S, Abdur Rauf, A and Rasheeduz, Z, *Effect of reinforcement corrosion on bond strength*. Construction and Building Materials, 1996b. **10**(2): p. 123-129.
 72. Jamali, A, Angst, U, Adey, B and Elsener, B, *Modeling of corrosion-induced concrete cover cracking: A critical analysis*. Construction and Building Materials, 2013. **42**: p. 225-237.
 73. Aveldaño, R and Ortega, N, *Characterization of concrete cracking due to corrosion of reinforcements in different environments*. Construction and Building Materials, 2011. **25**(2): p. 630-637.
 74. Almusallam, A, Al-Gahtani, A, Abdur Rauf, A, Dakhill, F and Rasheeduz, Z, *Effect of reinforcement corrosion on flexural behavior of concrete slabs*. Materials in Civil Engineering 1996a. **8**(3): p. 123-127.
-

-
75. Fang, C and Lundgren, K, *Corrosion influence on bond in reinforced concrete*. Cement and Concrete Research, 2004. **34**: p. 2159-2167.
 76. Yoon, I , Çopuroğlu, Oğuzhan and Park, Ki-Bong, *Effect of global climatic change on carbonation progress of concrete*. Atmospheric Environment, 2007. **41**(34): p. 7274-7285.
 77. Weyers, R and Prowell, B, *Corrosion inhibiting repair and rehabilitation treatment process for reinforced concrete structures*. Cement and Concrete Composites, 1996. **819**(5): p. 459.
 78. Mehta, P.K and Monteiro, P, *Concrete : Microstructures, properties and materials*. 1997. 653.
 79. Andrade, C, Alonso, M and Molina, F.J, *Cover cracking as a function of bar corrosion: Part 1- experimental test*. Materials and Structures, 1993. **26**: p. 453-464.
 80. Molina, F.J, Alonso, C and Andrade, C, *Cover cracking as a function of rebar corrosion: Part 2 Numerical model*. Materials and Structures, 1993b. **26**: p. 532-548.
 81. Walton, J and Sagar, B, *A corrosion model for nuclear waste containers*. Materials Research Society, 1987. **84**: p. 271-282.
 82. Vu, K, Stewart, M and Mullard, J, *Corrosion-induced cracking: Experimental data and predictive models*. ACI Structural Journal, 2005. **102**(5): p. 719-726.
 83. Michel, A, Pease, B, Geiker, M, Stang, H and Olsen, J, *Monitoring reinforcement corrosion and corrosion-induced cracking using non-destructive x-ray attenuation measurements*. Cement and Concrete Research, 2011. **41**(11): p. 1085-1094.
 84. Bhargava, K, Ghosh, A. K, Mori, Y and Ramanujam, S., *Model for cover cracking due to rebar corrosion in RC structures*. Engineering Structures, 2006. **28**(8): p. 1093-1109.
 85. Caré, S., Nguyen, Q. T., L'Hostis, V. and Berthaud, Y., *Mechanical properties of the rust layer induced by impressed current method in reinforced mortar*. Cement and Concrete Research, 2008. **38**(8-9): p. 1079-1091.
 86. Nguyen, Q, Caré, S, Millard, A and Berthaud, Y, *Analyse de la fissuration du béton armé en corrosion accélérée*. Comptes Rendus Mécanique, 2007. **335**(2): p. 99-104.
 87. L'Hostis, V, Foct, F and Dillmann, P, *Corrosion behaviour of reinforced concrete: Laboratory experiments and archaeological analogues for long-term predictive modelling*. Journal of Nuclear Materials, 2008. **379**(1-3): p. 124-132.
 88. Suda, k, Misra, S and Motohashi, K, *Corrosion products of reinforcing bars embedded in concrete*. Corrosion Science, 2011. **35**(5-8): p. 1543-1549.
 89. Yoshioka, Y and Yonezawa, T, *Fundamental investigation on mechanical properties of reinforcement corrosion products*, in *37 th Annual Meeting of the JSCE*. 1990.
 90. Pease, B, Michel, A, Thybo, A and Stang, H, *Estimation of elastic modulus of reinforcement corrosion products using inverse analysis of digital image correlation measurement for input in corrosion-induced cracking model*, in *6th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management 2012*.
 91. Šavija, B , Lukovic, M, Pacheco, J and Schlangen, E *Cracking of shcc due to reinforcement corrosion in 9th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures FraMCoS-9*. 2016, Delft University of Technology.
 92. Neville, A, *Propriétés des bétons*, ed. Eyrolles. 2000.
 93. Van Mier, J.M.G, Shah, S.P, Arnaud, M, Balayssac, J.P, Bascoul, A, Choi, S , Dasenbrock, D , Ferrara, G, French, C, Gobbi, M.E, Karihaloo, B.L, König, G, Kotsovos, M.D, Labuz, J, Lange-Kornback, D, Markeset, G, Pavlovic, M.N , Simsch, G, Thienel, K.C, Turatsinze, A, Ulmer, M , Van Geel, H.J.M.G, Van Vliet, M.R.A. and Zissopoulos, D *Strain-softening of concrete in uniaxial compression*. Materials and Structures, 1997. **30**: p. 195-209.
 94. Dekoster, M, *Etude du comportement mécanique des structures en béton armé dégradé par la corrosion*. 2003, Thèse Université de Lille 1.
-

-
95. Cairns, J and Millard, S, *Reinforcement corrosion and its effect on residual strength of concrete structures*, in *8 th International Conference Structural Faults+Repair-99*. 1999: London.
 96. Du, Y.G, Chan, A.H.C. and Clark, L.A., *Finite element analysis of the effects of radial expansion of corroded reinforcement*. Computers and Structures, 2006. **84**: p. 917-929.
 97. Qiao, D, Nakamura, H, Yamamoto, Y and Miura, T, *Crack patterns of concrete with a single rebar subjected to non-uniform and localized corrosion*. Construction and Building Materials, 2016. **116**: p. 366-377.
 98. Tsutsumi, T, Matsushima, M, Murakami, Y and Seki, H, *Study on crack models caused by pressure due to corrosion products*. Doboku Gakkai Ronbunshu, 1996: p. 159–166.
 99. Zhou, K, Martin-Pérez, B and Lounis, Z, *Finite element analysis of corrosion-induced cracking, spalling and delamination of RC bridge decks*, in *1st Canadian Conference on Effective Design of Structures McMaster University*. 2005: Hamilton, Ontario, Canada. p. 187–96.
 100. Borosnyoi, A and Snobli, I, *Crack width variation within the concrete cover of reinforced concrete members*. Construction Materials and Engineering Geology, 2010. **62**(3): p. 70-74.
 101. Caré, S, Nguyen, Q, Beddiar, K and Berthaud, Y, *Times to cracking in reinforced mortar beams subjected to accelerated corrosion tests*. Materials and Structures, 2010. **43**(1): p. 107–124.
 102. Zhao, Y, Zhang, X, Ding, H and Jin, W, *Non-uniform distribution of a corrosion layer at a steel/concrete interface described by a Gaussian model*. Corrosion Science, 2016.
 103. Nguyen, Q, Caré, S and Berthaud, Y, *Experimental and numerical behaviour of reinforced mortar plates subjected to accelerated corrosion*. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2011. **35**(10): p. 1141-1159.
 104. Torre-Casanova, A, *A steel-concrete bond model for the simulation of industrial structures*, in *Laboratoire de Mécanique et Technologie* 2012, Thèse ENS Cachan.
 105. Rehm, G, *The fundamental law of bond in RILEM- Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete*. 1958: Stockholm. p. 491-498.
 106. Lutz, L.A and Gergely, P, *Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete* ACI Structural Journal, 1967. **64**(11): p. 711-721.
 107. Tixier, A, *Analyse du comportement de l'interface acier-béton par essai push-in Mesures par fibres optiques et modélisation par éléments finis*. 2006, Thèse Université de Grenoble. p. 197.
 108. Dominguez, R, *Etude de la liaison acier-béton: de la modélisation du phénomène à la formulation d'un élément fini enrichi 'béton armé'*. 2005, Thèse ENS Cachan. p. 227.
 109. Phan, T, *Numerical modelisation of steel-concrete interface : application to the behaviour of concrete structures reinforced by the ribbed flat steel*, in *Laboratoire de Modélisation et Simulation Multi Echelle (MSME)*. 2012, Thèse Université Paris-Est.
 110. Alvarez, M, *Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton*. Birkhäuser 1998: p. 236.
 111. RILEM/CEB/FIP, *Tests and specifications of reinforcements for reinforced and prestressed concrete*. 1970: p. 169-178.
 112. NF, EN, 10080, Annexe, D *Essai d'adhérence pour les aciers pour béton armé à verrous et à empreintes — Essai par traction («pull-out test»)*, S. web, Editor. 2005.
 113. Banholzer, B, Brameshuber, W and Jung, W, *Analytical evaluation of pull-out tests—the inverse problem*. Cement and Concrete Composites, 2006. **28**(6): p. 564-571.
 114. Bingöl, A and Gül, R, *Residual bond strength between steel bars and concrete after elevated temperatures*. Fire Safety Journal, 2009. **44**(6): p. 854-859.
-

-
115. Huang, Z, *Modelling the bond between concrete and reinforcing steel in a fire*. Engineering Structures, 2010. **32**(11): p. 3660-3669.
116. Tastani, S, *Experimental evaluation of the direct tension -pullout bond test*, in *Bond in Concrete*. 2002: Budapest
117. Baltov, A, *Zones de sécurité en cas de détérioration de la liaison acier-béton d'une structure en béton armé*. Revue de Génie Industriel, 2010. **5**: p. 36-42.
118. Hong, S and Park, S, *Uniaxial bond stress-slip relationship of reinforcing bars in concrete*. Materials Science and Engineering 2012: p. 12.
119. Eligehausen, R, Popov, E and Bertero, V, *Local bond stress slip relationships of deformed bars under generalized excitations*, E.E.R. Center, Editor. 1983.
120. Zuo, J and Darwin, D, *Bond slip of high relative rib area bars under cyclic loading*. ACI Structural Journal, 2000. **2**(97): p. 331-334.
121. Rehm, G, *The basic principle of bond between steel and concrete*. Deutcher Ausschuss fur stahlbetom. 1961. 66.
122. Gambarova, P.G and Rosati, G.P, *Bond and splitting in bar pull-out behavioural laws and concret cover role*. Concrete Research, 1997. **49**: p. 99-110.
123. Belaid, G, Arliguie, G and Francois, R, *Effect of bars properties on bond strength of galvanized reinforcement*. Materials in Civil Engineering, 2001. **13**(6): p. 454-458.
124. Ouglova, A, *Etude du comportement mécanique des structures en béton armé atteintes par la corrosion*. 2004, Thèse ENS Cachan. p. 147.
125. Pinoteau, N, *Comportement ds scellements chimiques d'armatures rapportées pour béton en situation d'incendie*. 2013, Thèse Mines Douai. p. 178.
126. Viawanthanatapa, S, *Bond deterioration of reinforced bars embedded in confined concrete blocks*. 1979, Thèse University of California.
127. Daoud, A, *Etude expérimentale de la liaison entre l'acier et le béton autoplaçant: contibution à la modélisation numérique de l'interface*. 2003, Thèse INSA Toulouse.
128. Goto, Y, *Cracks formed in concrete around deformed tension bars* ACI Journal, 1971. **68**: p. 244-251.
129. Clément, J.L, *Interface acier-béton et comportement des structures en béton armé : caractérisation-modélisation*. 1987, Thèse ENS Cachan.
130. Mangat, P.S and Elgarf, M.S, *Bond characteristics of corroding reinforcement in concrete beams*. Materials and Structures, 1999. **32**: p. 89-97.
131. Castel, A *Couplage mécanique et corrosion dans les éléments de béton armé*. 2001, Thèse Université Toulouse III Paul Sabatier.
132. Cabrera, J. G and Ghoddousi, P, *The effect of reinforcement corrosion on the strength of the steel/concrete bond*, in *Bond in Concrete-from research to practice*. 1992: Riga, Latvia. p. 10-11.
133. Val, D, Mark, G and Robert, E. M, *Effect of reinforcement corrosion on reliability of highway bridges*. Engineering Structures, 1998. **20**: p. 1010-1019.
134. Richard, B, *Comportement des éléments de structures en béton armé dégradés par corrosion, la problématique de la modélisation de l'interface acier/béton en présence de corrosion*. 2010, Thèse Université Paris-EST.
135. Cabrera, J. G, *Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion*. Cement and Concrete Composites, 1996. **18**: p. 47-59.
136. Uomoto, T and Mirsa, S, *Behaviour of concrete beams and columns in marine environment when corrosion of reinfocing bars take place*. ACI Journal, 1998. **109**: p. 127-145.
-

-
137. Castel, A, François, R and Ginette, A, *Modèle de comportement mécanique du béton armé corrodé*. C.R mecanique, 2002. **330**: p. 45-50.
138. Rodriguez, J, Ortega, L.M, Munoz, F and Garcia, A.M, *Corrosion des armatures et durée de service des construction en béton*, in CEFRACOR. 1995.
139. Lee, H.S , Tomosawa, F and Noguchi, T, *Fundamental study on avaluation of structural performance of reinforced concrete beam damaged by corrosion of longitudinal tensile main rebar by finite element method*. Structural and Construction Engineering, 1998. **506**: p. 43-50.
140. Rodriguez, J, Ortega, L.M and Casal, J, *Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement*. Construction and Building Materials, 1997. **11**: p. 239–248.
141. Cairns, J, Du, Y and Law, D, *Law Influence of corrosion on the friction characteristics of the steel-concrete interface*. Construction and Building Materials, 2007. **21**: p. 190-197.
142. Laborderie, C and Pijaudier-Cabot, G, *Etude expérimentale des matériaux renforcés-détermination des lois de comportement de l'interface fibre/béton*. 1987, Rapport technique, ENS Cachan/LMT.
143. Soylev, T and Francois, R, *Effects of bar-placement conditions on steel-concrete bond*. Materials and Structures, 2006. **39**: p. 211-220.
144. Papadakis, V, Vayenas, C and Fardis, M, *Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation*. ACI Materials Journal, 1991: p. 363–373.
145. Thiery, M *Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires: prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques* 2005, Thèse ENPC. p. 331.
146. Lindvall, A, *Duracrete - Probabilistic performance based durability design of concrete structures*, in *Civil Engineering* 1998: Budapest. p. 10.
147. Maruya, T, Hsu, K and Takeda, H *Numerical modelling of steel corrosion in concrete structures due to chloride ion, oxygen and water movement*. Advanced Concrete Technology, 2003: p. 147–160.
148. Yuan, Y.S and Ji, Y.S, *Modeling corroded section configuration of steel bar in concrete structure*. Construction and Building Materials, 2009: p. 2461–2466.
149. Zhang, X, Wang, X, Lu, Z and Xing, F, *Analytic model of non-uniform corrosion induced cracking of reinforced concrete structure*. Central South University, 2011. **18**: p. 940–945.
150. Zhao, Y, Hu, B, Yu, J and Jin, W, *Non-uniform distribution of rust layer around steel bar in concrete*. Corrosion Science, 2011. **53**(12): p. 4300-4308.
151. Du, X, Jin, L and Zhang, R, *Modeling the cracking of cover concrete due to non-uniform corrosion of reinforcement*. Corrosion Science, 2014. **89**: p. 189–202.
152. Jin, L, Zhang, R, Du, X and Li, Y, *Investigation on the cracking behavior of concrete cover induced by corner located rebar corrosion*. Engineering Failure Analysis, 2015. **52**: p. 129-143.
153. Liu, Y and Weyers, RE, *Modelling the time to corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concret structures*. ACI Materials Journal, 1998. **95** (6): p. 675-681.
154. Hansen, E.J and Saouma, V.E, *Numerical simulation of reinforced concrete deterioration: Part II-Steel corrosion and concrete cracking*. ACI Materials Journal, 1999. **96**: p. 331–338.
155. Vu, K and Stewart, M, *Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models*. Structural Safety, 2000. **22**: p. 313–333.
156. Tran, K.K, Nakamura, H, Kawamura, K and Kunieda, M, *Analysis of crack propagation due to rebar corrosion using RBSM*. Cement and Concrete Composites, 2011. **33**: p. 906–917.
157. Du, X.L and Jin, L, *Meso-scale numerical investigation on cracking of cover concrete induced by corrosion of reinforcing steel*. Engineering Failure Analysis, 2014. **39**: p. 21–33.
-

-
158. Acosta, A and Sagues, A, *Concrete cover cracking with localized corrosion of reinforcing steel*. Durability of Concrete, 2000. **338**.
159. Petre Lazar, I and Gerard, B, *Mechanical behaviour of corrosion products formed at the steel-concrete interface*, in *14th Engineering Mechanics Conference*. 2000: Austin, Texas, USA.
160. El Maaddawy, T.E and Soudki, K, *A model for prediction of time from corrosion initiation to corrosion cracking*. Cement and Concrete Composites, 2007.
161. Vidal, T, Casal, A and François, R, *Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete*. Cement and Concrete Research 2004: p. 165-174.
162. Khan, I, François, R and Castel, A, *Prediction of reinforcement corrosion using corrosion induced cracks width in corroded reinforced concrete beams*. Cement and Concrete Research, 2014. **56**: p. 84-96.
163. Zhang, R, Castel, A and François, R, *Concrete cracking due to chloride-induced reinforcement corrosion – influence of steel-concrete interface defects due to the ‘top-bar effect’*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2012. **16**: p. 402-413.
164. Zhu, w, François, R, Sun Poon, C and Dai, JG, *Influences of corrosion degree and corrosion morphology on the ductility of steel reinforcement*. Construction and Building Materials, 2017. **148**: p. 297–306.
165. Ting, S.C and Nowak, A.S, *Effect of reinforcing steel area loss on flexural behavior of reinforced concrete beams*. ACI Structural Journal, 1991. **88**: p. 309-314.
166. Capozzucca, R, *Damage to reinforced concrete due to reinforcement corrosion*. Construction and Building Materials, 1995. **9**: p. 295-303.
167. Wang, X and Liu, X, *Bond strength modeling for corroded reinforcements*. Construction and Building Materials, 2006. **20**(3): p. 177-186.
168. Pantazopoulou, S and Papoulia, K, *Modeling cover-cracking due to reinforcement corrosion in RC structures*. Engineering Mechanics, 2001. **127**: p. 342–351.
169. Bhargava, K, Ghosh, A, Mori, Y and Ramanujam, S, *Analytical model for time to cover cracking in rc structures due to rebar corrosion*. Nuclear Engineering and Design, 2006. **236**: p. 1123–1139.
170. Li, C, Melchers, R and Zheng, J, *Analytical model for corrosion-induced crack width in reinforced concrete structures*. ACI Structural Journal, 2006. **4**(103): p. 479-487.
171. Firouzi, A and Rahai, A, *Prediction of extent and likelihood of corrosion-induced cracking in reinforced concrete bridge decks*. Structural Engineering, 2010.
172. Chernin, L, Val, D and Volokh, K, *Analytical modelling of concrete cover cracking caused by corrosion of reinforcement*. Materials and Structures 2010(43): p. 543-556.
173. Malumbela, G, Alexander, M and Moyo, P, *Model for cover cracking of RC beams due to partial surface steel corrosion*. Construction and Building Materials, 2011. **25**: p. 987–991.
174. Zhao, Y, Yu, J and Jin, W, *Damage analysis and cracking model of reinforced concrete structures with rebar corrosion*. Corrosion Science, 2011. **53**(10): p. 3388-3397.
175. Zhao, Y, Yu, J and Jin, W, *Damage analysis and cracking model of reinforced concrete structures with rebar corrosion*. Corrosion Science, 2011(53): p. 3388–3397.
176. Suidan, M and Schnobrich, WC, *Finite element analysis of reinforced concrete*. Structural Division, 1973. **99**: p. 2109-2122.
177. Hillerborg, A, *Numerical method to simulate softening and fracture of concrete*. Fracture Mechanics of Concrete, 1984.
178. Ngo, D and Scordelis, AC, *Finite element analysis of reinforced concrete beams*. ACI Journal, 1967. **64**: p. 152-163.
-

-
179. Blaauwendraad, J and Grootenboer, H. J, *Report : Essentials for discrete crack analysis*, in *Advanced Mechanics of Reinforced Concrete*. 1981. p. 245-259.
180. Belytschko, T and Black, T, *Elastic crack growth in finite elements with minimal remeshing*. Numerical Methods in Engineering, 1999(45): p. 601–620.
181. Lundgren, K, *Bond between corroded reinforcement and concrete*. 2001: Thesis of Chalmers University of technology.
182. Nguyen, M, Bary, B and DE Larrad, T, *Coupled carbonation-rust formation-damage modeling and simulation of steel corrosion in 3D mesoscale reinforced concrete*. Cement and Concrete Research, 2015. **74**: p. 95-107.
183. Šavija, B, Luković, M, Pacheco, J and Schlangen, E, *Cracking of the concrete cover due to reinforcement corrosion: a two-dimensional lattice model study*. Construction and Building Materials, 2013. **44**: p. 626–638.
184. Jang, B.S. and Oh, B.H. , *Effects of non-uniform corrosion on the cracking and service life of reinforced concrete structures*. Cement and Concrete Research, 2010. **40**: p. 1441–1450.
185. Zhao, Y, Karimi, A, Wong, H, Hu, B, Buenfeld, N and Jin, W, *Comparison of uniform and non-uniform corrosion induced damage in reinforced concrete based on a Gaussian description of the corrosion layer*. Corrosion Science, 2011. **53**(9): p. 2803-2814.
186. Pan, T and Lu, Y, *Stochastic modeling of reinforced concrete cracking due to nonuniform corrosion: FEM-based cross-scale analysis*. Materials in Civil Engineering, 2012. **24**(6): p. 698–706.
187. Cao, C and Cheung, M, *Non-uniform rust expansion for chloride-induced pitting corrosion in RC structures*. Construction and Building Materials, 2014. **51**: p. 75-81.
188. Fischer, C. *Beitrag zu den Auswirkungen der Bewehrungsstahlkorrosion auf den Verbund zwischen Stahl und Beton*. 2012.
189. Vliet, V and Mier, V, *Strain softening behaviour of concrete in uniaxial compression*, in *Size-Scale Effects in the Failure Mechanisms of Materials and Structures* 1994: Torino, Italy.
190. Van Mier, J.G.M and Vervuurt, A, *Numerical analysis of interface fracture in concrete using a lattice-type fracture model*. Damage Mechanics 1997. **6**(4): p. 408-432.
191. Richard, B, Quiertant, M, Bouteiller, V, Delaplace, A, Adelaide, L, Ragueneau, F and Cremona, C, *Experimental and numerical analysis of corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete sample*. Computers and Concrete, (2016). **18**(3): p. 421-439
192. Bouteiller, V and Lombart, J, *Faisabilité d'une corrosion accélérée sur des poutrelles en béton armé et dimensionnement par calculs éléments finis d'un essai de fluage d'une poutre en flexion 4 points*. 2010. p. 61.
193. Pavoine, A, Harbec, D and Chaussadent, T, *Impact of alternative cementitious material on mechanical and transfer properties of concrete*. ACI Materials Journal 2014: p. 12.
194. Dabosi, F and Baroux, B, *Corrosion localisée*, ed. Physique. 1994.
195. Fang, C, Lundgren, K, Chen, L and Zhu, C, *Corrosion influence on bond in reinforced concrete*. Cement and Concrete Research, 2004. **34**(11): p. 2159-2167.
196. Chavez, L. , Alonso, E. , Martínez, W. , Graff, M. and Artega, J, *Prediction of the static modulus of elasticity using four non destructive testing*. Journal of Construction, 2014. **13**(1).
197. Banea, P.I, *Study of electrical resistivity of mature concrete* 2015, Thèse Delft University of Technology. p. 105.
198. Côté, I, *Rapport: Adsorption du phosphate sur desoxyhydroxydes de fer* 1996, INRS Eau p. 77.
-

-
199. Reguer, S, *Phases chlorées sur les objets archéologiques ferreux corrodés dans les sols : caractérisations et mécanismes de formation* 2005, Thèse Université Paris XI. p. 330.
200. Cui, L and Yan, P, *An algorithm of galvanostatic pulse method to determine the corrosion status of reinforcement in concrete*. Corrosion Science, 2000. **42**(4): p. 675–686.
201. Habib, K, *Measurement of volume resistivity/conductivity of metallic alloy in inhibited seawater by optical interferometry techniques*. Scientific Instruments, 2011. **82**(3).
202. Morris, E.R and Williams, Q, *Electrical resistivity of Fe304 to 48 GPa: Compression-induced changes in electron hopping at mantle pressure*. Geophysical Research, 1997. **102**: p. 139-148.
203. Baroghel-Bouny, V, Villain, G, Thiery, M and Chaussadent, T, *Livre: Durabilité du béton armé et de ses constituants : maîtrise et approche performantielle*, ed. LCPC. 2006.
204. Andra, *Rapport référentiel Matériaux: Les matériaux cimentaires*. 2005.
205. Andrade, C and Alonso, C, *RILEM TC 154-EMC:Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion - Recommendations - Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method*. Materials and Structures., in *Materials and Structures*. 2004. p. 623-43.
206. Zhao, Y, Yu, J, Hu, B and Jin, W, *Crack shape and rust distribution in corrosion-induced cracking concrete*. Corrosion Science, 2012. **55**: p. 385-393.
207. Cornell, R.M and Schwertmann, U, *The iron oxides structure, properties, reactions, occurrence and uses*, ed. VCH. 1996.
208. Fang, C, Lundgren, K, Plos, M and Gylltoft, K, *Bond behaviour of corroded reinforcing steel bars in concrete*. Cement and concrete Research, 2006. **36**: p. 1931-1938.
209. Almusallam, A, *Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars*. Construction and Building Materials, 2001. **15**: p. 361-368.
210. Tepfers, R, *Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars*. Magazine of Concrete Research, 1979. **106**(31): p. 3-12.
211. De Borst, R and Muhlhaus, H.B, *Gradient dependent plasticity: Formulation and algorithmic aspects*. International Journal for Numerical Methods in Engineering 1992. **35**(3): p. 521-539.
212. Pijaudier-Cabot, G and Bazant, Z, *Non local damage theory*. Journal of Engineering Mechanics, 1987. **113**(10): p. 1512-1533.
213. Mazars, J, *A description of micro and macroscale damage of concrete structures*. Engineering Fracture Mechanics, 1986. **25**(5): p. 729-737.
214. Cundall, P.A and Strack, O. D, *A discrete numerical model for granular assemblies*. Geotechnique, 1979. **29**(1): p. 47-65.
215. Vassaux, M, Richard, B, Ragueneau, F and Millard, A, *Lattice models applied to cyclic behavior description of quasi-brittle materials : advantages of implicit ingration*. International Journal for Numerical Methods in Geomechanics, 2015. **39**(7): p. 775-798.
216. Giry, C, Dufour, F and Mazars, J, *Stress-based nonlocal damage model*. International Journal of solids and structures, 2011. **48**(25): p. 3431-3443.
217. Hillerborg, A, Modeer, M and Petersson, P *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*. Cement and Concrete Research, 1976(6): p. 773-781.
218. Peerlings, R, De Borst, R, Brekelmans, W and De Vree, J, *Gradient enhanced damage for quasi-brittle materials*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1996. **39**: p. 3391-3403.
219. Bazant, Z and Oh, B, *Crack band theory for fracture of concrete*. Materials and Construction, 1983. **16**(3): p. 155-177.
-

220. Matallah, M, Laborderie, C and Maurel, O, *A practical method to estimate crack openings in concrete structures*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2010. **34**: p. 1615-1633.
221. Feenstra, *Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete*. 1993, Thèse de TU Delft.
222. Laborderie, C, Maurel, O and Matallah, M, *Couplage endommagement fissuration : applications aux calculs de structures en béton armé*. 19 ème congrès Français de Mécanique, 2009: p. 6.
223. Michou, A, *Analyse expérimentale et modélisation du comportement de structures précontraintes*. 2015, Thèse de l'Université Pierre et Marie Curie. p. 210.
224. Verpauw, P, Charras, T and Millard, A, *Castem2000: une approche moderne du calcul des structures*. Calculs de structures et intelligence artificielle. 1988.
225. Matheron, G, *The intrinsic random functions and their applications*. Advances in Applied Probability, 1973(5): p. 439-468.
226. Dang, X H, *Identification de la variabilité spatiale des champs de contraintes dans les agrégats polycristallins et application à l'approche locale de la rupture*. 2012, Thèse de l'Université Blaise Pascal-Clermont II.
227. Yuan, Y and Ji, Y, *Modeling corroded section configuration of steel bar in concrete structure*. Construction and Building Materials, 2009. **23**(6): p. 2461-2466.
228. Haidar, K and Pijaudier-Cabot, G, *Correlation between the internal length, the fracture process zone and size effect in model materials*. Materials and Structures, 2005. **38**: p. 201-210.
229. Yu, L, François, R and Gagné, R, *Influence of steel-concrete interface defects induced by top-casting on development of chloride-induced corrosion in RC beams under sustained loading*. Materials and Structures, 2016. **49**: p. 5169-5181.
230. Ozbolt, J, Oršanic, F and Balabanic, G *Modeling pull-out resistance of corroded reinforcement in concrete: Coupled three-dimensional finite element model*. Cement and Concrete Composites, 2014. **46**: p. 41-55.

