HAL
open science

Comportement des réparations structurales en béton : couplage des effets hydriques et mécaniques

Laurent Molez

To cite this version:

Laurent Molez. Comportement des réparations structurales en béton : couplage des effets hydriques et mécaniques. Sciences de l'ingénieur [physics]. École normale supérieure de Cachan - ENS Cachan; Université Laval, 2003. Français. NNT : . tel-00009124

HAL Id: tel-00009124

https://theses.hal.science/tel-00009124v1

Submitted on 27 Apr 2005

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 DE DOCTORAT
DE
L'ÉCOLE NORMALE SUPÉRIEURE DE CACHAN

Spécialité :
MÉCANIQUE - GÉNIE MÉCANIQUE - GÉNIE CIVIL

Présentée en cotutelle
à l'École Normale Supérieure de Cachan
pour obtenir le grade de
Docteur de l'École normale supérieure de Cachan

et

à la faculté des études supérieures de l'Université Laval, Québec, Canada
pour obtenir le grade de
Philosophiae doctor (Ph.D.)

par

Laurent MOLEZ

Sujet de la thèse :

COMPORTEMENT DES RÉPARATIONS STRUCTURALES EN BÉTON :
couplage des effets hydriques et mécaniques

Soutenue le 14 mars 2003 devant le jury composé de :

M. Acker Paul	Président du jury
M. Daudeville Laurent	Rapporteur
M. Degeimbre Robert	Rapporteur
M. Beaupré Denis	Directeur de thèse
M. Berthaud Yves	Directeur de thèse
M. Torrenti Jean-Michel	Examinateur
M. Bissonnette Benoît	Examinateur
M. Gueguen Yves	Invité

Laboratoire de Mécanique et Technologie
(ENS Cachan/CNRS/Université Paris 6)
61, Avenue Président Wilson, 94235 CACHAN CEDEX (France)

LAURENT MOLEZ

COMPORTEMENT DES RÉPARATIONS STRUCTURALES EN BÉTON : *couplage des effets hydriques et mécaniques*

Thèse de doctorat présentée en cotutelle
à la Faculté des études supérieures
de l'Université Laval
Québec

pour l'obtention
du grade de Philosophiae Doctor (Ph.D.)

Département de génie civil
Faculté des sciences et génie
Université Laval
Québec

et

à l'École normale supérieure de Cachan (ENS Cachan)
Cachan, France
pour le grade de Docteur de l'École normale supérieure de Cachan

MARS 2003

© Laurent Molez, 2003

A Phanie, Julie et Victor,

pour votre patience.

Résumé court

Nous étudions dans cette thèse le comportement des réparations structurales en béton soumises aux effets du séchage et d'un chargement mécanique. Nous analysons tout d'abord les phénomènes physiques principaux agissant dans les réparations. Dans la seconde partie, nous effectuons une importante étude expérimentale sur des structures réparées. Enfin, nous proposons, dans la troisième partie, un modèle numérique permettant une analyse plus poussée de l'effet des différents paramètres. Les études expérimentales et théoriques montrent que le retrait de séchage est la cause principale de la fissuration de la couche de réparation. Dans le cas d'un conditionnement en séchage seul, la capacité de fluage en traction est un paramètre positif. Lorsqu'un chargement mécanique est ajouté, l'effet positif du fluage est plus modéré et peut même devenir négatif dans certaines conditions. Lors d'un chargement mécanique jusqu'à rupture, nous constatons que les éléments réparés se comportent de façon monolithique.

Laurent Molez | Denis Beaupré | Yves Berthaud

Résumé long

L'industrie des réparations en béton a pris un essor considérable ces dix dernières années. Un nombre important d'ouvrages du génie civil nécessitent des réparations afin de maintenir leur état de service. Les techniques et les matériaux pour les réparations sont toutefois mal compris ou mal appréhendés.

Cette thèse a pour objectif d'étudier le comportement des réparations structurales en béton sous l'effet couplé d'un chargement hydrique et mécanique. La thèse est divisée en trois parties principales. Nous étudions tout d'abord les différents mécanismes physiques agissant dans les réparations. Dans la seconde partie, nous effectuons une étude expérimentale sur des structures réparées. Enfin, dans la dernière partie, nous proposons un modèle numérique permettant d'analyser et de prévoir le comportement des réparations.

Plusieurs études récentes ont montré que le retrait de séchage a un effet préjudiciable pour les réparations en béton et peut mener à de sévères problèmes de durabilité. Le fluage en traction peut à l'inverse avoir un rôle positif en permettant de relaxer les contraintes.

Dans l'étude expérimentale, nous étudions le comportement de poutres en béton armé, de quatre mètres de longueur, réparées dans la partie tendue. L'étude théorique et numérique, basée sur des modèles phénoménologiques, permet d'analyser un plus grand nombre de paramètres. L'outil numérique donne des résultats en accord avec les données expérimentales. Ces études montrent l'importance du retrait de séchage. Il apparaît que plus le séchage est élevé, plus la couche réparée fissure. Ce comportement est modéré par le fluage qui permet de ralentir, voire d'éviter la fissuration. Les essais de conditionnement réunissant séchage et chargement mécanique indiquent qu'il apparaît une fissuration différée non négligeable par rapport à la fissuration due au chargement mécanique. Cette fissuration est significativement affectée par le retrait et le fluage. Dans ce dernier cas, une augmentation du fluage tend à accentuer la fissuration. Vis à vis d'un chargement mécanique jusqu'à rupture, les éléments réparés ont un comportement similaire à celui des éléments sains.

L'étude expérimentale a ainsi permis de compléter les banques de données sur les réparations en béton. L'outil numérique développé dans cette thèse peut permettre d'étudier des réparations plus complexes (géométrie, conditions limites, ...).

Laurent Molez | Denis Beaupré | Yves Berthaud

Remerciements

Je tiens à remercier tout d'abord ma famille (Stéphanie, Julie et Victor) pour leur patience tout au long de cette thèse, pour avoir supporté les multiples traversées transatlantiques, pour m'avoir soutenu jusqu'à aujourd'hui.

Ensuite je voudrais remercier les chercheurs du CRIB pour m'avoir fait confiance dès 1995 lors de mon stage maîtrise (merci à Jacques et Michel), puis en 1998 pour mon service national en tant que coopérant et enfin le doctorat (merci à Denis et Benoît). Ce fut une longue histoire. Elle prend enfin un nouveau virage (il était temps). Je les remercie encore pour leurs conseils avisés, leur encadrement et leur soutient.

Au LMT, je remercie Gilles Pijaudier-Cabot qui a suivi le lancement de la thèse et Yves Berthaud qui a repris le flambeau à son arrivée à l'ENS-Cachan. Je le remercie pour son regard neuf et son aide dans l'interprétation des résultats.

Aujourd'hui, je remercie bien évidemment tous les membres de mon jury. Merci à Robert Degeimbre, Laurent Daudeville et Jean-Michel Torrenti d'avoir accepté de rapporter sur mon travail. Leurs différentes spécialisations ont permis d'analyser en détails les différents aspects du comportement des réparations en béton. Merci à Paul Acker de me faire l'honneur d'être présent aujourd'hui. Merci à Yves Gueguen, avec qui je travaille aujourd'hui, d'avoir posé un regard candide, mais certes critique sur mes travaux. Enfin, Denis, Yves et Benoît, je vous remercie pour avoir jusqu'au bout décortiqué en détails mes analyses, mes suppositions et mes conclusions.

Ce travail n'a pu être possible que grâce à la collaboration du CRIB et du LMT, mais aussi et surtout grâce à leur personnel (chercheurs, thèsard, étudiants en DEA ou maîtrise, techniciens, administratifs...). Je les remercie tous dans l'ordre et dans le désordre. Les manips expérimentales ne sont jamais triviales, surtout lorsque l'on vient d'une formation essentiellement théorique. Mes travaux expérimentaux au laboratoire du CRIB ont été grandement facilités par les conseils judicieux de Marcel Langlois, Luc Boisvert et Denis Lagacé pour ne citer qu'eux. Je n'oublie par pour autant tous les coup de mains (qu'elles soient gantées ou armées de pelles, truelles, lance de projection ou de marteau piqueur). Toutes ces mains appartiennent à Julie, Mélanie, Nadia, Sandrine, Véronique, Bob, Bruno, Carl, Daniel, Etienne, Fabien, Frédéric, Frédéric, Habib, Jérôme, Marc, Olivier, Pierre, Simon. Lors de mes passages (puisqu'on ne peut les appeler que passages) au LMT, j'ai pu bénéficier du soutient d'amis et collègues : Delphine, Micheline, Pascale, Samia, Siham, Arnaud, Bruno, Damijan, Eric, Fabrice, Fredo, Gérard, Jean, Jean-Baptiste, Luc, Marc, Stéphane, Vincent. Merci à eux. Je remercie aussi tous ceux que j'oublie.

Table des matières

Résumé court iii

Résumé long v

Remerciements vii

Table des matières xii

Liste des figures xvi

Liste des tableaux xvii

Introduction 1

I Problématique des réparations en béton 3

1 Contexte industriel 7
1.1 État des structures en béton dans le monde . . . 7
1.2 Concept d'une réparation en béton . . . 7

2 Mécanismes physiques mis en cause 15
2.1 Structuration du béton . . . 15
2.1.1 Les constituants initiaux . . . 15
2.1.2 Hydratation du ciment . . . 16
2.1.3 Exothermie des réactions d'hydratation . . . 18
2.1.4 Structure de la pâte de ciment durcie . . . 19
2.1.5 États de l'eau dans la structure de la pâte de ciment durcie . . . 19
2.2 Retraits et mécanismes associés . . . 22
2.2.1 Retrait endogène . . . 22
2.2.2 Retrait de séchage . . . 22
2.2.3 Mécanismes des retraits dus à l'auto-dessiccation et à la dessiccation . . . 23
2.3 Interface pâte - granulats dans les bétons . . . 25
2.4 Comportement mécanique du béton sous un chargement quasi-statique . . . 26
2.4.1 Comportement en compression uniaxiale . . . 26
2.4.2 Comportement mécanique du béton en traction uniaxiale . . . 26
2.4.3 Couplage mécanique → hydrique . . . 28
2.5 Comportement viscoélastique du béton . . . 29
2.5.1 Mise en évidence du fluage . . . 29
2.5.2 Cinétique du fluage . . . 32
2.5.3 Paramètres influençant le fluage . . . 32

2.5.4 Fluage en traction . . . 37
2.5.5 Les mécanismes du fluage . . . 38
2.6 Qualité de l'interface béton vieux - béton neuf . . . 43
2.6.1 Microstructure . . . 43
2.6.2 Propriétés mécaniques des interfaces . . . 45

Récapitulatif des mécanismes physiques principaux **51**

II Étude expérimentale du comportement des réparations structurales en béton **53**

3 Choix des systèmes de réparation **57**
3.1 Objectifs recherchés . . . 57
3.1.1 Cahier des charges sur les matériaux . . . 57
3.1.2 Cahier des charges sur la préparation des éléments à réparer . . . 58
3.1.3 Cahier des charges sur les techniques de réparations . . . 58
3.2 Préparation des corps d'épreuves . . . 58
3.3 Composition des bétons utilisés et technologie de mise en œuvre . . . 60
3.3.1 Les bétons « ordinaires » . . . 60
3.3.2 Les bétons autoplaçants . . . 60
3.3.3 Les bétons projetés . . . 61

4 Les essais de caractérisation du béton durci **65**
4.1 Objectifs des essais . . . 65
4.2 Comportement en compression . . . 65
4.3 Comportement en traction . . . 67
4.4 Retrait endogène . . . 67
4.5 Retrait de séchage . . . 68
4.6 Profil de teneur en eau . . . 71
4.7 Fluage en traction . . . 74

5 Les essais sur structures réparées **79**
5.1 Objectifs des essais . . . 79
5.2 Programme d'essai . . . 79
5.3 Réparations soumises au séchage . . . 81
5.4 Réparations soumises au séchage et à un chargement mécanique . . . 83
5.4.1 Appareillage d'essai . . . 83
5.4.2 Évolution des ouvertures de fissures . . . 86
5.4.3 Mise en évidence du fluage des éléments réparés . . . 90
5.4.4 Mise en évidence du comportement monolithique de la réparation et du substrat . . . 91
5.5 Comportement à la rupture des éléments réparés . . . 92
5.5.1 Conditions d'essai . . . 92
5.5.2 Comportement flèche - effort . . . 94
5.5.3 Comportement effort - fissuration . . . 97
5.5.4 Mesure des vitesses de propagation des ondes ultrasonores . . . 97
5.5.5 Carottage et observation visuelle de l'interface . . . 100

Synthèse de l'étude expérimentale **103**

III Conception d'un outil numérique d'analyse et de prédiction du comportement des réparations en béton **105**

6 Description des modèles **109**
6.1 Principe de l'outil d'analyse . . . 109
6.2 Structuration du béton . . . 109
6.3 Retrait endogène . . . 111
6.4 Transports hydriques . . . 111
6.5 Retrait de séchage . . . 113
6.6 Comportement mécanique . . . 114
6.6.1 Fluage propre . . . 114
6.6.2 Fluage de séchage . . . 117
6.6.3 Comportement endommageable du béton . . . 118
6.7 Armatures métalliques . . . 123
6.8 Interface . . . 123

7 Identification et validation **125**
7.1 Identification des paramètres . . . 125
7.1.1 Retrait endogène . . . 125
7.1.2 Transports hydriques . . . 125
7.1.3 Fluage propre . . . 126
7.1.4 Comportement mécanique endommageable . . . 128
7.1.5 Comportement mécanique des armatures d'acier . . . 129
7.1.6 Retrait de séchage . . . 129
7.1.7 Fluage de séchage . . . 130
7.1.8 Objectivité des calculs numériques . . . 131
7.2 Validation de l'outil d'analyse . . . 133
7.2.1 Réparations soumises au séchage . . . 150
7.2.2 Réparations soumises au séchage et à un chargement mécanique . . . 152
7.2.3 Comportement à la rupture des éléments réparés . . . 153
7.2.4 Conclusion sur la validité de l'outil d'analyse . . . 156

8 Étude d'influence **157**
8.1 Influence de l'amplitude du retrait . . . 157
8.2 Influence du retrait endogène . . . 159
8.3 Influence de l'amplitude du fluage propre . . . 162
8.4 Influence du fluage de séchage . . . 162
8.5 Influence du coefficient de diffusion . . . 166
8.6 Influence du rapport fluage / retrait . . . 168
8.7 Influence de la rigidité du substrat . . . 170
8.8 Présence des cadres dans la cage d'armatures, distribution aléatoire des propriétés mécaniques, conditions limites . . . 170
8.9 Présence d'un treillis « anti-retrait » . . . 172
8.10 Effet du séchage sur le comportement à la rupture . . . 174
8.11 Récapitulatif des différentes études : influence sur le nombre de fissure . . . 175

Conclusions **177**

Bibliographie **183**

Références **191**

Annexes **193**

A Caractéristiques des bétons du substrat **195**

B Vérification de l'hypothèse de la méthode de détermination des profils de teneur en eau **197**

C Conditions de température et d'humidité dans le laboratoire **201**

D LVDT **205**

E Faciès de fissuration **209**

F Résolution numérique de l'équation de diffusion de l'humidité **221**

G Localisation et problèmes numériques associés **223**

H Paramètres pour la modélisation numérique **225**

Table des figures

1.1 Nature et origines des défauts relevés dans les structures en béton 9
1.2 Stratégie d'intervention 10
1.3 Les trois principales étapes d'une « bonne » réparation 11
1.4 Sollicitations mécaniques, hydriques, thermiques, chimiques, *etc.* 11
1.5 Effets du retrait de séchage et du fluage en traction dans les réparation en béton 13
1.6 Évaluation du retrait de différents produits de réparation 14
1.7 Concept d'une réparation mince ancrée 14

2.1 Courbe idéale d'hydratation du C_3S 17
2.2 Structuration de la pâte de ciment 18
2.3 Répartition des différents ordres de grandeur dans la structure de la pâte de ciment 19
2.4 Structure de la pâte de ciment durcie 20
2.5 Structure des feuillets de CSH 20
2.6 Mécanisme de remplissage de la porosité 21
2.7 Déformation endogène de la pâte de ciment 22
2.8 Auto-contraintes dues au retrait de séchage 23
2.9 Comportement mécanique en compression uniaxiale du béton 27
2.10 Comportement mécanique en traction uniaxiale du béton 27
2.11 Fluage d'un béton 30
2.12 Relaxation des contraintes 31
2.13 Recouvrance des déformations 31
2.14 Influence de la teneur en granulats 33
2.15 Influence de l'âge sur la cinétique du fluage 34
2.16 Influence de l'humidité sur le fluage 36
2.17 Influence des cycles de mouillage-séchage 36
2.18 Influence de la température d'exposition 37
2.19 Mécanisme de fluage à court terme 39
2.20 Aspect vieillissant du fluage 40
2.21 Mécanisme de cisaillement des feuillets de CSH 41
2.22 Processus à l'échelle microscopique à l'origine du fluage 42
2.23 Modèle d'interface dans un système matériau de réparation - substrat 43
2.24 Mécanismes d'adhérence 44
2.25 Les trois modes de rupture observés durant des essais de cisaillement 45
2.26 Influence de la technique d'enlèvement du béton détérioré sur l'adhérence 46
2.27 Influence de la rugosité sur l'adhérence 47
2.28 Effet de l'état de saturation du substrat sur l'adhérence 48
2.29 Adhérence en présence de barres de renforcement 48
2.30 Test de traction directe sur éprouvettes bi-couches 49

3.1 Coupe type et armatures des poutres (dimensions en mm) 58
3.2 Surface dégagée avant (à gauche) et après le jet de sable (à droite) 59

3.3 Coffrage, mise en place et confection des éprouvettes d'essais 61
3.4 Mise en place par projection par voie humide 62

4.1 Résistance en compression des différents mélanges 66
4.2 Retrait endogène des différents mélanges 68
4.3 Prisme de séchage uniaxial 69
4.4 Perte de masse des différents mélanges 69
4.5 Retrait total des différents mélanges 70
4.6 Retrait de séchage des différents mélanges 70
4.7 Mesure de l'humidité relative en différents points d'une éprouvette 71
4.8 Profil d'humidité relative dans le BAP et BAPftc 72
4.9 Technique de mesure des profils de teneur en eau 73
4.10 Profil de teneur en eau 73
4.11 Banc de fluage 75
4.12 Principe de l'essai de fluage 76
4.13 Fluage du BO 76
4.14 Fluage total spécifique des différents matériaux 78
4.15 Rapport fluage total spécifique / retrait total 78

5.1 Ouverture moyenne de fissuration - Cas du séchage seul 82
5.2 Densité de fissuration dans les trois cas de conditionnement 84
5.3 Flexion 4 points à long terme 85
5.4 Ouverture moyenne de fissuration - Chargement à 33% de M_{ult} 86
5.5 Ouverture moyenne de fissuration - Chargement à 66% de M_{ult} 88
5.6 Vitesse de fissuration. La vitesse de fissuration correspond à la dérivée des courbes de fissuration des figures 5.4 et 5.5. 89
5.7 Évolution de la flèche 91
5.8 Position des plots de référence et des LVDT 92
5.9 Profil des déformations dans une section de poutre réparée 93
5.10 Montage de flexion pour un chargement à la rupture 94
5.11 Courbe de comportement des poutres témoins 95
5.12 Courbes de comportement des poutres réparées 96
5.13 Évolution des ouvertures moyennes de fissures en face tendue 97
5.14 Évolution des ouvertures de fissures en fonction de la profondeur de fissure . . . 98
5.15 Dispositif de mesure des ondes ultrasonores 99
5.16 Évolution de la profondeur de fissure lors du chargement mécanique - Cas du BPh 101

6.1 Modèle rhéologique de Kelvin 116

7.1 Évolution du coefficient de diffusion hydrique 126
7.2 Spectre de retard en fonction de la structuration du béton 127
7.3 Résultats numériques du fluage propre de différents mélanges 128
7.4 Modélisation du comportement mécanique en compression et en traction 129
7.5 Retrait total : comparaison des résultats expérimentaux et de la modélisation . . 130
7.6 Exemples de résultats obtenus pour le fluage propre et total. 131
7.7 Modélisation d'un essai de fluage séchage 132
7.8 Maillage et conditions limites utilisées pour la modélisation des réparations. . . . 134
7.9 Conditions initiales d'humidité dans le substrat. 134
7.10 Conditions d'humidité, champ de déformations ε_{xx}, champ d'endommagement après 500 jours dans une poutre réparée avec le BO - séchage seul. 135
7.11 Évolution du champ d'humidité dans une poutre réparée avec le BPs 136
7.12 Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le BPs . . 137

7.13 Évolution du champ d'endommagement dans une poutre réparée avec le BPs . . 138
7.14 Évolution du champ d'humidité dans une poutre réparée avec le BAP 139
7.15 Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le BAP . 140
7.16 Évolution du champ d'endommagement dans une poutre réparée avec le BPs . . 141
7.17 Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le B0 . . 142
7.18 Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le BPs . . 143
7.19 Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le BAP . 144
7.20 Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le B0 . . 145
7.21 Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le BPs . . 146
7.22 Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le BAP . 147
7.23 Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre témoin 148
7.24 Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre avec les aciers dégagés 149
7.25 Évolution du profil d'humidité 150
7.26 Comparaison des mesures d'ouverture moyenne de fissure et des valeurs prédites par l'outil d'analyse - Cas du séchage seul. 152
7.27 Comparaison des mesures de flèche et des valeurs prédites par l'outil d'analyse - Cas du séchage seul. 153
7.28 Comparaison des mesures d'ouverture moyenne de fissure et des valeurs prédites par l'outil d'analyse - Cas du chargement à 33%. 154
7.29 Comparaison des mesures d'ouverture moyenne de fissure et des valeurs prédites par l'outil d'analyse - Cas du chargement à 66%. 154
7.30 Comparaison des mesures de flèche et des valeurs prédites par l'outil d'analyse - Cas des chargements à 33% et 66%. 155
7.31 Comparaison du comportement mécanique des poutres témoins et du comportement prédit par l'outil d'analyse. 155
7.32 Comparaison du comportement mécanique des poutres réparées et du comportement prédit par l'outil d'analyse. 156

8.1 Courbes de retrait total 158
8.2 Influence du retrait de séchage 158
8.3 Courbes de retrait endogène 160
8.4 Influence du retrait endogène 160
8.5 Réduction de la zone de traction par la diminution des retraits 161
8.6 Courbes de fluage 163
8.7 Influence du fluage propre 163
8.8 Courbes de fluage 164
8.9 Influence du fluage séchage 164
8.10 Influence du fluage séchage avec un chargement mécanique 165
8.11 Forme des coefficients de diffusion 166
8.12 Profil d'humidité à 56 jours dans la couche de réparation 167
8.13 Retrait et fluage en fonction du coefficient de diffusion 167
8.14 Influence du coefficient de diffusion 168
8.15 Influence du rapport fluage / retrait 169
8.16 Influence de l'épaisseur du substrat 171
8.17 Influence de l'épaisseur du substrat 171
8.18 Influence de la présence des défauts 173
8.19 Influence de la présence d'un treillis 173
8.20 Influence du séchage sur le comportement à la rupture 175

A.1 Retrait de séchage du béton constituant initialement les poutres 196

B.1 Profil d'humidité dans les prismes de différentes épaisseurs pour un coefficient de diffusion constant . . . 198
B.2 Profil d'humidité dans les prismes de différentes épaisseurs pour un coefficient de diffusion non constant . . . 198

C.1 Conditions de température dans le laboratoire . . . 202
C.2 Conditions d'humidité dans le laboratoire . . . 203

D.1 Mesures effectuées avec les LVDT . . . 206
D.2 Mesures effectuées avec les LVDT . . . 207

E.1 Chargement 4 points des réparations . . . 209
E.2 Faciès de fissuration pour une réparation en BAP en séchage seul . . . 210
E.3 Faciès de fissuration pour une réparation en BAPftc en séchage seul . . . 211
E.4 Faciès de fissuration pour une réparation en BPh en séchage seul . . . 212
E.5 Faciès de fissuration pour une réparation en BO chargée à 10 kN . . . 213
E.6 Faciès de fissuration pour une réparation en BAP chargée à 10 kN . . . 214
E.7 Faciès de fissuration pour une réparation en BPftc chargée à 10 kN . . . 215
E.8 Faciès de fissuration pour une réparation en BPh chargée à 10 kN . . . 216
E.9 Faciès de fissuration pour une réparation en BO chargée à 20 kN . . . 217
E.10 Faciès de fissuration pour une réparation en BAP chargée à 20 kN . . . 218
E.11 Faciès de fissuration pour une réparation en BAPftc chargée à 20 kN . . . 219
E.12 Faciès de fissuration pour une réparation en BPh chargée à 20 kN . . . 220

G.1 Mise en évidence théorique de la localisation . . . 223

Liste des tableaux

1.1 Chiffres d'affaires de la construction dans quelques pays 8

2.1 Proportionnalité du fluage et du niveau de contrainte 34

3.1 Caractéristiques des compositions 63
3.2 Rappel des désignations des matériaux 63

4.1 Résistance et module en compression à 28 et 90 jours 66
4.2 Résistance en traction et énergie de fissuration 67
4.3 Niveau de chargement utilisé pour les essais de fluage 77

5.1 Programme d'essai 80
5.2 Nombre de fissures apparues après 3 mois de conditionnement 82
5.3 Classement qualitatif des mélanges vis-à-vis du retrait, du fluage et de la fissuration. 88
5.4 Mesure des temps de propagation des ondes ultrasonores - cas du BPh-0. 101
5.5 Profondeur de fissure avant chargement à la rupture. 101

7.1 Paramètres relatifs aux phénomènes de transport d'humidité dans le BO 126
7.2 Paramètres relatifs au comportement mécanique endommageable du BO 128
7.3 Nombre de fissures : expérimentation et calcul 151

8.1 Fluage, retrait, potentiel de fluage et caractéristique de fissuration 169
8.2 Nombre de fissures apparues à 56 jours pour les différentes conditions d'essai . . 176

A.1 Caractéristiques visées du béton prêt à l'emploi 195
A.2 Caractéristiques du béton frais 195
A.3 Résistance en compression à 28 jours 195

Introduction

L'origine de cette thèse provient de plusieurs constatations. Tout d'abord, le nombre de structures ou ouvrages de génie civil nécessitant de l'entretien, des réparations ou des reconstructions partielles est sans cesse croissant. Cette première constatation est plutôt rassurante pour ce secteur du génie civil. Un avenir certain est ainsi assuré. La seconde constatation est moins satisfaisante sur le plan technique et scientifique. On constate souvent que les réparations effectuées nécessitent, après quelques années seulement, un entretien très important, des défauts sérieux et il faut parfois réparer la réparation. Le coût économique engendré est ainsi gigantesque. En effet, bien que nos connaissances sur le fonctionnement mécanique du béton, sur les réactions d'hydratation ou plus généralement dans le domaine de la construction neuve soient passablement avancées, la compréhension des phénomènes agissant dans le secteur de la réparation est nettement moins étendue. Ces phénomènes souvent ignorés ou négligés dans le cas des constructions neuves prennent une importance nouvelle pour expliquer le comportement des réparations en béton. Nous essayons dans cette étude de contribuer à une meilleure compréhension de ces phénomènes qui permettra une conception plus rationnelle de réparations et nous l'espérons des réparations plus durables.