Annexes

Annexes

Annexe 1. Méthode de confection des prismes

La confection des corps d'épreuve a été réalisée sur 4 coulages. Au début de chaque coulage, une gâchée de graissage a été réalisée. Les étapes de préparation ont consistées au montage des coffrages, la mise en place des armatures dans le coffrage, l'ajout du revêtement permettant la non adhérence à l'interface sur 10 cm sur chaque extrémité de l'armature. Les coffrages et les moules en acier des 16-32 destinés aux essais de fendage ont été huilés avec du SIKA plastique. Les armatures sont nettoyées au préalable avec du papier de verre.

Concernant la confection des prismes et des éprouvettes cylindriques :

- Pour chaque gâchée, la procédure de malaxage suivante a été adoptée :

- Introduction des matériaux secs dans le malaxeur (granulats puis ciment),
- Malaxage (60 Hz) pendant une minute,
- Introduction de l'eau de gâchage,
- Malaxage (60 Hz) pendant 2 minutes 30,
- Arrêt du malaxeur,
- Ouverture de la trappe de vidange,
- Mise en mouvement des pales à 30 Hz pour la vidange du béton.

- Les techniques de vibration appliquées sont les suivantes :

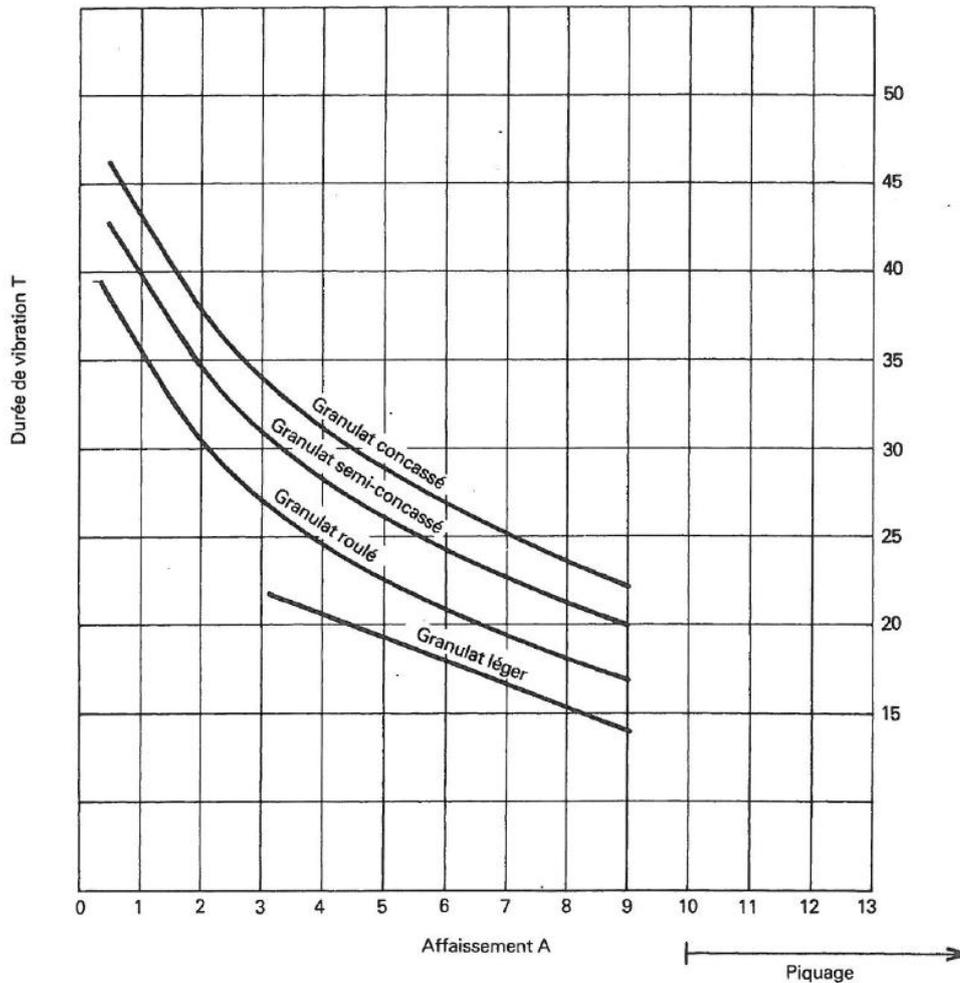
- Quarts de poutrelle 12,5 x 10 x 50 cm³:
 - Remplissage du moule.
 - Vibration à l'aiguille vibrante suivant le temps prescrit par l'abaque n°2 de la norme NF P 18-422 (Annexe 2) correspondant aux durées de vibration prescrites pour des prismes 10 x 10 x 40 cm³. Le temps de vibration est réparti en 3 points différents. Un tiers du temps de vibration en chaque point de vibration (les 2 extrémités + le milieu du coffrage). La hauteur de ces corps d'épreuve étant identique à celle des quarts de poutrelle, il apparaît légitime d'utiliser ce mode opératoire afin d'assurer une bonne répétabilité de la fabrication des corps d'épreuve. La vibration débute par le milieu.
- Eprouvettes 16-32 :
 - Remplissage du moule en 2 fois.
 - Vibration à l'aiguille vibrante suivant le temps prescrit par l'abaque n°1 de la norme NF P 18-422 en deux fois (Annexe 3).
 - Vibration du contenu du moule à moitié rempli durant la 1^{ère} moitié de la durée de vibration.
 - Remplissage complet du moule.
 - Vibration durant l'autre moitié de la durée de vibration tout en complétant le moule.

- Talochage à la truelle jusqu'à l'obtention d'une surface plane.

- Les corps d'épreuve seront ensuite protégés de la dessiccation (polyane pour les quarts de poutrelle, capuchons plastiques pour les éprouvettes 16-32). Les prismes sont ainsi conservés pendant 24 heures avant démoulage. Chaque prisme a été identifié et puis immergé dans l'eau pendant 28 jours.

Annexe 2. Abaque des durées de vibration pour prismes 12,5 x 10 x 50 cm³

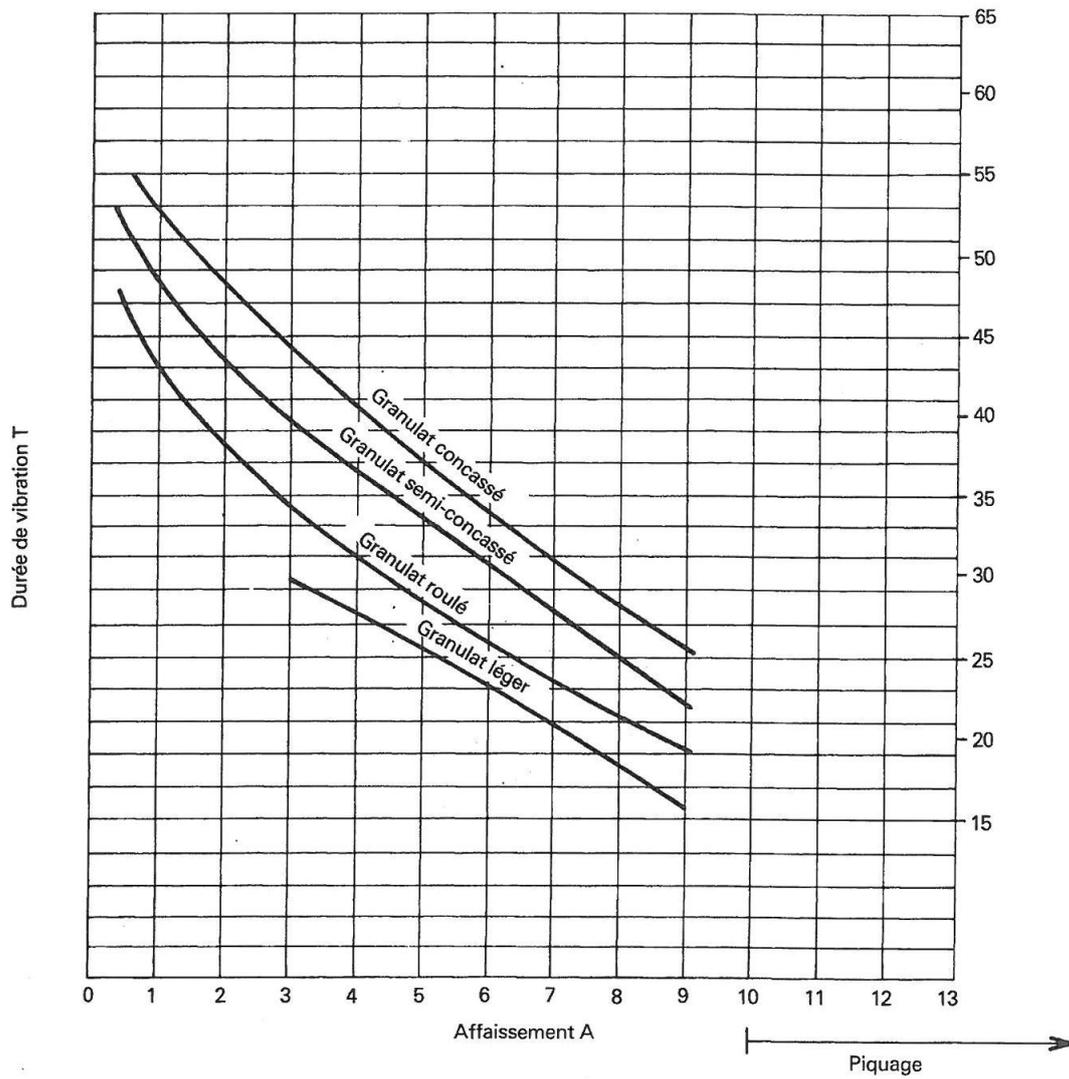
ABAUQUE N° 2
MOULE PRISMATIQUE DE 10



Durées de vibration (en secondes) en fonction de l'affaissement A au cône d'Abrams (en centimètres) et de l'angularité du granulat

Annexe 3. Abaque des durées de vibration pour éprouvettes 16 x 32

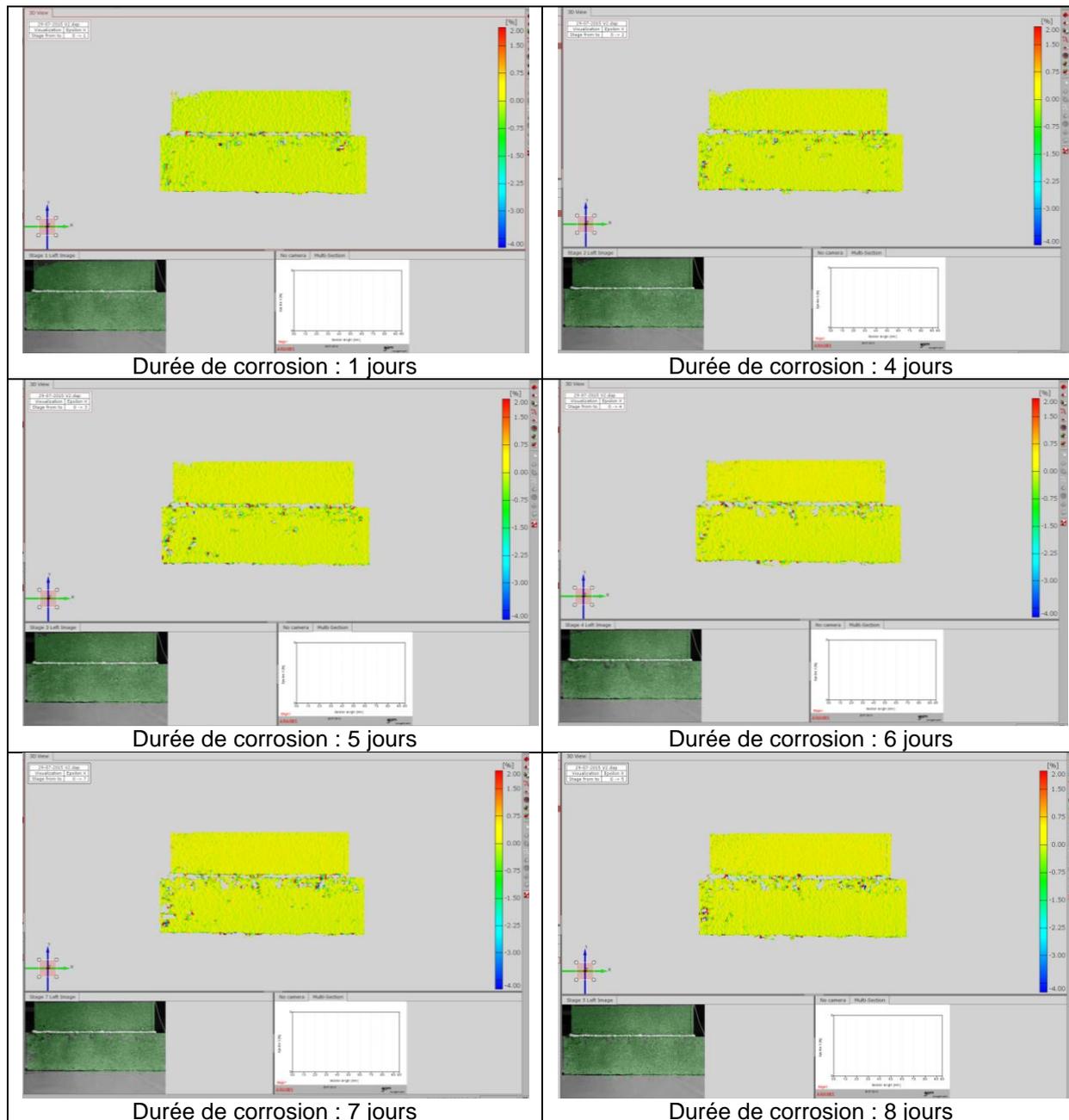
ABAQUE N° 1
MOULE CYLINDRIQUE DE 16

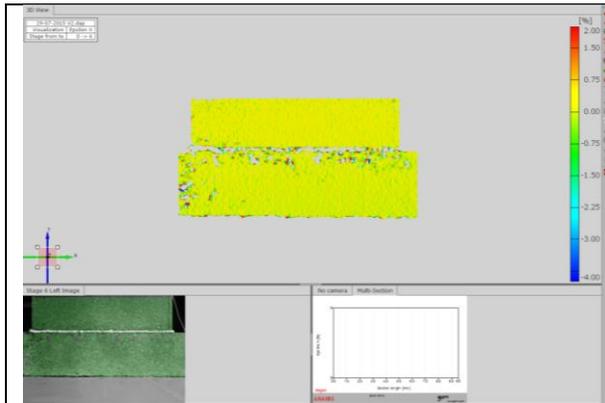


Annexe 4. Corrélation d'image par ARAMIS

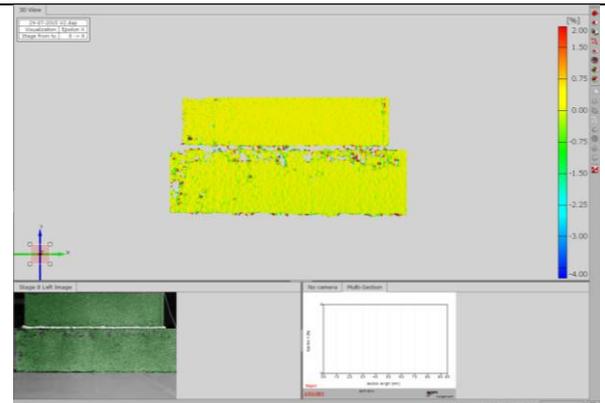
Le Tableau VI-7 présente l'évolution des différentes étapes montrant la perte d'information au cours de l'essai de corrosion accélérée au fil du temps. Au delà de 26 jours, la perte d'information est totale. Les PdC couvrent une surface importante du mouchetis ce qui rend le traitement d'image impossible.

Tableau VI-7. Corrélation d'image au cours de l'essai de corrosion accélérée

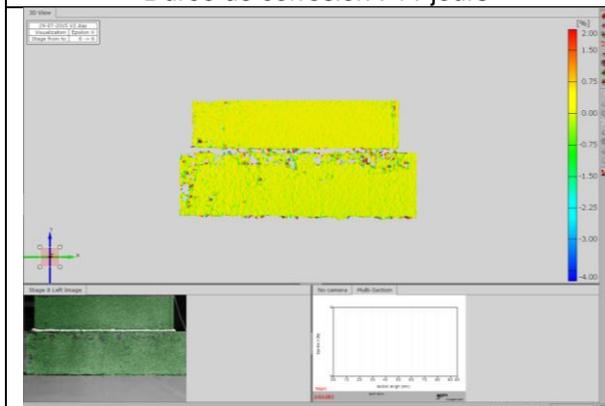




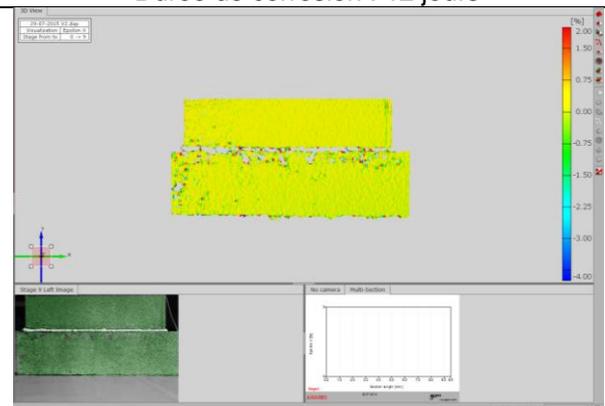
Durée de corrosion : 11 jours



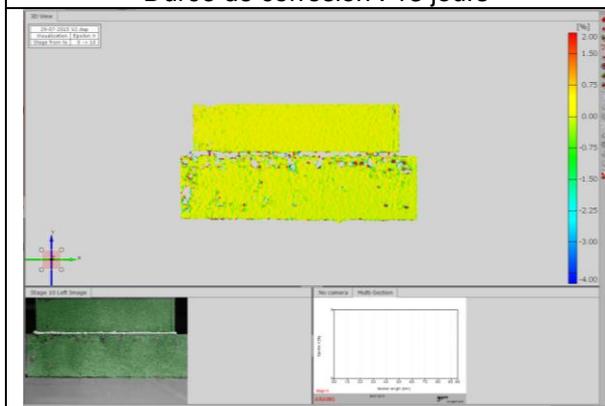
Durée de corrosion : 12 jours



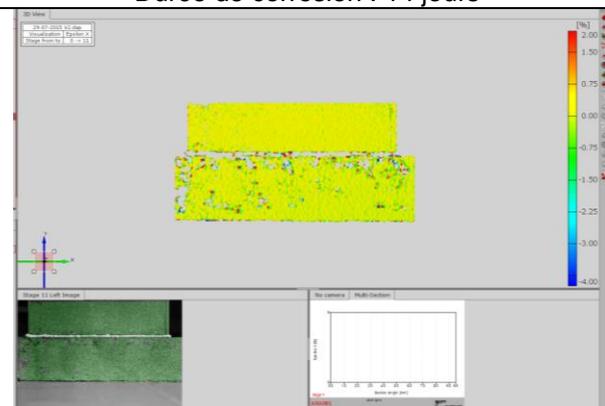
Durée de corrosion : 13 jours



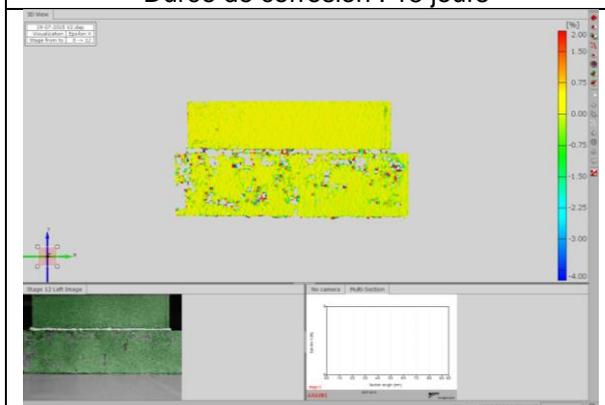
Durée de corrosion : 14 jours



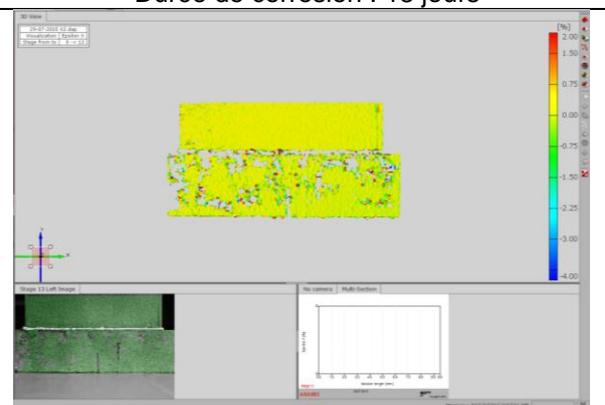
Durée de corrosion : 15 jours



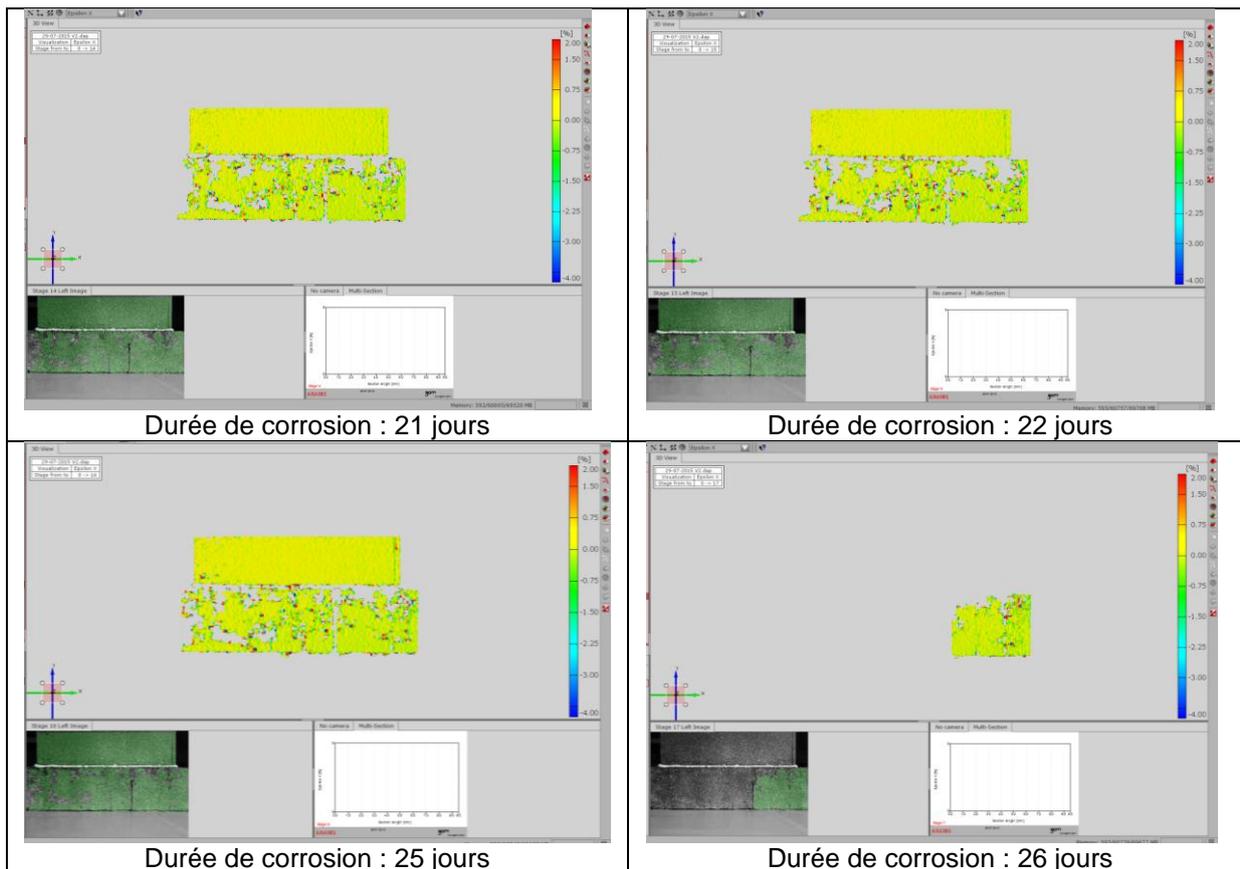
Durée de corrosion : 18 jours



Durée de corrosion : 19 jours



Durée de corrosion : 20 jours



Annexe 5. Démonstration de l'expression de V_e (vitesse de formation de la couche de passivation)

$$\Omega(t) = e(t) \cdot S \quad (59)$$

Avec ;

$\Omega(t)$ est le volume de la couche de passivation (m^3)

$e(t)$ est l'évolution de l'épaisseur de la couche de PdCP (m)

S est la surface à corroder (m^2)

D'après Faraday,

$$m(t) = \frac{MPdCR * I * t}{F * Z} \quad (60)$$

$$\Omega(t) = \frac{m(t)}{M_v} \quad (61)$$

$$\Omega(t) = \frac{MPdCR * I * t}{F * Z * M_v} \quad (62)$$

Avec ;

m est la masse de fer perdu (g),

t est la durée (s)

$MPdCR$ est la masse molaire des PdCP (g/mol)

M_v est la masse volumique des PdCP (kg/m^3)

F est la constante de Faraday = 96500 (Coulomb/mol)

Z est la valence de l'ion Fe II ou Fe III

I est le courant électrique appliqué et estimé constant au cours du temps (A)

D'après l'équation (59),

$$e(t) = \frac{MPdCR * I * t}{F * Z * M_v * S} \quad (63)$$

$$V_e(t) = \frac{de(t)}{dt} = \frac{MPdCR * I}{F * Z * M_v * S} = \frac{MPdCP * d}{F * Z * M_v} \quad (64)$$

$V_e(t)$ est la vitesse de formation de la couche de passivation

d est la densité de courant de corrosion (A/cm^2)

Annexe 6. Détail de calcul de la résistivité d'un béton chloruré

$$\sigma = \sum \lambda_i [X_i]$$

Avec ;

σ est la conductivité de la solution ($S.m^{-1}$)

λ_i est la conductivité ionique molaire de l'ion considéré ($mS.m^2.mol^{-1}$)

$[X_i]$ est la concentration de l'ion considéré (mol/l)

❖ Conductivité de la solution chlorurée (NaOH = 1 g/l, KOH= 4,65 g/l, NaCl= 30 g/l)

$$\begin{aligned} \sigma &= \lambda_{Na^+} [Na^+] + \lambda_{Cl^-} [Cl^-] + \lambda_{K^+} [K^+] + \lambda_{OH^-} [OH^-] + \lambda_{Na^+} [Na^+] + \lambda_{OH^-} [OH^-] \\ &= 5,01. [0,51] + 7,63. [0,51] + 7,35. [0,082] + 19,86. [0,082] + 5,01. [0,025] \\ &\quad + 19,86. [0,025] \\ &= 9,29 S.m^{-1} \end{aligned}$$

❖ Conductivité de la solution non chlorurée (NaOH = 1 g/l, KOH= 4,65 g/l)

$$\begin{aligned} \sigma &= \lambda_{K^+} [K^+] + \lambda_{OH^-} [OH^-] + \lambda_{Na^+} [Na^+] + \lambda_{OH^-} [OH^-] \\ &= 7,35. [0,082] + 19,86. [0,082] + 5,01. [0,025] + 19,86. [0,025] = 2,85 S.m^{-1} \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{1}{\sigma}$$

Ainsi,

$$\rho_{bc} = \frac{\rho_{sc} * \rho_{bs}}{\rho_{snc}} = 14,98 \Omega$$

ρ_{bc} est la résistivité du béton chloruré

ρ_{bs} est la résistivité du béton non chloruré

ρ_{sc} est la résistivité de la solution chlorurée

ρ_{snc} est la résistivité de la solution non chlorurée

Annexe 7. Suivi de la dépolarisation des armatures

Afin de s'assurer de la validité des mesures électrochimiques (système acier/béton en équilibre dans son environnement), un suivi de dépolarisation de l'armature a été réalisé sur chaque prisme destiné aux suivis électrochimiques.

Pour une meilleure compréhension des graphiques des Figure VI-27, Figure VI-28 et la Figure VI-29, le « 0 » correspond à la caractérisation des prismes juste après l'essai de corrosion accélérée.

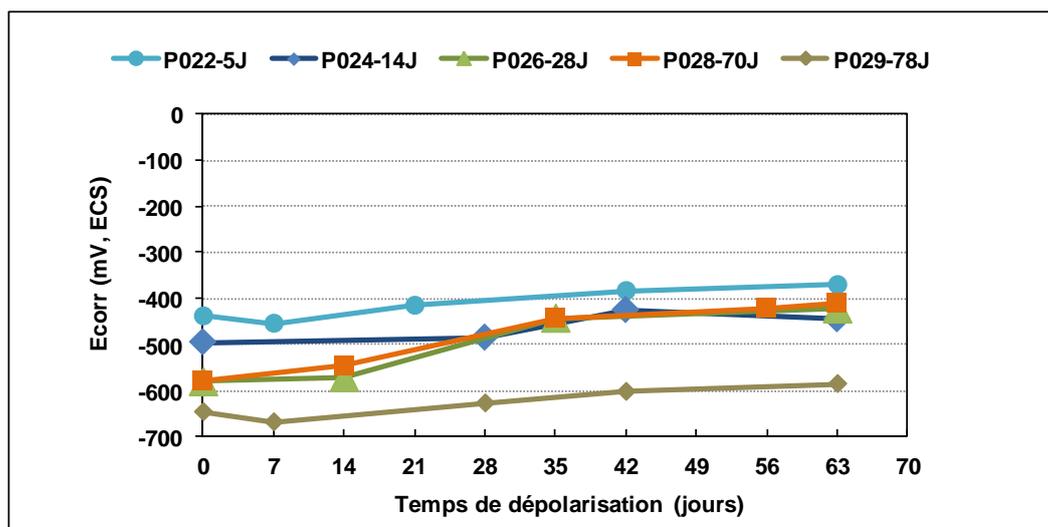


Figure VI-27. Suivi de dépolarisation des armatures pour la densité de courant de $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$

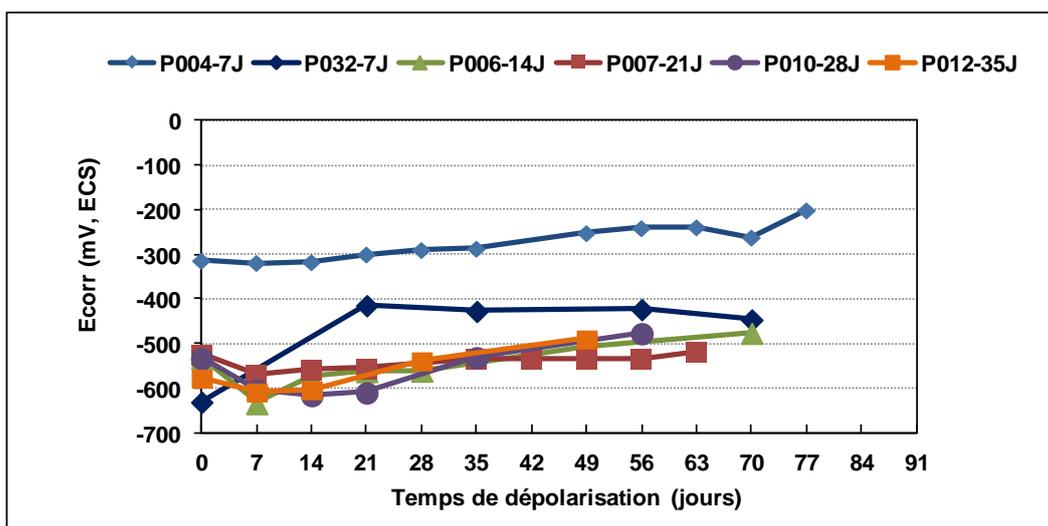


Figure VI-28. Suivi de dépolarisation des armatures pour la densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$

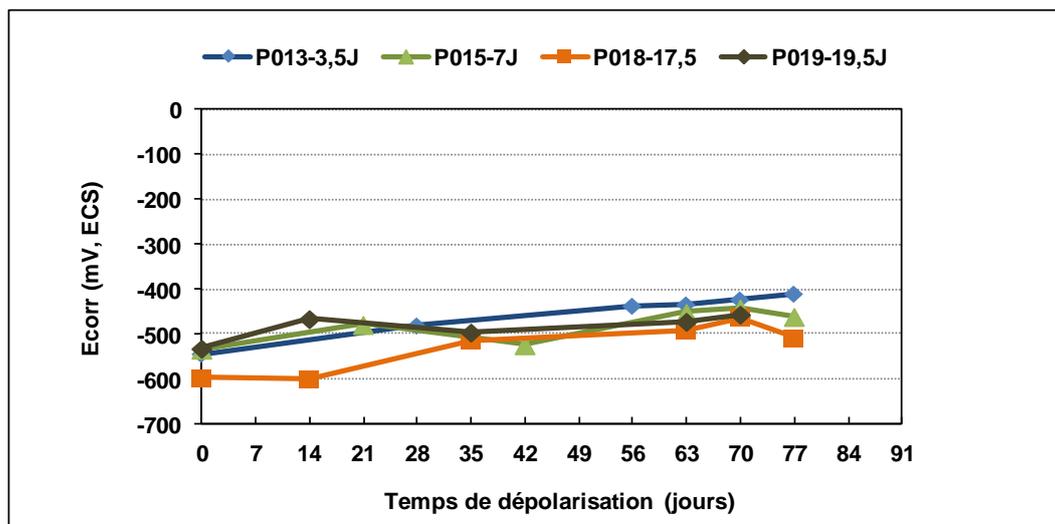
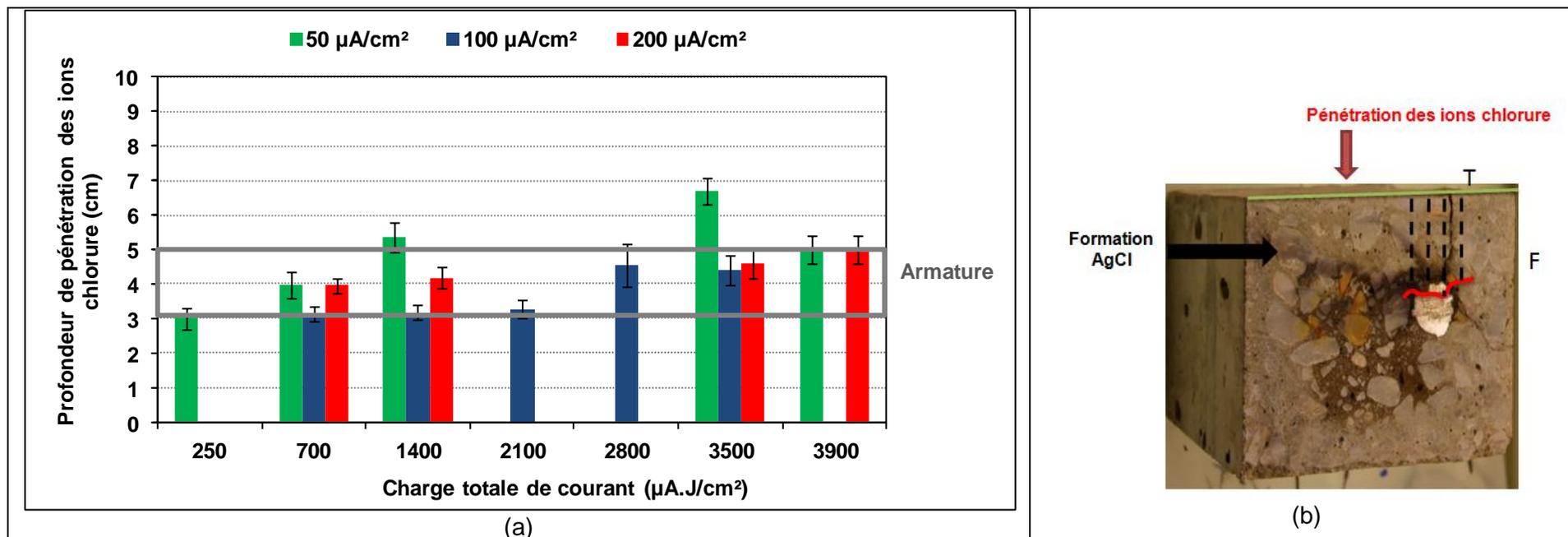


Figure VI-29. Suivi de dépolariation des armatures pour la densité de courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$

Quelle que soit la densité de courant appliquée, le palier de dépolariation se stabilise autour de -400 et -500 mV respectivement après 28 et 63 jours.

Annexe 8. Pénétration des ions chlorure

Le test de AgNO_3 a été réalisé sur la tranche T17 ($x=34$ cm) des prismes dédiés aux analyses destructives. La profondeur de pénétration des ions chlorure comprise entre 3 et 6 cm (Figure VI-30-a et -b) montrent que les ions chlorure ont atteint l'armature située à 3 cm, voire l'ont dépassée.



Annexe 9. Etude de la partie de prisme située hors la zone de la contre électrode en termes de PdC

Pour toutes les tranches prélevées dans la partie de prisme située hors la contre électrode, les deux faces des tranches T2 et T3 de chaque prisme contiennent des PdC à l'exception du prisme P004-7j-100. La Figure VI-31 présente quelques exemples de tranches contenant des PdC à l'interface acier/béton et issues de partie de prisme située hors la zone de la contre électrode.

La présence de PdC dans la partie du prisme située hors la contre électrode est due soit à :

- la dissolution/diffusion/précipitation du fer à travers les pores du béton depuis la partie située sous la contre électrode
- la propagation des lignes de champs dans la partie située hors la contre électrode.

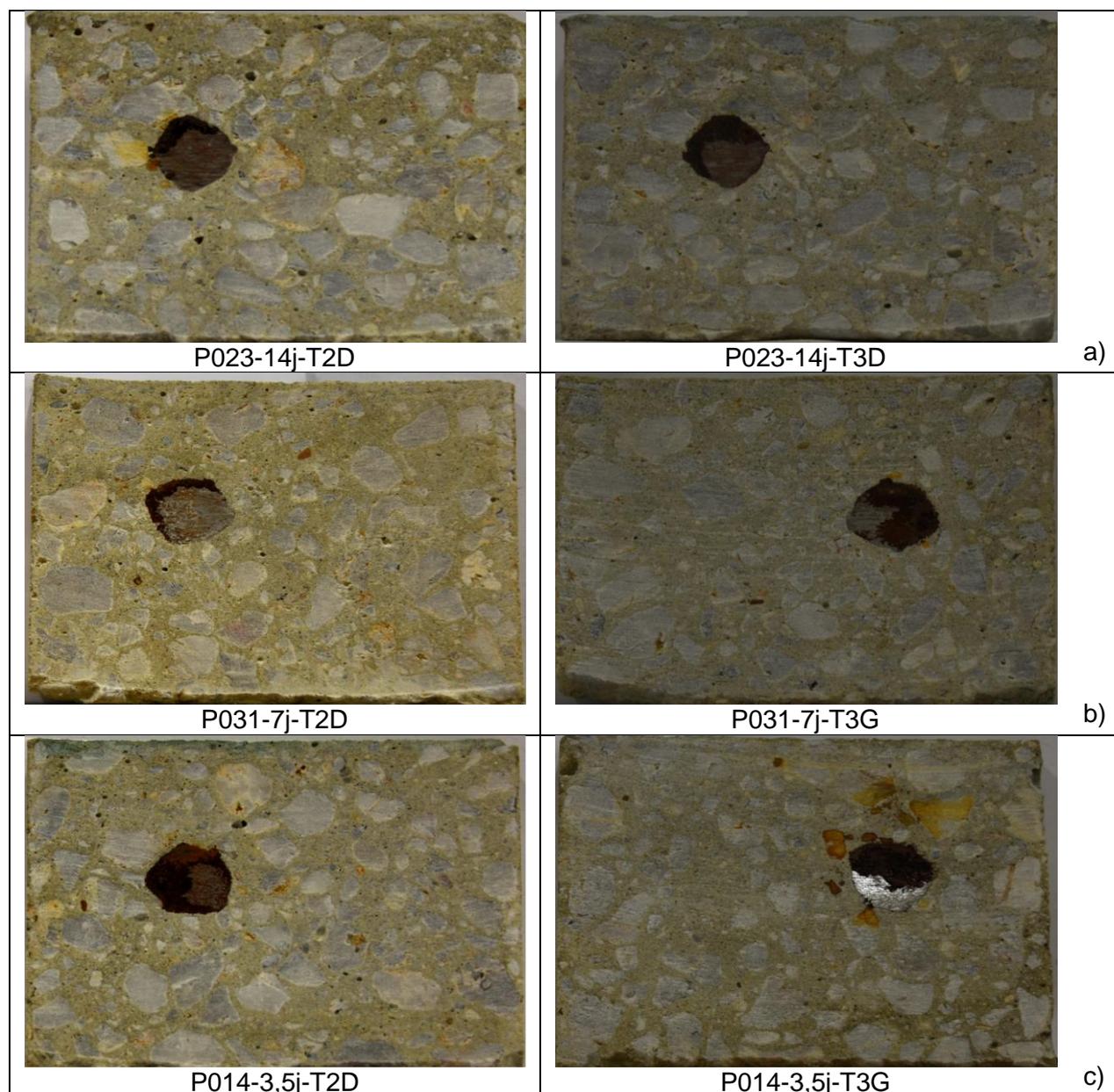
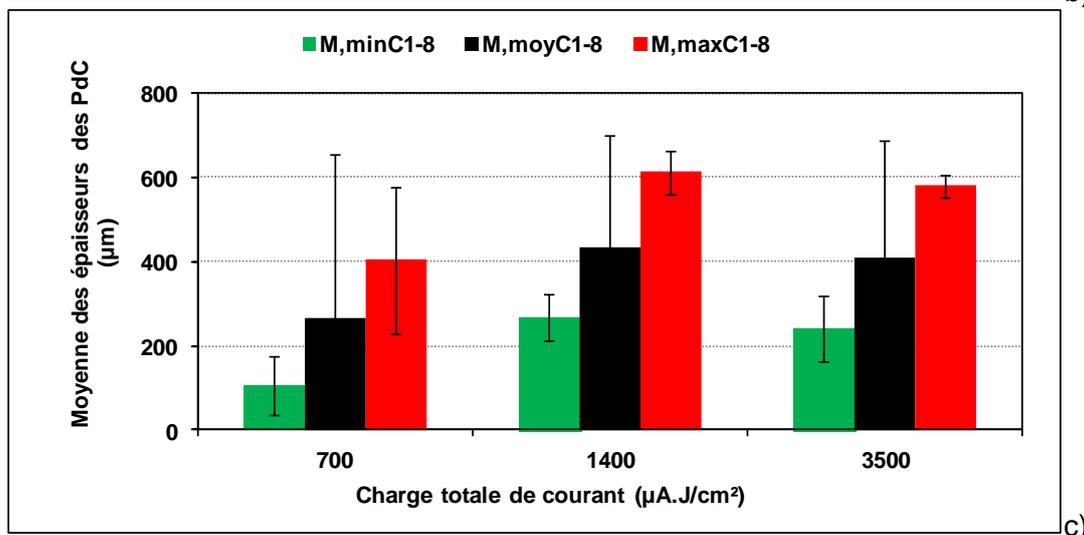
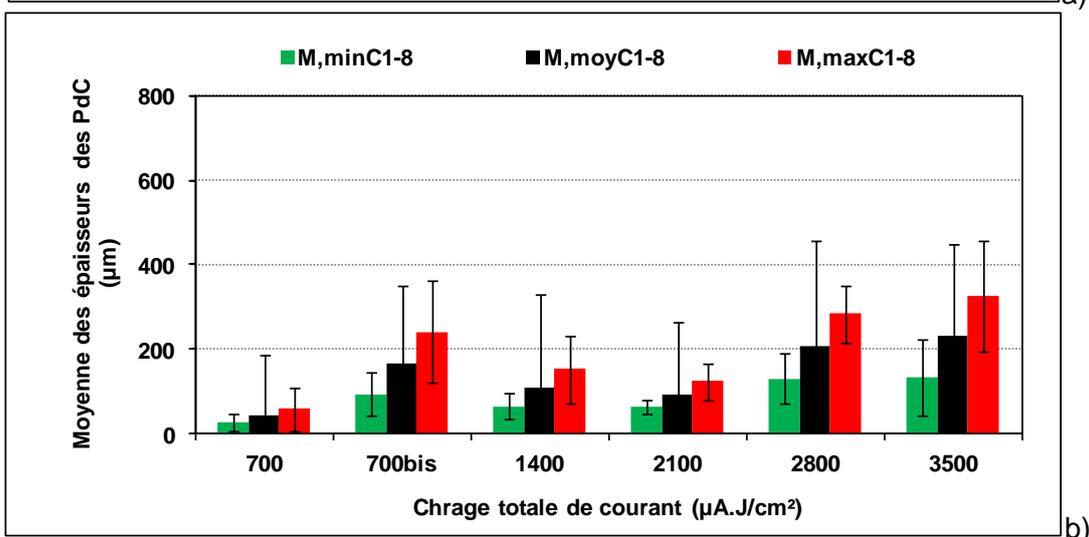
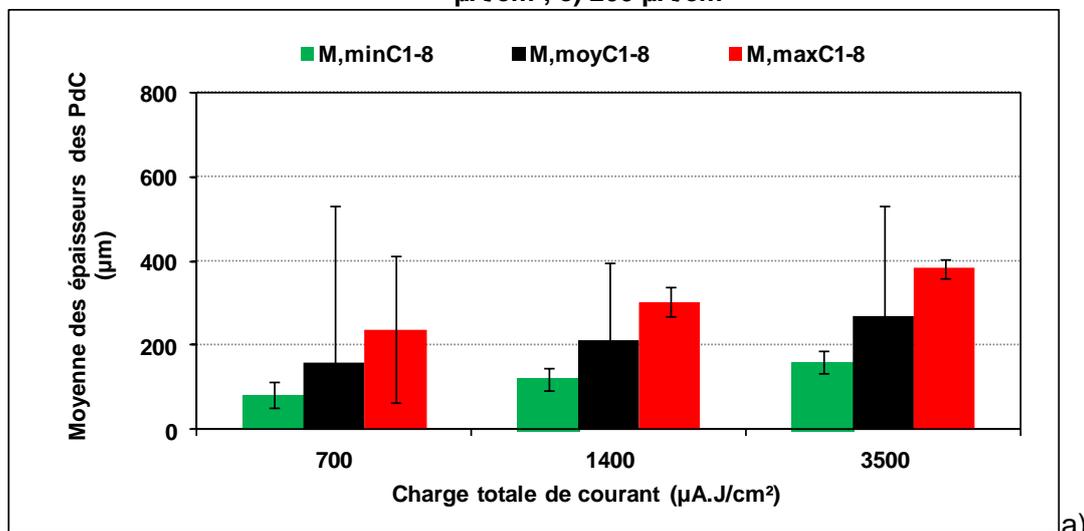


Figure VI-31. Détection de PdC dans la partie de prisme située hors la contre électrode pour les trois densités de courant; a) $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, b) $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, c) $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$

Annexe 10. Epaisseurs $M_{\min C1-8}$, $M_{\text{moy} C1-8}$, $M_{\max C1-8}$ des PdC ; a) $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, b) $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, c) $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$



Annexe 11. Etude de la partie de prisme située hors la contre électrode en termes de fissuration

Tableau VI-8. Evolution du faciès de fissuration interne “le moins dégradé” pour les densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour les tranches situées hors la contre électrode

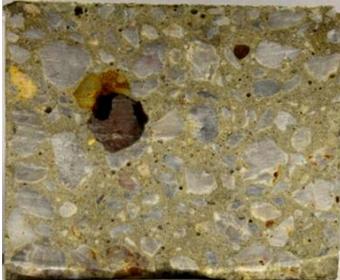
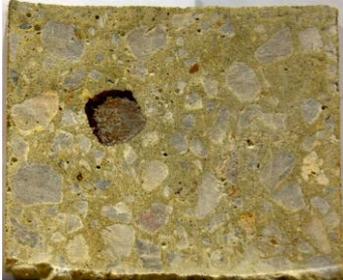
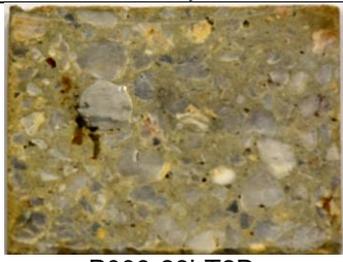
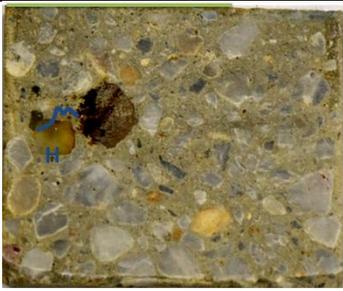
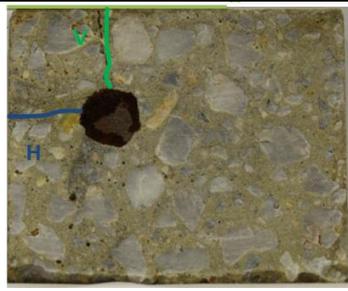
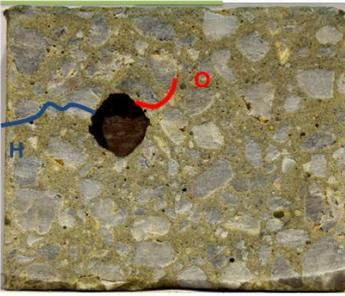
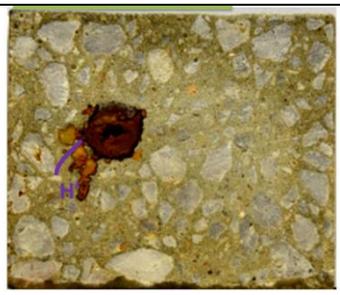
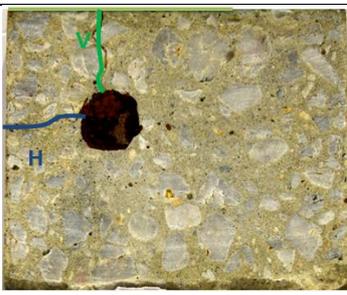
50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$
 <p data-bbox="300 698 470 728">P023-14j-T2D</p>	 <p data-bbox="721 698 882 728">P031-7j-T2D</p>	 <p data-bbox="1120 698 1300 728">P014-3,5j-T2D</p>
 <p data-bbox="300 1001 470 1030">P025-28j-T2D</p>	 <p data-bbox="713 1001 890 1030">P005-14j-T3D</p>	 <p data-bbox="1128 1001 1292 1030">P016-7j-T2G</p>
	 <p data-bbox="713 1314 890 1344">P008-21j-T2D</p>	
	 <p data-bbox="713 1606 890 1635">P009-28j-T2D</p>	
 <p data-bbox="300 1919 470 1948">P027-70j-T2D</p>	 <p data-bbox="713 1919 890 1948">P011-35j-T2D</p>	 <p data-bbox="1120 1919 1300 1948">P017-17,5j-T2D</p>

Tableau VI-9. Evolution du faciès de fissuration interne "le plus dégradé" pour les densités de courant de 50, 100 et 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour les tranches situées hors la contre électrode

50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$
 <p data-bbox="300 607 464 633">P023-14j-T3D</p>	 <p data-bbox="722 607 887 633">P031-7j-T3D</p>	 <p data-bbox="1121 607 1302 633">P014-3,5j-T3D</p>
 <p data-bbox="300 909 464 936">P025-28j-T3D</p>	 <p data-bbox="722 909 887 936">P005-14j-T2D</p>	 <p data-bbox="1121 909 1302 936">P016-7j-T3D</p>
	 <p data-bbox="722 1234 887 1261">P008-21j-T3D</p>	
	 <p data-bbox="722 1559 887 1585">P009-28j-T3D</p>	
 <p data-bbox="300 1883 464 1910">P027-70j-T3D</p>	 <p data-bbox="722 1883 887 1910">P011-35j-T3D</p>	 <p data-bbox="1121 1883 1302 1910">P017-17,5j-T3D</p>

Pour les prismes issus de la densité de courant de $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, la partie de prisme située hors la contre électrode n'est fissurée qu'à partir de 70 jours de Corrac (Figure VI-32).

Concernant la densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, les prismes se fissurent à partir de 21 jours de Corrac (Figure VI-33).

Pour la densité de courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, les prismes commencent à se fissurer à partir de 7 jours de Corrac (Figure VI-34).

Les ouvertures de fissures localisées sur des tranches de partie de prisme située hors la contre électrode sont moins importantes (de l'ordre de 0,05 à 0,15 mm) que les ouvertures de fissures des tranches issues de la partie de prisme située sous la contre électrode. Ceci est dû au fait que la partie de prisme située sous la contre électrode se trouve là où les lignes de champ sont les plus importantes ce qui entraîne des ouvertures de fissures de l'ordre de 0,1 à 0,45 mm.

La fissuration de la partie de prisme située hors la contre électrode devient d'autant plus précoce que la densité de courant augmente. Ce comportement est dû au fait que l'épaisseur des PdC à l'interface acier/béton issues de la densité de courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ sont plus importantes et génèrent donc une pression à l'interface acier/béton plus importante, ce qui peut entraîner la propagation de la fissure jusqu'à la partie de prisme située hors la contre électrode. Plus la densité de courant est forte, plus la cinétique de formation de la couche de PdC est importante et donc plus le développement des contraintes mécaniques est élevé, localement brutal et sans aucune capacité de relaxation par le béton, ni de dissolution/diffusion/précipitation du fer dans le béton. Le béton va éclater plus vite et ce faisant la propagation de la fissuration qui va rapidement gagner des zones périphériques à la zone acier/béton située sous la contre électrode.

D'où l'importance de la cinétique de croissance des PdC sur la fissuration et donc l'importance de la densité de courant appliquée.