Ces travaux de recherches ont été effectués en collaboration au centre de recherche interuniversitaire sur le béton (CRIB[1]) à l'Université Laval (Ville de Québec, Canada) et au laboratoire de mécanique et technologie (LMT) à l'École normale supérieure de Cachan (France).

Travaux antérieurs

La problématique des réparations en béton a déjà fait l'objet de plusieurs mémoires de maîtrise ou thèses de doctorat au CRIB. Nous citerons tout d'abord les travaux de François Saucier (1990) au sujet de la durabilité de l'interface entre deux bétons. Benoît Bissonnette (1996) s'est ensuite intéressé au comportement viscoélastique en traction du béton. Plus récemment, Olivier Laurence (2001) a étudié le comportement d'une réparation mince non ancrée soumise au séchage. Nos travaux viennent en complément, en étudiant le comportement d'une réparation mince ancrée sous l'effet du séchage et d'un chargement mécanique.

Objectifs principaux

Ces travaux ont pour but une meilleure compréhension du comportement à court terme et à long terme des réparations structurales en béton. Nous souhaitons évaluer l'effet des différents paramètres recensés influençant ces comportements. Notamment, nous voulons étudier les conséquences du retrait de séchage et l'apport du fluage en traction. Nous nous pencherons plus particulièrement sur la fissuration et la délamination éventuelle de la couche de réparation. Nous étudierons les effets couplés du chargement mécanique, du retrait de séchage et du fluage en traction.

1. aujourd'hui appelé : Centre de recherche sur les infrastructures en béton

Démarche de l'étude

Dans un premier temps, nous effectuerons une étude bibliographique afin de référencer et d'analyser les mécanismes physiques mis en cause dans le comportement des réparations. Ensuite, une importante étude expérimentale sera décrite. Cette étude a pour but d'étudier le comportement « à échelle 1 » de réparations structurales en béton. Elle nécessitera la caractérisation préliminaire des propriétés mécaniques et physiques des matériaux utilisés. Nous utiliserons pour cela des techniques classiques (compression, fendage, retrait...) et des méthodes innovantes (fluage en traction). Cette étude expérimentale sera effectuée sans perdre de vue que les résultats devront pouvoir être utilisés afin d'alimenter et de valider l'étude théorique et numérique effectuée en parallèle. Dans cette partie théorique, nous expliciterons les modèles utilisés afin de concevoir un outil d'analyse et de prédiction du comportement des réparations structurales en béton. Cet outil numérique permettra avant tout de compléter l'étude expérimentale et d'envisager des travaux incluant des paramètres et des caractéristiques plus complexes.

Contenu de la thèse

Première partie : nous présentons tout d'abord le contexte industriel dans lequel la thèse se situe (chapitre 1). Nous identifions ensuite les différents phénomènes physiques intervenant dans le comportement de la réparation. Nous étudions notamment les origines physiques et chimiques de ces phénomènes et leurs conséquences (chapitre 2).

Deuxième partie : dans un premier temps nous explicitons les choix des systèmes de réparation utilisés (chapitre 3). Par la suite, nous effectuons la caractérisation expérimentale des matériaux de réparation employés (chapitre 4). Enfin, nous effectuons différents essais expérimentaux sur des éléments réparés (chapitre 5).

Troisième partie : dans cette dernière partie, nous mettons en œuvre un outil d'analyse théorique et numérique. Les modèles sont présentés dans le chapitre 6. Les résultats expérimentaux sont utilisés afin d'identifier et valider les modèles (chapitre 7). Enfin, nous effectuons une étude d'influence pour compléter les résultats expérimentaux (chapitre 8).

Une synthèse partielle des résultats expérimentaux pourra être trouvée à la fin de la deuxième partie. La synthèse générale se trouve évidemment à la fin de la dernière partie.

Première partie

Problématique des réparations en béton

L'architecture,
c'est formuler les problèmes avec clarté.

Le Corbusier

Chapitre 1

Contexte industriel

1.1 État des structures en béton dans le monde

La seconde moitié du vingtième siècle est marquée par une intense activité de construction d'infrastructures en béton et par un développement sans cesse croissant du parc immobilier. Ces ouvrages ont une durée de vie limitée et plusieurs d'entre eux nécessitent aujourd'hui des réparations, voire une reconstruction partielle. Ainsi le domaine des réparations en béton connaît, depuis une dizaine d'années, un essor important dans le secteur du bâtiment et des travaux publics. L'entretien et la réhabilitation des ouvrages ont pris une part grandissante dans le secteur de la construction. Les chiffres présentés dans le tableau 1.1 donnent une idée de l'ampleur des travaux dans le domaine des réparations en béton. Les chiffres d'affaires présentés ne sont toutefois pas attribuables en totalité aux réparations en béton. Notamment, pour l'entretien des bâtiments une part importante est imputable aux travaux d'entretien du second œuvre (plomberie, électricité, etc.).

Face à l'importance grandissante des travaux de réparation, de nombreux matériaux et techniques de réparation ont été développés par les industriels. Malheureusement, le manque de connaissances scientifiques spécifiques au problème des réparations en béton, ou l'absence d'expertise dans les techniques et les matériaux *pour* les réparations, conduit souvent à une conception basée sur les recommandations du manufacturier ou sur l'expérience personnelle. Nous comprenons alors aisément les enjeux économiques et scientifiques des recherches entamées dans ce domaine afin de rationaliser les techniques et les matériaux et de réduire les coûts engendrés.

1.2 Concept d'une réparation en béton

Nous avons vu qu'un grand nombre d'ouvrages en béton sont en mauvais état et nécessitent un entretien. La nature et l'origine des défauts sont multiples (figure 1.1). Ainsi des erreurs peuvent être commises dès la conception ou la construction de l'ouvrage. D'autres dommages peuvent apparaître lors de chargement accidentel (tremblement de terre, surcharge accidentelle...). Il reste enfin l'endommagement « normal » du béton au cours de la vie de la structure dû aux charges d'utilisation, aux conditions climatiques, à l'environnement industriel et chimique. Des « maladies » du béton peuvent être aussi à l'origine de graves détériorations (réaction alcali-granulats, attaque au sulfate...). Sur les structures à réparer, on pourra alors relever un endommagement allant du défaut local (fissures, épaufrures...), à des délaminages importants et des attaques chimiques en profondeur. La structure peut alors ne plus jouer son rôle : étanchéité, capacité portante, esthétisme... Il faut donc intervenir pour restaurer et/ou améliorer la fonction initiale de l'ouvrage.

Tab. 1.1 – *Chiffres d'affaires de la construction dans quelques pays*

		France (2001)[1] 10^9 €	Angleterre (1988)[2] 10^9 £	Canada (2000) [3] 10^9 $ CAD	USA (1997)[4] 10^9 $ US
Bâtiment	Neuf	47,3			551
	Entretien	44			294
Travaux public	Neuf	17			103
	Entretien	9,5			67
Secteurs confondus	Entretien		14,9	16	

[1] Ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer (2001)
[2] Cusson (2001)
[3] Emberson et Mays (1996)
[4] US Department of commerce (2000)

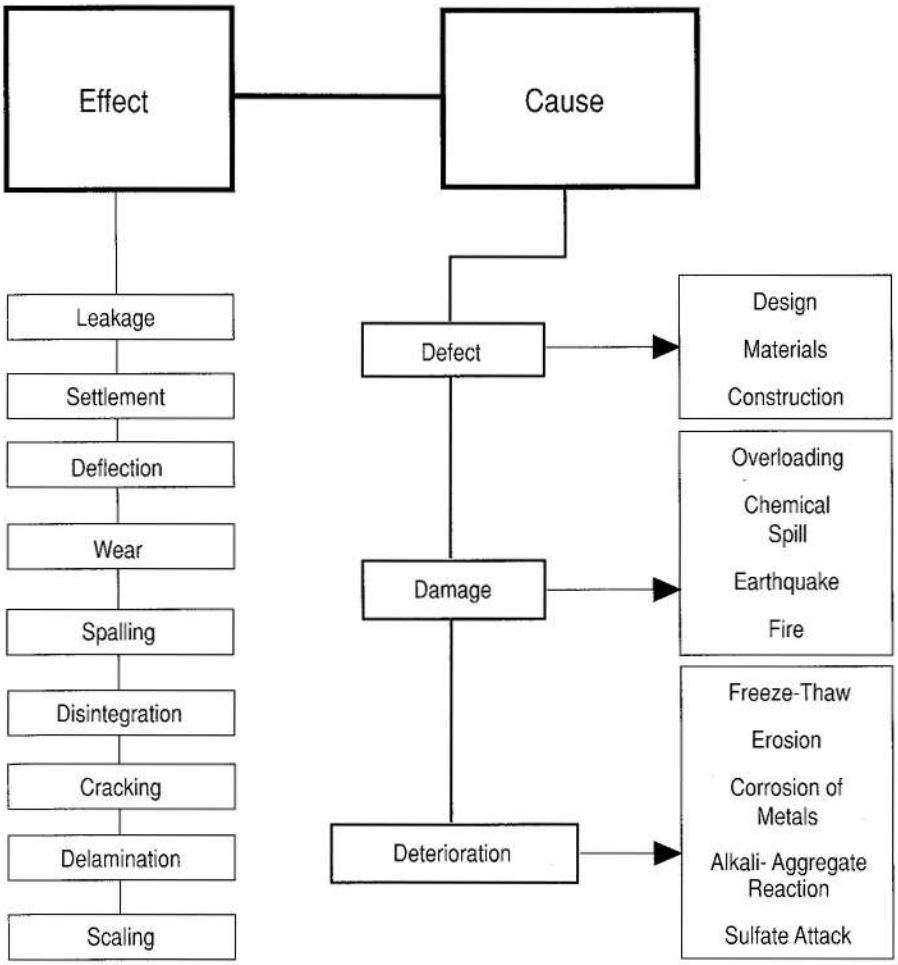


FIG. 1.1 – *Nature et origines des défauts relevés dans les structures en béton (Emmons, 1993)*

La stratégie de réparation doit faire apparaître trois étapes principales indissociables (figure 1.2). Une analyse des causes de la détérioration précède nécessairement les suivantes. Il faut bien comprendre l'origine des dégradations afin d'éviter qu'elles ne réapparaissent une fois l'ouvrage réparé. Le système de réparation peut alors être étudié : technique de mise en place, choix des matériaux, dimensionnement. Ensuite la préparation de la zone à réparer doit être effectuée consciencieusement : suppression du béton endommagé avec un soin particulier aux bords de la réparation, nettoyage et protection si nécessaire des aciers de renforcement, ajout de barres d'armature si besoin, préparation de la surface du substrat et enfin application du produit de réparation. La figure 1.3 donne un rapide aperçu de ces trois principales étapes.

Lors de la conception de la réparation, il faut évaluer les sollicitations que subira l'élément réparé, mais aussi la couche de réparation. Ces sollicitations dépendront de la configuration de la réparation, ainsi que de sa fonction (protection de surface, transfert de charge...). La figure 1.4 donne quelques exemples de sollicitations et de configurations possibles. Outre le chargement mécanique prévu pour la structure initiale, il faudra prendre en compte les effets thermiques (hydratation, soleil...), les effets hydriques (séchage, cycle de mouillage-séchage...) et les variations volumiques liées au processus d'hydratation.

Parmi toutes ces sollicitations, plusieurs études récentes (Saucier et coll., 1991 ; Bissonnette, 1996 ; Laurence, 2001) montrent que le retrait de séchage[1] a un effet fortement préjudiciable pour la durabilité des réparations. Le séchage du béton provoque un retrait qui évolue

1. Nous adoptons ici la terminologie québécoise. En français de France, on parlera plutôt de retrait de dessiccation. De même, nous discuterons plus loin du fluage de séchage dit aussi fluage de dessiccation.

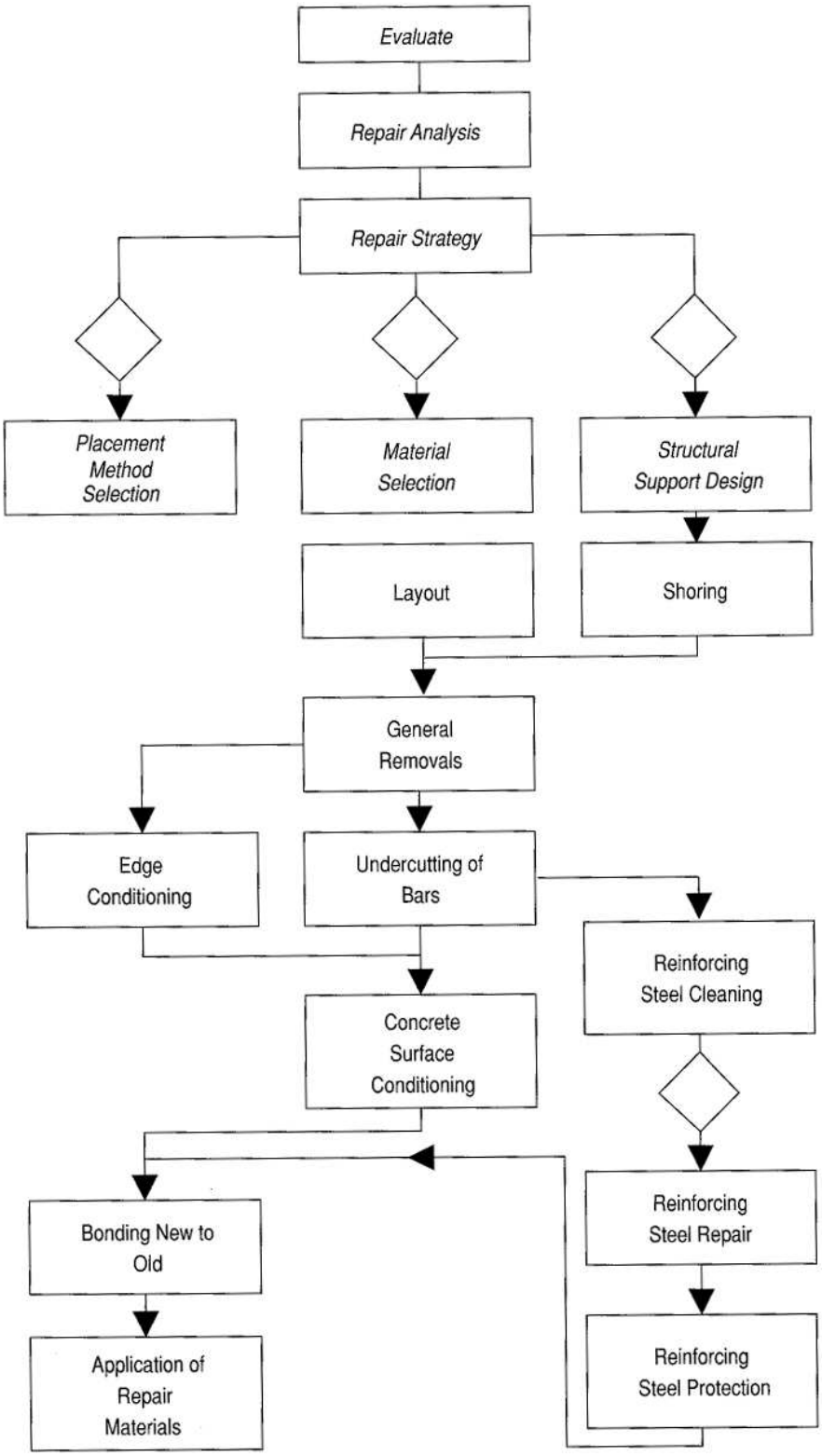


FIG. 1.2 – *Stratégie d'intervention (Emmons, 1993)*

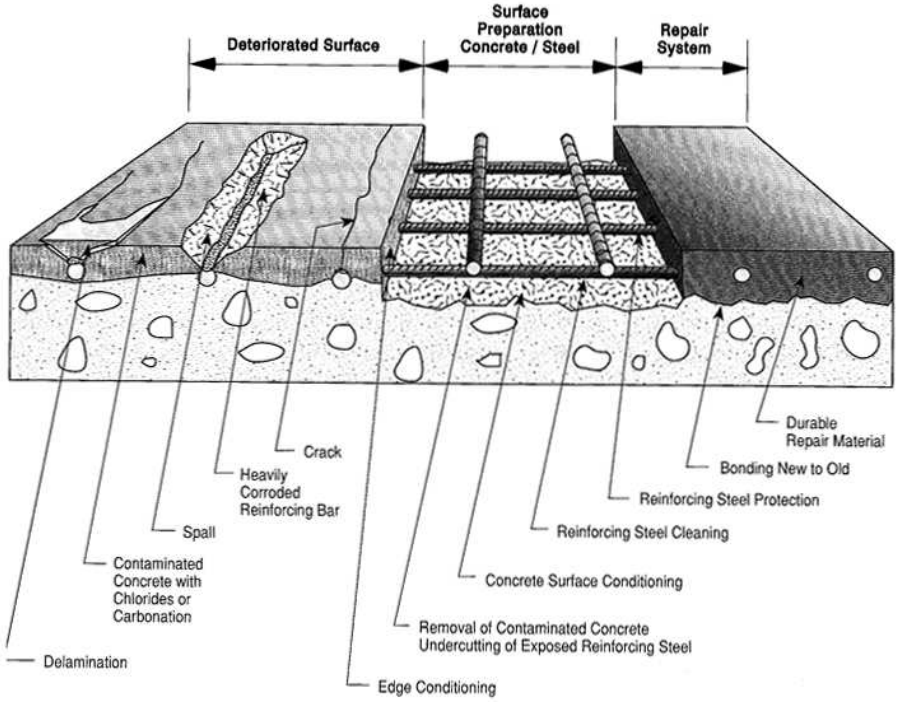


FIG. 1.3 – *Les trois principales étapes d'une « bonne » réparation (Emmons, 1993)*

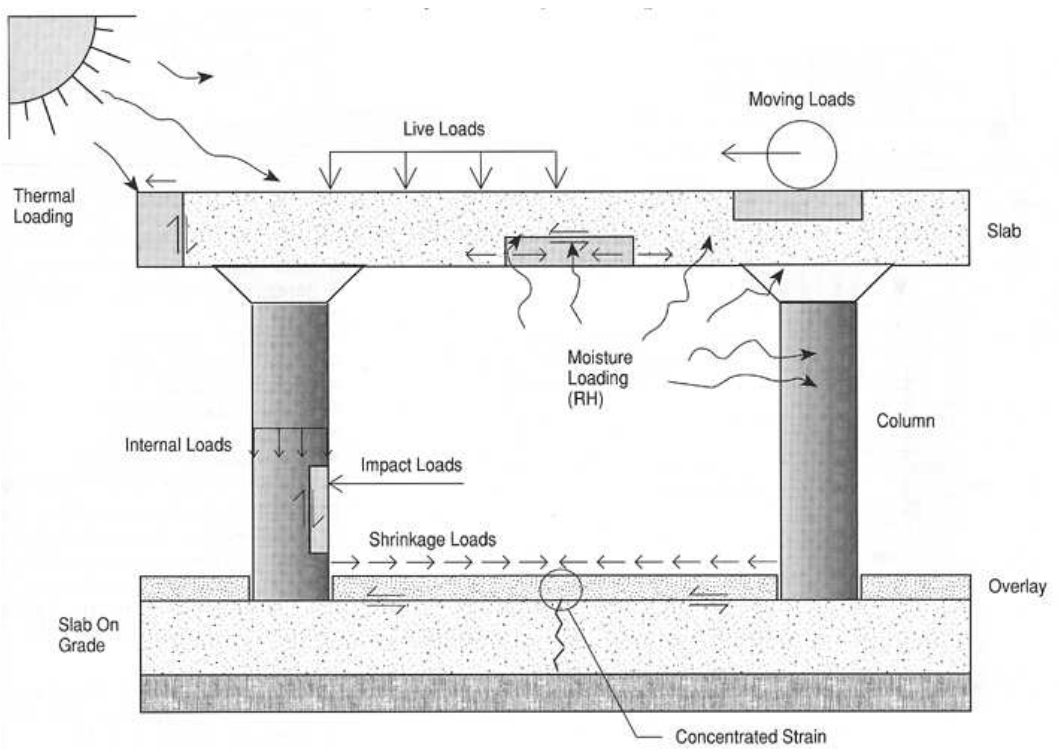


FIG. 1.4 – *Sollicitations mécaniques, hydriques, thermiques, chimiques, etc. (Emmons, 1993)*

jusqu'à la mise en équilibre du matériau avec le milieu extérieur. Pour des éléments d'une épaisseur de quelques centimètres, cet équilibre n'est atteint qu'après plusieurs années. L'amplitude des déformations observées peut aller de 400 $\mu m/m$ à plus de 1500 $\mu m/m$. Pour comparaison, un béton classique supporte un allongement de l'ordre de 100 à 150 $\mu m/m$. Au dessus, celui-ci se fissure et se rompt. Les déformations de retrait sont donc 4 à 10 fois supérieures à celles supportées par le béton. Selon les conditions limites, on peut donc obtenir, par ce simple retrait, la rupture du béton (cas de déplacements imposés, d'une structure massive, ...). Ce raisonnement est toutefois simpliste, car il ne prend en compte certains phénomènes pouvant relaxer les contraintes ainsi générées. Par exemple, les conditions d'ancrages de la réparation modifient la restriction de ces déformations. Un autre paramètre souvent ignoré est le fluage en traction. Celui-ci est négligé par les ingénieurs de la même façon que toutes les propriétés en traction du béton. Si cela est justifiable pour le comportement du béton armé, le fluage en traction apparaît être un paramètre important et *positif* permettant de réduire la fissuration des réparations en béton. Ces différents phénomènes sont résumés sur la figure 1.5.