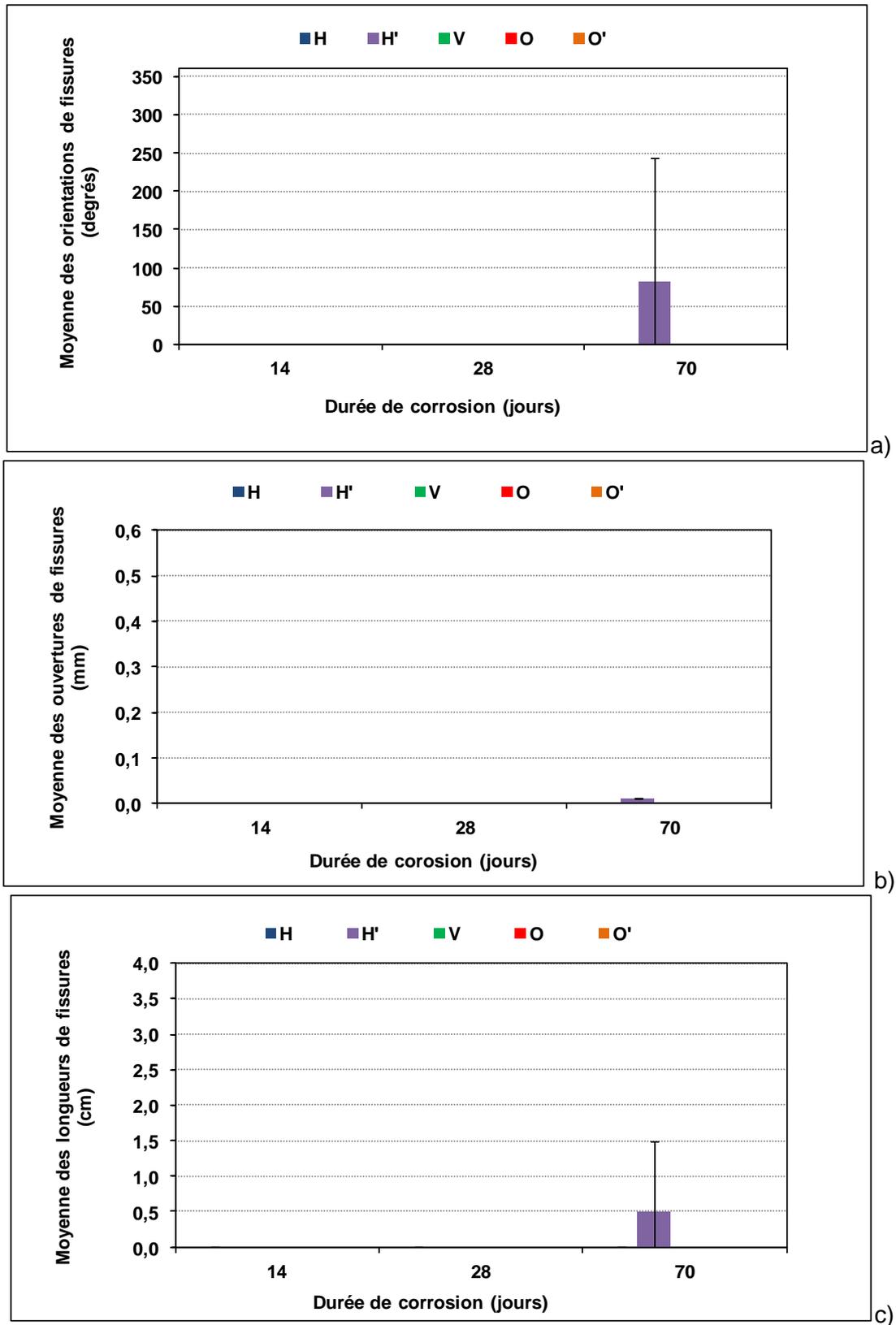


Figure VI-32. Evolution du faciès de fissuration interne avec la durée de Corrac pour la densité de courant de $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

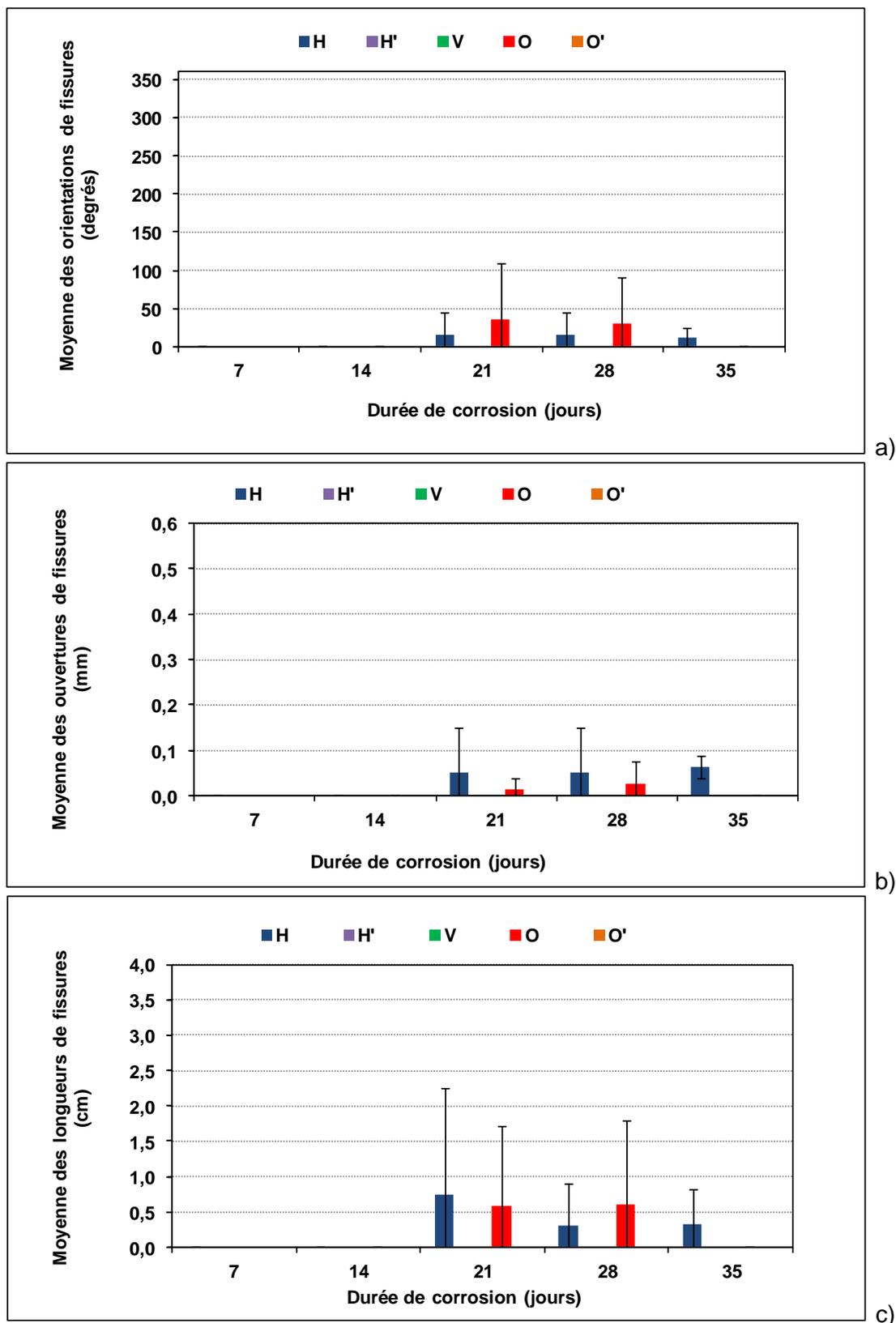


Figure VI-33. Evolution du faciès de fissuration interne avec la durée de Corrac pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

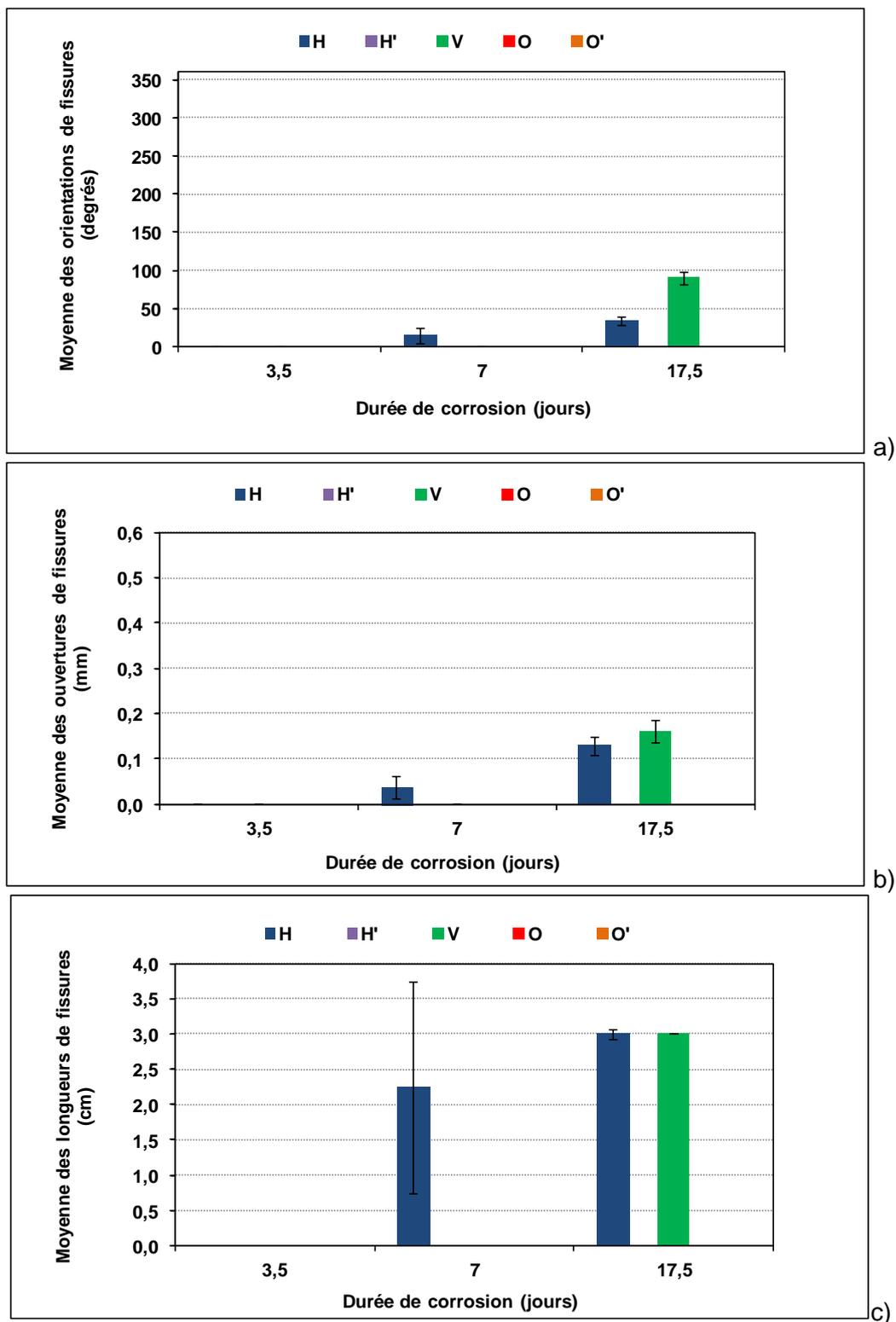


Figure VI-34. Evolution du faciès de fissuration interne avec la durée de Corrac pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

Annexe 12. Evolution des fissures en fonction de la durée de Corrac

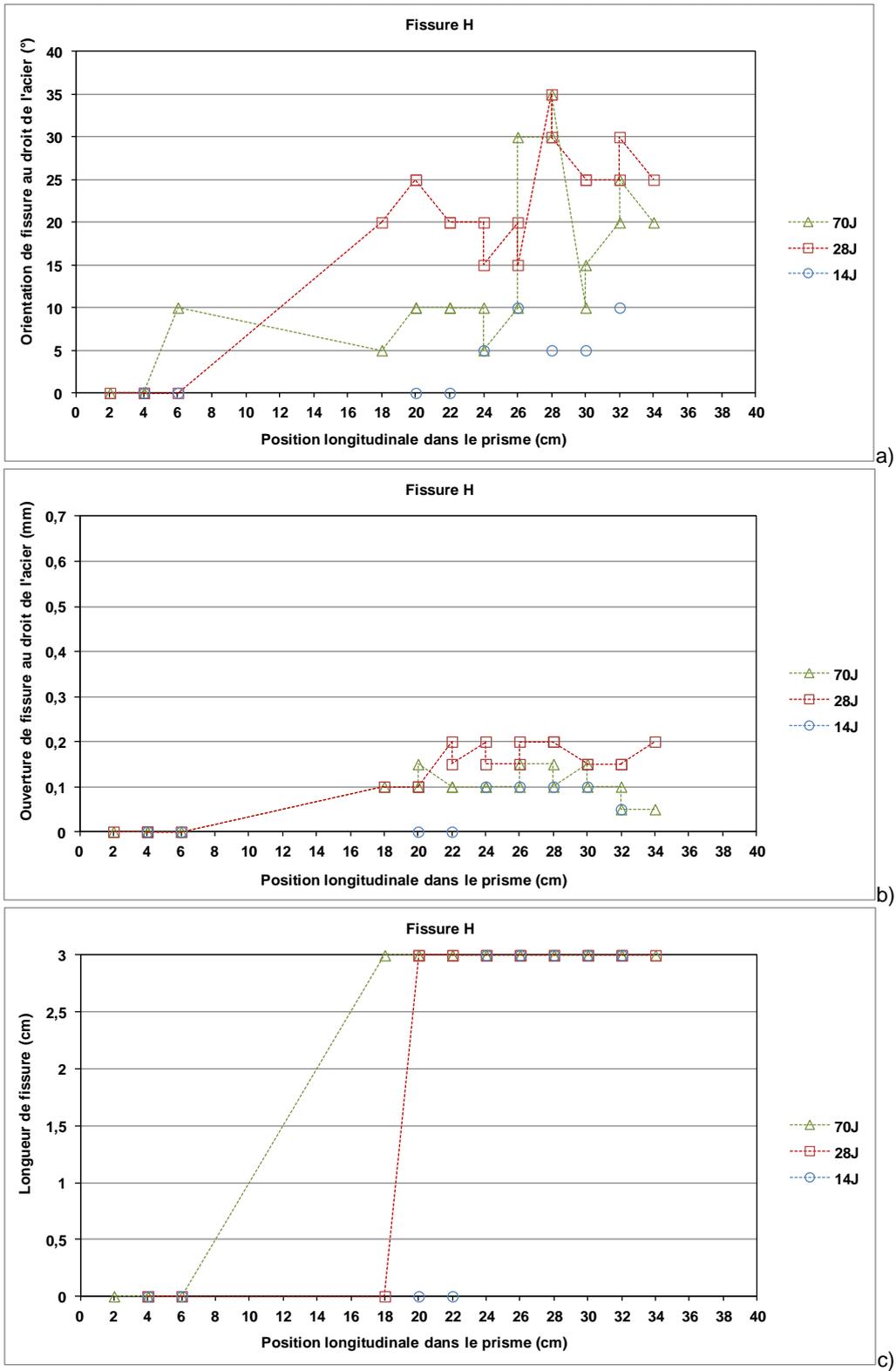


Figure VI-35. Evolution de la fissure H en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

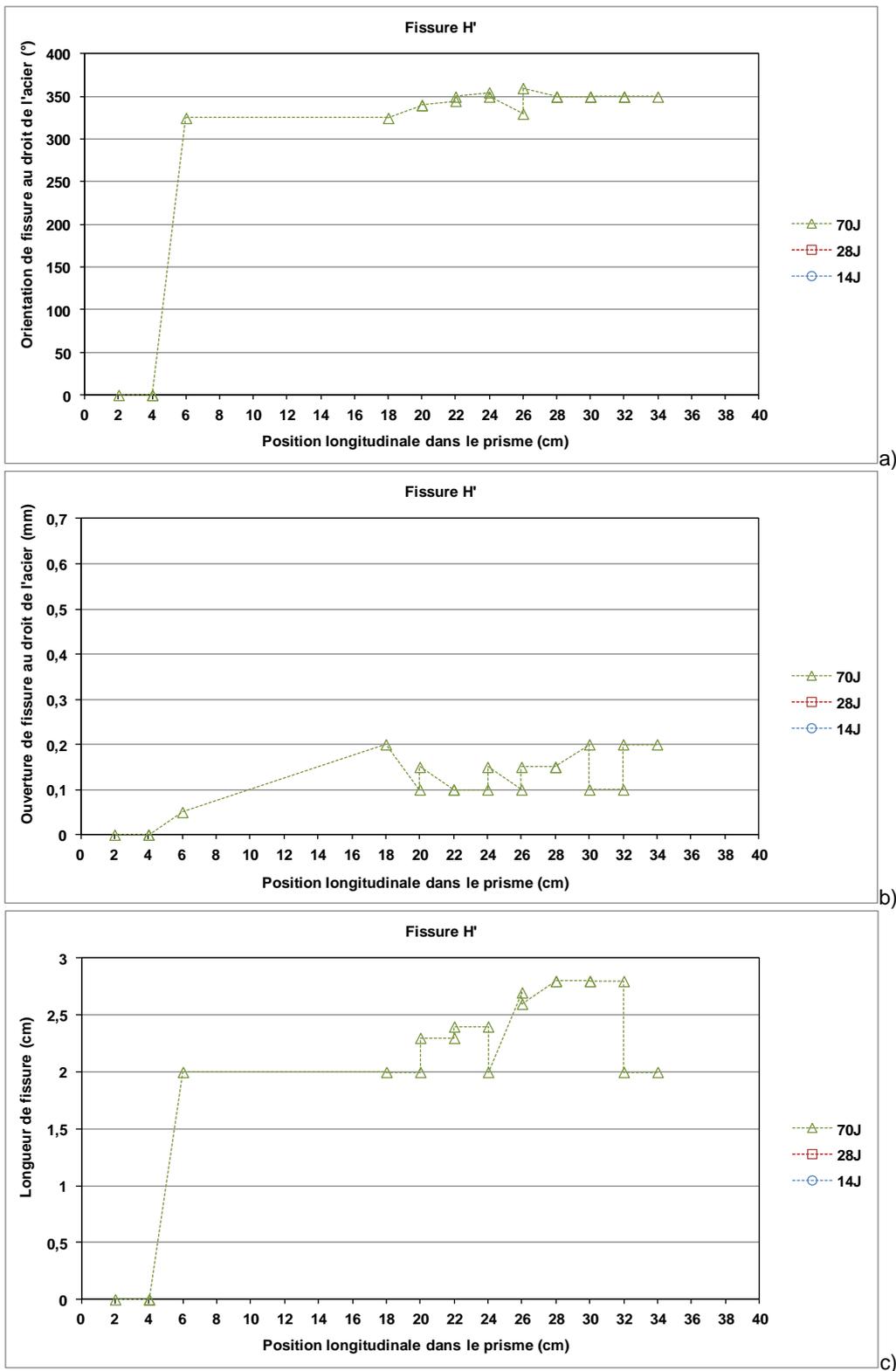


Figure VI-36. Evolution de la fissure H' en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 50 µA/cm²; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

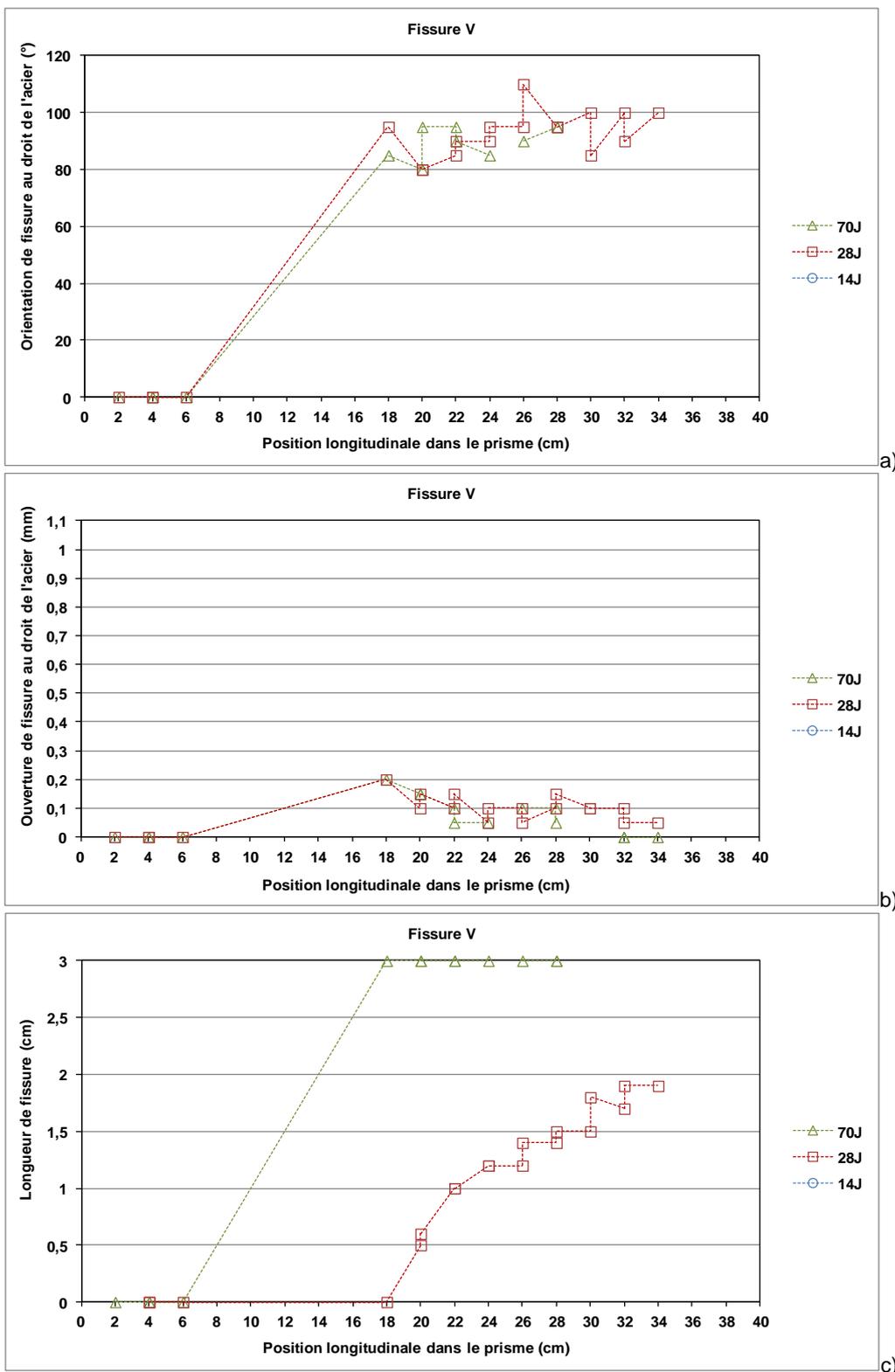


Figure VI-37. Evolution de la fissure V en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

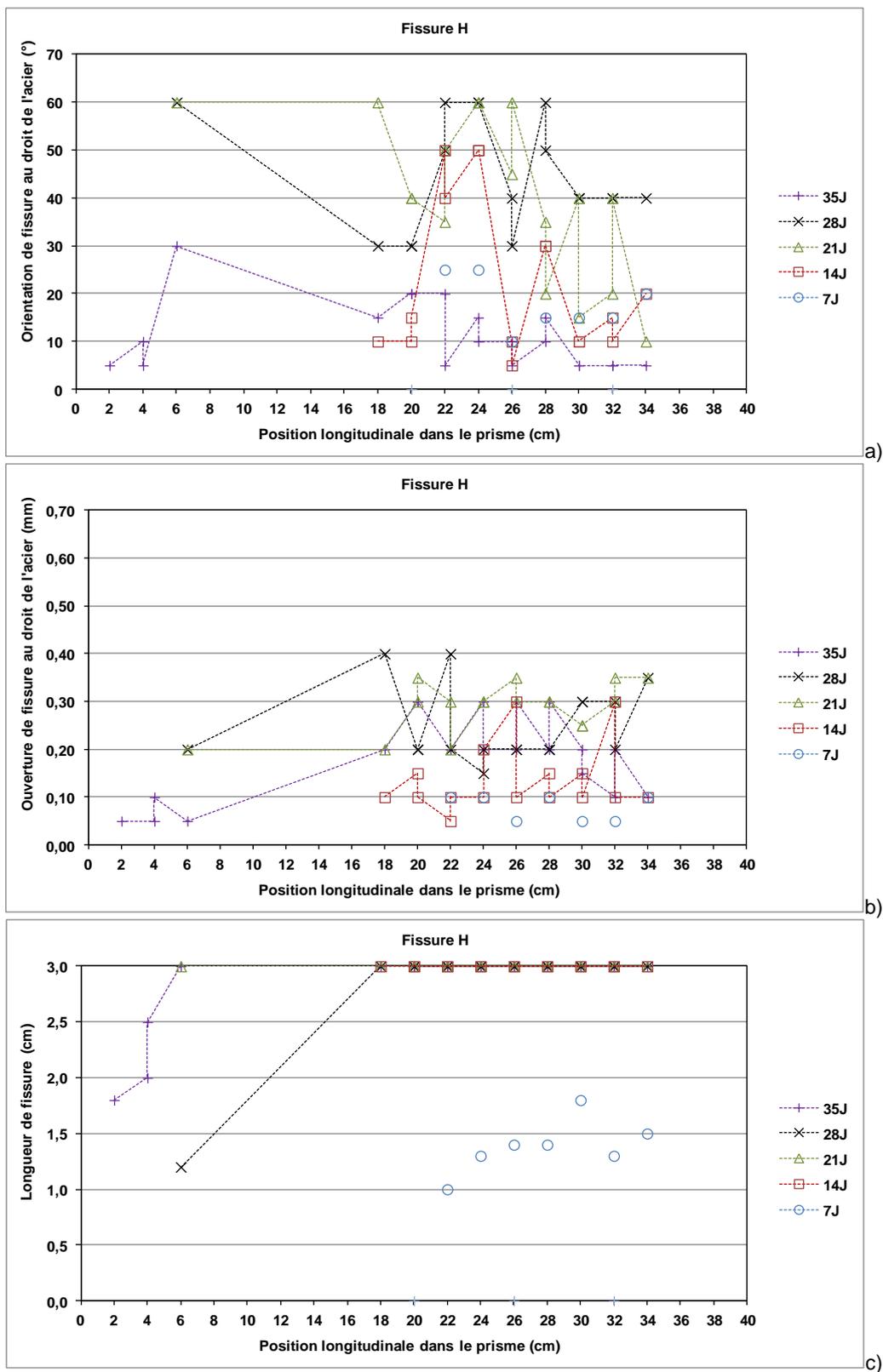


Figure VI-38. Evolution de la fissure H en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

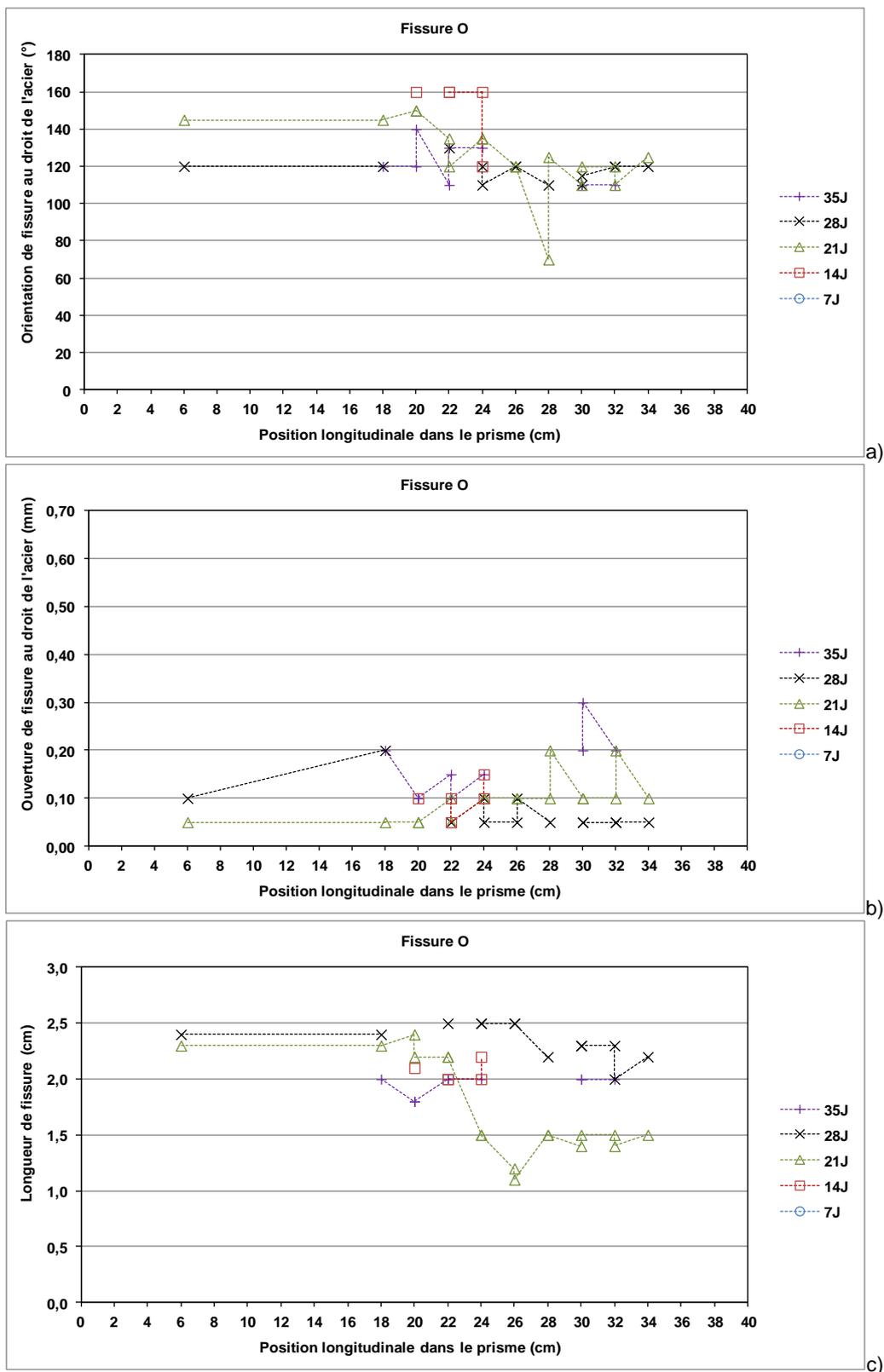


Figure VI-39. Evolution de la fissure O en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 100 µA/cm² ; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