Les effets du retrait de séchage ont malheureusement longtemps été négligés. Pour exemple, cette étude récente où l'on constate que les matériaux de réparation proposés par les manufacturiers présentent des retraits importants, voire très importants (figure 1.6). En contrepartie, très peu d'études ont été effectuées sur leur comportement en traction. Nous ne savons donc pas s'il la couche de réparation effectuée avec ces matériaux fissurera forcément. Il faut donc évaluer l'effet du retrait, l'effet du fluage ainsi que celui de l'ancrage de la couche de réparation. À cela, nous pouvons encore ajouter le phénomène d'hydratation du béton et son comportement mécanique en cours de durcissement.

Dans notre étude, nous utiliserons alors le concept de réparation suivant (figure 1.7). Une réparation en béton est constituée d'une couche de béton neuf coulée sur un substrat ancien. Lorsque l'épaisseur de la couche est comprise entre 50 à 100 mm, cette réparation est dite mince. Nous considérerons tout au long de cette thèse que les aciers d'armatures ont été dégagés de l'ancien béton et que la couche de réparation est ancrée par ces derniers. Le béton du substrat est quasi-stable. Les réactions d'hydratation sont terminées. Le retrait et le fluage sont faibles. Par contre, le béton de la couche de réparation évoluera fortement au cours du temps, notamment sous les effets de l'hydratation, de la température, du séchage, du comportement viscoélastique, de la fissuration, du chargement mécanique... Nous supposerons par contre que les causes de la dégradation initiale de l'élément à réparer sont comprises et que les mesures nécessaires ont été prises.

Dans le chapitre 2 nous étudierons donc les phénomènes suivants :

- **la structuration du béton et ses répercussions ;**
- **les origines et les conséquences du séchage ;**
- **les mécanismes du fluage et ses effets ;**
- **le comportement mécanique non-linéaire du béton ;**
- **la nature physique et chimique de l'interface entre le béton vieux et le béton jeune.**

L'analyse de ces différents phénomènes est nécessaire à la bonne compréhension de fonctionnement des réparations en béton.

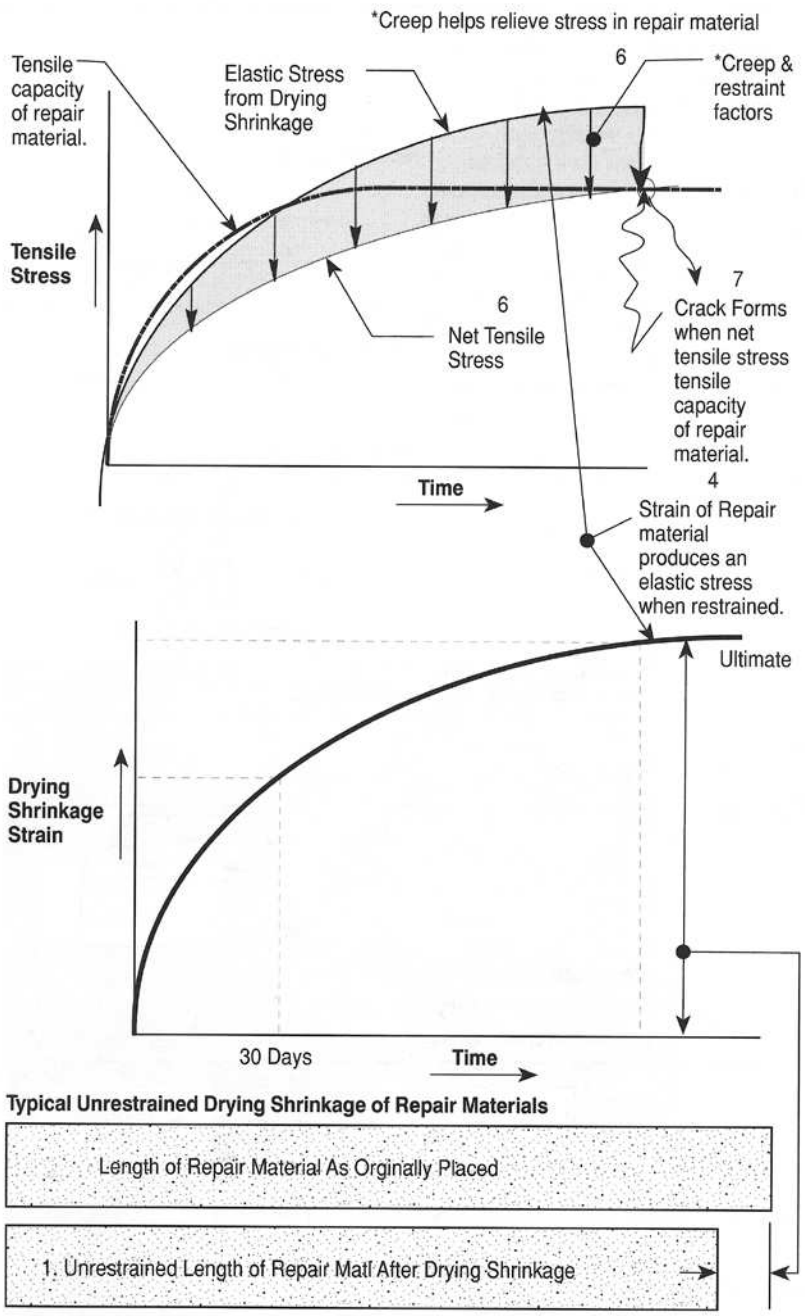


FIG. 1.5 – *Effets du retrait de séchage et du fluage en traction dans les réparation en béton (Emmons, 1993)*

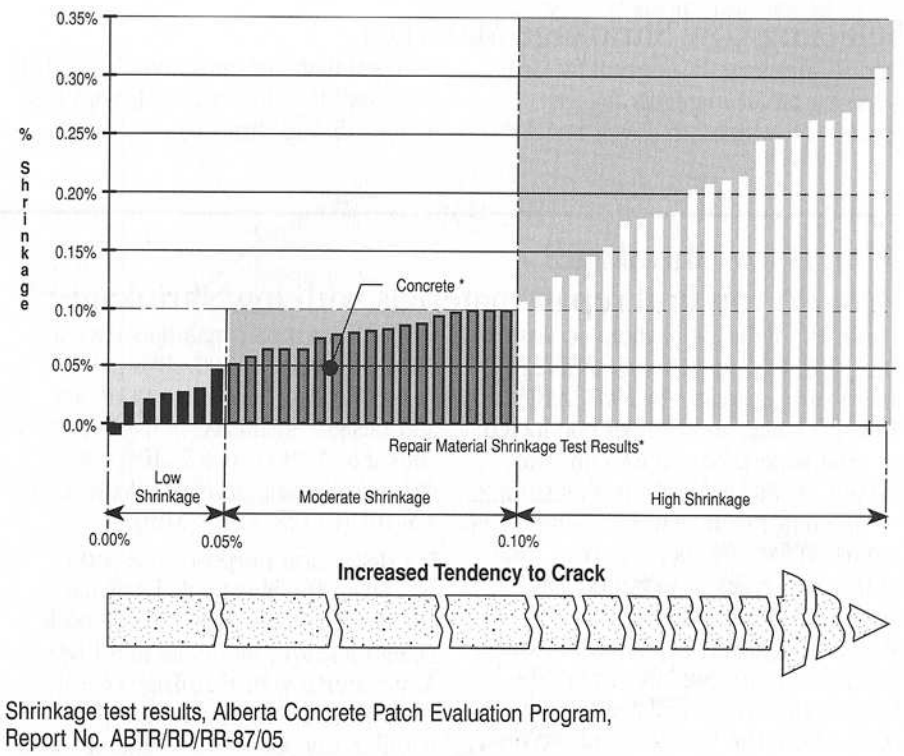


FIG. 1.6 – *Évaluation du retrait de différents produits de réparation*

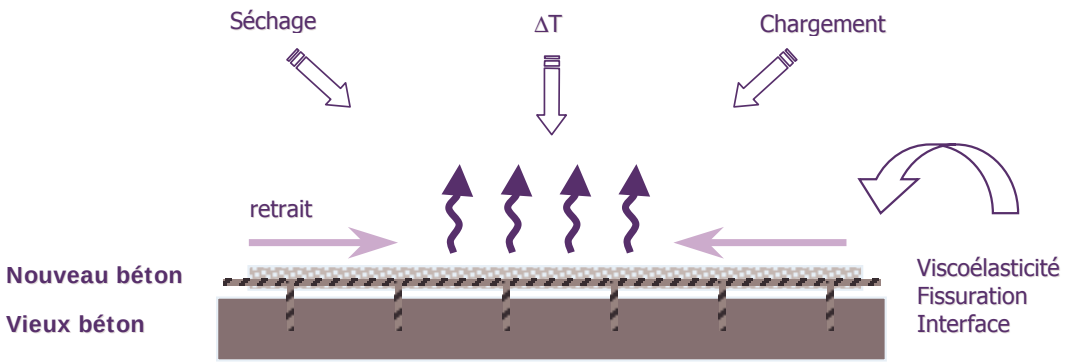


FIG. 1.7 – *Concept d'une réparation mince ancrée*

Chapitre 2

Mécanismes physiques mis en cause

2.1 Structuration du béton

2.1.1 Les constituants initiaux

Le ciment anhydre : nous n'aborderons ici que les ciments aux silicates qui concernent 90% de la production. Les ciments aux aluminates qui présentent une prise extrêmement rapide (caractéristique pouvant être intéressante dans le domaine des réparations) ne sont pas détaillés ici. Les ciments aux phosphates, utilisés essentiellement dans le domaine médical, ne sont pas utilisés dans le domaine des réparations. Le ciment Portland artificiel est obtenu à partir du broyage d'un mélange de clinker et de gypse. Ce clinker provient de la cuisson à haute température (1250 à 1300 °C) d'un mélange d'argile et de calcaire. Il est ainsi constitué de différents oxydes : CaO, SiO_2, Al_2O_3 et Fe_2O_3 [1]. Ces oxydes combinés forment les principaux constituant du ciment, à savoir le silicate tricalcique C_3S, le silicate bicalcique C_2S, l'aluminate tricalcique C_3A, et l'aluminoferrite tétracalcique C_4AF. Nous adoptons ici la notation des cimentiers [2]. Les silicates représentent plus de 70% du volume du ciment Portland.

Les ajouts : différents ajouts peuvent être mélangés au ciment [3]. Les principaux sont les fillers calcaires, la fumée de silice, le laitier de haut fourneau, les cendres volantes et les pouzzolanes naturelles. Ces ajouts permettent de réduire le coût du m^3 et/ou d'améliorer les propriétés physiques du béton. Dans le cadre de ces travaux seules la fumée de silice et les cendres volantes ont été utilisées. Le paragraphe suivant ne développe que les propriétés de ces deux matériaux. Pour les autres types d'ajout le lecteur pourra se référer à Baron (1996) et pour leurs effets sur la microstructure à Scrivener (1989).

La *fumée de silice* est constituée de 90 à 98% de SiO_2 amorphe. La taille de la bille individuelle est de l'ordre de 0,1 μm mais les agglomérats (dus au stockage et au transport) sont de la taille du grain de ciment soit de l'ordre de 15 μm. La fumée de silice est très réactive [4]. Elle permet d'augmenter la compacité granulaire du mélange et de créer des points de nucléation pour augmenter la vitesse d'hydratation. Ainsi après 7 jours on observe une augmentation plus

1. provenant des impuretés de l'argile et du calcaire
2. Notation des cimentiers :
   C pour CaO
   S pour SiO_2
   A pour Al_2O_3
   F pour Fe_2O_3
   H pour H_2O
   $\bar{S}$ pour SO_4
3. la quantité de liant est alors la somme des masses du ciment et des ajouts
4. pouzzolanique : réagit avec la chaux $Ca(OH)_2$ produite par l'hydratation du ciment pour former des CSH

rapide de la résistance. À 28 jours près des trois-quarts de la fumée de silice a réagi et on obtient une résistance plus importante (Neville, 1996). Lorsqu'elle est ajoutée lors du broyage du ciment, la proportion de fumée de silice est de l'ordre de 6 à 8%.

Les *cendres volantes* sont issues de la combustion du charbon. Elles sont composées de SiO_2, Al_2O_3 et de Fe_2O_3 en proportion variant selon les sources. Le diamètre moyen des cendres volantes varie de 1 à 200 μm. La pouzzolanicité des cendres est faible. La réaction pouzzolanique se manifeste, pour l'essentiel, après 28 jours (Fraay et coll., 1989). On utilise généralement les cendres volantes en remplacement du ciment dans des proportions de l'ordre de 20 à 25% et plus pour certains types de béton. Une amélioration de la rhéologie des bétons à l'état frais est observée lors de l'utilisation de cendres volantes.

Les adjuvants : le développement de nouveaux adjuvants permettant d'améliorer les propriétés du béton frais ou durci a conduit à la création de nouveaux bétons (bétons hautes-performances, bétons projetés, bétons auto-plaçants). Citons tout d'abord les adjuvants utilisés dans le cadre de cette recherche. Les adjuvants *plastifiants* et *superplastifiants* permettent, à consistance égale, de réduire le dosage en eau ou à dosage en eau constant, une augmentation de la maniabilité. Les adjuvants *entraîneurs d'air* permettent la formation, lors du malaxage, d'un réseau uniforme de petites bulles d'air qui subsiste dans le béton durci. Les adjuvants *réducteurs de retrait* diminuent l'amplitude des retraits endogènes et de séchage. Enfin, les *agents colloïdaux* évitent la ségrégation des granulats dans les bétons fluidifiés. Hors de ce travail, il faut aussi citer les adjuvants rétenteurs d'eau, les adjuvants accélérateurs de prise, les ajuvants accélérateurs de durcissement, les adjuvants retardateurs de prise et les adjuvants hydrophobants. Une présentation des effets et de leurs principes d'actions peut être consultée dans Aitcin et Baron (1996).

L'eau : vient enfin l'élément le plus « simple ». L'eau permet l'hydratation des composants du ciment. L'eau de gachâge doit respecter des critères normalisés qui assurent une bonne hydratation et une bonne durabilité du béton. On la retrouve dans le béton durci sous diverses formes plus ou moins complexes que l'on détaillera plus loin.

2.1.2 Hydratation du ciment

Les réactions d'hydratation des différents composants du ciments sont complexes. Nous résumons ici les grandes étapes décrites par Gartner et Gaidis (1989) et Scrivener (1989).

Hydratation des silicates : au contact de l'eau les C_3S et les C_2S s'hydratent. Les C_3S font prise et durcissent rapidement et sont responsables de la résistance à court terme du béton. Les C_2S réagissent plus lentement et contribuent ainsi au gain de résistance à long terme. Les phases solides formées sont la portlandite et des silicates de calcium hydratés regroupés sous l'appellation CSH. Ces différents CSH sont différenciés par leur composition stœchiométrique et leur morphologie. L'équation suivante résume ces différentes réactions chimiques :

$$\begin{matrix} C_3S \\ C_2S \end{matrix} + H_2O \longrightarrow CSH + Ca(OH)_2 \tag{2.1}$$

Hydratation des aluminates : les aluminates tricalciques sont des produits très réactifs. Sans ajout de gypse, le C_3A réagit de façon quasi instantanée. On observe alors une prise éclair. En présence de sulfate de calcium (gypse), les C_3A réagissent tout d'abord pour former un

trisulfo-aluminate de calcium(ettringite). Lorsque tout le gypse est consommé[5] le C_3A réagit avec l'ettringite précédemment formée pour donner un monosulfo-aluminate de calcium et enfin ce qui reste de C_3A réagit pour former des aluminates hydratés. Les C_4AF réagissent de façon similaire au C_3A.

$$\begin{array}{lcl} C_3A + 3(CaSO_4{,}2H_2O) + 26H_2O & \longrightarrow & C_6A\bar{S}_3H_{32} \\ 2C_3A + C_6A\bar{S}_3H_{32} + 4H_2O & \longrightarrow & 3C_4A\bar{S}H_{12} \\ C_3A + Ca^{2+} + 2OH^- + 12H_2O & \longrightarrow & C_4AH_{13} \end{array} \tag{2.2}$$

Cinétique du processus d'hydratation : le système $C_3S - H_2O$ est généralement considéré comme le plus caractéristique de l'hydratation du ciment. Gartner et Gaidis (1989) distinguent cinq étapes successives : la période de pré-induction qui dure quelques minutes, la période dormante (quelques heures), la période d'accélération (heures à jours), la période de décélération (jours) et la période de « consolidation » qui perdure durant toute la vie de l'ouvrage (figure 2.1).

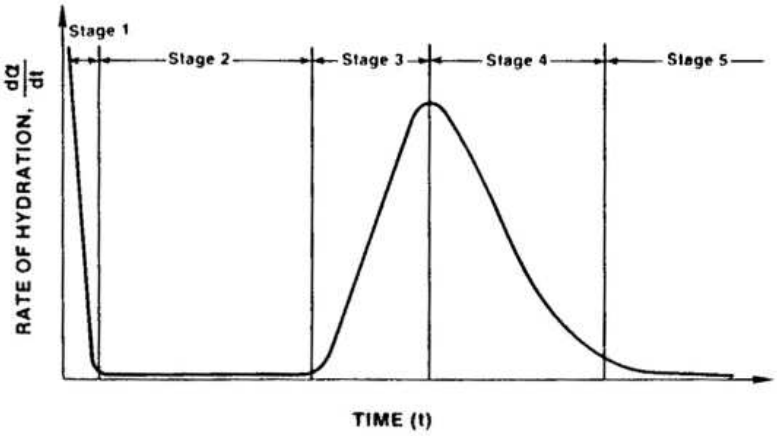


FIG. 2.1 – *Courbe idéale d'hydratation du C_3S (Gartner et Gaidis, 1989) : ① période de pré-induction, ② période dormante, ③ période d'accélération, ④ période de décélaration, ⑤ période de consolidation*

La *période de pré-induction* correspond à une réaction exothermique très rapide. Cette réaction consomme moins de 1% du C_3S. Un gel colloïdal est formé par la suspension des grains dans l'eau de gâchage. Une fine couche ($\sim 1\ nm$) de CSH métastable se forme autour des grains.

Durant la *période dormante*, on observe une augmentation de la couche protectrice de C_3S et une augmentation de la concentration en ions Ca^{2+} dans l'eau. Le taux d'hydratation très lent peut être expliqué par une diffusion lente à travers la couche protectrice ou par la sursaturation en Ca^{2+} de la solution qui inhibe la dissolution du C_3S .

La *période d'accélération* est marquée par le passage quasi-instantané d'un état de suspension à un état solide. Cette accélération de l'hydratation peut être expliquée par la nucléation de $Ca(OH)_2$ dans la solution sursaturée en ions Ca^{2+} et la croissance de CSH en périphérie du grain. On peut aussi évoquer l'éclatement de la couche protectrice formée précédemment permettant ainsi une hydratation plus rapide.

Le taux d'hydratation est ensuite caractérisé par une *période de décélération*. La diffusion des réactants à travers la couche épaississante d'hydrates peut limiter la vitesse d'hydratation. De plus l'espace disponible diminuant, les hydrates ne peuvent plus se former.

5. si inversement, c'est le gypse qui est en excès par rapport au C_3A, on observe une expansion due à l'hydratation du sulfate de calcium.

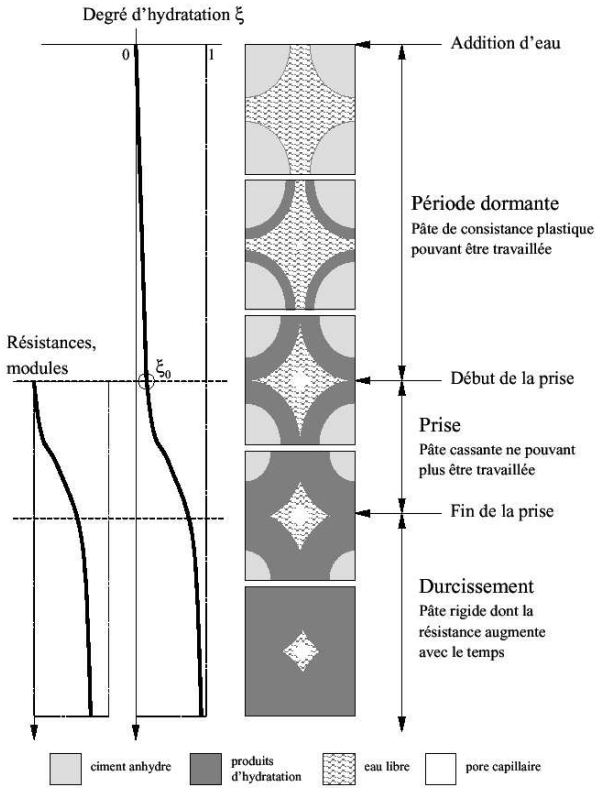


FIG. 2.2 – *Struturation de la pâte de ciment, tiré de Bernard (2000) d'après Soroka (1993)*

Enfin, durant la *période de consolidation*, on observe une légère évolution du système au cours du temps. Les mécanismes sont encore mal compris. On peut évoquer une diffusion très lente des espèces dans la matrice.

La figure 2.2 récapitule ces différentes étapes.

2.1.3 Exothermie des réactions d'hydratation

Les réactions chimiques décrites précédemment sont toutes exothermiques. C'est d'ailleurs un moyen usuel de les caractériser. Chaque constituant dégage de la chaleur en fonction de l'état d'avancement de son hydratation. Lors de la réaction complète du C_3S, le dégagement de chaleur est de 500 J/g, pour le C_2S elle est de 260 J/g, de 260 J/g pour le C_3A, et de 420 J/g pour le C_4AF. Pour le ciment, les valeurs usuelles de dégagement de chaleur sont comprises entre 250 J/g et 350 J/g (Acker et Moranville-Regourd, 1992).

De plus, la cinétique de l'hydratation est un phénomène thermoactivé. Plus la température est élevée, plus la réaction est rapide. Ainsi, l'augmentation de la température de cure permet d'obtenir des résistances aux jeunes âges plus importantes. Par contre, des températures trop élevées peuvent modifier la structure des hydrates et dégrader les résistances après 7 jours (Regourd et Gautier, 1980 ; Neville, 1996). Verbeck et Helmuth (1968) suggèrent que le taux initial élevé d'hydratation ne permet pas une diffusion des produits d'hydration loin des particules anhydre de ciment, ni une précipitation uniforme dans la porosité. La pâte de ciment obtenue est donc plus poreuse et moins résistante pour les échéances plus importantes.

Ce dégagement de chaleur devra être pris en compte lors de la construction d'éléments épais. Un gradient important de température peut se développer entre le cœur de l'élément et la surface. Dans le cas de la construction de barrage poids, on peut relever des températures au cœur pouvant aller jusqu'à 50°C (Bournazel, 1992).

2.1.4 Structure de la pâte de ciment durcie

La connaissance de la structure interne de la pâte de ciment durcie permet d'identifier les phénomènes physiques à l'origine du retrait de séchage et du comportement mécanique du béton. Nous aborderons ici la structure des hydrates, la répartition de la porosité et les différents états de l'eau dans cette structure. Plusieurs modèles de microstructures ont été proposés. Les deux principaux sont celui de Powers et Brownyard (1947) et celui de Feldman et Sereda (1968).

Powers et Brownyard proposent de modéliser la pâte de ciment durcie par des particules constituées de deux à trois feuillets élémentaires enroulés sur eux-mêmes. La cohésion entre les particules est assurée par l'eau adsorbée et en certains points, par des ponts ioniques. Les auteurs définissent alors deux types de porosité. Les *pores capillaires* définis par l'espace entre les particules et de diamètre moyen allant de 10^{-9} à 10^{-6} m et les *pores de gel* de diamètre 10^{-10} m, propriété intrinsèque[6] du gel de CSH (figure 2.3). La principale critique de ce modèle est l'impossibilité d'expliquer la réversibilité du séchage ou du fluage et l'influence de la teneur en eau sur la résistance ou le module élastique de la pâte de ciment. En effet, l'eau des espaces interfoliaires est supposée liée fortement aux feuillets de CSH et ne peut être enlevée qu'à une humidité relative faible. Cette perte d'eau est alors irréversible.