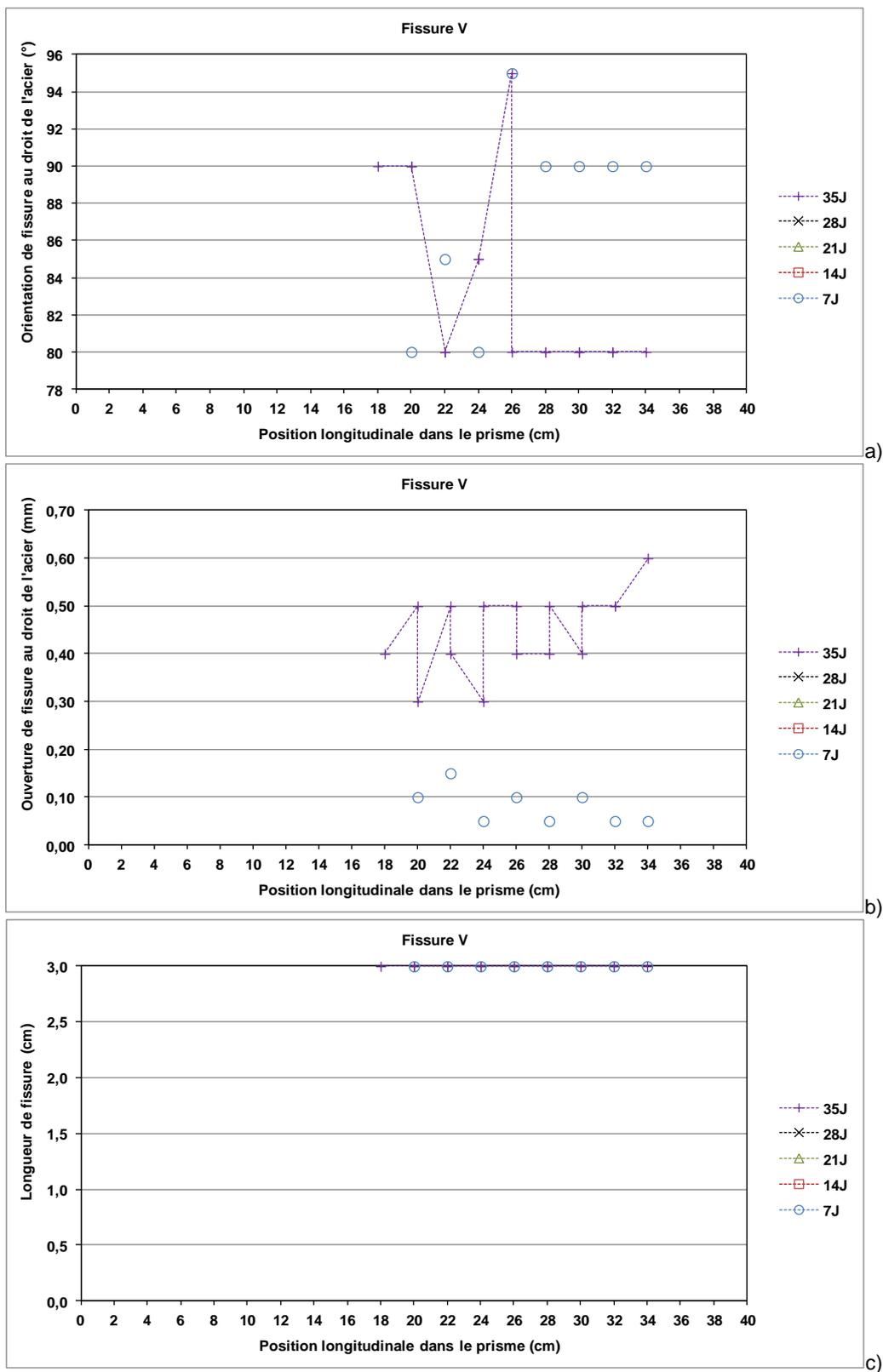


Figure VI-40. Evolution de la fissure V en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

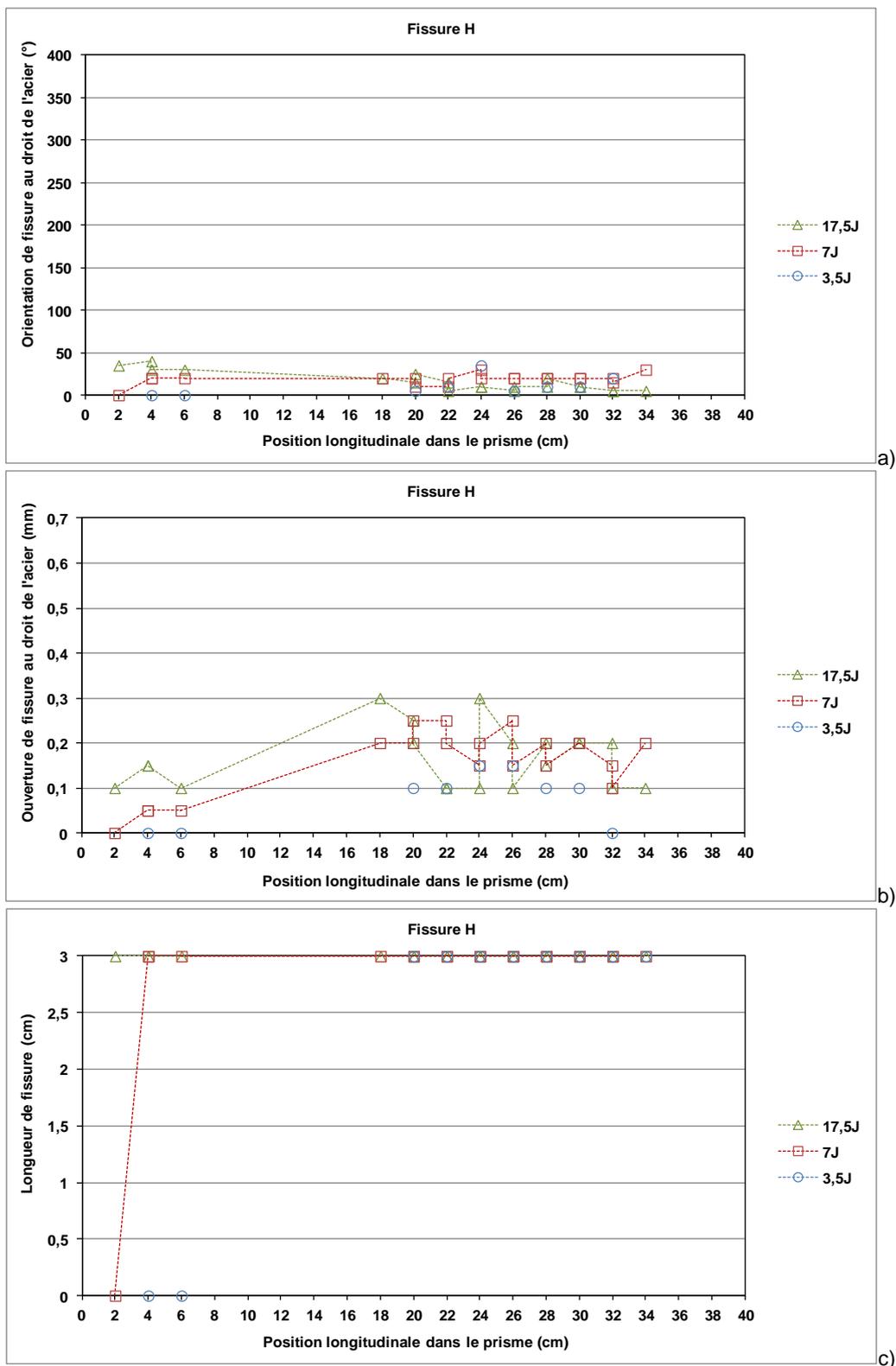


Figure VI-41. Evolution de la fissure H en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 200 µA/cm²; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

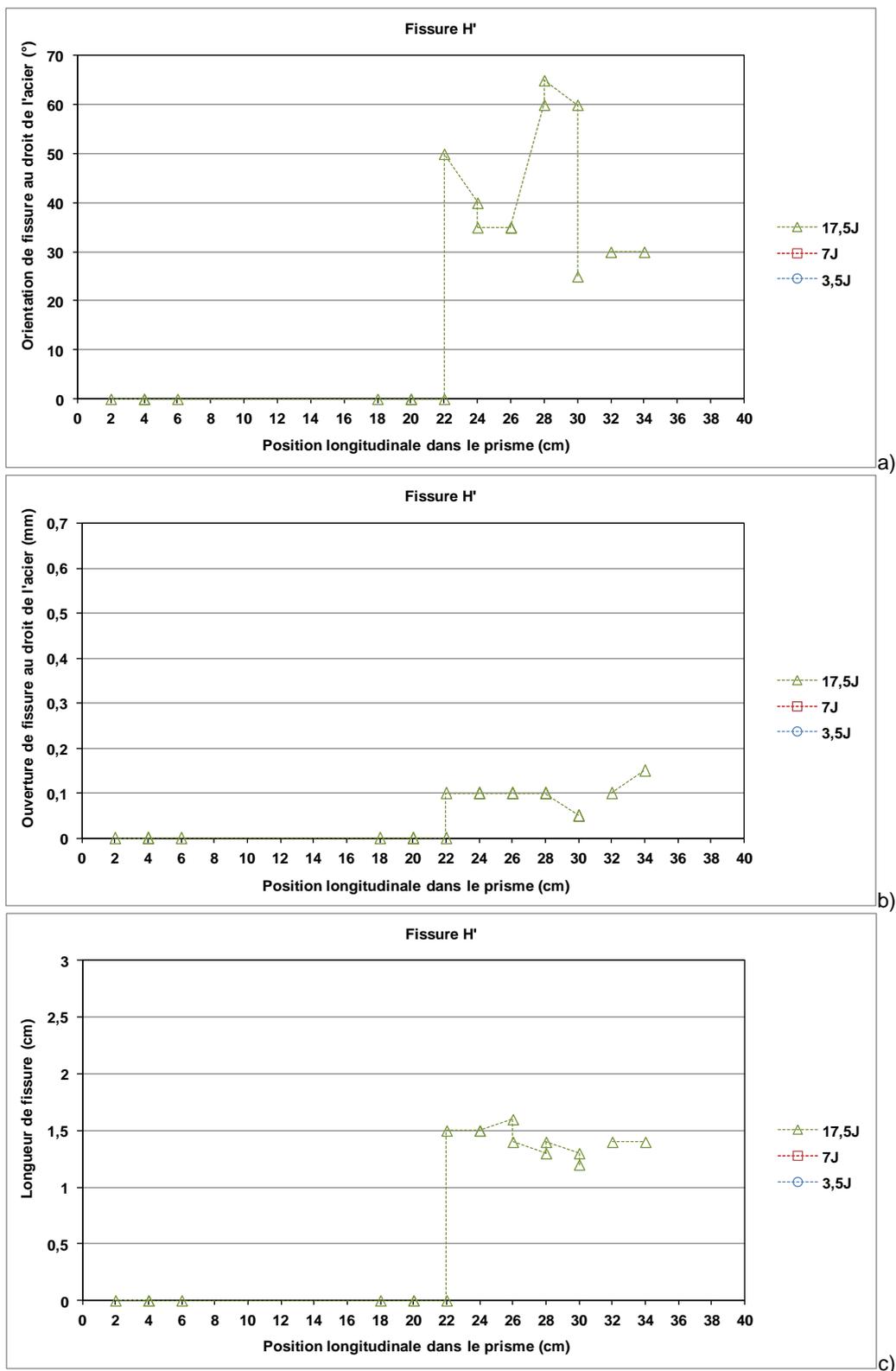


Figure VI-42. Evolution de la fissure H' en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

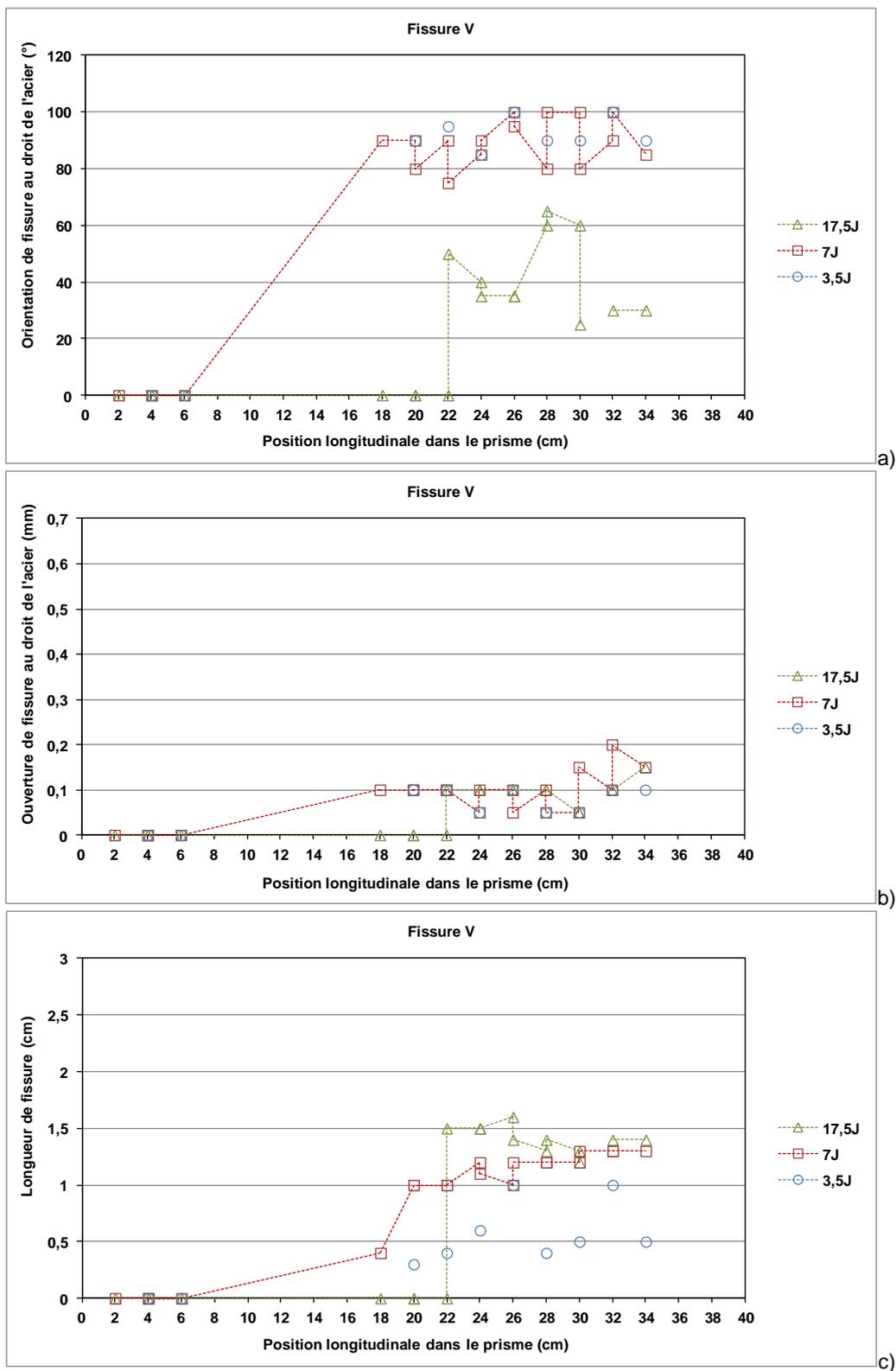


Figure VI-43. Evolution de la fissure V en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

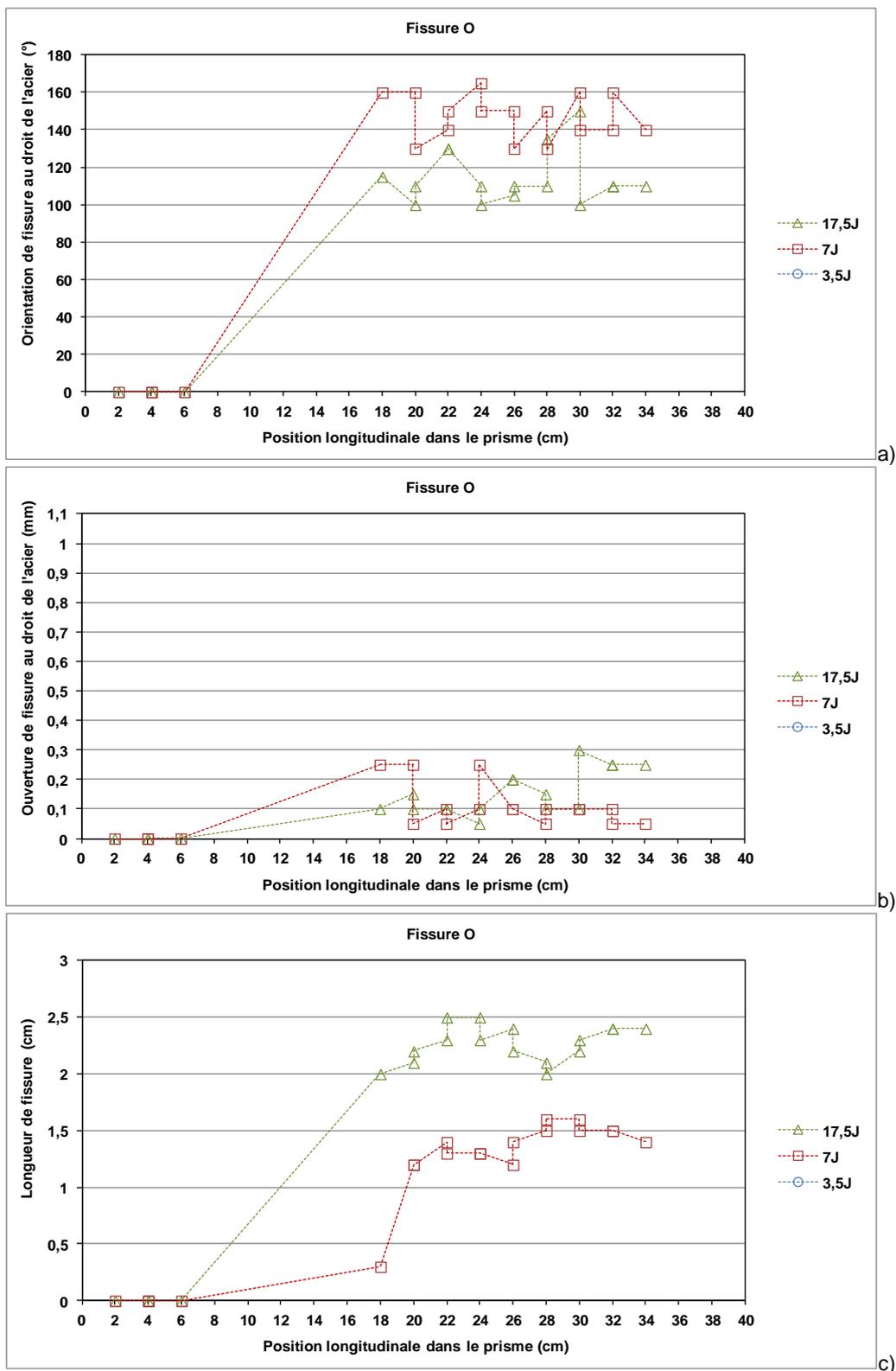


Figure VI-44. Evolution de la fissure O en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

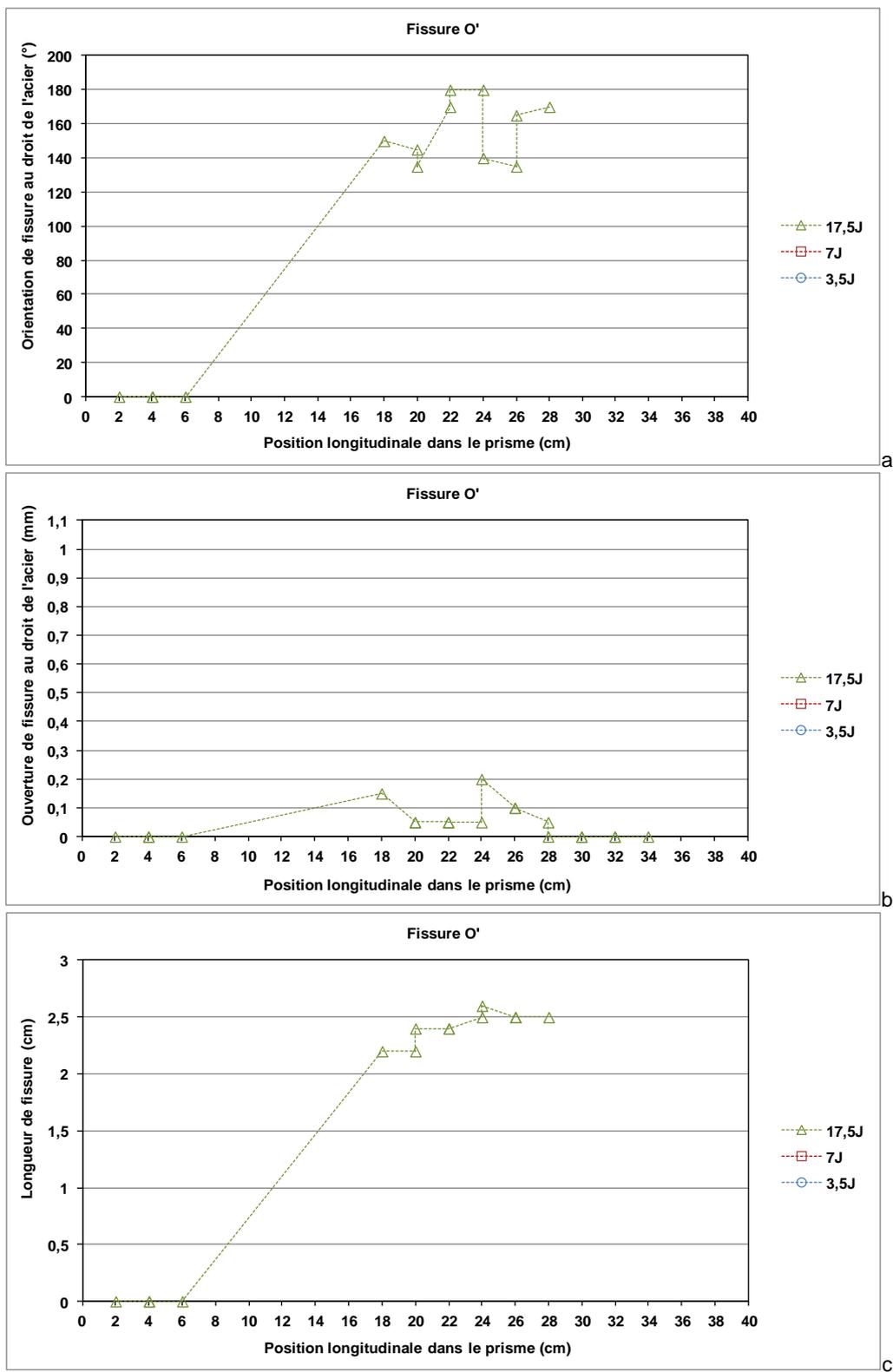


Figure VI-45. Evolution de la fissure O en fonction de la durée de Corrac pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

Annexe 13. Détail du faciès de fissuration de chaque prisme

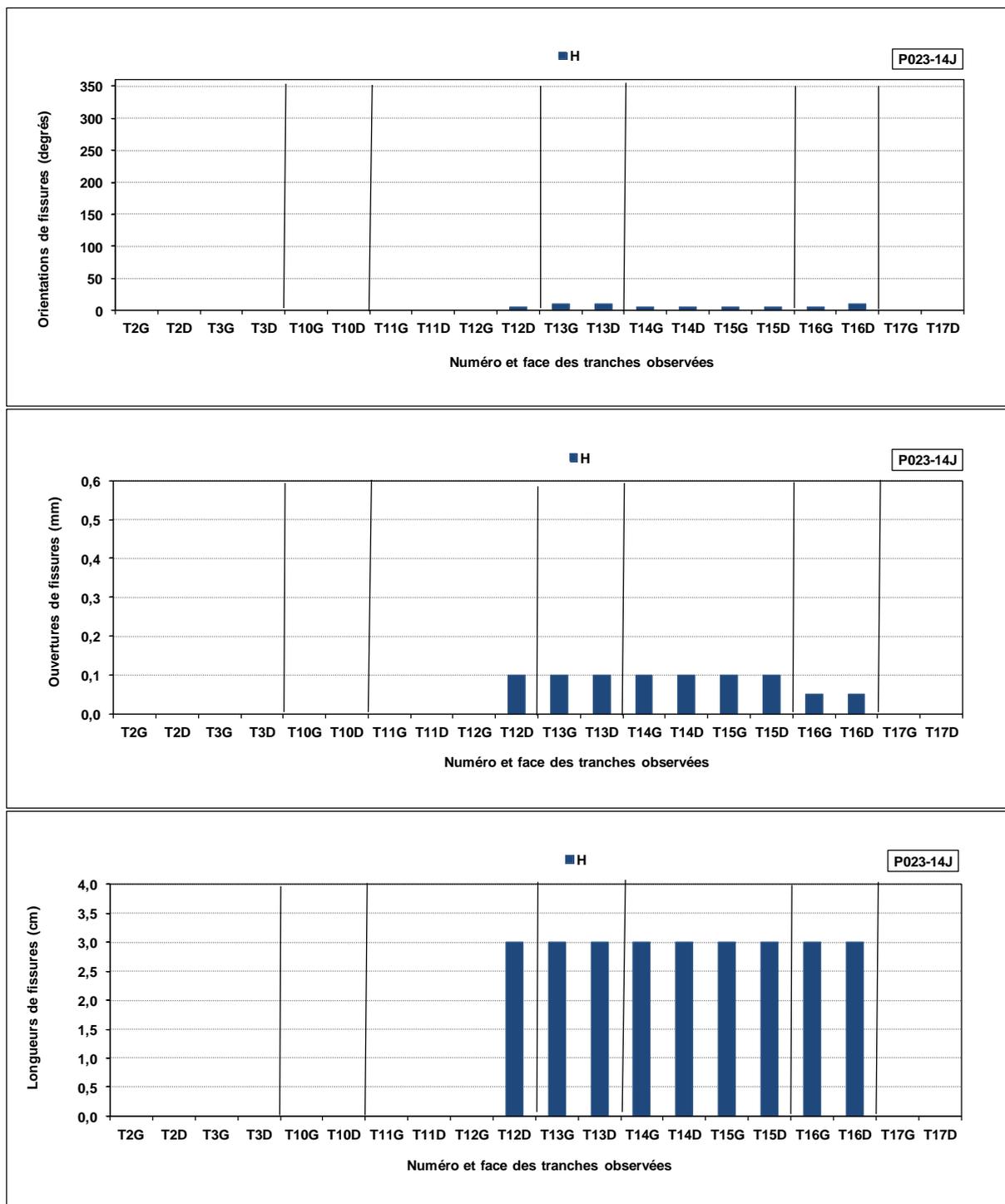


Figure VI-46. Détail du faciès de fissuration pour le prisme P023-14J-50; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

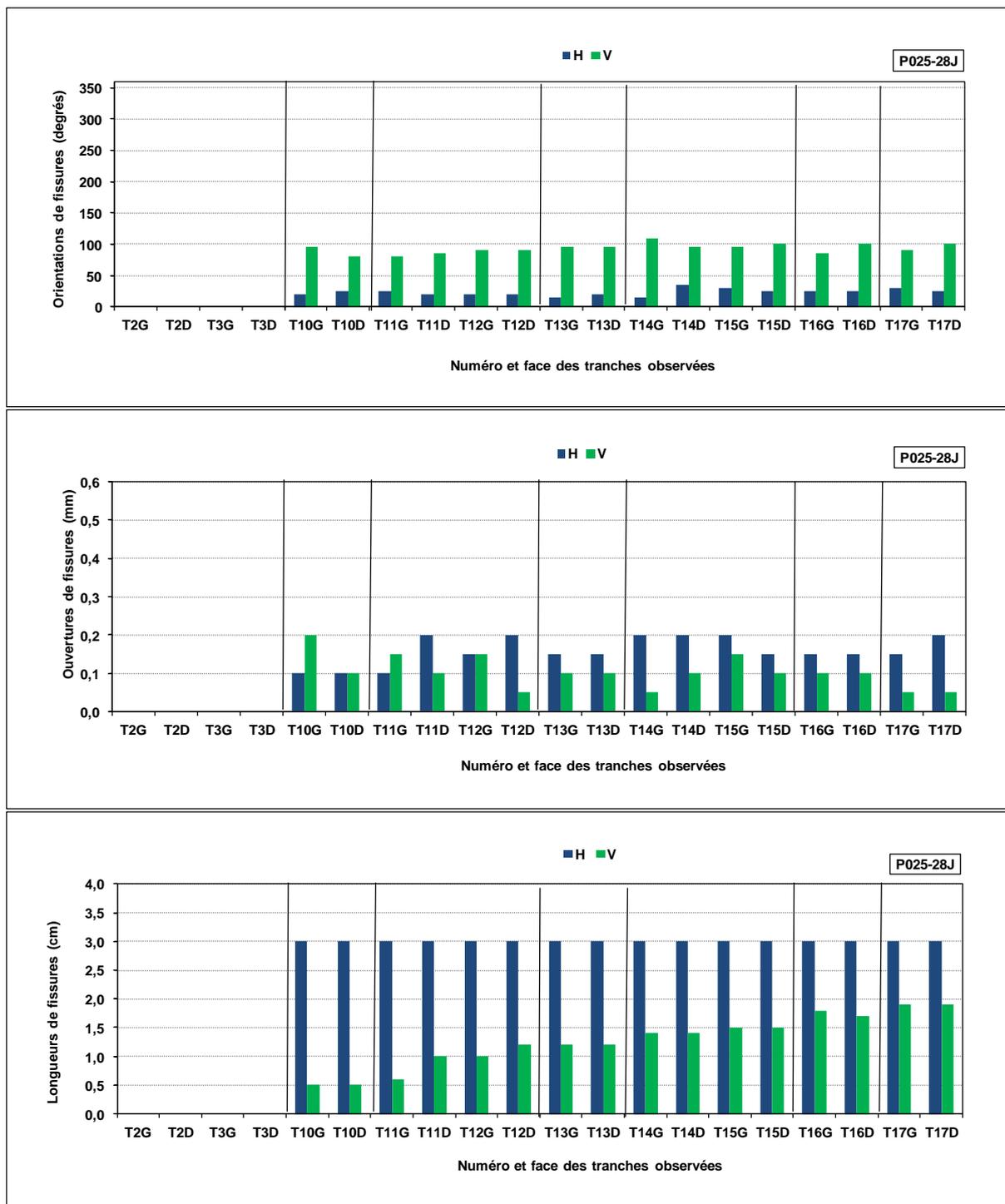


Figure VI-47. Détail du faciès de fissuration pour le prisme P025-28J-50; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