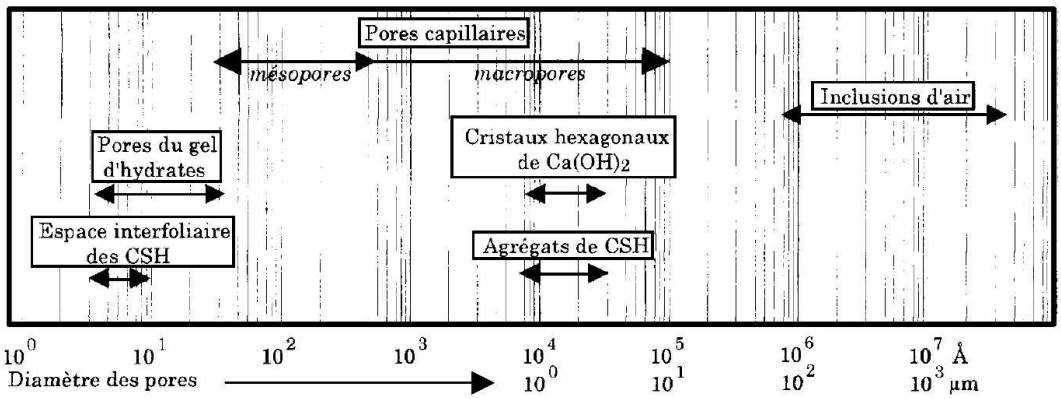


FIG. 2.3 – *Répartition des différents ordres de grandeur dans la structure de la pâte de ciment Guénot-Delahaie (1996) d'après van Breugel (1991)*

Feldman et Sereda remettent en cause le modèle de Powers et Brownyard quant aux pores de gel. Ils considèrent un assemblage aléatoire de feuillets de CSH (figure 2.4). L'espace entre les feuillets est alors variable et dépend des pressions exercées sur le système. Les feuillets peuvent avoir un mouvement relatif réversible.

Des études récentes (Faucon et coll., 1997) par résonance magnétique nucléaire permettent d'avoir une idée plus fine de la structure des CSH (figure 2.5). Le gel CSH[7] est formé d'un empilement de deux chaînes infinies de tétraèdres de silicium encadrant un plan octaédrique d'ions calcium. La distance interfeuillets est variable selon la teneur en eau.

2.1.5 États de l'eau dans la structure de la pâte de ciment durcie

Les mécanismes à l'origine du retrait de séchage et du fluage dépendent de la liaison entre l'eau et la microstructure. Différents types d'eau peuvent ainsi être mis en évidence. L'*eau liée chimiquement* qui participe à l'hydratation. Les liaisons atomiques sont de type ionique ou covalente. Cette eau est considérée comme non évaporable. Elle peut être extraite pour des

6. les pores de gel ne seraient pas affectés par le rapport e/l ou le degré d'hydratation
7. appelé aussi tobermorite

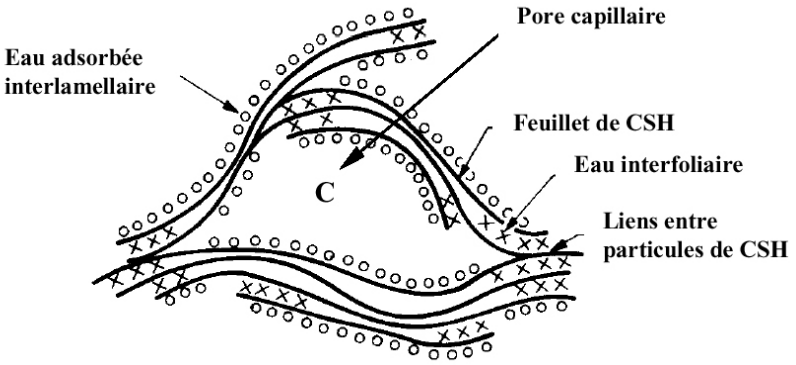


FIG. 2.4 – *Structure de la pâte de ciment durcie selon Feldman et Sereda (1968)*

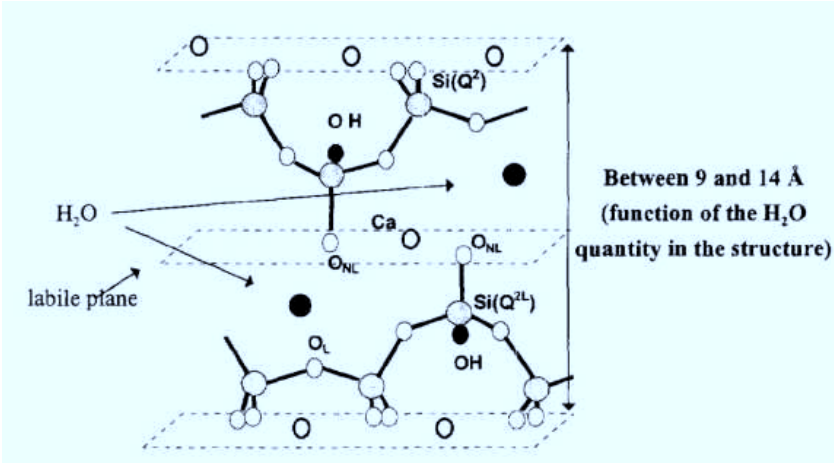


FIG. 2.5 – *Structure des feuillets de CSH (Faucon et coll., 1997)*

températures allant de 100 à 1000°C. Ensuite, l'*eau adsorbée* est soumise au champ de forces électriques superficielles des particules de CSH. On peut distinguer une adsorption physique (forces de van der Waals) et une adsorption chimique (transfert d'électrons). Cette eau est stable jusqu'à 70°C et totalement évaporée à 105°C. Enfin l'*eau libre* que l'on trouve dans les pores capillaires. C'est l'eau en excès par rapport à l'eau nécessaire pour l'hydratation. Elle est facilement évaporable. A 100°C toute cette eau est évaporée.

Afin de bien comprendre les mécanismes de retrait agissant dans le béton, il faut comprendre les conditions d'équilibre de l'eau qu'il contient. Localement, la connaissance du comportement de l'eau dans les milieux poreux permet de prédire le séchage et le mouillage du matériau. Bažant et Najjar (1972) proposent de modéliser le réseau poreux par un système de cônes (figure 2.6). En augmentant l'humidité relative de 0% à 100%, le remplissage du système implique deux phénomènes : l'adsorption de surface et la condensation capillaire.

Dans le cas A, des molécules d'eau introduites dans le système vont s'accrocher aux parois, afin de diminuer le niveau d'énergie de la surface du solide. C'est l'adsorption. Sur une surface plane, l'eau est adsorbée jusqu'à une épaisseur de 5 molécules d'eau (1,5 nm). Dans les zones où la distance entre deux particules de CSH est inférieure à deux fois cette épaisseur(zone 1 cas B), l'adsorption ne peut se produire librement. Dans ces régions, que Powers (1965) appelle *zones d'adsorption gênée* ou empêchée, l'eau est sous une certaine pression, dite d'écartement ou de disjonction, qui s'oppose aux forces d'attraction entre les particules maintenant la structure du squelette. Cette eau est ainsi un élément structurel à part entière qui est donc capable de transmettre localement les contraintes. La condensation capillaire (cas C) apparaît lorsque l'humidité relative permet la création d'un ménisque dans le pore (loi de Kelvin-Laplace). En fait, cette condensation capillaire devrait apparaître pour une humidité relative très faible (pour un rayon de pore donné), mais deux restrictions existent. La première limite est celle de la nucléation de gouttelettes d'eau dans la vapeur afin de créer une interface liquide/vapeur supposée dans la théorie. La seconde repose sur la stabilité de l'interface liquide/vapeur qui n'est assurée qui si la résistance du film d'eau n'est pas dépassée (forces de Van der Waals). Ces conditions font que la condensation capillaire ne peut apparaître que pour une humidité relative importante de l'ordre de 40 à 45%. L'équilibre thermodynamique d'un tel système nécessite l'équilibre de chacune des phases : équilibre entre l'eau capillaire et l'eau de gel adsorbée librement, équilibre entre l'eau de gel adsorbée librement et l'eau de gel située dans les zones d'adsorption gênée, équilibre entre l'eau de gel située dans les zones d'adsorption gênée et les liens interfeuillets.

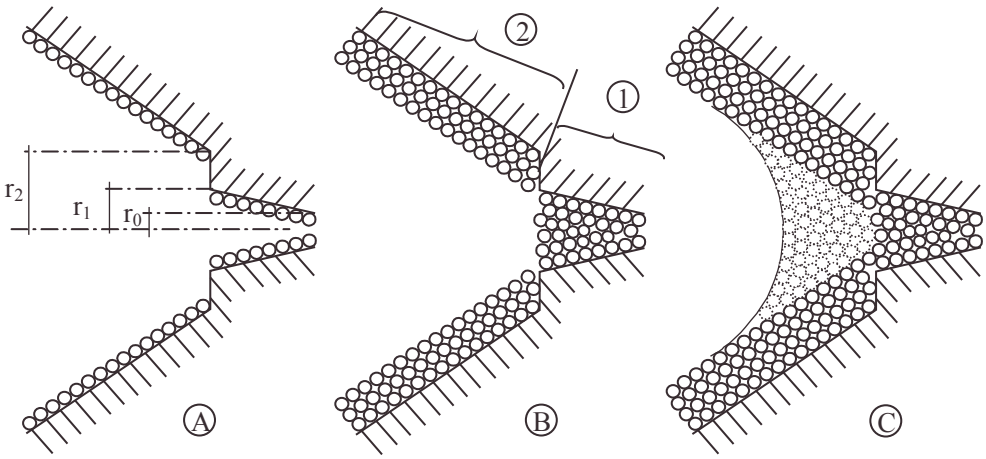


FIG. 2.6 – *Mécanisme de remplissage de la porosité (Bažant, 1972)*
A - adsorption de surface sur une épaisseur pouvant aller jusqu'à 5 molécules d'eau
B - adsorption gênée dans la zone 1
C - condensation capillaire

2.2 Retraits et mécanismes associés

2.2.1 Retrait endogène

Le retrait endogène est défini comme la déformation volumique du matériau mesurée en condition adiabatique et sans échange d'humidité[8].

Il est possible de différencier un retrait avant la prise et après la prise de la pâte de ciment. Avant la prise, on observe un retrait d'origine chimique auquel s'ajoute les effets du tassement vertical du mélange[9] (Baron, 1982). Lorsque que le seuil de percolation est atteint (Acker, 1987), le squelette solide gêne graduellement la déformation de retrait d'origine chimique. C'est ce dernier retrait qui est généralement le plus facile à mesurer.

Baron (1982) distingue, après la prise, trois stades de déformation : un premier retrait, un gonflement et un second retrait (figure 2.7). Le *premier retrait* débute dès la prise et se déroule pendant 2 à 3 heures. Son intensité peut aller jusqu'à 600 $\mu m/m$. Le *gonflement* apparaît au début du durcissement et se poursuit durant une vingtaine d'heures. Les déformations maximales observées sont de l'ordre de 400 $\mu m/m$. Le *second retrait* se manifeste à la fin de la prise. Il peut durer plus de 7 jours. L'intensité peut atteindre 1500 $\mu m/m$.

Les causes de ce comportement sont au nombre de trois : l'*auto-dessiccation,* dues à la contraction de Le Chatelier[10], a des conséquences identiques au séchage vers le milieu extérieur (cf. 2.2.3) ; l'*exothermie* de la réaction d'hydratation conduit à une expansion suivie d'une contraction thermique ; enfin, le *gonflement chimique* dû à la formation d'ettringite lors de l'hydratation. L'auto-dessiccation joue un rôle majeur lors du premier et second retrait. La déformation thermique intervient essentiellement lors du second retrait.

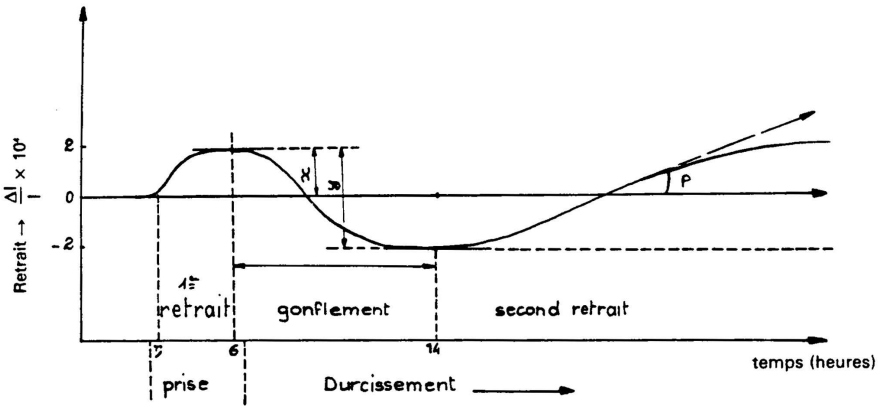


FIG. 2.7 – *Déformation endogène de la pâte de ciment (Baron, 1982)*

2.2.2 Retrait de séchage

L'humidité relative dans la porosité d'un béton protégé du séchage est très élevée ($\simeq 98\%$). En fait, elle dépend de l'intensité de l'auto-dessiccation due à l'hydration et est donc fortement liée au rapport e/l. Lors du séchage, un déséquilibre thermodynamique est engendré, provoquant un échange de vapeur d'eau de la matrice cimentaire vers le milieu extérieur. La dessiccation du milieu va créer une variation des tensions capillaires, des tensions superficielles et des pressions

8. soit, selon le vocabulaire de la thermodynamique, en système fermé.
9. ce tassement est généralement accompagné d'un ressuage.
10. Lors de l'hydratation du ciment, le volume d'hydrates formés est inférieur à la somme des produits consommés (eau et ciment). Ainsi, la porosité initialement saturée en eau laisse place à une porosité plus faible (puisque des hydrates se sont formés) mais non saturée en eau. L'humidité relative dans la porosité tend ainsi à diminuer au cours de l'hydratation, d'où le terme d'auto-dessiccation (Le Chatelier, 1900).

de disjonction. L'addition de ces mécanismes conduit à un retrait apparent de l'ordre de 200 à 1000 $\mu m/m$

Le processus de diffusion de la vapeur d'eau vers le milieu extérieur est extrêmement lent. Un gradient d'humidité relative depuis la surface vers le cœur de l'élément séchant est alors observé. À une humidité relative donnée, on peut faire correspondre un retrait dit libre (figure 2.8 gauche). Le retrait libre d'une couche infinitésimale est gêné par les couches voisines afin de respecter la continuité des déplacements. Cette auto restriction des déformations de retrait génére ainsi des contraintes dans l'épaisseur de l'élément séchant (figure 2.8 droite). Dans le cas des réparations, la restriction due au substrat s'ajoute. Les contraintes ainsi produites peuvent dépasser la résistance en traction du matériau et provoquer la fissuration du béton.

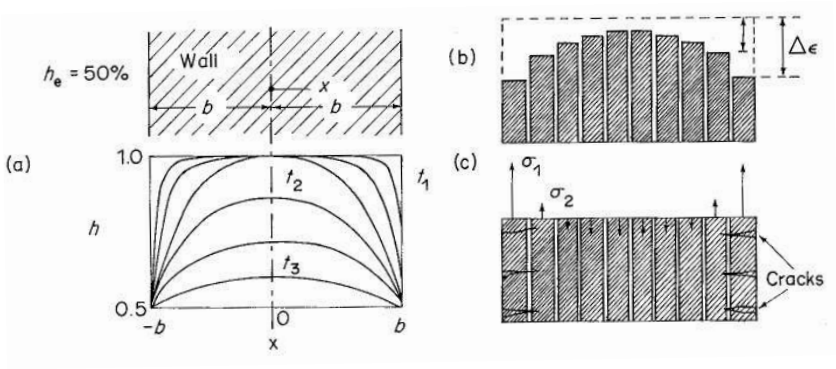


FIG. 2.8 – *Distribution de l'humidité relative dans un élément soumis au séchage (a), déformations de retrait correspondantes dans des couches supposées libres (b), contraintes générées dans le cas de la compatibilité des déformations (c) (Bažant, 1988)*

2.2.3 Mécanismes des retraits dus à l'auto-dessiccation et à la dessiccation

Lors de l'auto-dessiccation due à l'hydratation du ciment, ou de la dessiccation due à une modification de l'ambiance extérieure, l'humidité relative à l'intérieur des pores diminue. Lorsque l'humidité relative h_r diminue, un premier phénomène peut être pris en compte : la dépression capillaire. L'équilibre thermodynamique de l'interface vapeur/liquide dans les pores capillaires impose une pression capillaire p_l donnée par l'équation de Kelvin.

$$p_l = p_v + \frac{RT}{v_l} \ln h_r \tag{2.3}$$

Dans cette équation p_v est la pression dans la vapeur d'eau, R la constante des gaz parfaits et v_l le volume massique de l'eau. Pour une pression capillaire donnée, l'équilibre mécanique de l'interface liquide/vapeur (première loi de Laplace) permet de calculer la tension σ_{lv} dans cet interface en fonction du rayon du ménisque r_m.

$$\sigma_{lv} = \frac{1}{2} r_m (p_v - p_l) \tag{2.4}$$

La seconde loi de Laplace[11] permet d'assimiler, dans le cas d'un pore cylindrique et pour un liquide parfaitement mouillant, le rayon du ménisque r_m au rayon du pore r_p. A partir des deux équations précédentes, on peut donc calculer pour une humidité relative donnée le rayon maximal des pores saturés et la tension superficielle qui s'y exerce.

Afin d'équilibrer cette dépression dans le liquide, le squelette solide est soumis à un état de compression qui augmente. Ce processus se traduit au niveau macroscopique par une déformation

11. équilibre des trois interfaces liquide/vapeur, solide/liquide et solide/vapeur

que l'on appelle « retrait de séchage » volumique $^{\Delta V}/_{V}$ qui peut être évalué, pour une structure de porosité e avec un module élastique E et de coefficient de Poisson ν, par l'équation suivante (Baron, 1982).

$$\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{h_r=0}^{h_r} = \frac{1-2\nu}{E}\frac{RT}{v_l}\frac{e}{S_0}\int_0^{h_r} S(h_r)\ln h_r dh_r \tag{2.5}$$

S_0 et $S(h_r)$ représentent respectivement la surface spécifique initiale des pores et celle des pores remplis d'eau à une humidité relative h_r

Le mécanisme de dépression capillaire ne suffit toutefois pas à expliquer totalement le retrait de séchage. Les expériences montrent que la valeur prédite par ce modèle est cent fois plus faible que celle observée. D'autres phénomènes entrent donc en jeu.

Les hydrates du ciment forment un milieu poreux avec une grande surface spécifique. Lors de l'adsorption de l'eau sur cette surface, les tensions superficielles sont soulagées (théorie de Gibbs-Bangham). Cette relaxation des tensions superficielles entraîne un gonflement du solide. La variation Π des tensions superficielles est donnée par l'équation 2.6. Bangham suppose une relation linéaire entre les variations dimensionnelles du solide et les changements de tension de surface (Alvaredo, 1994).

$$\Pi = \frac{RT}{v_l S_0}\int_0^{h_r} V_a(h_r) d\ln(h_r) \tag{2.6}$$

où $V_a(h_r)$ représente le volume de vapeur à l'humidité h_r. Le retrait de la structure poreuse (porosité e) est alors donné par l'équation suivante :

$$\frac{\Delta L}{L} = \lambda \Pi f(e) \tag{2.7}$$

avec λ une constante fonction des propriétés des propriétés du solide et $f(e)$, une fonction comprise entre $(1-e)$ et 1.

Afin de compléter l'analyse des phénomènes, Bažant (1972) propose une approche prenant en compte l'adsorption restreinte. Au phénomène de tension superficielle vu précédemment, il ajoute un terme de compression Π_f ou pression de disjonction, agissant dans les zones d'adsorption gênée. La quantité de pores exposés à des pressions de disjonction est fonction de la distribution dimensionnelle des pores. La relation donnant la variation volumique macroscopique pour une structure poreuse passant d'une humidité relative nulle à une humidité relative h_r est alors la suivante :

$$\left(\frac{\Delta V}{V}\right)_{h_r=0}^{h_r} = \frac{RT(1-2\nu)}{E v_l S_0}\int_0^{S(h_r)} \ln\frac{h_r}{h_{r_f}(r_p)} dS \tag{2.8}$$

h_{r_f} est l'humidité relative à partir de laquelle l'adsorption est gênée dans les pores de taille r_p.

La comparaison de cette analyse théorique aux résultats expérimentaux (Wittmann, 1968) montre toutefois que cette approche ne permet d'expliquer qu'une faible part du retrait observé.

En fait, toute l'analyse mécanique effectuée ci-dessus repose sur l'hypothèse d'un comportement élastique de la pâte de ciment. Hua et coll. montrent que la prise en compte d'un comportement viscoélastique (*cf.* 2.5) de la pâte de ciment permet de résoudre ce problème (Hua et coll., 1995 ; Hua et coll., 1997). Ils montrent même que l'effet des variations des tensions de surface et des pressions de disjonction sont négligeables.

2.3 Interface pâte - granulats dans les bétons

Nous avons décrit jusqu'à maintenant les propriétés de la pâte de ciment en cours et après hydratation. Toutefois, il ne faut pas oublier qu'un béton classique est constitué d'environ 40% en volume de gravillons et 35 à 40% de sable. Il est donc nécessaire d'aborder maintenant l'influence de la présence de granulats sur les propriétés générales du béton.

Une première conséquence de la présence de granulats dans la pâte de ciment hydratée est la modification de la microstructure de la pâte autour de ces granulats. Ollivier (1981) et Maso (1982) ont mis en évidence une zone autour du granulat, appelée auréole de transition, présentant une microstructure différente du reste de la pâte de ciment. Cette auréole de transition, d'une épaisseur $\sim 50\ \mu m$, est constituée d'un film duplex (composé d'une fine couche d'hydroxyde de calcium adjacente à la surface du granulat entourée par une couche de CSH) et d'une zone de forte porosité contenant des cristaux de portlandite orientés, de l'ettringite, et des aluminates. Les raisons de cette organisation microstructurale sont liées aux effets de paroi lors de l'arrangement des grains de ciment anhydre à la surface des granulats (Scrivener, 1989). Bien que la zone de plus forte porosité soit quasi-unanimement acceptée par les différents auteurs, Scrivener et Pratt (1987) n'ont pas observé de film duplex.

La seconde conséquence est plus «mécanique». Les différents points abordés ci-après peuvent être approfondis dans (Neville, 1996) : (i) la présence de granulats, plus rigides, dans la matrice, moins rigide, amène des concentrations de contrainte (effet de point dur) ; (ii) les propriétés microstructurales de l'interface en font une zone de faiblesse mécanique. ; (iii) la présence des granulats nuit à la progression des fissures ; (iv) lors du retrait, la présence des granulats, en restreignant la déformation, crée de la micro-fissuration dans la pâte.

2.4 Comportement mécanique du béton sous un chargement quasi-statique

2.4.1 Comportement en compression uniaxiale

Le comportement mécanique de la pâte de ciment et des granulats est quasi-élastique. L'ajout de granulats dans la pâte de ciment pour obtenir un béton, conduit à un comportement non-linéaire du béton pour les raisons présentées précédemment (cf. 2.3). La rupture en compression se fait par microfissuration verticale[12] progressive. Le comportement (figure 2.9) peut être divisé en trois étapes principales :

- étape 1 : phase quasi-élastique de 0 à 40% de la contrainte au pic. Le module d'élasticité uniaxial est de l'ordre de 30000 à 45000 MPa. Le coefficient de Poisson est constant de l'ordre de 0,2 à 0.3. Ramtani (1990) note toutefois qu'à partir de 30% de la contrainte au pic, il y a un début de perte d'adhérence entre les granulats et la pâte de ciment.
- étape 2 : phase de dégradation quasi-isotrope de 40% à 80% de la contrainte au pic. Les fissures verticales se propagent de façon lente et stable. L'auréole de transition est dégradée préférentiellement (Ramtani, 1990). Les déformations anélastiques augmentent et le module décroît. Le coefficient de Poisson augmente légèrement.
- étape 3 : phase de dégradation anisotrope. Les fissures se propagent dans la pâte de ciment (Ramtani, 1990). Le béton est structuré en colonnettes verticales (de Larrard et Tondat, 1993). Le coefficient de Poisson vaut environ 0,5. Suit ensuite une phase d'instabilités locales correspondant à la bifurcation des colonnettes. C'est le pic de contrainte. Enfin, vient une phase d'écoulement et une localisation des fissures.

La rupture lieu pour une contrainte[13] de l'ordre de 30 MPa pour des bétons de qualité ordinaire, de 40 à 50 MPa pour des bétons de bonne qualité et de plus de 60 MPa pour les bétons à hautes performances (voir plus 200 MPa).

2.4.2 Comportement mécanique du béton en traction uniaxiale

Bien que les éléments structuraux en béton soient principalement conçus pour fonctionner en compression, la compréhension de phénomène de rupture en traction devient nécessaire si la limitation des ouvertures de fissures devient un paramètre de conception prépondérant (durabilité, esthétique...).

Plusieurs études ont été menées sur le comportement en traction. Nous pouvons citer, de façon non-exhaustive les travaux expérimentaux de Terrien (1980), Saucier (1990), van Mier (1991) et Gérard (1996) ainsi que les analyses bibliographiques de Hordijk (1991) et Denarié (2000). La figure 2.10, tirée de Bernard (2000), résume leurs observations[14].

La rupture en traction est atteinte pour une contrainte de l'ordre de 3 à 4 MPa pour les bétons classiques, soit pour une valeur dix fois moindre qu'en compression.

12. nous supposons que l'effort de compression est « vertical ».
13. béton d'utilisation industrielle.
14. Un bon croquis vaut mieux qu'un long discours (Napoléon Bonaparte, 1769-1821).

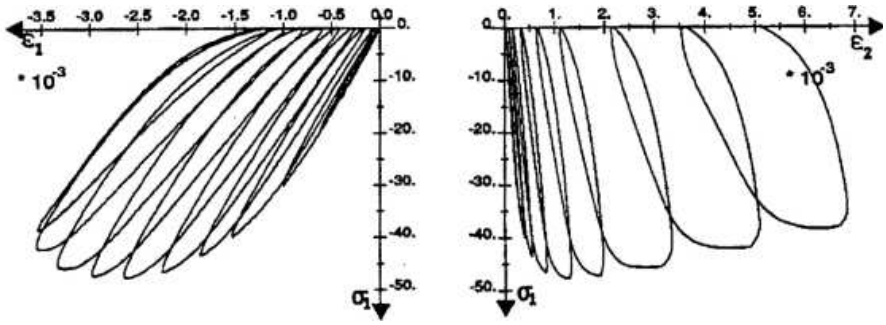


FIG. 2.9 – *Comportement mécanique en compression uniaxiale du béton. Les boucles d'hystérésis sont dues au frottement des lèvres de fissures et des mouvements de l'eau libre (Ramtani, 1990).*

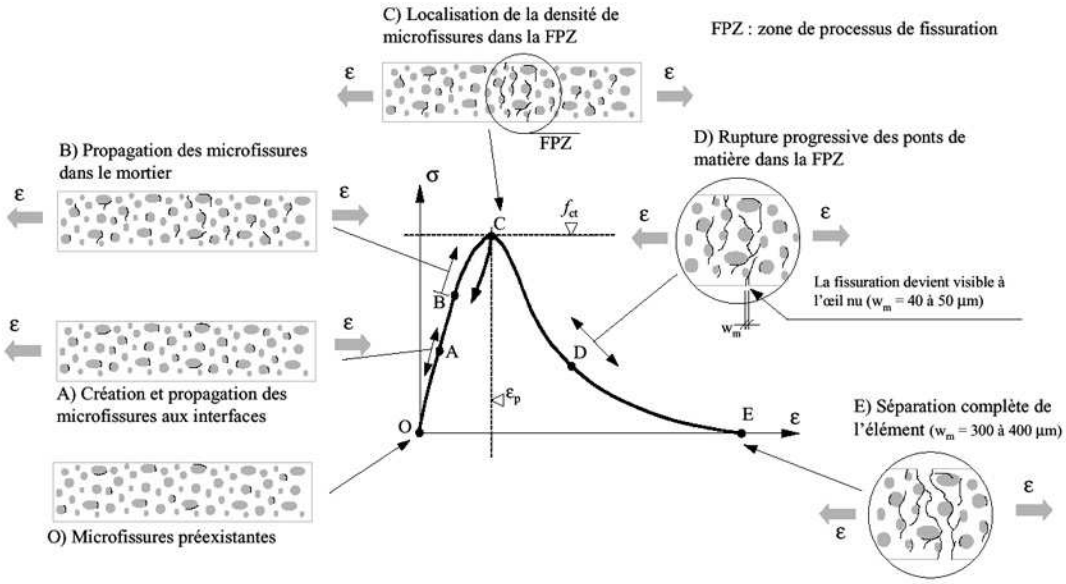


FIG. 2.10 – *Comportement mécanique en traction uniaxiale du béton (Bernard, 2000)*

2.4.3 Couplage mécanique → hydrique

Nous avons étudié précédemment les sollicitations hydriques du béton. Il faut maintenant aborder la réponse du matériau à ce type de sollicitation ou à d'autres chargements mécaniques. Nous avons vu que les déformations imposées générées lors des retraits peuvent conduire, dans certains cas de conditions limites, à la fissuration du béton. L'influence de la fissuration sur le comportement hydrique peut donc être étudiée. Bažant et coll. (1986), suite à une étude expérimentale, proposent un facteur amplificatif du coefficient de diffusion de la forme suivante :

$$\lambda = 1 + \frac{\delta^3}{s}$$

où δ est la largeur maximale des fissures et s leur espacement. Un calcul rapide avec les valeurs $\delta = 400\ \mu m$ et $s = 20\ cm$, qui sont des valeurs représentatives des réparations minces en béton (Laurence, 2001), indique que le coefficient λ est proche de 1. Granger (1996) arrive aux mêmes conclusions pour des éprouvettes cylindriques 16×32 soumises au séchage. Gérard (1996), pour des fissures largement ouvertes, a montré que la diffusion n'était affectée que très localement et ne modifiait pas le comportement global. Suite à ces constatations, l'influence de la fissuration sur le comportement hydrique ne sera pas abordée dans ce travail.

2.5 Comportement viscoélastique du béton

2.5.1 Mise en évidence du fluage

La relation entre la contrainte et la déformation du béton est une fonction du temps. En effet, l'application à un instant t_0 sur le matériau d'un échelon de contrainte en compression (ou en traction), provoque un comportement différé, dû au phénomène du fluage. Le fluage peut être défini comme une augmentation de la déformation lors de l'application d'une charge constante et maintenue (figure 2.11). La déformation obtenue peut atteindre deux à trois fois la déformation élastique sous la même charge.

Le phénomène du fluage peut être aussi vu sous un autre angle. Lorsque l'on applique une déformation constante à un béton, on observe une diminution progressive de la contrainte avec le temps (figure 2.12). Ce fait que l'on nomme *relaxation* peut être considéré comme une manifestation du fluage (Ross, 1958).

On appelle *fluage propre*, l'augmentation de la déformation par rapport à la déformation élastique initiale, dans des conditions où il y a pas d'échange hygrométrique ou thermique. En fait, le module d'élasticité augmentant avec la maturité, la déformation élastique diminue progressivement, et rigoureusement le fluage devrait être considéré comme la déformation en excès par rapport à la déformation élastique à l'instant où l'on détermine le fluage.

S'il y a échange hygrométrique durant le chargement, on considère que le retrait de séchage et le fluage s'ajoutent. Le fluage est alors défini comme la différence [15] entre la déformation totale et la déformation due au retrait d'un échantillon identique conservé dans les mêmes conditions et non chargé (figure 2.11). Le supplément de fluage observé lors du séchage est appelé *fluage de séchage*.

Lorsque, après une période de maintien de la charge, on procède à un déchargement, on obtient une déformation dite de *recouvrance*, qui se décompose en une déformation instantanée, la recouvrance instantanée, et une déformation différée que l'on appelle recouvrance différée. L'allure de la courbe de la recouvrance ressemble à celle du fluage, mais la recouvrance atteint un maximum plus rapidement. La recouvrance n'est pas complète. Le fluage n'est donc pas un phénomène entièrement réversible (figure 2.13).

Afin de comprendre les mécanismes du fluage, il est nécessaire d'étudier les paramètres influençant le fluage (liant, granulats, humidité...). Ces études permettent de confirmer ou d'infirmer les nombreuses théories proposées depuis plusieurs décennies. Dès 1925, Davis et Davis (1931) entreprirent d'importantes études sur le comportement en fluage du béton. Leurs conclusions furent les suivantes :

« ... the flow of plain concrete under a constantly sustained compressive stress (1) continues to increase, at first rapidly and then more slowly, for a long time, certainly for several years, (2) is greater for concrete in an atmosphere of low humidity than for an identical concrete in an atmosphere of high humidity or when fully saturated with water, (3) is materially affected by character of the aggregate, being substantially larger for sandstone concrete than for limestone concrete, (4) is less for rich mixes than for lean ones, (5) is less for concrete having a high modulus of elasticity than for one having a low modulus of elasticity, (6) is greater for high water-cement ratio than for a low one, and (7) is greater when load is applied at an early age than when it is applied at a later age. »

15. en fait, nous verrons que le principe de superposition pour les déformations de séchage et de fluage n'est rigoureusement exact (cf. p 35).

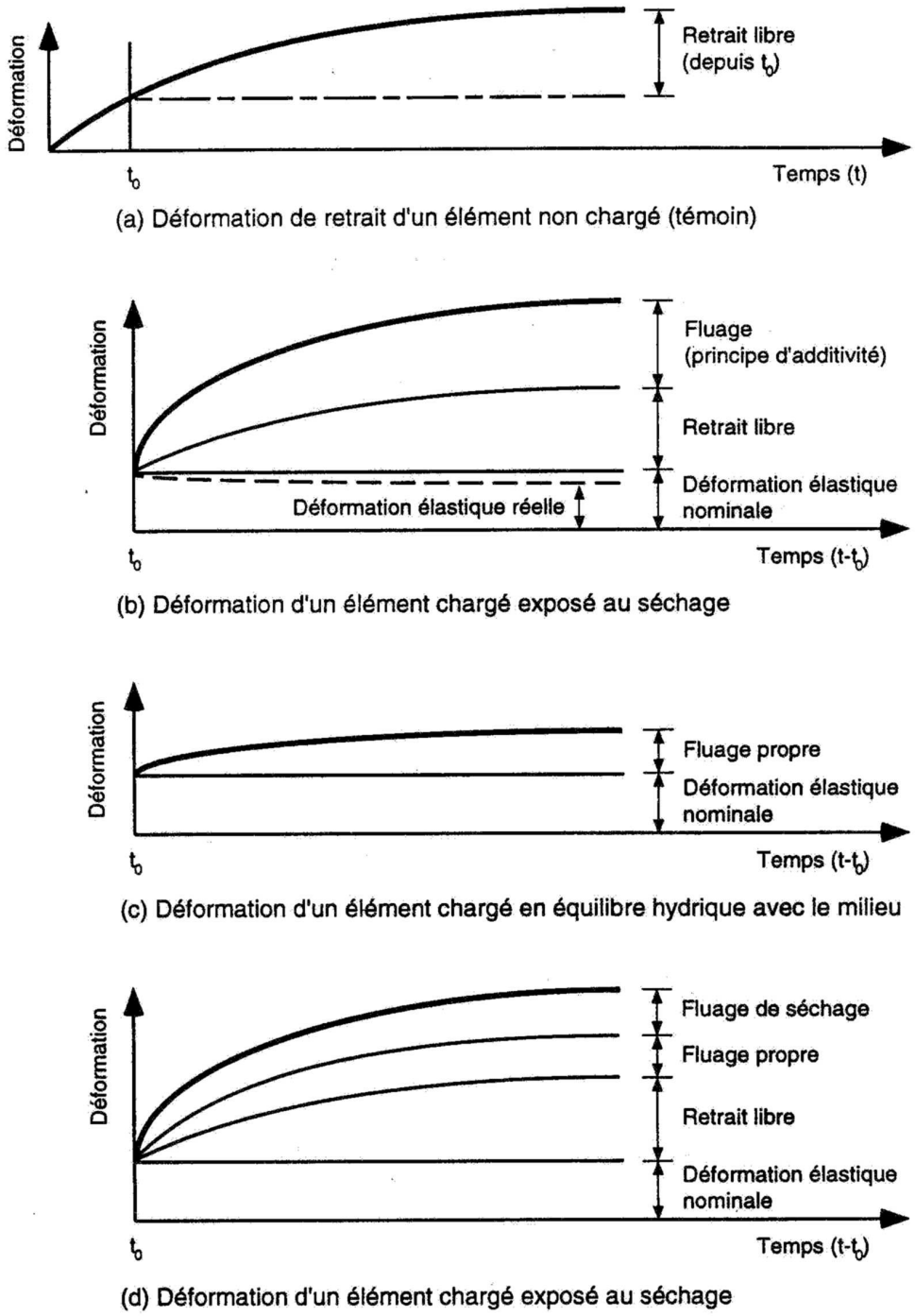


FIG. 2.11 – *Déformation d'un béton soumis à une charge constante dans le temps. Principe de sommation du fluage propre, du fluage de séchage et du retrait libre (Bissonnette, 1996)*

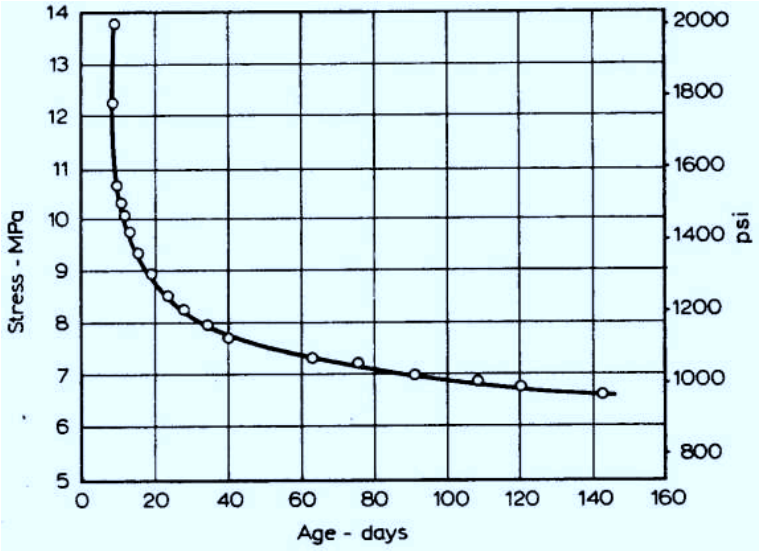


FIG. 2.12 – *Relaxation de la contrainte de compression sous l'application d'une déformation constante de* 360 $\mu m/m$ *(Ross, 1958)*

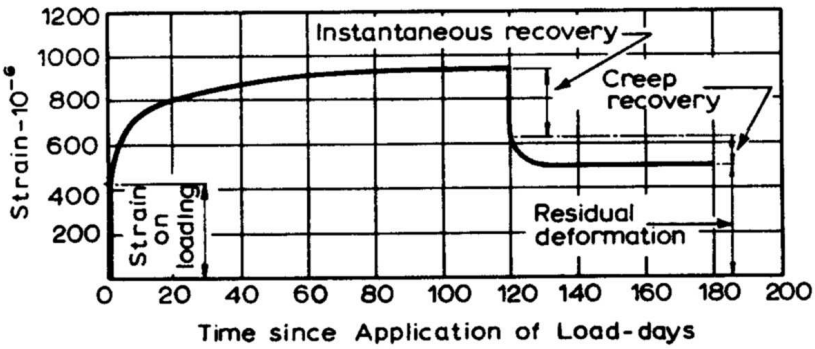


FIG. 2.13 – *Phénomène de recouvrance : une partie des déformations n'est pas réversible (Neville, 1996)*

2.5.2 Cinétique du fluage

L'interprétation du comportement visqueux d'un béton nécessite l'analyse de la cinétique des déformations de fluage et de la recouvrance. La cinétique d'un phénomène différé peut être associée à un phénomène physico-chimique à une échelle plus petite que celle où l'on en observe les effets (Ulm et Acker, 1997).

Comme on peut le voir sur les figures 2.11 et 2.12, deux régimes cinétiques distincts sont observés : une cinétique de courte durée (quelques jours après le chargement) et une cinétique à long terme, caractérisée par un fort vieillissement, apparemment non-asymptotique. On peut ainsi parler de fluage à court et à long terme. Le temps caractéristique du fluage à court terme est du même ordre de grandeur que celui de la recouvrance. Celui-ci semble influencé par l'hydratation du béton : il augmente au très jeune âge des bétons (Bissonnette, 1996 ; Gamble et Parrott, 1978). Par contre la cinétique à long terme ne dépend pas de l'âge du matériau. Ce vieillissement reste actif même après la fin de l'hydratation (Bažant et Prasannan, 1989). De plus, il semble indépendant de la formulation du béton (Ulm et Acker, 1997).

2.5.3 Paramètres influençant le fluage

Influence de la teneur en pâte

Dans les bétons, le fluage provient de la pâte de ciment, les granulats utilisés dans les bétons ordinaires ne présentant pas, ou que très peu, de fluage. Les granulats, comme pour le séchage, jouent un rôle de retenue. Le fluage d'un béton représente 10 à 15% du fluage de la pâte de ciment qui le constitue (Neville, 1996).

Il a été démontré (Neville, 1996), pour un même rapport eau/ciment, que le fluage en compression augmente lorsque la teneur en pâte augmente (figure 2.14). Neville propose la relation suivante où ε_f représente le fluage du béton, ε_f^p le fluage de la pâte qui le constitue, g la fraction volumique de granulats, et u la fraction volumique de ciment non hydraté.

$$\log \frac{\varepsilon_f^p}{\varepsilon_f} = \alpha \log \frac{1}{1-g-u} \qquad \text{avec} \qquad \alpha = \frac{3(1-\nu)}{1+\nu+2(1-2\nu_g)\frac{E}{E_g}} \tag{2.9}$$

ν_g et ν sont respectivement les coefficients de Poisson du granulat et du béton et E_g et E leurs modules élastiques.

Ne perdons pas de vue que la variation de la fraction volumique en granulats d'un béton ordinaire varie peu. Lorsqu'elle passe de 65% à 75%, le fluage décroît seulement de 10% (Neville, 1996). Par contre cette propriété peut être importante pour des bétons spéciaux tels que les bétons projetés ou les bétons auto-nivelants ou auto-plaçants qui sont caractérisés par une plus faible teneur en granulats. Ils présenteront donc un fluage et un retrait en principe plus importants.

L'expression ci-dessus montre aussi l'influence du module d'élasticité des granulats (lorsque E_g augmente α augmente). Plus le granulat est rigide, plus sa capacité à limiter le fluage est importante.

Influence de la résistance et de la contrainte appliquée

De nombreux résultats compilés par Neville (1996) montrent qu'il y a proportionnalité entre le niveau de contrainte (rapport de la contrainte et la résistance) et le fluage. Cette proportionnalité existe jusqu'à une valeur limite du niveau de contrainte (0,3 à 0,6 pour les bétons, 0,8 à 0,9 pour les mortiers) qui correspond à la formation d'une micro-fissuration importante au sein du béton, particulièrement à l'interface pâte-granulats. Au-dessus de cette limite, le comportement du fluage est fortement modifié, et pour un niveau de contrainte entre 0,6 et 0,9, le

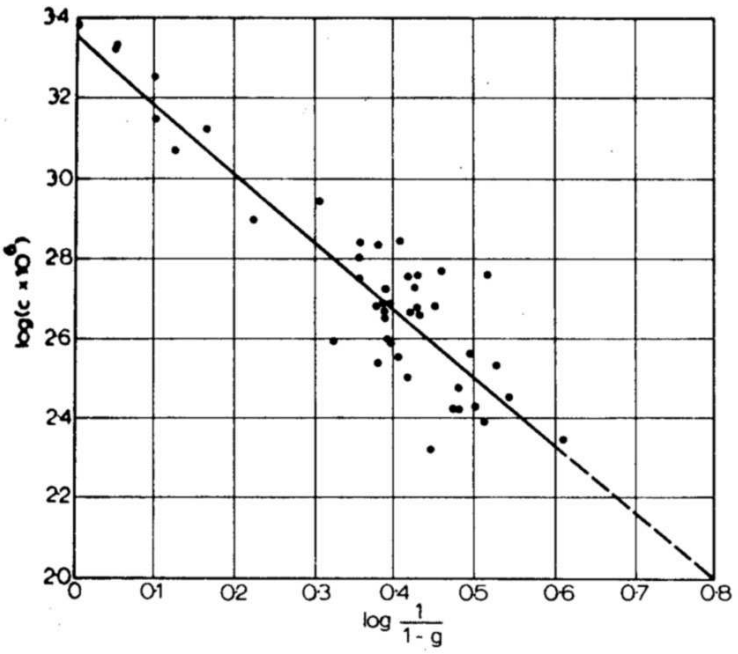


FIG. 2.14 – *Fluage à* 28 *jours en fonction de la teneur en granulats pour un béton chargé à* 14 *jours dans l'air (H.R.* = 95%*) pour une contrainte représentant 50% de la résistance ultime en compression (Neville, 1996)*

développement simultané du fluage et de la micro-fissuration peut mener à la rupture différée du matériau. Selon Neville, cette rupture pour une contrainte inférieure à la résistance, implique l'existence d'une déformation limite de rupture.

Ainsi pour un niveau de contrainte donné, la déformation de fluage est la même quels que soient le rapport e/l et la résistance du béton. On peut aussi dire que pour une résistance donnée, le fluage est proportionnel à la contrainte appliquée et que pour une charge appliquée donnée le fluage est inversement proportionnel à la résistance du matériau (tableau 2.1). Le *fluage spécifique* est défini par le rapport entre la déformation de fluage et le contrainte appliquée.

La résistance peut être rattachée à l'âge ou plutôt à la maturité du béton. Le comportement en fluage est ainsi sensible à la maturité. On observe deux types de vieillissement (figure 2.15) : plus un béton est soumis tardivement à un chargement, moins sa déformation différée de fluage est importante. On parle alors, d'un vieillissement en amplitude. À maturité fixée au moment du chargement, les courbes de fluage propre présentent une évolution très rapide au jeune âge, puis ralentie à long terme. On parle ainsi, d'un vieillissement en cinétique.

Influence des propriétés du ciment

L'influence du ciment est très difficile à quantifier. En effet, jouer sur les propriétés telles que la finesse du liant, ou les ajouts minéraux implique la modification de la montée en résistance du béton. Or on a dit précédemment que la résistance (ou plutôt le niveau de contrainte) est un paramètre influençant fortement le fluage. Il est donc difficile de séparer l'effet de la modification de la résistance, de celui du ciment.

Pour des ciments extrêmement fins ayant une surface spécifique de 740 kg/m^2, on observe un fluage à court terme plus important mais un fluage plus faible après un ou deux ans de chargement (Beneet et Loat, 1970). Cela est dû à la montée en résistance rapide, provoquant une baisse du niveau de contrainte réel (à chaque instant).

TAB. 2.1 – *Proportionnalité du fluage et du niveau de contrainte pour des bétons de différentes résistances chargés à 7 jours. Les essais sont effectués avec une contrainte σ correspondant à 33% de la résistance en compression. (Neville, 1996)*

Résistance (f_c) (MPa)	Fluage spécifique ultime ($\mu m/m/MPa$)	Fluage ultime ($\mu m/m$)
14	203	933
28	116	1067
41	80	1100
55	58	1067

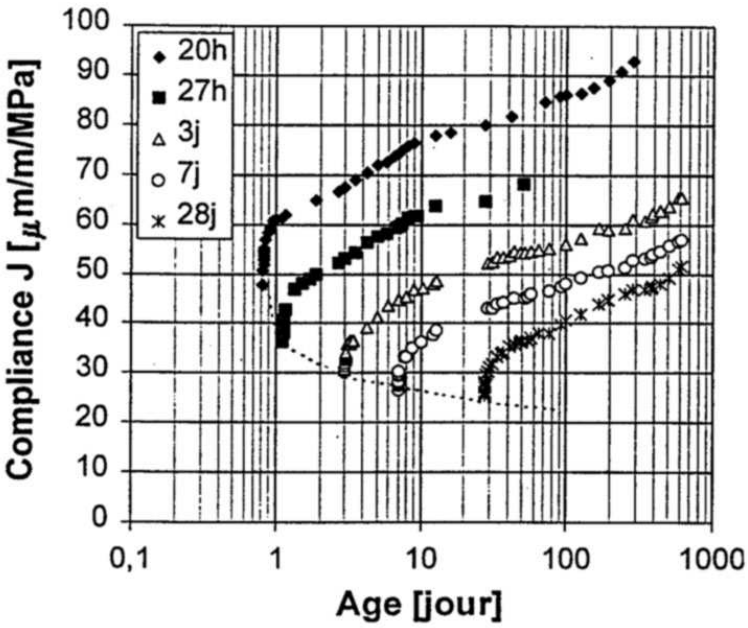


FIG. 2.15 – *Influence de l'âge au moment du chargement sur la cinétique du fluage (Ulm et Acker, 1997)*

Il ressort toutefois que la modification de la microstructure par des ajouts minéraux, par exemple, peut influencer le fluage. La modification de la microstructure influence la perméabilité et la diffusivité de la pâte de ciment hydraté. Ces dernières caractéristiques peuvent influencer le fluage de séchage, en modifiant les échanges hydriques.