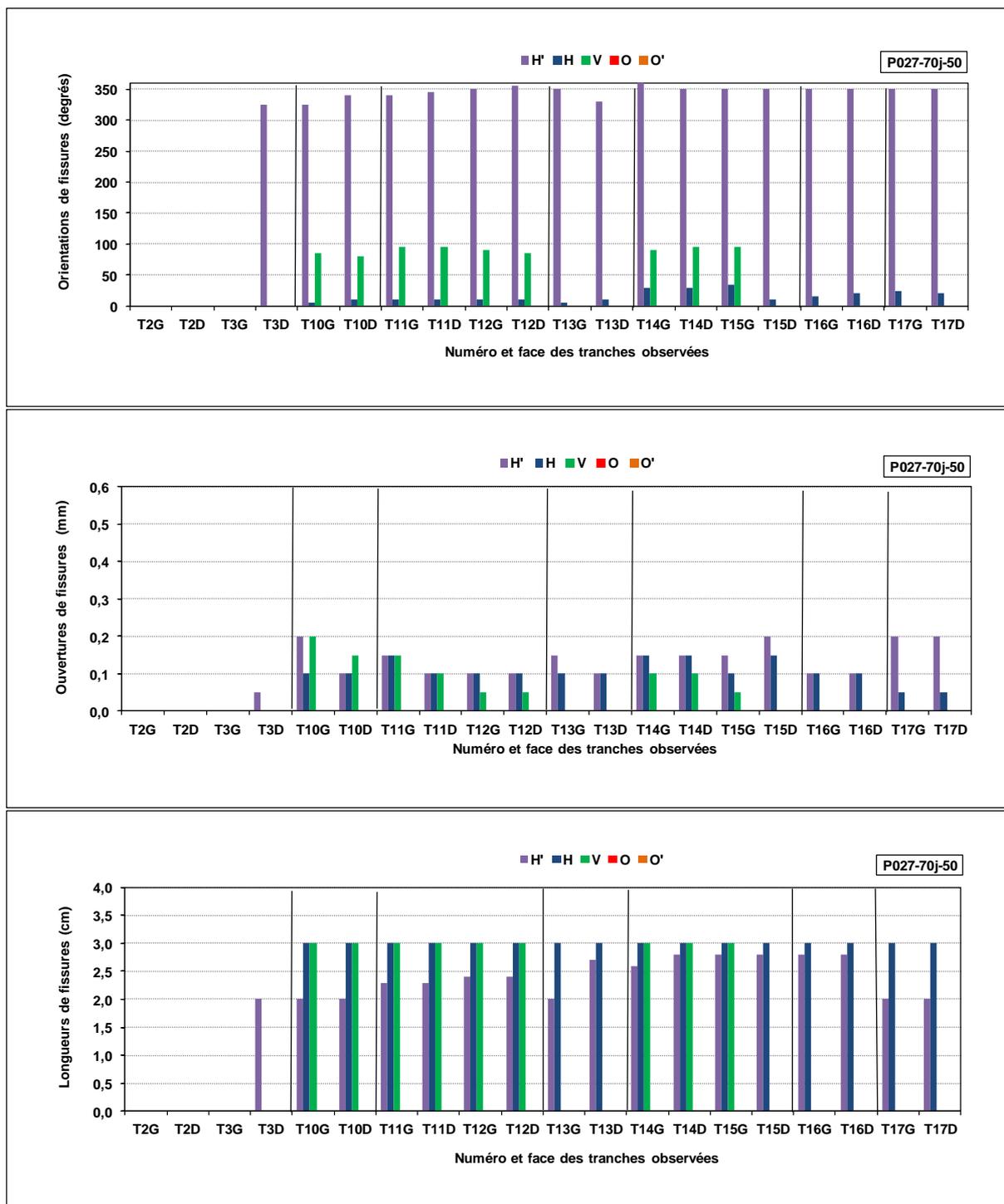


Figure VI-48. Caractérisations du faciès de fissuration pour le prisme P027-70j-50; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

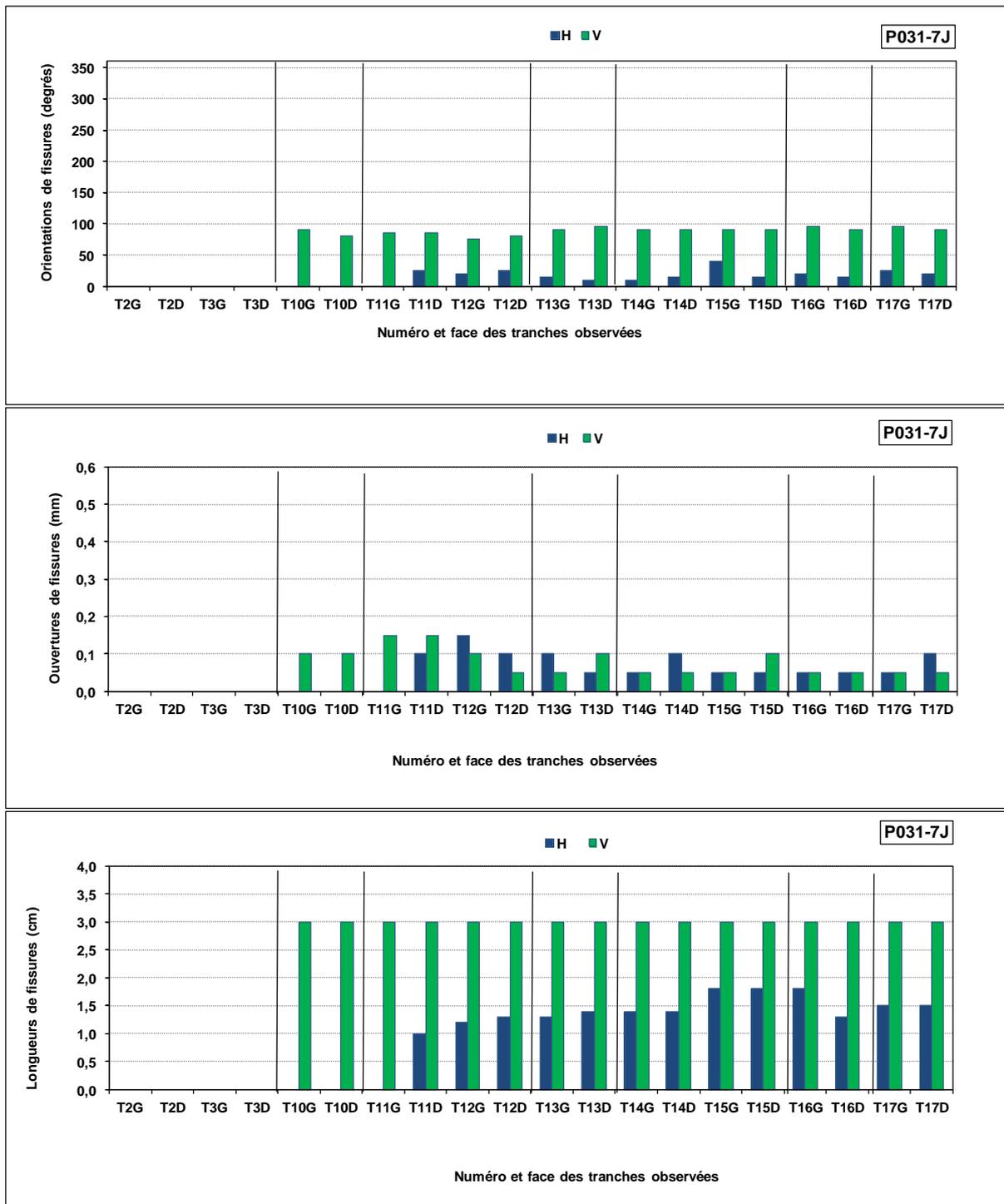
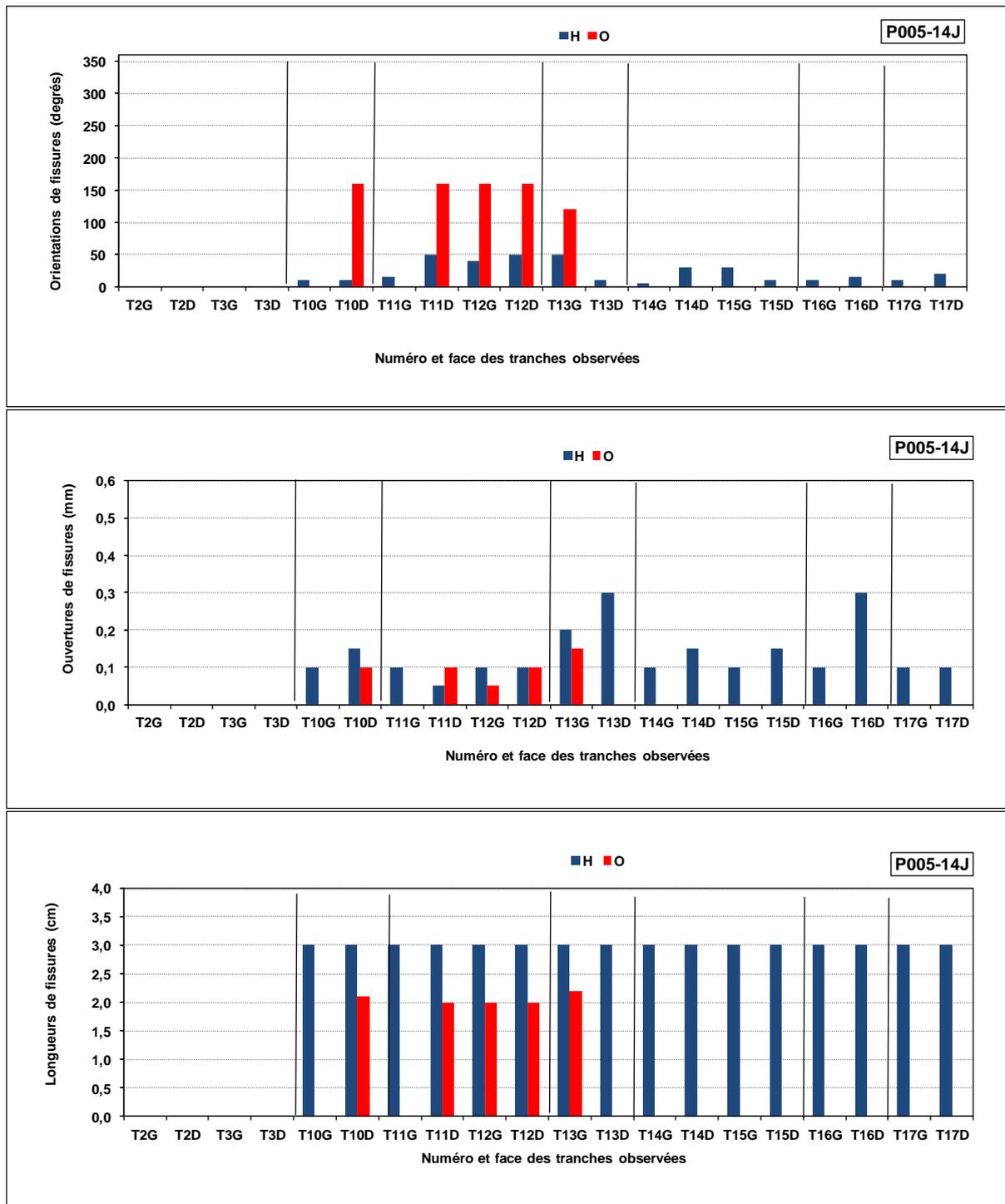


Figure VI-49. Détail du faciès de fissuration pour le prisme P031-7J-100; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures



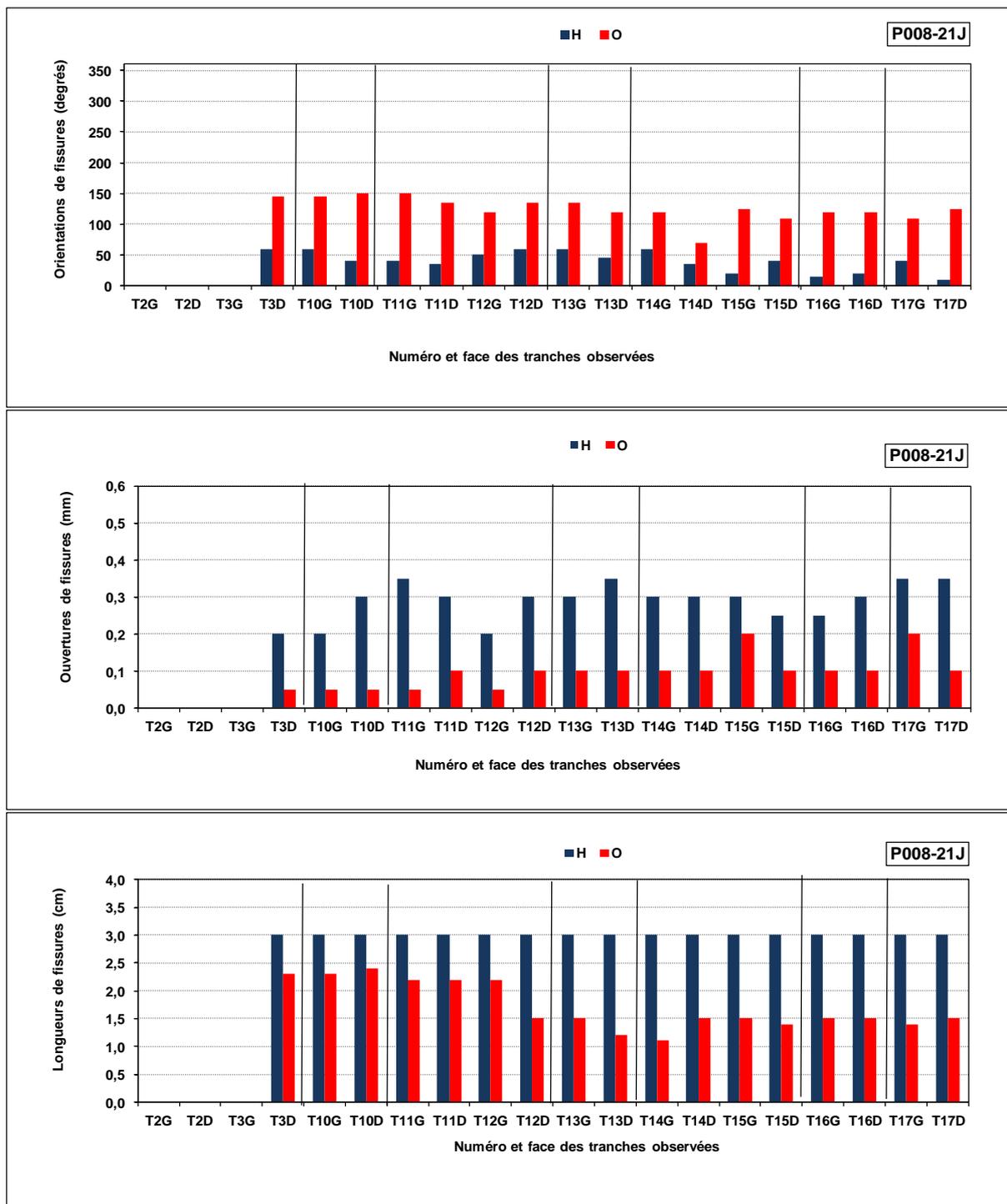


Figure VI-51. Détail du faciès de fissuration pour le prisme P008-21J-100; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

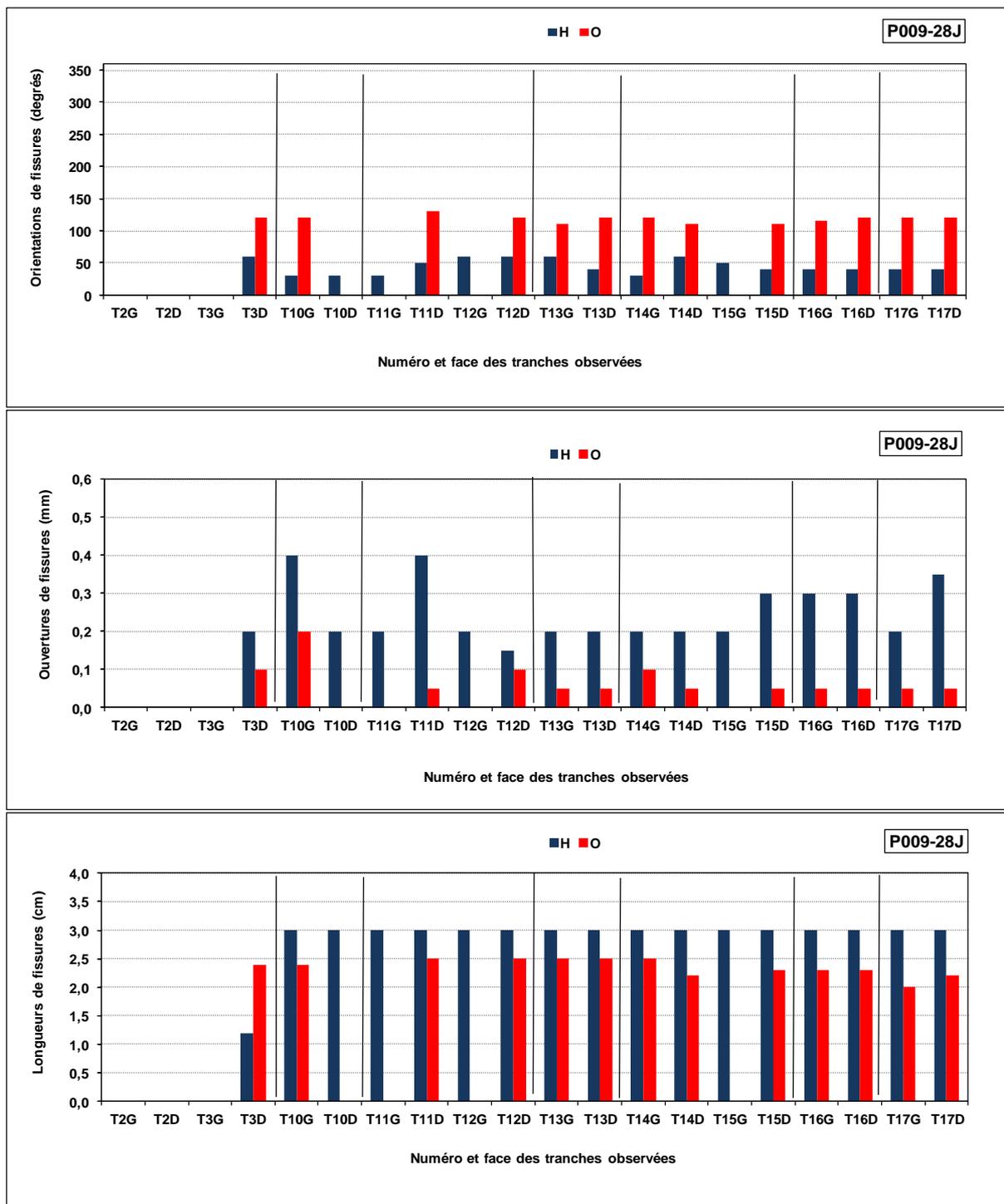


Figure VI-52. Détail du faciès de fissuration pour le prisme P009-28J-100; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

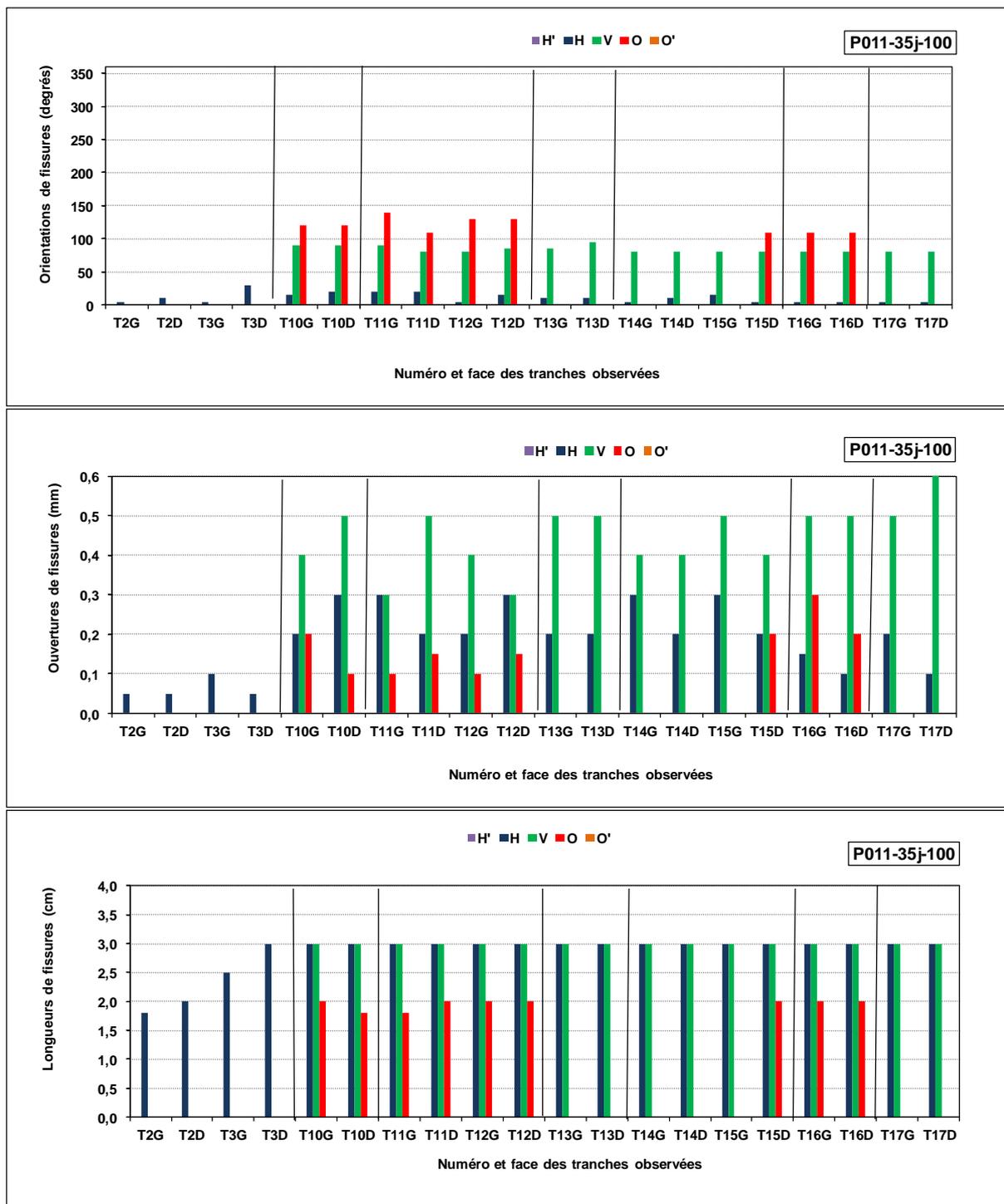


Figure VI-53. Caractérisations du faciès de fissuration pour le prisme P011-35j-100; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

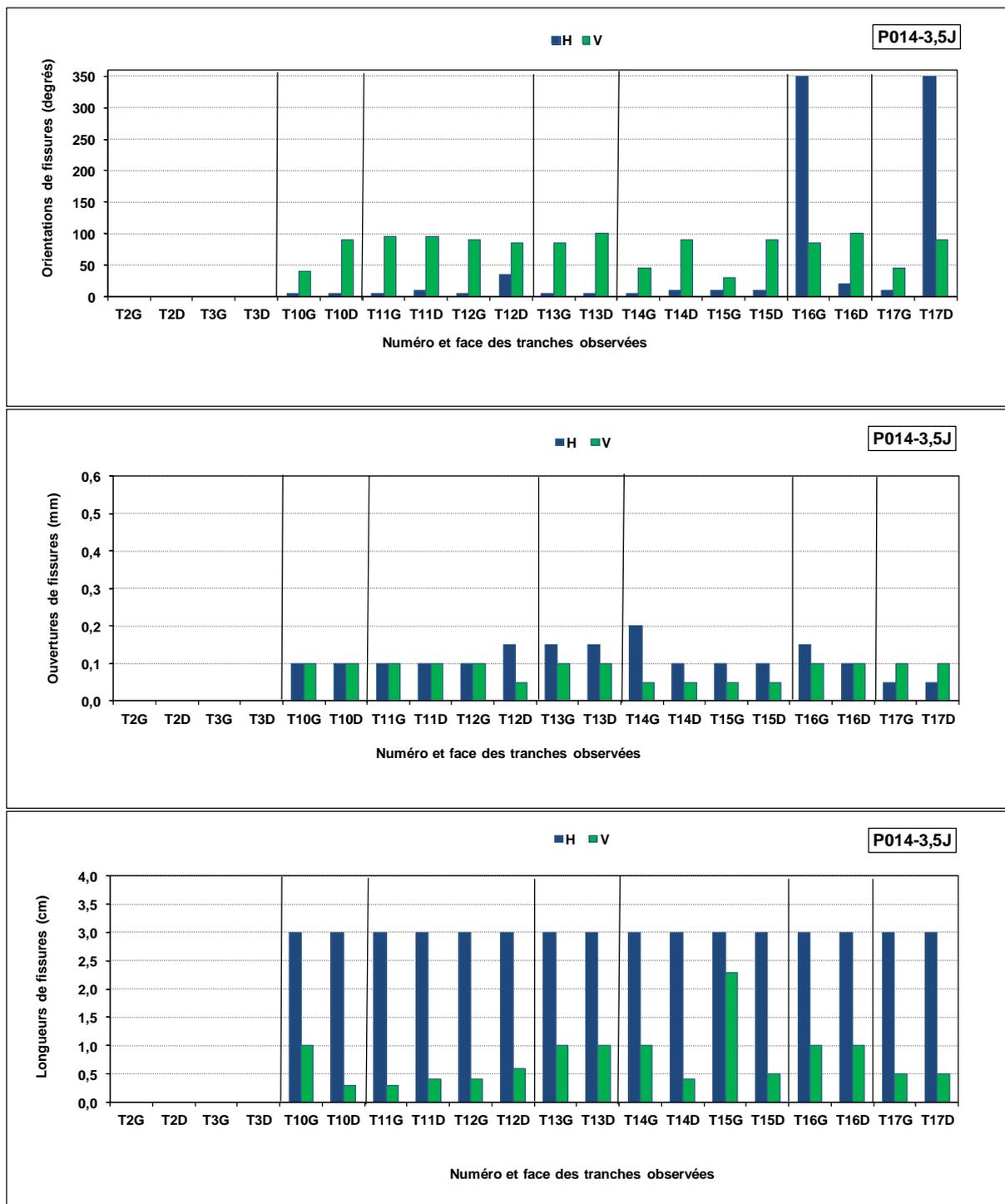
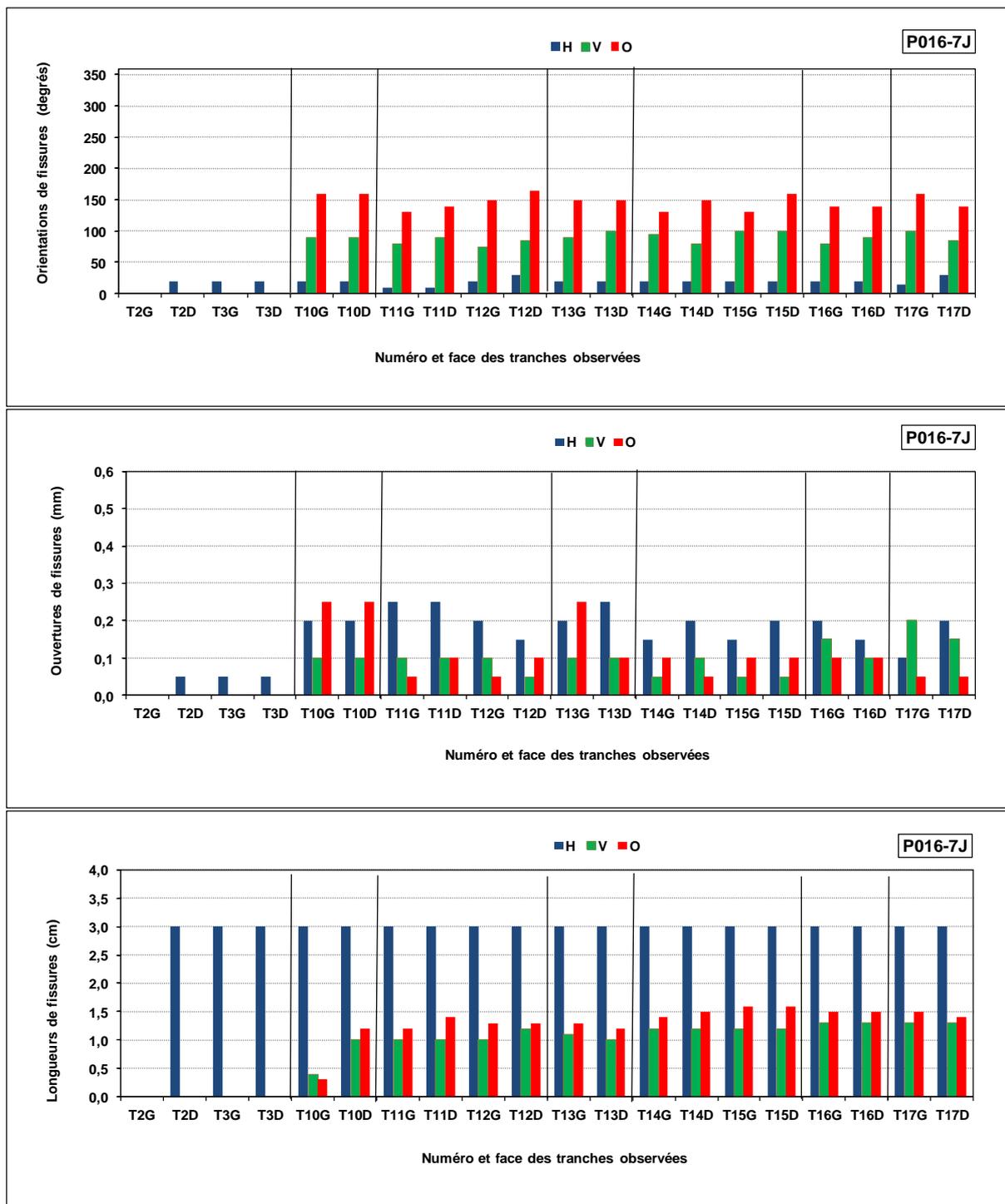