Des ajouts tels que de la fumée de silice, des cendres volantes ou du laitier de haut fourneau provoquent une hydratation plus longue. L'hydratation de ces ajouts diminue la quantité d'eau disponible à l'extérieur du gel de CSH, et réduit le fluage de séchage (Bissonnette et Pigeon, 1995). Une hydratation plus longue diminue aussi le taux de fluage à long terme (Neville, 1996).

Influence de l'humidité

Le fluage des matériaux cimentaires est extrêmement sensible à l'humidité relative du milieu ambiant. Généralement, on observe que plus l'humidité relative est faible, plus le fluage est important (figure 2.16). Évidemment, on constate simultanément un séchage des échantillons très différent durant ces divers types de chargement. La vitesse de fluage varie de façon importante à court terme, mais à plus longue échéance, elle devient similaire pour les différents degrés d'humidité relative. Ainsi, comme nous l'avons déjà mentionné, le séchage augmente le fluage (Pickett, 1942), la part complémentaire étant appelée fluage de séchage ou effet Pickett.

En fait, c'est le différentiel d'humidité entre le milieu interne et le milieu externe qui gouverne le fluage de séchage. En effet, Parrott (1970) a montré que pour une même humidité relative du milieu ambiant, le fluage dépend de la teneur initiale en eau évaporable. Glucklich et Ishai (1962) ont mis en évidence qu'un béton complètement sec (dont on a enlevé toute l'eau évaporable) ne flue pas. Ils en concluent que le fluage n'est pas une propriété intrinsèque de la pâte de ciment.

Les observations précédentes remettent en cause le principe d'additivité du fluage propre et du fluage de séchage. La portion de la déformation attribuable au séchage ne peut, en effet, être déduite directement en soustrayant de la déformation totale le fluage propre, puisque, avec la progression du séchage, le niveau d'humidité interne décroît et affecte implicitement l'intensité du fluage propre. Cependant pour des considérations pratiques, cet aspect est généralement négligé.

Il est possible que le retrait puisse affecter l'intensité du fluage pendant la progression du séchage. D'après Neville (1996), cela ne signifie pas que le retrait en soi influence le fluage, mais que les deux phénomènes découlent probablement d'un mécanisme commun associé à la structure poreuse de la pâte de ciment hydratée. On observe, en effet, que de nombreux paramètres influencent de la même façon le retrait et le fluage.

Les résultats Gamble et Parrott (1978) indiquent une proportionnalité directe entre le fluage de séchage ε_{fs} et le retrait de séchage ε_{rs}, quel que soit l'âge au chargement ou le séchage préalable. Ils ajoutent même que le fluage de séchage est approximativement proportionnel à la contrainte σ appliquée :

$$\varepsilon_{fs} = k\,\sigma\,\varepsilon_{rs} \tag{2.10}$$

Bien qu'un béton déshydraté ne flue pas, on a observé expérimentalement qu'il recouvre un certain potentiel de fluage s'il est réhumidifié (Hansen, 1960). Par contre, un béton chargé et exposé au séchage, puis réhumidifié montre un gain de fluage (Gamble et Parrott, 1978) (figure 2.17). En fait, des essais en laboratoire (Hansen, 1960) ont montré que si l'éprouvette était de nouveau exposée au séchage, la réponse du fluage était plus faible. Des cycles de séchage et de réhumidification (comme dans des conditions réelles d'exposition) ne provoquent pas un fluage sensiblement plus important.

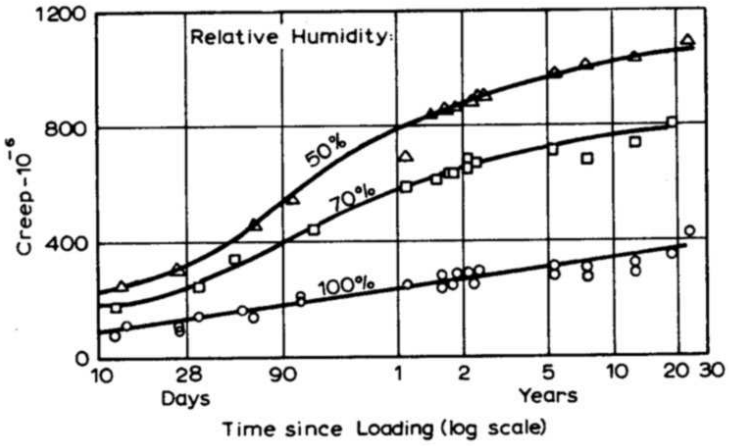


FIG. 2.16 – *Fluage d'un béton exposé à différents degrés d'humidité (cure de 28 jours à 100% d'H.R.) (Troxell et coll., 1958)*

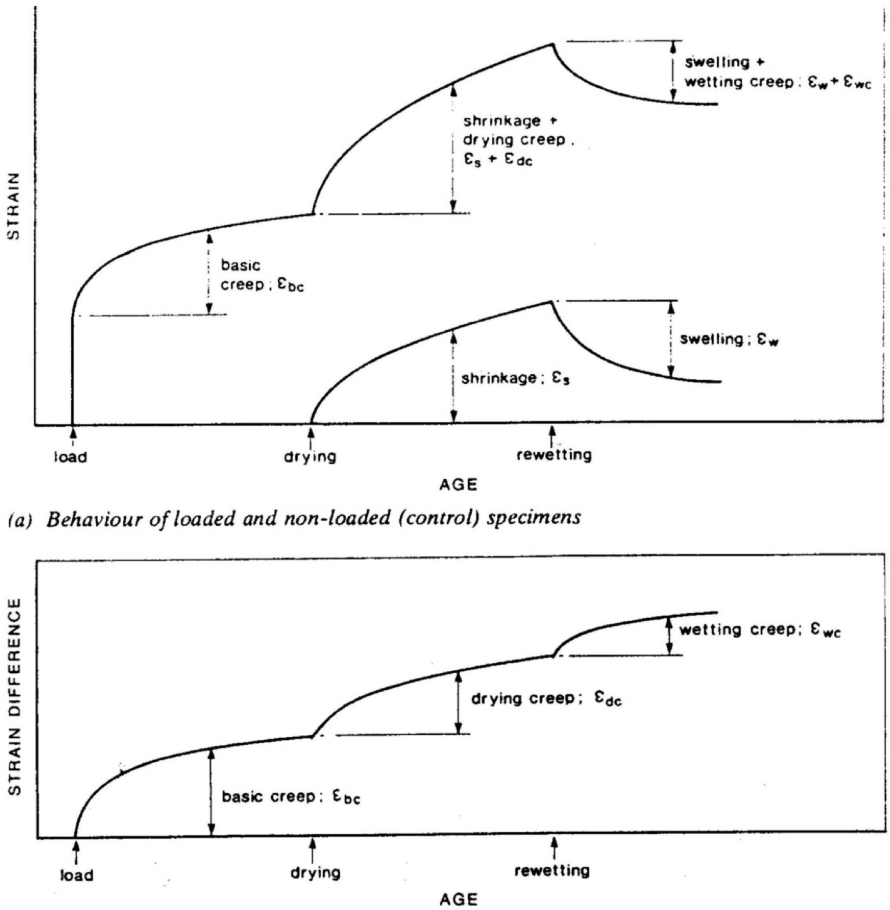


FIG. 2.17 – *Représentation schématique du fluage de spécimens séchés et réhumidifiés (Hansen, 1960)*

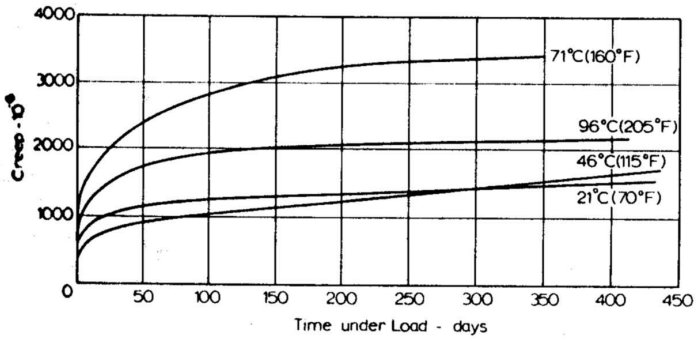


FIG. 2.18 – *Influence de la température d'exposition. (Neville, 1996)*

Influence de la température

La température est un autre facteur environnemental qui conditionne le fluage. Pour des bétons de masse, c'est la température interne qui est importante. Inversement pour des éléments minces, la température extérieure aura une influence importante (figure 2.18). Même à basses températures, le béton est sujet au fluage. Johansen et Best (1962) ont observé une recrudescence du fluage, pour des températures voisines du point de congélation, par rapport à 20°C. Pour des essais effectués à des températures allant de −10°C à −25°C, la déformation de fluage est à peine plus faible que le fluage de référence (à 20°C).

2.5.4 Fluage en traction

Il existe peu d'études sur le fluage en traction. Cela s'explique par le fait que, dans la conception d'ouvrages, les faibles propriétés en traction du béton sont généralement négligées. Mais dans le cadre de la prévention de la fissuration, le fluage en traction peut jouer un rôle significatif (Brooks et Neville, 1977).

Un grand nombre de paramètres influe de la même façon pour le fluage en compression et le fluage en traction. Nous ne verrons ici que les différences entre les deux.

Comportement en traction et en compression

Fluage propre : les résultats obtenus sont plutôt contradictoires. Davis et coll. (1937) ont observé que, initialement, le fluage propre est plus important en traction, mais similaire à long terme au fluage en compression. Brooks et Neville (1977) ont mesuré un taux de fluage similaire à court terme en compression et en traction, mais à long terme le taux de fluage en compression diminue alors que celui en traction semble ne pas diminuer. Les essais effectués par Bissonnette (1996) montrent toutefois un comportement quasi-asymptotique du fluage en traction.

Fluage total : le fluage est initialement plus important en traction, mais est similaire à long terme en traction et en compression (Davis et coll., 1937 ; Brooks et Neville, 1977).

Influence de l'humidité

L'humidité semble jouer un rôle très important pour le fluage en traction. Brooks et Neville (1977) rapportent une amplitude multipliée par 2 ou 3. Les résultats sont plus contradictoires pour les essais effectués dans l'eau. Il est toutefois difficile, en raison des faibles amplitudes observées, de faire la différence entre les déformations de fluage et le gonflement causé par l'absorption d'eau.

Influence du volume de pâte

Certains résultats sont contradictoires. En effet, Domone (1974) a observé un comportement en traction similaire à celui en compression. Par contre, El-Baroudy (1940), ainsi que Ward et Cook (1969) ont constaté un accroissement du fluage en traction avec une diminution du volume de pâte. Ces dernières observations sont confirmées par les essais de Bissonnette (1996).

2.5.5 Les mécanismes du fluage

De nombreux chercheurs ont proposé de multiples théories à propos des mécanismes fondamentaux régissant le fluage. Aujourd'hui, aucune théorie globale ne peut cependant expliquer dans quelle mesure ces différents mécanismes opèrent de façon simultanée ou séquentielle et quelle est leur importance relative[16].

Nous aborderons les différentes théories en les confrontant à la nature du matériau, et aux constatations expérimentales faites ci-dessus. Nous utiliserons l'approche de Guénot-Delahaie (1996) quant à la séparation des mécanismes en mécanismes directs, à l'échelle de la microstructure, et mécanismes indirects, à l'échelle des discontinuités du composite. Wittmann (1982) utilise quant à lui, les termes de mécanismes réels et apparents.

Mécanismes directs

Les mécanismes directs prennent leur source dans la pâte de ciment (Glucklich et Ishai, 1962). Ils sont à l'origine de la majeure partie du fluage du béton. Comme nous l'avons mentionné précédemment, les courbes de fluage présentent deux cinétiques : l'une à court terme, l'autre à long terme. Nous séparerons donc notre revue des mécanismes en ces deux catégories.

À court terme : la similitude entre la cinétique de fluage à court terme et celle de la recouvrance, indique le caractère réversible du mécanisme sous-jacent. De plus ces deux comportements sont fortement influencés par l'humidité relative du milieu ambiant et l'hydratation de la pâte de ciment. Un mécanisme de diffusion d'eau, induit par l'application d'une contrainte[17], est cohérent avec ces observations.

Le mécanisme diffusif est initié au niveau de zones d'adsorption gênée. Sous chargement macroscopique, les contraintes à l'échelle microscopique sont transmises aux particules de CSH. Ces forces microscopiques induisent localement un déséquilibre dans les zones d'adsorption gênée (Bažant et Chern, 1985) . Afin de restituer l'équilibre, l'eau doit alors migrer par diffusion (figure 2.19) dans les couches d'eau adsorbée vers les zones libres, à savoir les espaces capillaires (Parrott, 1970). Ceci entraîne une contraction que l'on assimile au fluage (Guénot-Delahaie, 1996 ; Bažant et coll., 1997 ; Ulm et Acker, 1997). L'effet inverse explique la relaxation : lors du relâchement de la contrainte, les sites d'adsorption gênée sont « libérés » et l'eau retourne partiellement à son état initial.

Ce mécanisme semble cohérent avec l'échelle de temps du fluage à court terme. En effet, le temps caractéristique τ de cette microdiffusion peut être estimé par l'équation ci-dessous où l_d est la longueur caractéristique de la microdiffusion, qu'on peut assimiler à la demi-distance entre deux gros capillaires ($l_d = 25$ à $40\ \mu m$), et D une constante de diffusivité dans les couches d'eau en adsorption libre ($D = 10^{-15}\ m^2/s$) (Ulm et Acker, 1997).

$$\tau \simeq \frac{{l_d}^2}{D} \simeq 7 \text{ à } 20\ jours \tag{2.11}$$

16. La nature est remplie d'une infinité de raisons dont l'expérience n'a jamais vu la trace (Léonard de Vinci, 1452-1519).

17. pour le retrait, le moteur de la diffusion est le différentiel d'humidité

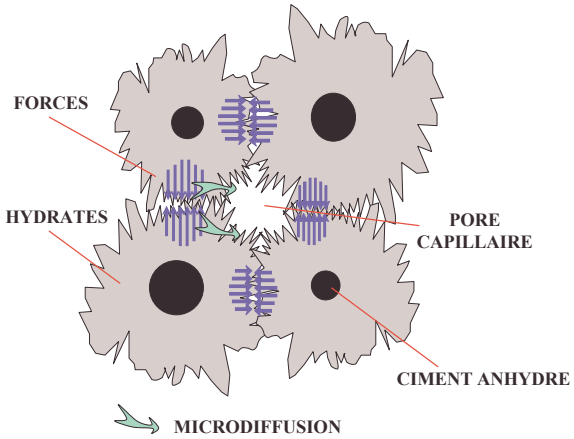


FIG. 2.19 – *Mécanisme du fluage à court terme. Microdiffusion dans l'espace capillaire sous l'application d'un chargement mécanique (Ulm et Acker, 1997)*

L'effet de l'humidité relative peut être aisément expliqué par cette théorie. L'exposition à un différentiel d'humidité est une perturbation supplémentaire de l'équilibre thermodynamique des différentes phases. Cette perturbation modifie donc le phénomène diffusif et par conséquent le fluage. De la même façon, la recrudescence du fluage pour des températures proche de 0°C peut être expliqué par la concomitance du mécanisme de microdiffusion dû au chargement mécanique et des mécanismes de transports de l'eau induits par le gel de l'eau dans les pores[18].

L'aspect vieillissant du fluage (ou effet de l'hydratation) est expliqué par Bažant et Prasannan (1989). Lors de l'hydratation, la fraction volumique de gel se développe par dépôt graduel de nouveaux produits d'hydratation sur les parois de pores capillaires. Lors du chargement, seul le gel formé à cet instant participe à la reprise des contraintes et à la transmission jusqu'aux zones d'adsorption gênée (figure 2.20). L'augmentation du volume d'hydrate a pour conséquence la réduction des forces microscopiques et la perturbation de l'équilibre thermodynamique. L'amplitude du fluage est donc diminuée. La formation de nouvelles couches d'hydrate modifie aussi la viscosité, et ainsi la cinétique du fluage.

À long terme : le mécanisme à l'origine du fluage à long terme semble plutôt associé à un phénomène dans les nanopores. En effet, la structure des pores d'hydrates est commune aux différents types de bétons (propriété intrinsèque des hydrates), et indépendante de leur formulation. Ceci permet d'expliquer la similitude du fluage à long terme de différentes compositions de béton.

Le mécanisme retenu est celui d'un cisaillement visqueux des particules d'hydrates. Hansen (1960) situe cet écoulement aux points de contact entre les particules de gel (notamment dans les zones d'adsorption gênée). Ruetz (1968) explique ce cisaillement par le mouvement relatif des feuillets de CSH lubrifiés par l'eau des espaces interfoliaires (ces espaces font partie des zones d'adsorption gênée). Wittmann (1982) compare ce cisaillement au mécanisme de propagation de dislocations dans les métaux polycristallins. En effet les liaisons instables et désordonnées entre les particules de CSH, ont tendance localement à se rompre et se reformer après déplacement, afin de diminuer l'énergie interne.

Récemment, Bažant et coll. (1997) ont proposé un mécanisme reprenant les suggestions précédentes. Dans les zones de glissement des feuillets de CSH, les surfaces doivent être liées soit par attraction mutuelle, soit par des liaisons atomiques, afin d'équilibrer les pressions de disjonction. Lorsque l'une de ces liaisons est soumise à une contrainte trop forte, elle est susceptible de se rompre et de se reformer dans une zone de moindre contrainte, entraînant ainsi le glissement

18. pour plus de détails au sujet des mécanismes induits par le gel voir (Zuber, 2003).

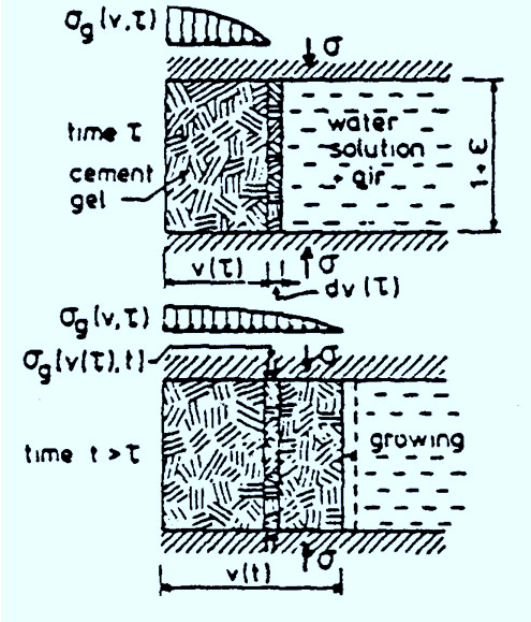


FIG. 2.20 – *Aspect vieillissant du fluage dû à l'hydratation (Bažant et Prasannan, 1989). La formation de nouveaux hydrates permet de réduire les forces microscopiques dans les particules de CSH.*

du feuillet de CSH. La contrainte locale de cisaillement se relaxe, et étant redistribuée, ce sont d'autres sites qui seront le siège de ruptures potentielles, jusqu'à épuisement des sites activés. Cet épuisement conduit au vieillissement que l'on observe au niveau de la cinétique du fluage à long terme (figure 2.21).

Cette théorie permet d'expliquer l'influence du séchage sur les mécanismes du fluage. Comme précédemment, le séchage implique une perturbation supplémentaire (Brooks et Neville, 1977) facilitant le mouvement des dislocations

Bažant et Prasannan (1989) ont proposé que le vieillissement du fluage à long terme serait associé à la polymérisation spontanée, en particulier sous charge, des silicates des CSH. De nouvelles liaisons se formeraient, même après la fin de l'hydratation, créant un état plus stable des CSH. Les sites de fluage disponibles diminueraient, d'où le vieillissement cinétique observé à long terme.

L'absence de recouvrance totale (irréversibilité partielle de fluage) peut être expliquée par des changements microstructuraux irréversibles. Le mécanisme de dislocation tend vers un niveau d'énergie plus faible. Le relâchement de la contrainte ne ramène pas forcement au niveau initial, où l'instabilité originale des CSH ne constituait pas un minimum énergétique. De plus, à la suite du chargement, les particules de CSH sont susceptibles de se rapprocher et de former de nouvelles liaisons qui peuvent subsister au déchargement. Sicard et coll. (1996) proposent même, que dans les zones d'adsorption gênée, les hydrates pourraient se dissoudre sous pression, et migrer vers des zones de porosité suffisante et reprécipiter.

Tous ces mécanismes, résumés dans la figure 2.22, ne sont que des suppositions appuyées par les cinétiques de fluage et les observations macroscopiques. L'échelle à laquelle se déroulent ces mécanismes physiques n'était jusqu'à maintenant pas accessible par les techniques d'observation ou de mesure. Récemment, Acker (2001) a effectué des tests de nanoindentation sur les différentes phases du béton (granulats, clinker résiduel non-hydraté, CSH et CH). Ses résultats indiquent que les seuls les CSH ont un comportement visqueux. Selon Acker (2001), ce comportement plastique suffit à expliquer le fluage et les retraits du béton. Le retrait d'auto-dessiccation ou de dessiccation serait la réponse mécanique des hydrates à la pression capillaire crée, soit par

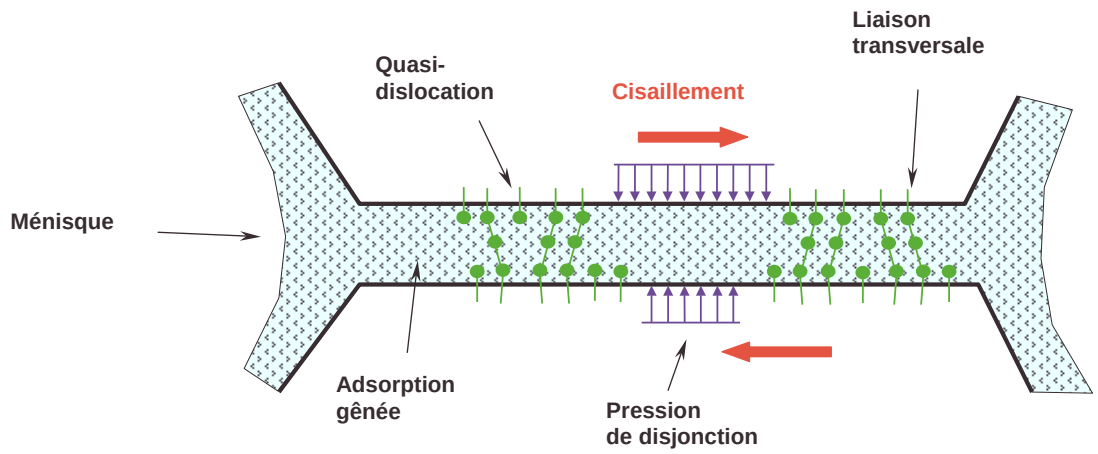


FIG. 2.21 – *Mécanisme de cisaillement des feuillets de CSH (Bažant et coll., 1997)*

l'hydratation, soit par le séchage. Le comportement viscoélastique du béton s'expliquerait à partir du caractère viscoplastique des CSH par une redistribution des contraintes entre la pâte de ciment et les granulats. Lors du relâchement de la contrainte, les granulats élastiques restitueraient l'énergie élastique accumulée et on observerait alors le phénomène de recouvrance (*cf.* mécanismes indirects). Le vieillissement du fluage (effet de l'âge au chargement) apparaîtrait alors comme la consommation du potentiel de fluage par les pressions capillaires dues à l'auto-dessiccation. Pour terminer, le fort couplage entre le fluage et les retrait expliquerait l'effet Pickett (fluage de séchage). Ces derniers résultats ne sont pas totalement contradictoires avec les suppositions précédentes mais permettent d'éclaircir les mécanismes microscopiques à l'origine des retraits et du fluage.

Mécanismes indirects

Certains paramètres indépendants de la pâte peuvent modifier le fluage d'un béton. De plus certaines observations expérimentales ne peuvent pas être expliquées entièrement par les théories exposées ci-dessus : l'augmentation du fluage lors du séchage, la limite de proportionnalité du fluage et du niveau de contrainte. Nous verrons ici, les mécanismes liés aux granulats et à la fissuration.