Figure VI-54. Détail du faciès de fissuration pour le prisme P014-3,5J-200; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures



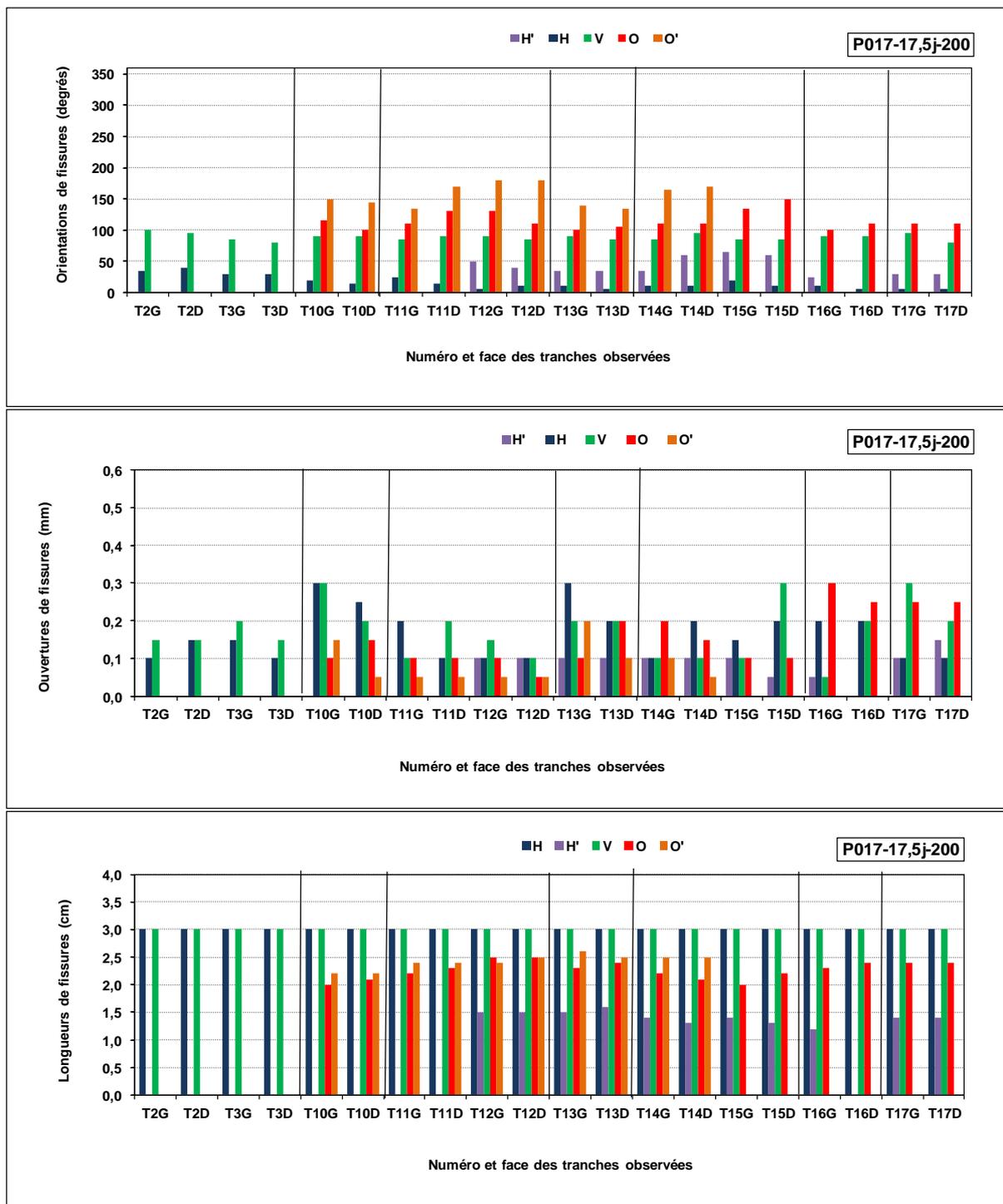
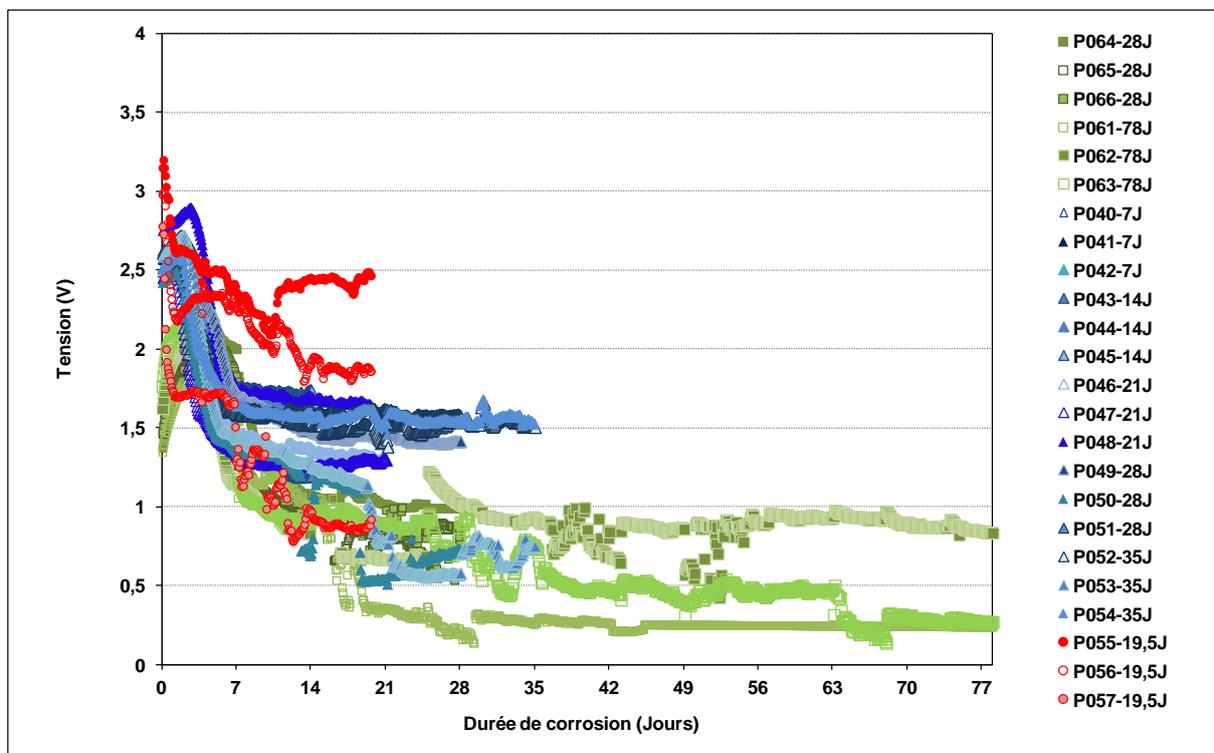


Figure VI-56. Caractérisations du faciès de fissuration pour le prisme P017-17,5j-200; a) Orientations de fissures, b) Ouvertures de fissures, c) Longueurs de fissures

Annexe 14. Courbes de suivi de tension pour l'étude d'arrachement



Annexe 15. Caractérisations électrochimiques pour les prismes de l'étude d'arrachement

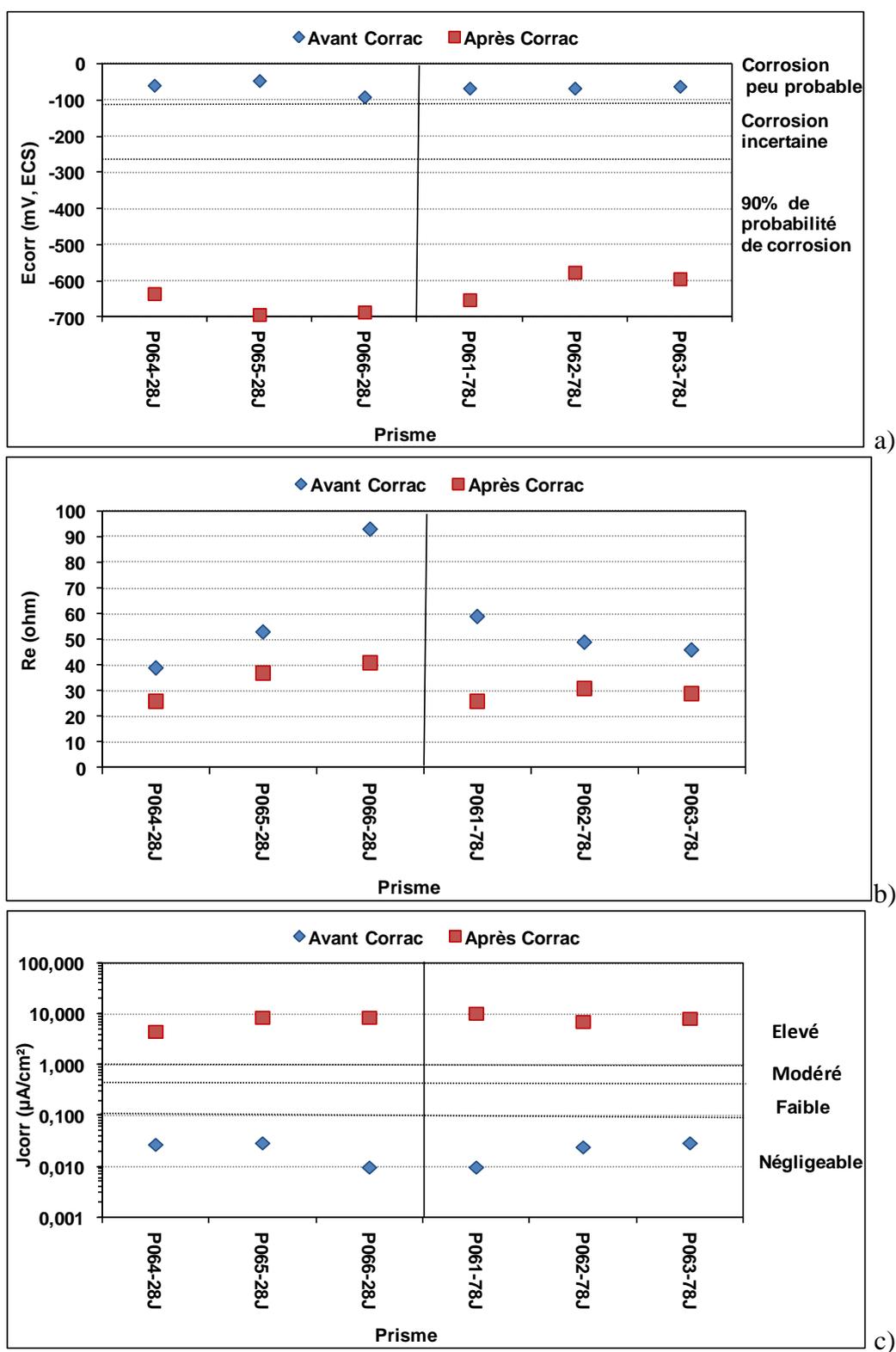


Figure VI-57. Caractérisations électrochimiques pour la densité $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ à deux moments différents ; avant essai de corrosion accélérée « avant Corrac » et après essai de corrosion accélérée « après Corrac » ; a) Potentiel, b) Résistance, c) Densité de courant de corrosion

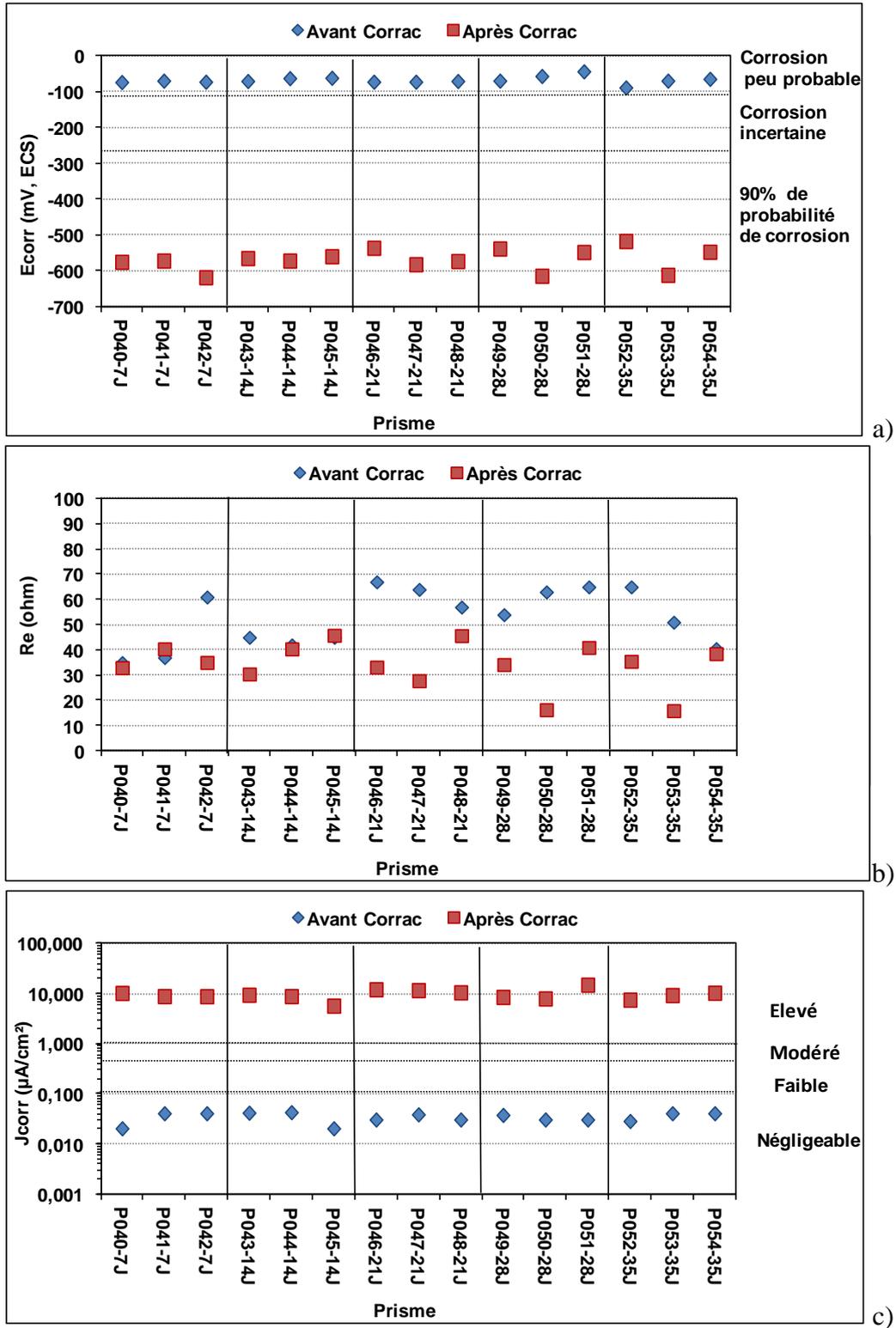


Figure VI-58. Caractérisations électrochimiques pour la densité 100 µA/cm² à deux moments différents ; avant essai de corrosion accélérée « avant Corrac » et après essai de corrosion accélérée « après Corrac » ; a) Potentiel, b) Résistance, c) Densité de courant de corrosion

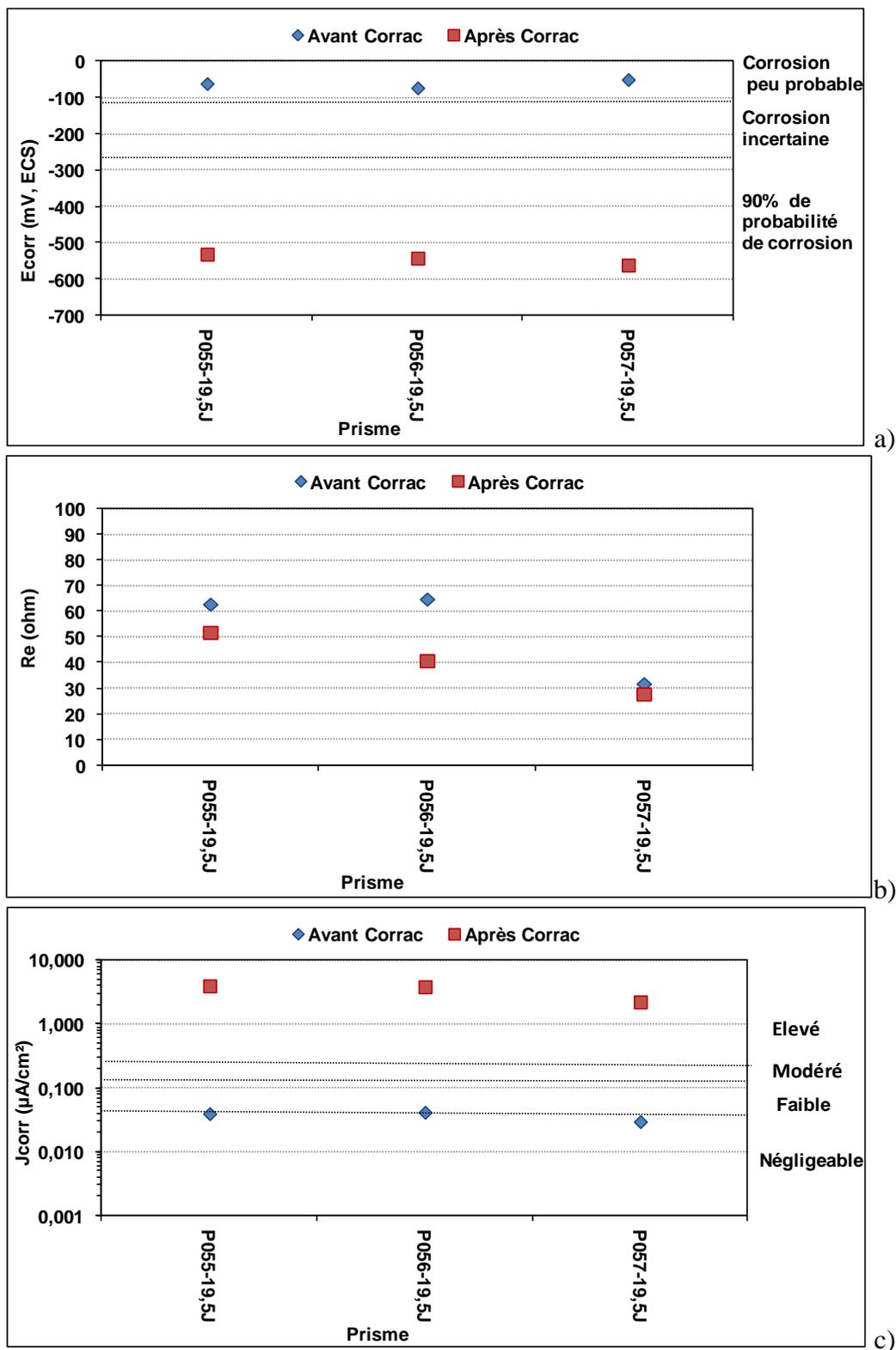
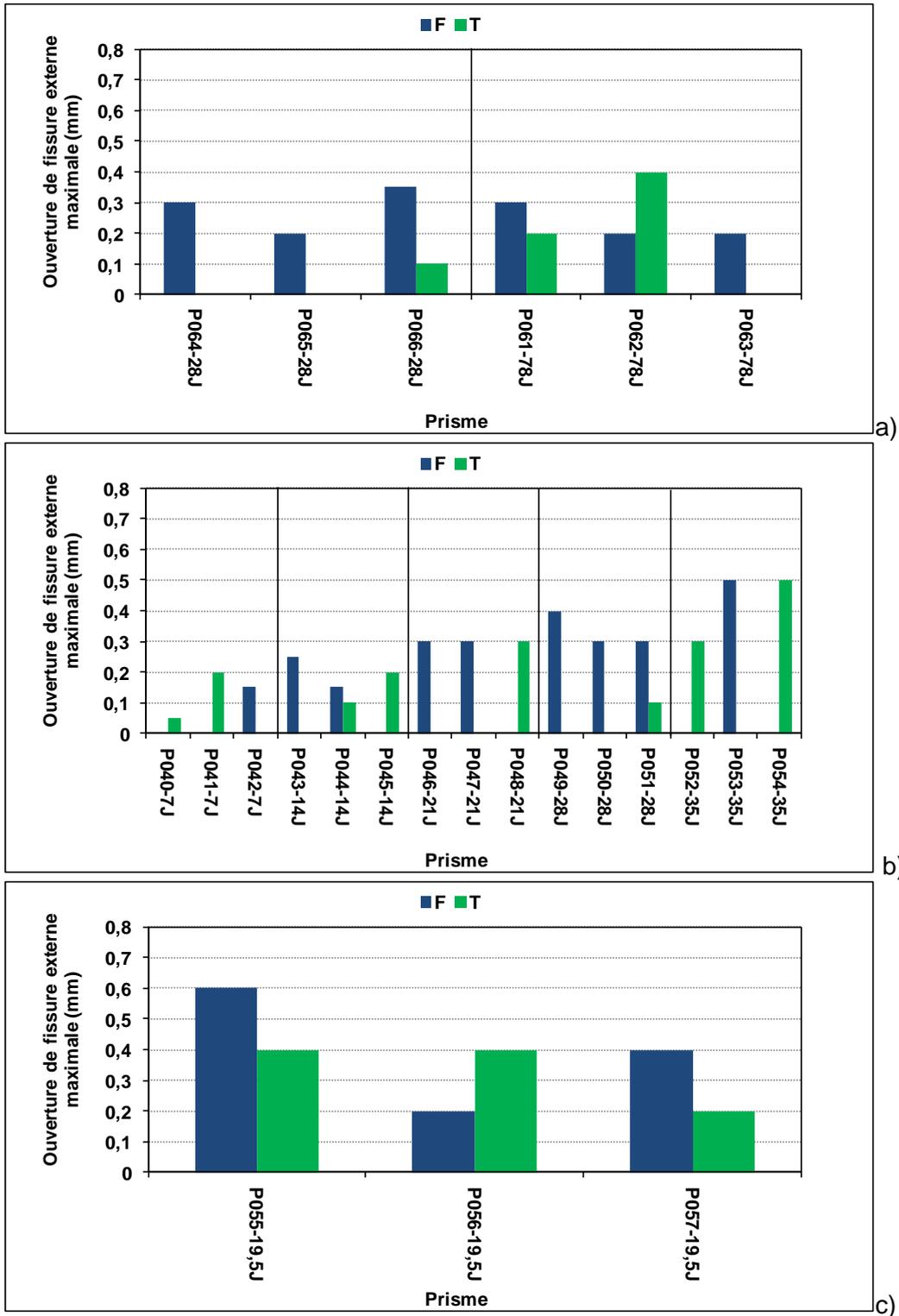


Figure VI-59. Caractérisations électrochimiques pour la densité 200 µA/cm² à deux moments différents ; avant essai de corrosion accélérée « avant Corrac » et après essai de corrosion accélérée « après Corrac » ; a) Potentiel, b) Résistance, c) Densité de courant de corrosion

Annexe 16. Détails des ouvertures de fissure pour les prismes de l'étude d'arrachement pour les densités de courant ; a) 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, b) 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, c) 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$



Annexe 17. Localisation des PdC et faciès de fissuration expérimentale et numérique

Tableau VI-10. Localisation des PdC et faciès de fissuration expérimentale et numérique pour la densité de courant de $50 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une charge de courant $700 \mu\text{A}.\text{J}/\text{cm}^2$

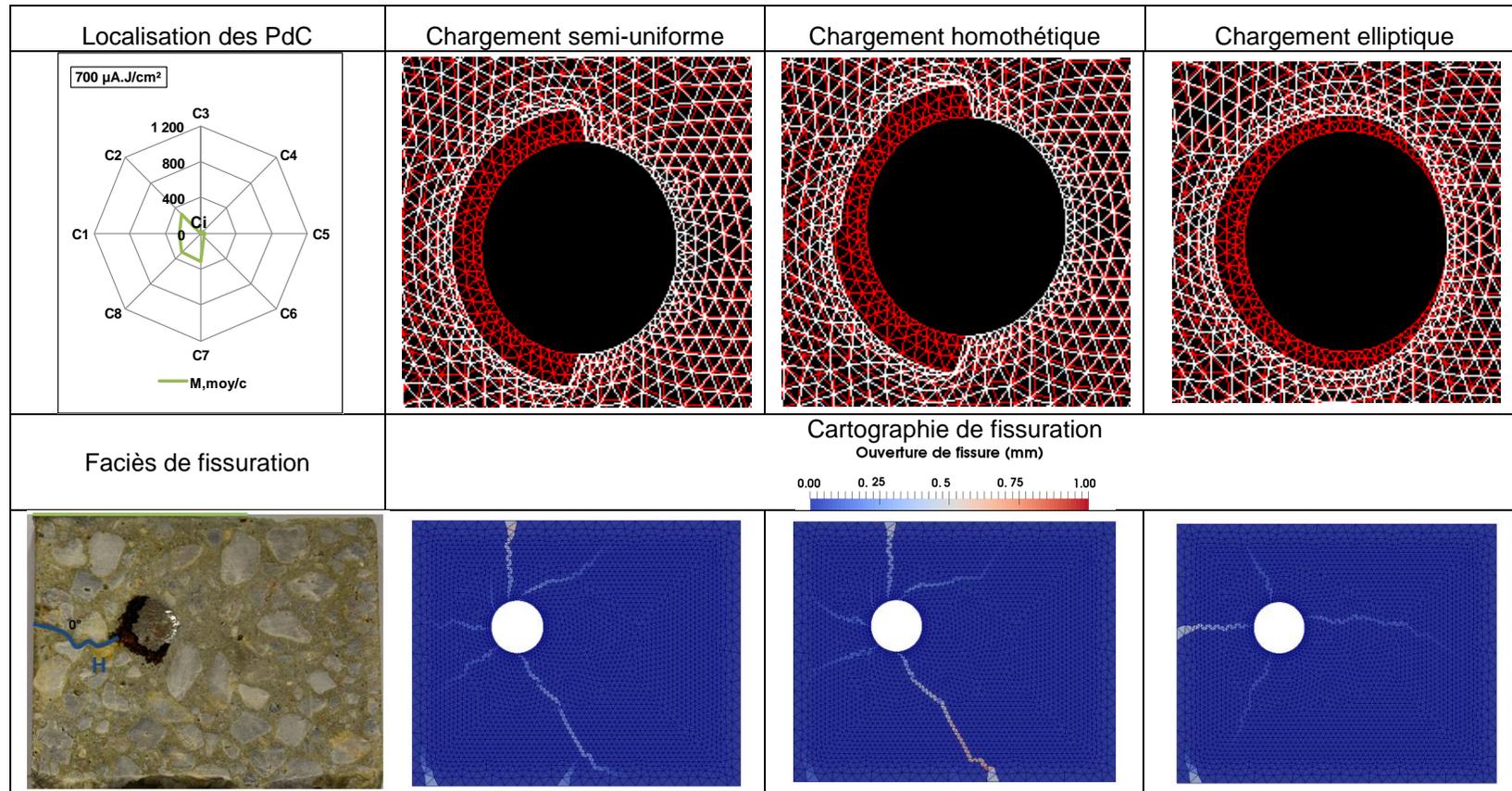


Tableau VI-11. Localisation des PdC et faciès de fissuration expérimentale et numérique pour la densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une charge de courant 1400 $\mu\text{A}\cdot\text{j}/\text{cm}^2$

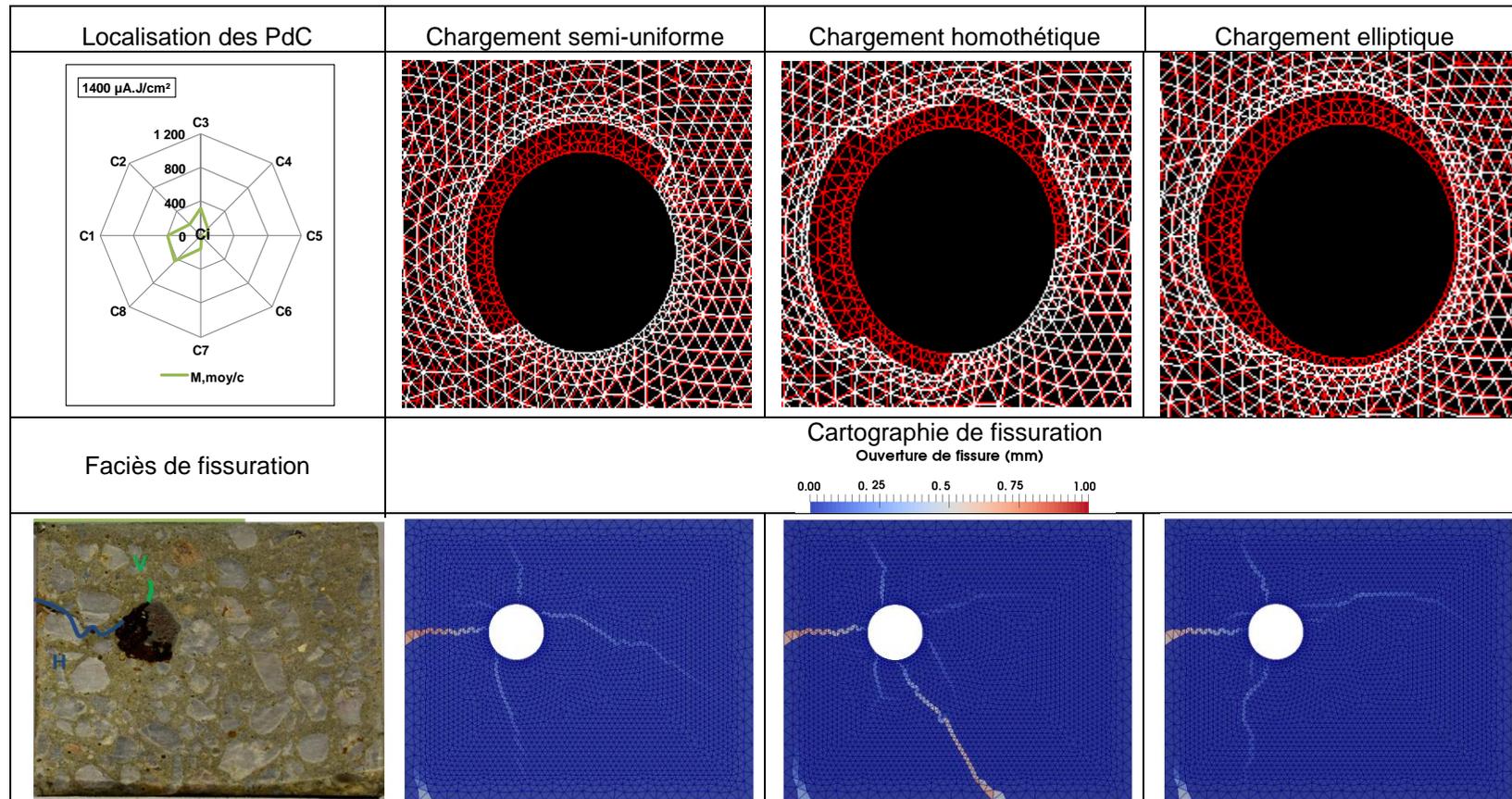


Tableau VI-12. Fissuration expérimentale et numérique due à l'expansion des PdC pour une charge totale de courant de 3500 $\mu\text{A}\cdot\text{J}/\text{cm}^2$ (densité de courant de 50 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$)

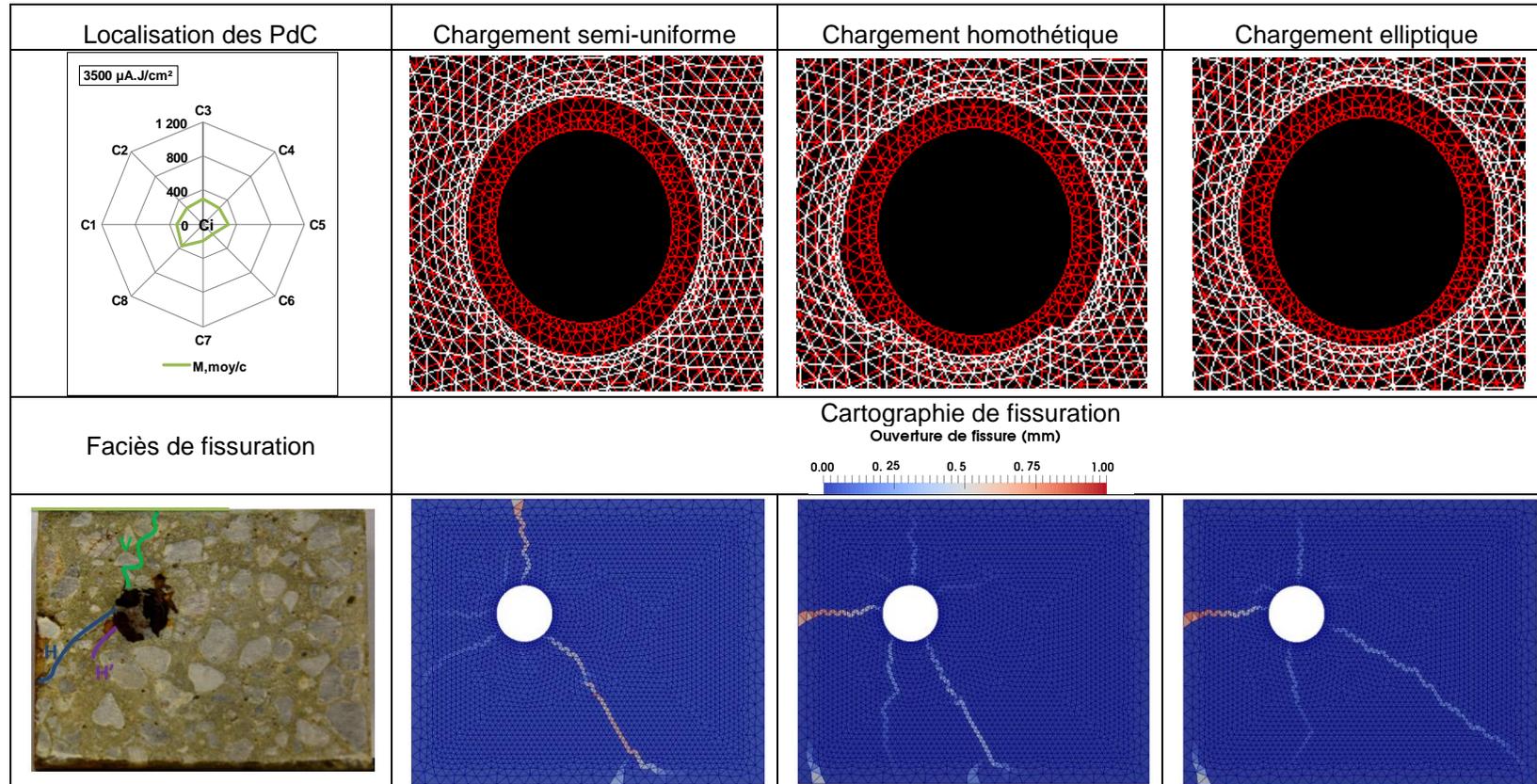


Tableau VI-13. Localisation des PdC et faciès de fissuration expérimentale et numérique pour la densité de courant de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une charge de courant 700 $\mu\text{A}\cdot\text{j}/\text{cm}^2$

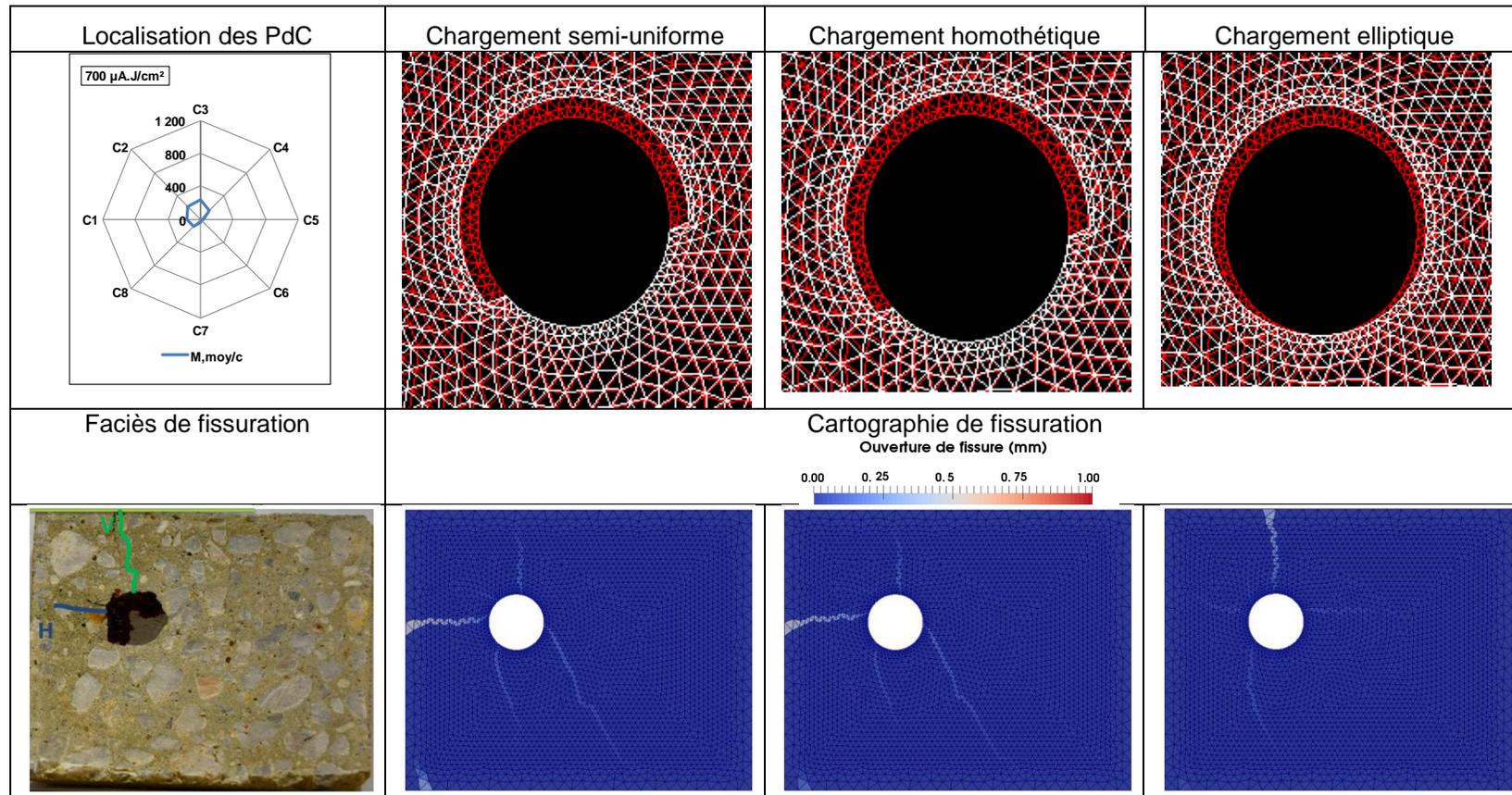


Tableau VI-14. Localisation des PdC et faciès de fissuration expérimentale et numérique pour la densité de courant de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une charge de courant $1400 \mu\text{A}\cdot\text{j}/\text{cm}^2$

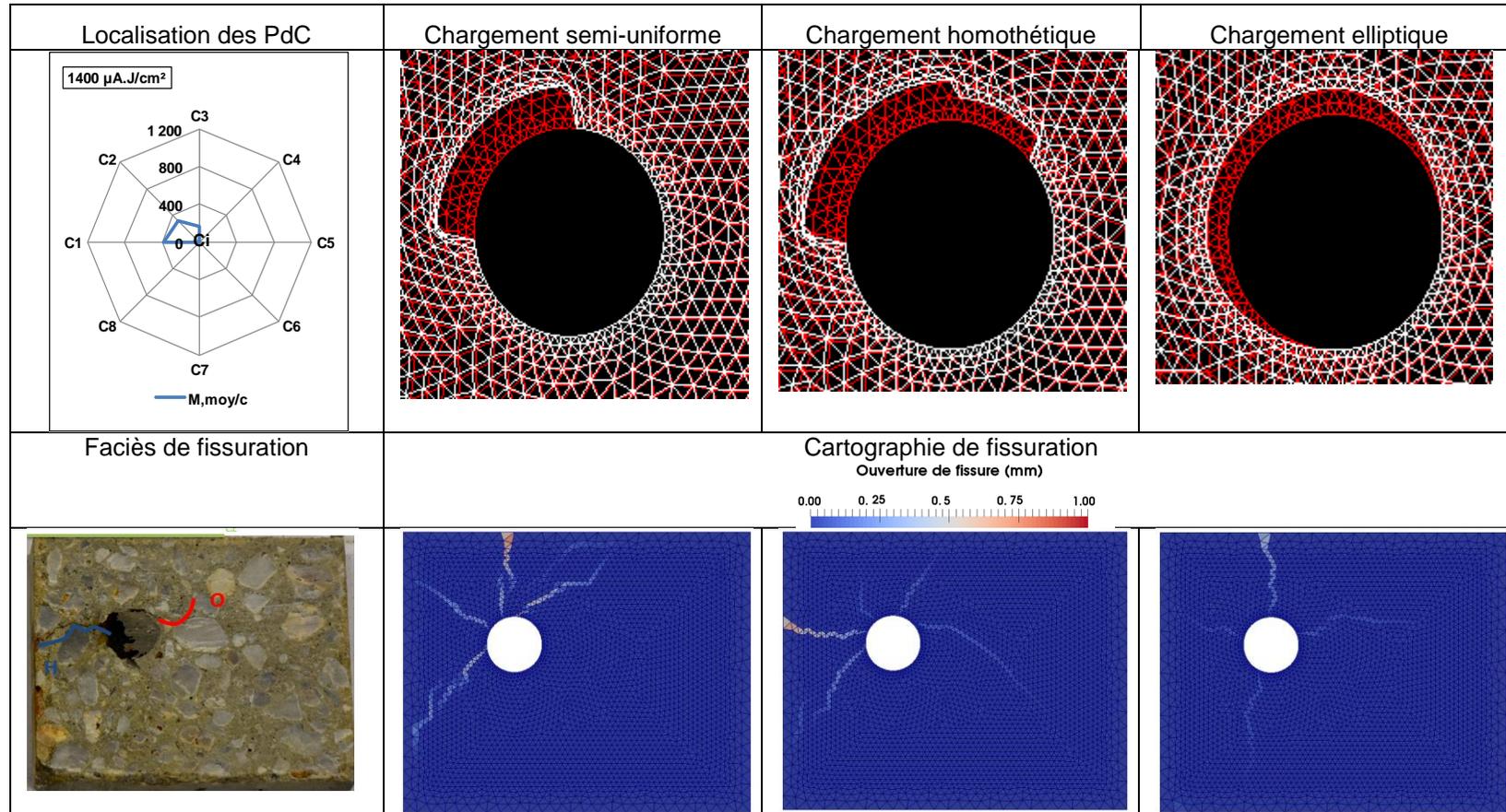


Tableau VI-15. Localisation des PdC et faciès de fissuration expérimentale et numérique pour la densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une charge de courant 700 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$

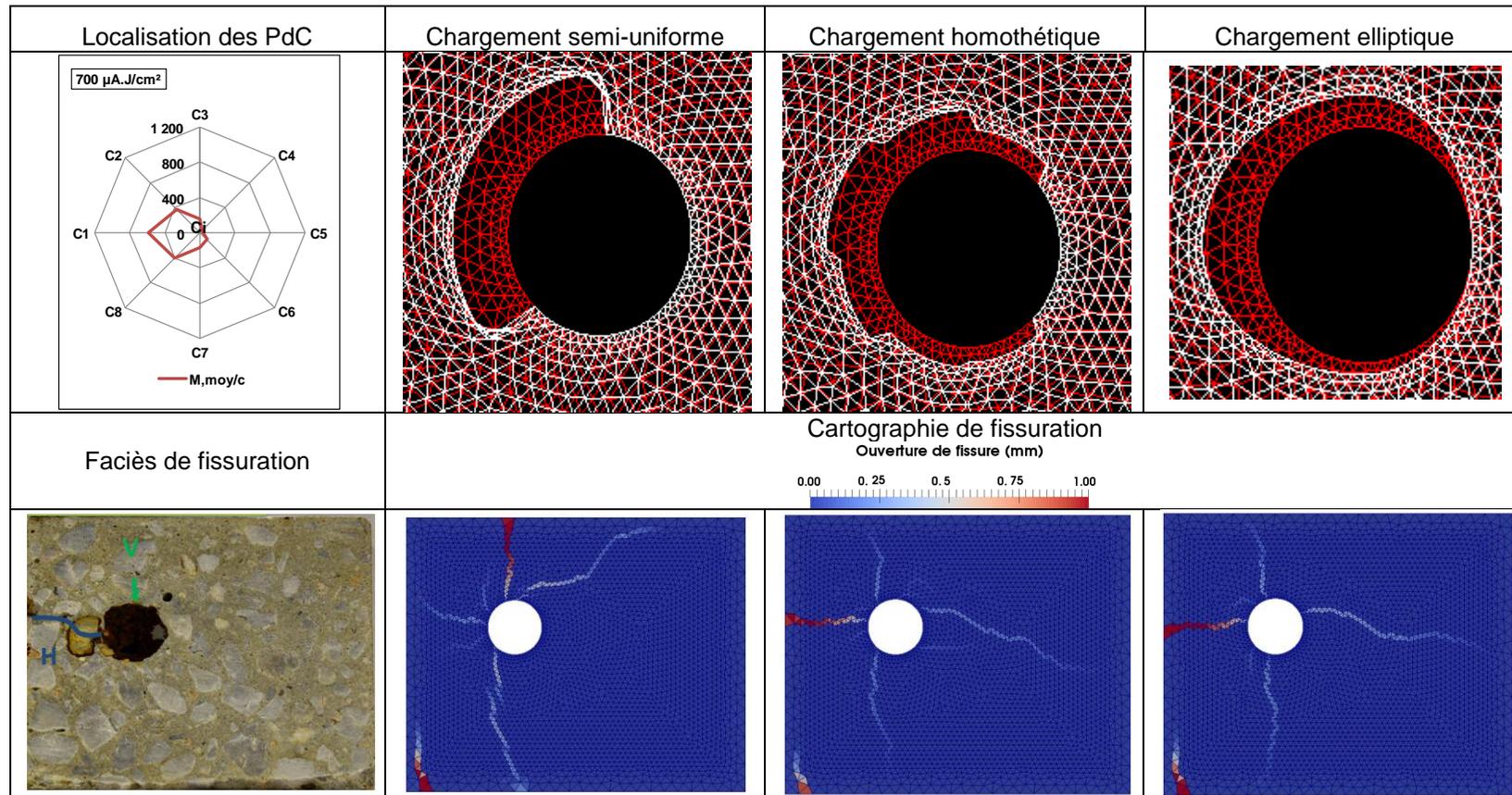


Tableau VI-16. Localisation des PdC et faciès de fissuration expérimentale et numérique pour la densité de courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ pour une charge de courant $1400 \mu\text{A}\cdot\text{j}/\text{cm}^2$

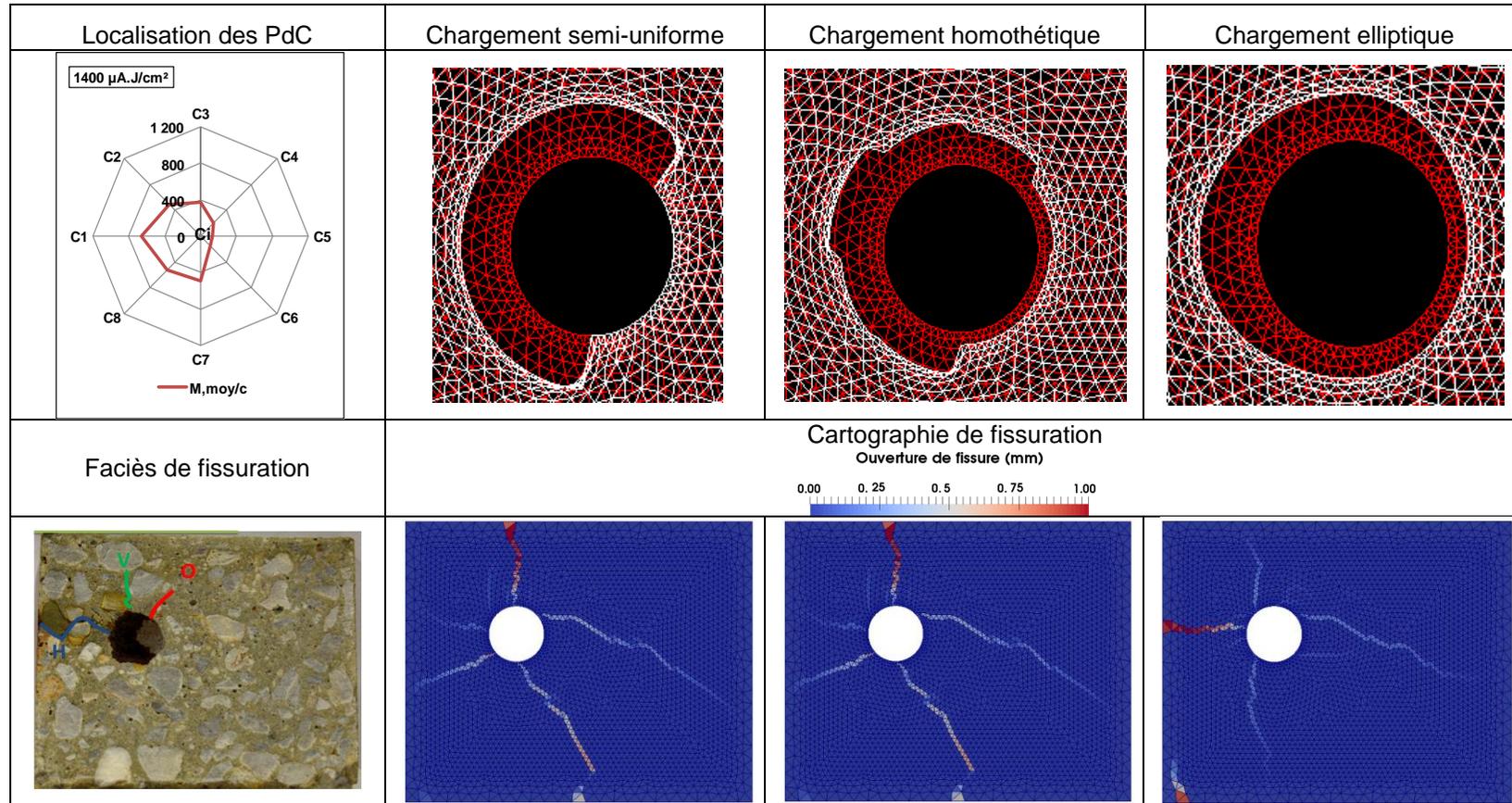
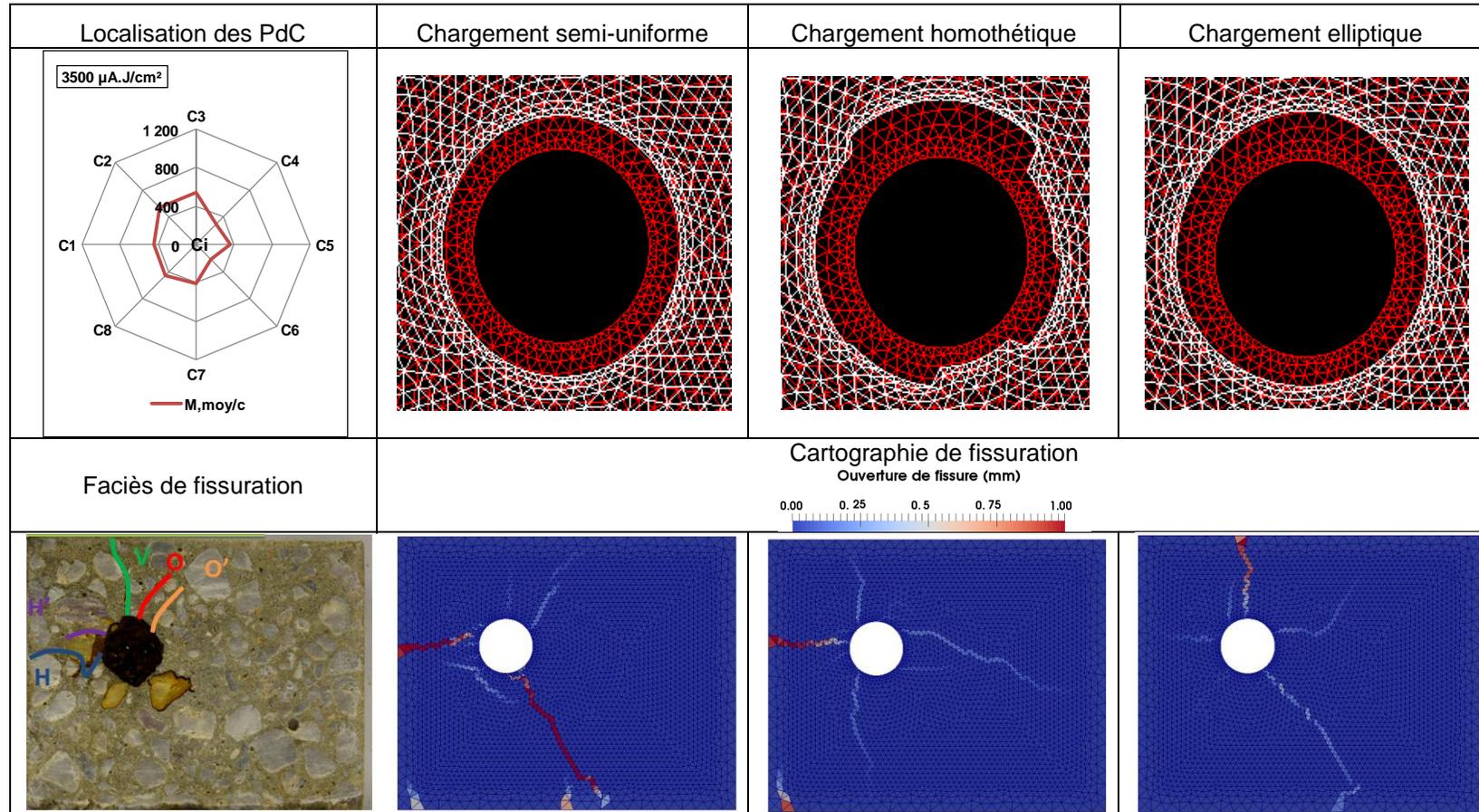


Tableau VI-17. Fissuration expérimentale et numérique due à l'expansion des PdC pour une charge totale de courant de 3500 $\mu\text{A}\cdot\text{j}/\text{cm}^2$ (densité de courant de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$)



Annexe 18. Mise en parallèle des cartographies de contraintes principales de traction Sigma 11 issues de l'expansion semi-uniforme et des faciès de fissuration