Les granulats eux-mêmes ne fluent pas (du moins à l'échelle de temps et aux contraintes qui sont les nôtres). Leur participation au fluage n'est qu'indirecte. Ils ne modifient pas la cinétique du fluage, mais interviennent sur l'amplitude. Plus la teneur en granulats est importante, plus la teneur en pâte est réduite : la déformation rapportée au volume total est ainsi réduite. De plus les granulats entravent les déformations de fluage de la pâte de ciment. Lorsque la matrice flue, la charge est progressivement transférée de la pâte vers les granulats. Les granulats accumulent lors du fluage une certaine énergie, la pâte flue donc moins. En cas de suppression de la charge, la pâte relaxe partiellement et les granulats redistribuent l'énergie accumulée vers la matrice. La déformation de la pâte lors du fluage n'étant pas totalement relaxée, les contraintes dans les granulats ne disparaîtront pas complètement. Il subsistera un champ contraintes résiduelles.

La fissuration est induite au niveau des interfaces inclusions/matrice (granulat/pâte ; grain anhydre/gel de CSH). La fissuration permet d'expliquer la forte augmentation du fluage lors du séchage. D'autres auteurs la donnent comme un mécanisme du fluage propre.

Rossi et Acker (1988) proposent une nouvelle hypothèse reposant sur la formation de microfissures distribuées dans tout le matériau, lors du chargement. Ces fissures provoquent un sé-

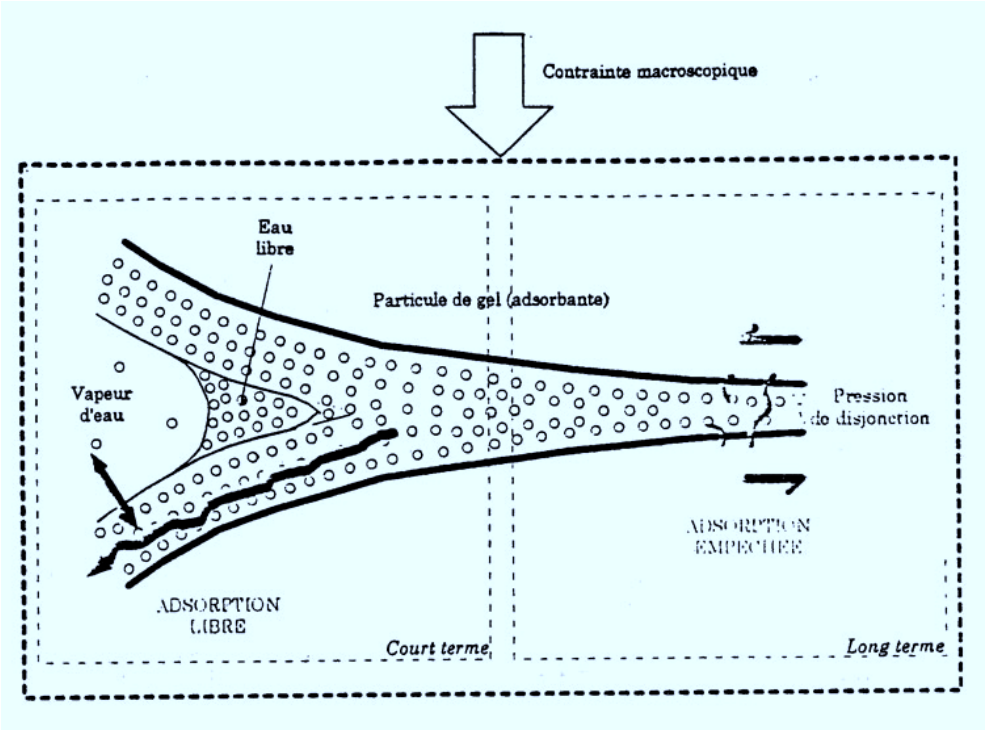


FIG. 2.22 – *Processus à l'échelle microscopique à l'origine du comportement macroscopique sous charge (Guénot-Delahaie, 1996)*

chage interne. Le mouvement de vapeur depuis les micropores vers les fissures, crée des tensions capillaires analogues à celles du retrait endogène. Ces tensions capillaires vont provoquer les déformations de fluage et la redistribution des contraintes qui peut amener à de nouvelles fissures, entretenant ainsi le mécanisme. Cette hypothèse est confirmée par des mesures d'émissions acoustiques (Rossi et coll., 1994). Il est cependant impossible de déterminer si la fissuration est la cause ou la conséquence du fluage.

Beaucoup d'auteurs ont essayé d'expliquer l'effet Pickett par la non-linéarité de la relation contrainte-déformation (Pickett, 1942), l'apparition de fissures (Thelandersson et coll., 1988 ; Rossi et Acker, 1988) ou par l'adoucissement de la loi contraintes-déformations (endommagement dû à la microfissuration) (Li et Qian, 1992 ; Bažant et Chern, 1985). Leurs théories reposent sur le caractère non homogène du séchage, pouvant provoquer une fissuration de surface. Le séchage obtenu est plus faible que le séchage sans fissuration (figure 2.8). Lors de l'application d'une charge de compression, les contraintes de traction en peau de l'éprouvette sont soulagées, la fissuration est moins importante, voir inexistante. Le retrait de séchage de l'éprouvette comprimée est donc plus important que celui de l'éprouvette témoin. Cette différence est considérée comme un fluage augmenté lorsque l'on effectue l'analyse de l'essai (*cf.* figure 2.11). L'approche par des lois d'endommagement permet d'expliquer l'effet Pickett autant en compression qu'en traction.

Toutefois cette fissuration ne peut expliquer qu'une part de l'effet Pickett (Thelandersson et coll., 1988 ; Buil, 1990). Bažant et Xi (1994) ont mis au point un essai permettant de séparer les effets de la fissuration, de ce qu'ils appellent le séchage induit par la contrainte (« stress-induced-shrinkage ») qui correspond à la microdiffusion dans les zones d'adsorption gênée. Leurs conclusions sont les mêmes. Une approche similaire est faite par Kovler (1995).

En fait, seule une combinaison de toutes ces théories permet de correspondre au mieux aux constatations macroscopiques expérimentales.

2.6 Qualité de l'interface béton vieux - béton neuf

Une structure en béton est constituée de différents matériaux : la pâte de ciment (elle-même hétérogène à l'échelle de la microstructure), les granulats, les aciers d'armatures. Le bon fonctionnement mécanique de la structure est assuré par la transmission des déformations d'un matériau à un autre par adhérence. Ainsi le fonctionnement du béton armé est assuré par les propriétés du béton, de l'acier d'armature et de celles de l'interface acier - béton. L'interface pâte de ciment - granulat (auréole de transition) joue aussi un rôle important tant chimique (durabilité des bétons vis à vis des agressions chimiques) que mécanique (faiblesse mécanique de l'auréole de transition (Mindess, 1994)). Lors de contraintes de construction nécessitant des reprises de bétonnage, d'agrandissement, de réhabilitation ou de réparation, les propriétés des interfaces béton - béton deviennent importantes. Dans le cas d'une réparation, l'interface béton vieux - béton jeune est un critère de durabilité capital (Emmons et Vaysburd, 1994). Lors d'essais de chargement statique effectués sur des poutres en béton armé réparées en zone de traction ou de compression, la rupture en flexion est souvent associée à un délaminage (Emberson et Mays, 1996). Dans le cas des resurfaçages des chaussées en béton, le délaminage est identifié par les ingénieurs comme l'un des endommagements les plus répandus (Hutchinson, 1982 ; Betterton et coll., 1985).

Dans ces conditions, la nécessité de mieux comprendre les phénomènes agissant au niveau de l'interface paraît évidente.

2.6.1 Microstructure

Les propriétés et le fonctionnement mécanique de l'interface dépendent de sa structure. Bien qu'elle soit le plan de contact de deux bétons, ses caractéristiques structurales diffèrent de celles des deux bétons adjacents. Les caractéristiques de l'interface dépendent toutefois des propriétés du substrat, des propriétés du matériau de réparation, mais aussi de la préparation de surface. La température et l'humidité jouent aussi un rôle important. Des propriétés macroscopiques de la qualité, ou de l'adhérence de l'interface peuvent être affecter à une zone de transition entre le substrat et le matériau de réparation (figure 2.23). L'épaisseur de cette zone de transition est la somme des longueurs dans le substrat et dans le nouveau béton où des forces d'interaction modifient la nature du matériau original (Cardon et Hiel, 1986).

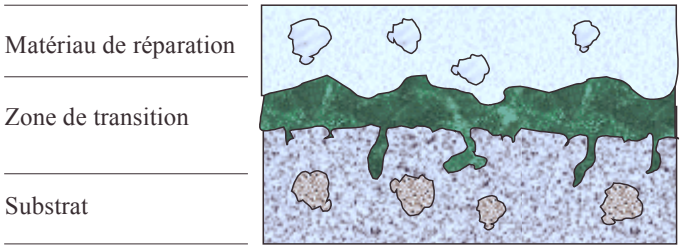


FIG. 2.23 – *Modèle d'interface dans un système matériau de réparation - substrat (Emmons et Vaysburd, 1994)*

Cette zone de transition peut être comparée à l'auréole de transition observée à l'interface pâte - granulat. Lacombe et coll. (1999) ont observé la présence d'ettringite et de plaquette hexagonale de portlandite à l'interface réparation - substrat pour un béton auto-nivelant et un béton ordinaire. Par contre, pour un béton projeté par voie sèche, la transition entre la réparation et le substrat n'a pas pu être distinguée.

Mécanismes d'adhérence

L'adhérence entre la réparation et le béton existant est le résultat du contact entre deux solides, l'un formé à partir d'un matériau fluide durcissant (béton de réparation) mis en place sur le second, un matériau à l'état solide (béton du substrat). Quand aucun agent de liaison n'est utilisé, le mécanisme d'adhérence peut être subdivisé en trois différents phénomènes (figure 2.24) : une interaction physique (ou adhérence pure), une interaction physique et chimique (cohésion) et un blocage mécanique (ou adhérence mécanique). L'ancrage mécanique de la réparation dépend donc de la rugosité et de la porosité du substrat.

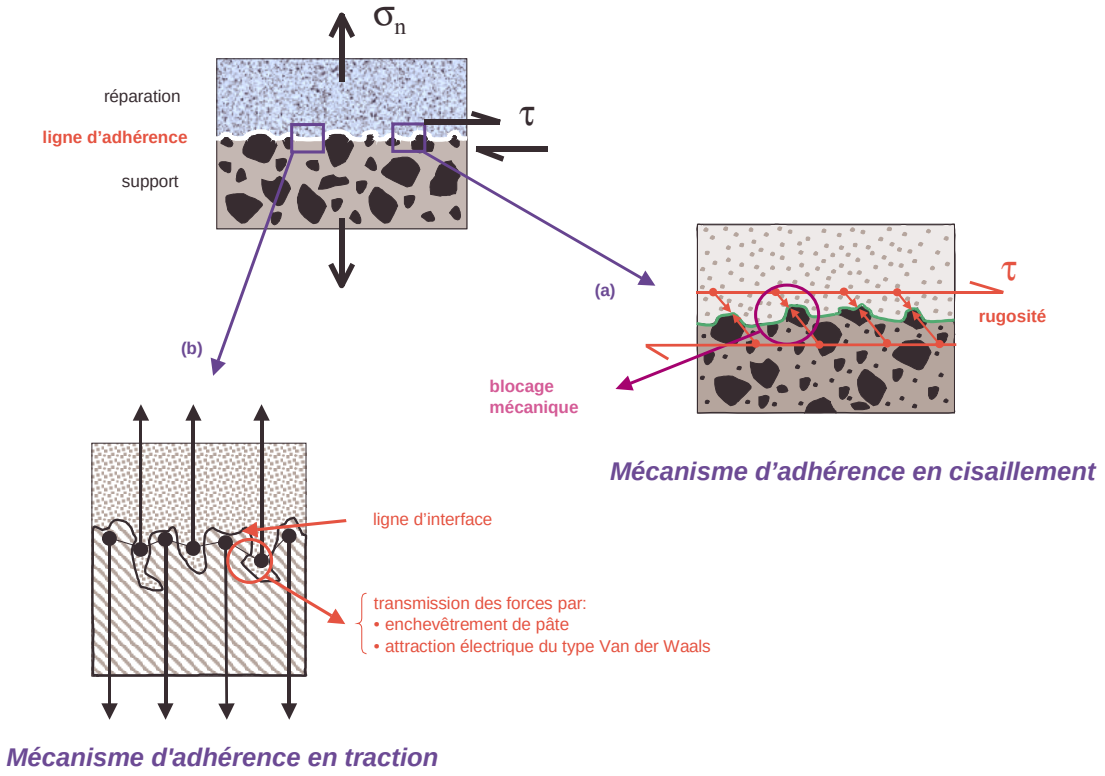


FIG. 2.24 – *Mécanismes d'adhérence (Emmons et Vaysburd, 1994)*

Mode de rupture

A partir d'examens visuels après rupture de l'interface, Saucier (1990) a mis en évidence trois types de ruptures. Un premier mode se caractérise par le décollement complet du béton neuf exactement à son interface avec l'ancien béton. Le deuxième mode de rupture se distingue par un plan de rupture situé seulement à quelques millimètres au-dessus du plan de collage. Ce plan de rupture suit de façon nette les surfaces des granulats venus se placer parallèlement au support. Le troisième mode de rupture correspond à l'absence de propagation préférentielle le long ou à proximité du plan de collage (figure 2.25).

Des essais de rupture par cisaillement (Saucier, 1990) font apparaître un effet de paroi lors du coulage de la réparation. Au niveau du plan de collage des deux matériaux, les granulats des deux phases ne sont pas enchevêtrés. Il existe un mince plan constitué uniquement de pâte de ciment. En fait, lors de la rupture en mode 2, le plan de rupture ne se propage pas dans cette couche de pâte, mais bien au contact de cette couche avec les premiers granulats (figure 2.25). Ces observations sont confirmées par Emmons et Vaysburd (1994). En effet l'interface pâte granulat constitue une zone faible. De plus, par la configuration d'une reprise de bétonnage, les granulats

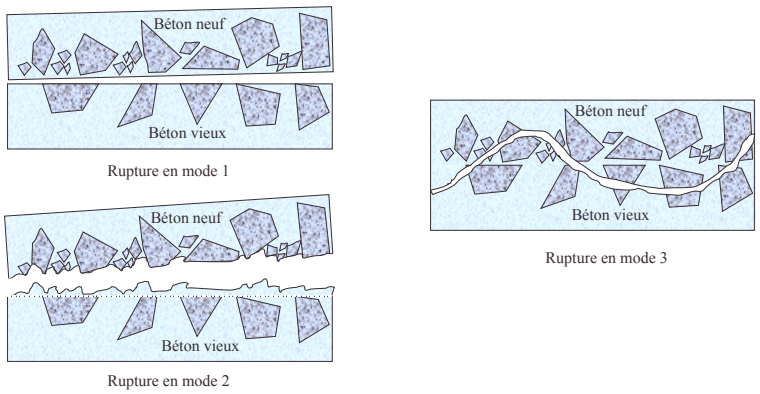


FIG. 2.25 – *Les trois modes de rupture observés durant des essais de cisaillement (Saucier, 1990)*

sont alignés selon un plan préférentiel situé à 1 ou 2 mm au-dessus de la surface du support. Ce phénomène est moins visible lorsque la rugosité du support est importante.

2.6.2 Propriétés mécaniques des interfaces

L'interface entre deux bétons qui ont des propriétés différentes constitue souvent une zone faible dans une structure. De nombreux auteurs (Emberson et Mays, 1996 ; Emmons et Vaysburd, 1994 ; Cabrera et Al-Hasan, 1997) rapportent des ruptures d'éléments par perte d'adhérence à l'interface. Il est donc nécessaire d'obtenir une interface de bonne qualité rapidement et de façon durable.

Développement de l'adhérence

Des essais en laboratoire (Silfwerbrand et Paulsson, 1998) sur l'adhérence entre vieux et nouveaux bétons ont montré que le développement de l'adhérence est rapide. Dès l'âge de 24 heures, la résistance à l'arrachement par traction directe obtenue dépasse 1 MPa. De façon relative, cette montée en résistance est même plus rapide que celle de la résistance en compression du béton de réparation utilisé (Silfwerbrand et Paulsson, 1998). À 28 jours, l'adhérence peut atteindre des valeurs allant de 60 à 90% de la résistance en traction du béton de réparation (Yuan et Marosszeḱy, 1994) (figure 2.27b).

Influence de la préparation de surface

Afin d'obtenir une bonne adhérence, tous les auteurs admettent généralement qu'il faut avoir une surface propre et non fissurée. L'opération d'enlèvement du béton détérioré est donc une étape importante. De nombreux résultats (Silfwerbrand et Paulsson, 1998 ; Talbot et coll., 1994) montrent que la technique la plus efficace et la moins dommageable du point de vue de la fissuration du support est l'hydrodémolition. L'utilisation d'un petit marteau pneumatique et d'un jet de sable est aussi une solution tout à fait correcte (figure 2.26).

Suite à l'opération de démolition, il est nécessaire d'enlever toutes les particules (sable, granulat, rouille...) de la surface à réparer. Afin d'éliminer les granulats déchaussés lors de la démolition mécanique, un jet de sable ou d'eau sous pression peut être utilisé.

Influence de la rugosité du support

La technique de préparation utilisée va déterminer la rugosité de la surface du substrat. Cette rugosité intervient directement dans les mécanismes d'adhérence cités précédemment. Toutefois,

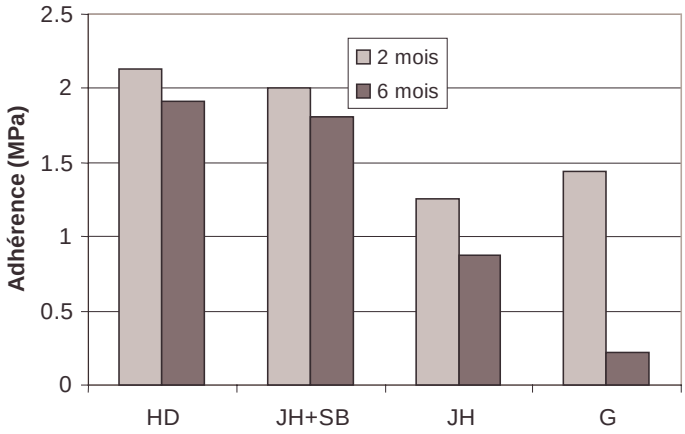


FIG. 2.26 – *Influence de la technique d'enlèvement du béton détérioré (Talbot et coll., 1994) HD : hydrodémolition JH+SB : marteau pneumatique et jet de sable JH : marteau pneumatique G : meulage*

d'après les travaux de Felt (1956), la rugosité de la surface n'influence pas l'adhérence d'une façon importante ni constante. Felt a obtenu de mauvaises adhérences avec des surfaces préparées au jet de sable. Inversement, Saucier (1990) obtient de bonnes adhérences avec des surfaces sciées. Cette bonne adhérence peut s'expliquer par l'ouverture de la porosité lors du sciage des échantillons, la porosité étant l'un des paramètres mis en jeu dans les mécanismes d'adhérence. Les essais de Yuan et Marosszeḱy (1994) pour un béton modifié styrène-acrylique montrent une influence de la rugosité du support. Les essais de Cleland et Long (1997) pour différents matériaux de réparation confirment cette tendance. Des essais similaires (Silfwerbrand, 1990) ont montré qu'il existe une valeur seuil de la rugosité au-delà de laquelle l'adhérence obtenue n'est pas de meilleure qualité. Cette valeur seuil serait proche de la valeur de la rugosité obtenue avec un jet de sable. Une rugosité plus élevée ou macrorugosité (par exemple obtenue avec un marteau pneumatique et un jet de sable) permet d'augmenter la surface de contact et ainsi d'obtenir de meilleurs résultats (Cleland et Long, 1997).

Influence de l'utilisation d'un agent de liaison

De nombreux auteurs ont étudié l'influence de l'utilisation d'agent de liaison. Felt (1956) et Saucier (1990) concluent tous deux que l'utilisation d'agent de liaison n'augmente pas spécialement la résistance de l'interface, mais diminue la variabilité des résultats obtenus. Des essais (Cleland et Long, 1997) montrent au contraire que l'utilisation d'agent de liaison permet d'augmenter significativement la résistance de l'interface. Silfwerbrand et Paulsson (1998) déconseillent l'utilisation d'agent de liaison, car cela mène à la création de deux interfaces et donc à deux zones de faiblesse. Wall et Shrive (1988) rapportent que l'épaisseur de la couche d'agent de liaison appliquée est un paramètre important pour la résistance de l'interface. Le séchage de l'agent de liaison peut être très préjudiciable (Saucier, 1990 ; Austin et coll., 1995). Pour une épaisseur trop importante, la rupture a lieu chaque fois dans cette couche. Face à ces résultats contradictoires, la conclusion de Saucier semble adaptée. Il faut prendre autant de soin lors de l'étude de la formulation et de l'utilisation d'un agent de liaison que lors du choix du matériau de réparation. En cas d'utilisation d'agent de liaison, toujours utiliser un rapport e/c inférieur à 0,40. En cas de doute s'abstenir.

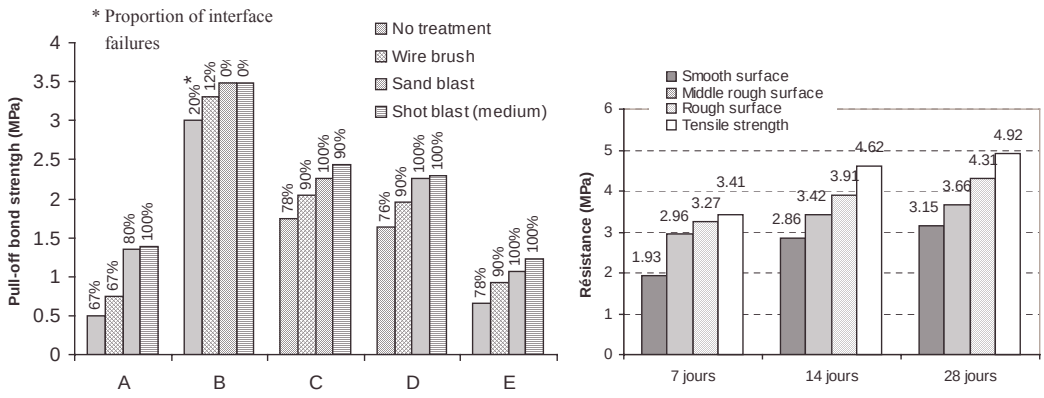


FIG. 2.27 – *Influence de la rugosité. a) Cleland et Long (1997) b) Yuan et Marosszeký (1994)*

Influence de l'état de saturation du support

L'état de saturation du support est un paramètre important de la durabilité de l'adhérence entre le matériau de réparation et le substrat (figure 2.28). Il est toutefois difficile de fixer de façon absolue un état de saturation donné pour obtenir une bonne et durable adhérence. De nombreux auteurs (Saucier, 1990 ; Austin et coll., 1995 ; Cleland et Long, 1997 ; Silfwerbrand et Paulsson, 1998) concluent tous qu'il faut un substrat ni trop sec, ni trop humide. Lorsque le substrat est trop sec, l'eau contenue dans le matériau de réparation est pompée vers le substrat avant que les composés solubles et réactifs du ciment n'aient réagit (Austin et coll., 1995), provoquant ainsi une zone hétérogène et poreuse à l'interface (Silfwerbrand et Paulsson, 1998). Si la surface est saturée, le rapport e/l à l'interface sera trop élevé et provoquera une réduction locale de la résistance du matériau de réparation (Silfwerbrand et Paulsson, 1998) et une faible pénétration des hydrates dans la porosité du substrat (Austin et coll., 1995). Des essais de gel - dégel (Saucier, 1990) montrent que la saturation du substrat ne permet pas une bonne durabilité de l'interface.

Influence de la présence de barres de renforcement

Lors de la réparation d'une poutre en béton armé, le béton peut être enlever selon trois niveaux d'épaisseur relativement à l'emplacement de l'acier d'armature (figure 2.29). Des essais en statique et fatigue (Silfwerbrand et Paulsson, 1998) indiquent que, dans le cas (a) les poutres réparées montrent une rupture par effort tranchant et défaut d'ancrage, dans le cas (b) une faible résistance à la rupture et une rupture brutale, alors que dans le cas (c), la rupture est identique à une poutre homogène. Les auteurs concluent donc qu'il faut éviter la coïncidence des plans d'interface et des barres de renforcement.

Influence de la composition du mélange

Des essais d'arrachement (Talbot et coll., 1994) montrent qu'il y a peu d'effet de la composition sur la résistance et la durabilité du joint. En effet, la variabilité des essais ne permet pas de faire ressortir des différences significatives entre les résultats obtenus par pull-off. Des essais de traction directe effectués sur éprouvettes bi-couche, malgré une moins grande variabilité, mènent à la même conclusion (figure 2.30) (Laurence, 2001).

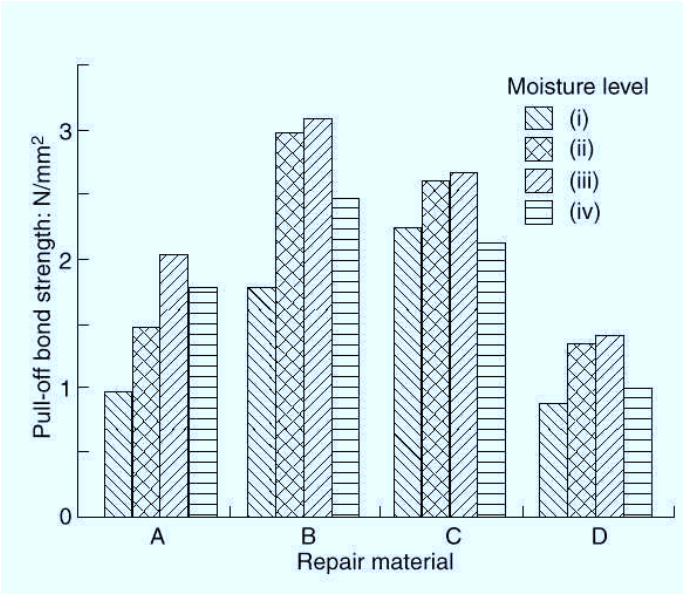


FIG. 2.28 – *Effet de l'état de saturation du substrat (Cleland et Long, 1997)*
(i) Séchage à l'étude 105°C pendant 48h et refroidissement à la température du laboratoire.
(ii) Séchage dans les conditions du laboratoire pendant 2 à 3 mois
(iii) Immersion dans l'eau pendant 48h et séchage pendant 4h dans les conditions du laboratoire
(iv) Immersion dans l'eau pendant 48h et surface essuyée

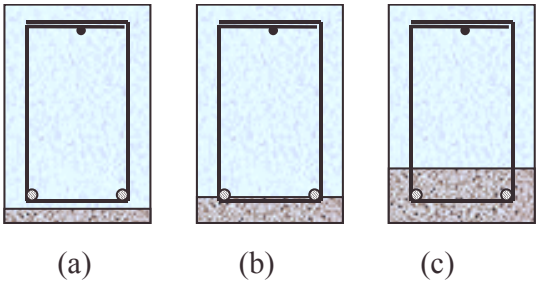


FIG. 2.29 – *Trois niveaux d'enlèvement du béton détérioré.*
(a) enlèvement superficiel, (b) enlèvement atteignant les barres de renforcement, (c)enlèvement dégageant complètement les barres d'armatures

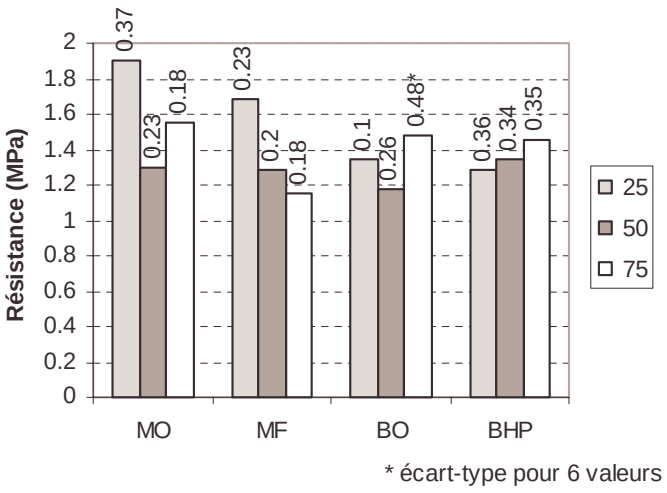


FIG. 2.30 – *Test de traction directe sur éprouvettes bi-couches constituées d'un substrat en béton ordinaire et d'un matériau de réparation (MO : mortier ordinaire, MF : mortier fibré, BO : béton ordinaire, BHP : béton à haute performance) selon trois épaisseurs de réparation (25mm, 50mm, 75mm) (Laurence, 2001)*

Durabilité de l'adhérence

Des études de la durabilité de l'adhérence (Saucier, 1990 ; Talbot et coll., 1994) indiquent qu'il n'y a pas d'adéquation entre la résistance mécanique d'une interface et sa durabilité. Ainsi, un joint avec une adhérence plus faible peut être aussi durable, voire davantage, qu'un autre caractérisé par une adhérence plus importante à court terme.

Saucier (1990) a exposé différents joints à plusieurs types de vieillissement. Il a montré que le séchage à l'air est certainement le vieillissement le plus néfaste pour la durabilité de l'adhérence. Au contraire des cycles de mouillage - séchage et de gel - dégel permettent une meilleure hydratation du joint et ainsi une meilleure durabilité. Il note toutefois que la combinaison de ces deux derniers types de vieillissement (mouillage-séchage puis gel - dégel) provoque une diminution de la durabilité. En effet les cycles de mouillage - séchage en permettant une meilleure hydratation provoque une différence de perméabilité de part et d'autre du joint et peut causer la formation de gradients hydrauliques suffisant pour l'endommager. Wall et Shrive (1988) montrent aussi la nocivité du séchage. Lors d'essais de cisaillement oblique, ils obtiennent des différences très significatives pour deux types de cures effectuées (27 jours de cure à l'eau ou 13 jours de cure à l'eau plus 14 jours de séchage).

Lors d'essais sur terrain (Silfwerbrand et Paulsson, 1998) sur une période de 10 ans, des tests d'adhérence effectués sur des réparations soumises à des conditions de gel - dégel et d'utilisation de sels de déverglaçage plus ou moins sévères indiquent une bonne durabilité de l'adhérence. Les auteurs concluent qu'il est possible d'obtenir de bonnes et durables adhérences lorsqu'un soin particulier a été observé lors des différentes étapes de réparation (enlèvement du béton détérioré, nettoyage et préparation de la surface, mise en place et cure).

Récapitulatif des mécanismes physiques principaux

L'étude bibliographique a montré la complexité du matériau béton. Les mécanismes principaux agissant dans le concept des réparations en béton ont été identifiés. En voici un résumé :

Structuration du béton : les réactions d'hydratation font tout d'abord passer le matériau d'un état liquide à un état solide (en quelques heures), et ensuite **évoluer les propriétés mécaniques et physiques** du matériau solide durant toute la durée de l'hydratation (plusieurs semaines). Ces réactions ont plusieurs conséquences :

- l'exothermie des réactions : celle-ci peut conduire à des élévations de température importante. Toutefois, dans le contexte des réparations minces, cette élévation peut être négligée.
- formation d'un milieu poreux « multi-échelles ». Les produits d'hydratation ont une taille caractéristique de l'ordre de quelques micromètres. La **porosité présente plusieurs échelles** : les pores capillaires (étalement de 10 à 10 000 nm), les pores de gel (de l'ordre du nanomètre) et les espaces interfoliaires des $C-S-H$ ($< 1\ nm$). Cette complexité aura des **conséquences importantes sur l'état thermodynamique** de l'eau (eau liée, eau adsorbée, eau libre) et sur **les mécanismes de retrait endogène et de séchage**.
- le **retrait endogène** : c'est la déformation observée au cours de l'hydratation en système fermé. Ce retrait entre dans le bilan des déformations pouvant conduire à la fissuration de la couche de réparation. Il a lieu **dès les premières heures** de l'hydratation et se poursuit pendant plusieurs semaines.

Bétons et granulats : un béton classique est constitué, en volume, de 20 à 25% de pâte de ciment, de 40% de gravillon et de 35 à 40% de sable. Ce mélange à deux conséquences principales : une microstructure modifiée autour des granulats (auréole de transition) présentant une **forte porosité** ; une **modification du comportement mécanique** du béton, passant d'un comportement quasi-élastique linéaire pour la pâte de ciment à fortement non-linéaire pour le béton.

Retrait de séchage : le départ de l'eau évaporable (adsorbée + libre) conduit à une mise en compression du squelette solide (la traction appliquée par l'eau sur la surface des pores doit être équilibré par un compression dans le squelette) et ainsi à une contraction du milieu total. Cette contraction est expliquée par plusieurs théories agissant à plusieurs échelles distinctes ou non : **dépression capillaire, tensions superficielles et adsorption restreinte**. Nous noterons que la mise en équations de ces phénomènes permet d'obtenir la variation de volume en **fonction de l'humidité relative du milieu extérieur**. Le retrait de séchage a été identifié par plusieurs auteurs comme étant l'**un des paramètres les plus préjudiciables** pour la durabilité des réparations.

Comportement mécanique : les bétons présentent un **comportement non-linéaire** en compression et en traction. Cette non-linéarité est essentiellement due à l'apparition de fissures qui dégradent la réponse du matériau.

Comportement viscoélastique : le béton présente un **comportement viscoélastique en compression** (généralement pris en compte par les ingénieurs) **et en traction** (totalement ignoré par les ingénieurs). On distingue généralement le comportement en conditions adiabatiques et sans échange d'humidité (fluage propre) et le comportement avec échange d'humidité : le supplément de fluage est alors appelé fluage de séchage. Nous retiendrons que la déformation de fluage est fortement **influencée par la teneur en pâte du béton** et qu'elle est **proportionnelle à la contrainte appliquée**. Les mécanismes expliquant le phénomène de fluage sont complexes et mal compris. Nous pouvons toutefois citer, à court terme, un **mécanisme de micro-diffusion sous contrainte** faisant circuler l'eau depuis les pores d'hydrates vers les pores capillaires (ou inversement selon la sollicitation : compression ou traction). À long terme, plusieurs auteurs proposent un **mécanisme de cisaillement-glissement des feuillets** de $C-S-H$. À ces mécanismes principaux s'ajoutent des mécanismes secondaires basés sur la présence des granulats et la fissuration. Ce comportement visco-élastique en traction peut être un **paramètre positif** pour les réparations en béton.

Interface béton vieux - béton jeune : comme pour l'interface pâte - granulats, l'interface entre la couche de réparation et le substrat est caractérisée par une microstructure et des propriétés mécaniques et physiques différentes de celles des deux matériaux constituant les deux couches. Nous retiendrons qu'une **bonne préparation de la surface permet d'obtenir des propriétés mécaniques et physiques correctes**. Toutefois, l'interface demeure un **lieu potentiel de faiblesse mécanique**.

Deuxième partie

Étude expérimentale du comportement des réparations structurales en béton

L'expérience ne se trompe jamais,
ce sont nos jugements qui se trompent.

Léonard de Vinci

Chapitre 3

Choix des systèmes de réparation

3.1 Objectifs recherchés

De nombreuses études ont été effectuées sur les matériaux de réparation. Dans la plupart des cas, seules les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux ont été étudiées (Mangat et Limbachiya, 1997 ; Decter et Keeley, 1997 ; Cabrera et Al-Hasan, 1997 ; Roberty et Shaw, 1997) et non pas le système de réparation en entier constitué par le matériau et les caractéristiques du support.

Le choix des matériaux utilisés dans notre étude a été fait dans cette optique « système de réparation ». Ce choix peut se décomposer selon trois points principaux : le matériau de réparation, la préparation des éléments à réparer et la technique d'application. Chacun de ces paramètres ayant une forte influence sur les autres, le choix d'un paramètre ne peut être effectué de façon indépendante.

Pour ce projet de recherche, les corps d'épreuve sont des poutres de taille réelle[1] réparées dans la partie tendue afin de représenter le cas le plus critique pour le développement de la fissuration : les déformations causées par les charges s'additionnent à celles causées par le retrait empêché. Cette configuration représente très bien les conditions d'utilisation auxquelles sont soumises les réparations d'ouvrages tels que les tabliers de ponts, les dalles de stationnement, etc.

3.1.1 Cahier des charges sur les matériaux

Nous avons vu au paragraphe 1.2 que le retrait de la couche de réparation est généralement la cause de la fissuration de cette réparation. Nous voulons donc des matériaux présentant un *spectre important d'amplitude de retrait* (de 400 $\mu m/m$ à 1000 $\mu m/m$).

Le comportement viscoélastique du béton peut être un paramètre positif (§ 1.2) notamment en permettant de relaxer les contraintes dans la couche de réparation et ainsi en retardant (voir en évitant) la fissuration. Ces matériaux montrent un *spectre important d'amplitude de fluage*.

Le béton de réparation doit permettre d'obtenir une réparation durable. Celui-ci doit donc être *résistant aux agressions chimiques* et *résistant au gel*.

Enfin, ces matériaux sont conçus pour l'utilisation dans le cadre de réparations minces (épaisseur 75 mm) ancrées. Il faut donc réduire la taille des gros granulats afin d'éviter les problèmes de mise en place. Ce dernier point ainsi que des considérations liées aux essais de caractérisation ont conduit au choix de granulats de 10 mm.

1. Nous nous affranchissons ainsi ainsi des effets d'échelles classiquement rencontrés lors du passage aux structures réelles (Bažant et Chen, 1997)

3.1.2 Cahier des charges sur la préparation des éléments à réparer

La préparation du support où va être mise en place la couche de réparation tient un rôle important dans la « tenue » de la réparation (Saucier, 1990 ; Emmons et Vaysburd, 1994). Nous avons donc fait le choix d'avoir des surfaces de bonne qualité. Les surfaces ont donc été préparées selon les instructions du ministère des transports du Québec (M.T.Q., 1996 ; M.T.Q., 1997) comme il sera présenté dans le paragraphe 3.2.

3.1.3 Cahier des charges sur les techniques de réparations

Afin d'obtenir des interfaces de qualité différentes (voir § 2.6) nous avons choisi d'utiliser trois techniques de réparations différentes : bétons ordinaires mis en place par gravité et vibration, bétons autoplaçants et bétons projetés.

3.2 Préparation des corps d'épreuves

Les corps d'épreuves sont des poutres en béton armé de 4,1 m de longueur et de section 0,280 $m \times$ 0,210 m. La figure 3.1 présente la coupe type des poutres. La zone foncée correspond à la future zone réparée.

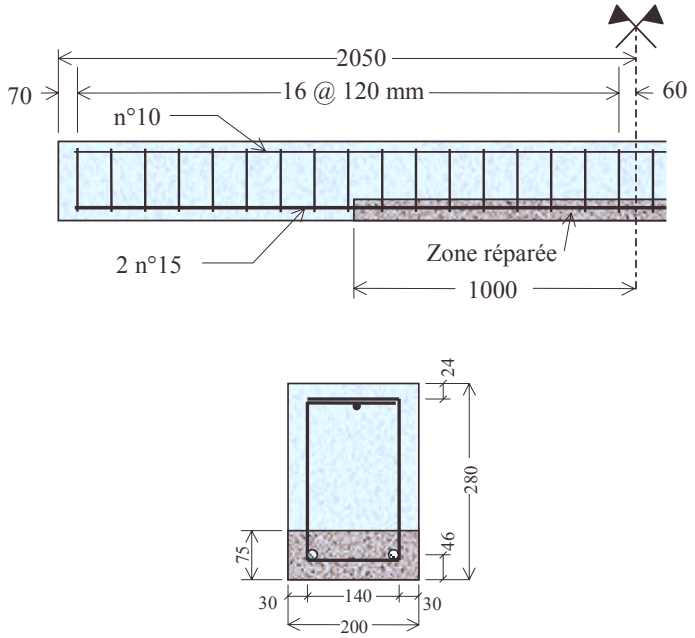


FIG. 3.1 – *Coupe type et armatures des poutres (dimensions en mm)*

Les 36 poutres ont été coulées durant le mois d'août 1996 (soit 30 mois avant tout essai sur les poutres) en 6 séries. Un béton prêt à l'emploi a été utilisé avec les spécifications suivantes : rapport eau sur ciment $e/l = 0{,}4$, résistance en compression de $f_c = 35\ MPa$ et teneur en air de 5 à 8 %. Les caractéristiques des bétons livrés sont en annexe A.

Une cure humide a été effectuée durant les 7 premiers jours. Les poutres ont alors été exposées au séchage et conservées durant 2 ans à l'extérieur. Six mois avant les essais, les corps d'épreuves ont été conservés dans l'ambiance du laboratoire. Les conditions d'humidité et de température ont été enregistrées durant toute la durée des essais (voir annexe C).

Pour la préparation de la zone réparée, nous nous sommes basés sur les recommandations du M.T.Q. (M.T.Q., 1996 ; M.T.Q., 1997). La zone de béton à éliminer a été délimitée par un trait de scie sur une profondeur de 25 mm. Les armatures ont été dégagées au marteau pneumatique de 7 kg développant une faible énergie afin d'éviter un endommagement trop important du béton sain (Talbot et coll., 1994 ; Silfwerbrand et Paulsson, 1998). Une zone de béton de 2 m de longueur et de 75 mm de profondeur a ainsi été enlevée. La surface a finalement été abrasée au moyen d'un jet de sable afin d'éliminer les granulats déchaussés et les traces de rouille à la surface des aciers d'armatures et ainsi fournir une surface permettant une bonne adhérence (figure 3.2).

Avant la mise en place de la réparation, la surface dégagée est humidifiée pendant 24 heures afin d'obtenir les conditions « saturée surface sèche » dites S.S.S. (Saucier, 1990). Les différents bétons sont alors mis en place selon les techniques présentées au paragraphe suivant. Une cure humide est maintenue pendant 3 jours à l'aide de toiles de jute et de films plastiques. Après cette cure, les corps d'épreuve sont exposés à l'athmosphère ambiante du laboratoire.

FIG. 3.2 – *Surface dégagée avant (à gauche) et après le jet de sable (à droite)*

3.3 Composition des bétons utilisés et technologie de mise en œuvre

La composition des matériaux a été formulée afin de respecter le cahier des charges défini précédemment.

Afin d'avoir des bétons présentant une bonne résistance aux agressions chimiques, nous avons fixé le rapport eau sur liant à une valeur $e/l = 0{,}4$. De nombreuses études (Duval et Hornain, 1992 ; Mehta et Monteiro, 1993 ; Skalny et Pierce, 1998) montrent en effet qu'un bas e/l permet d'obtenir des bétons résistants aux agents agressifs. Une étude plus poussée devra cependant être menée dans le cadre de réparations industrielles.

En ajoutant à cette dernière caractéristique un réseau efficace de bulles d'air entraînées, nous obtenons un béton présentant une bonne résistance au gel (Carles-Gibergues et Pigeon, 1992). Le facteur d'espacement $\overline{L}$, qui correspond à la demi-distance séparant les parois de deux bulles voisines du réseau supposé régulier, semble être le meilleur indicateur d'efficacité de la protection (Pleau et Pigeon, 1996 ; Pleau et coll., 1996). Ces mesures, longues et fastidieuses, ne faisant pas spécifiquement partie de notre étude, n'ont pas été effectuées. Toutefois, la teneur en air des mélanges a été mesurée. Cette mesure qui n'est pas toujours corrélée au facteur d'espacement, peut tout de même donner une bonne idée de l'efficacité de la protection, dans le cadre d'essais en laboratoire (matériaux et matériels « normalisés »). Saucier et coll. (1991) montrent qu'une teneur en air comprise entre 6 et 8 % permet d'atteindre une bonne protection. Ces valeurs correspondent aux exigences de la norme canadienne pour les bétons exposés au gel. C'est donc cet intervalle de valeurs qui est visé lors de la composition des bétons étudiés.

Nous avons vu, dans le chapitre 2, que le retrait de séchage et le fluage dépendent de la teneur en pâte du mélange. C'est pourquoi ce paramètre a conduit au choix des différentes compositions afin d'obtenir les amplitudes de retrait et de fluage désirées. De plus, pour l'un des bétons ordinaires nous avons utilisé un agent réducteur de retrait permettant ainsi de diminuer l'amplitude du retrait de séchage sans modifier la teneur en pâte du mélange.

3.3.1 Les bétons « ordinaires »

Deux bétons ordinaires[2] (BO et BOarr) ont été réalisés en laboratoire. Le premier (BO) est un béton « classique » de bonne qualité. Le second (BOarr) est quasiment similaire au premier, mais un agent réducteur de retrait a été utilisé. Les compositions de ces deux mélanges sont disponibles dans le tableau 3.1. Un malaxeur de 300 litres a été utilisé. La température des matériaux est ajustée à la température du laboratoire ($\sim 20^oC$). La procédure de malaxage est la suivante : homogénéisation des matériaux secs, ajout de l'eau et des adjuvants dilués, malaxage pendant 3 min, attente de 3 min, malaxage pendant 2 min, repos de 20 min avant de procéder aux essais sur béton frais et à la mise en place du béton dans le coffrage par gravité et vibration. Les faces latérales de la réparation sont coffrées à l'aide de panneau de coffrage en bois d'épaisseur 20 mm. Des raidisseurs sont placés régulièrement afin d'éviter les déformations du coffrage (figure 3.3). Une fois le béton mis en place, une cure humide est réalisée pendant trois jours à l'aide d'une jute humide et d'une bâche plastique.

3.3.2 Les bétons autoplaçants

Deux bétons autoplaçants (BAP et BAPftc) ont été réalisés en laboratoire. Le premier (BAP) est un béton autoplaçant développé pour le pré-ensachage. C'est pourquoi les adjuvants utilisés

2. Le terme ordinaire est utilisé pour différencier ces deux bétons des quatre suivants. Ils sont néanmoins de très bonne qualité : ces bétons ont un e/l de 0,4 que l'on peut comparer à la valeur stœchiometrique de la réaction eau – ciment de 0,42. Pour des e/l inférieur à cette valeur de 0,42 on parle généralement de béton à haute performance (Malier, 1992 ; Acker, 2001).

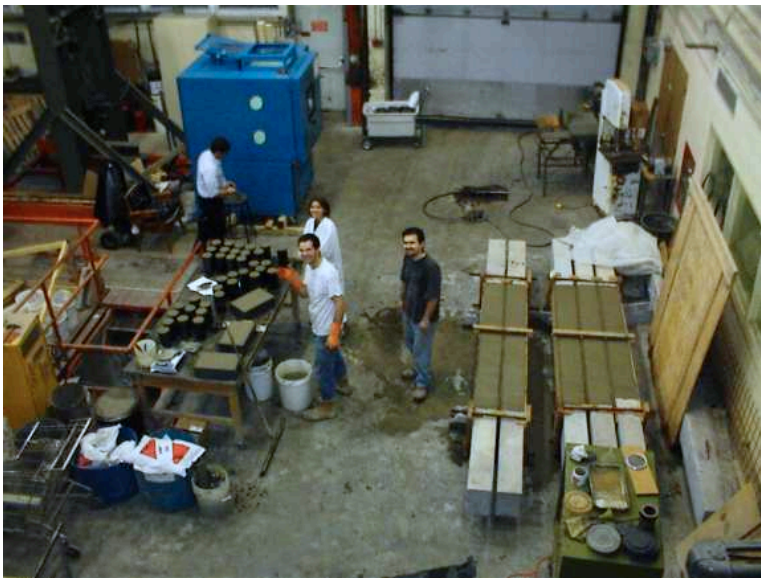


FIG. 3.3 – *Coffrage, mise en place et confection des éprouvettes d'essais pour les bétons ordinaires et autoplaçants*

sont en poudre. Le second (BAPftc) est un béton autoplaçant à faible teneur en ciment. La composition d'origine est celle du BAP, mais une partie du ciment a été remplacée par des cendres volantes. Les compositions sont indiquées dans le tableau 3.1. La procédure de malaxage est la même que celle des bétons ordinaires. Toutefois la période de repos de 20 *min* a été réduite à 10 *min* en raison de problèmes de stabilité des propriétés rhéologiques à l'état frais. Le béton est mis en place par gravité, mais aucune vibration n'est pratiquée. Le coffrage et la cure humide sont identiques à ceux des bétons ordinaires.

3.3.3 Les bétons projetés

Deux types de béton projeté ont été utilisés afin de réaliser les réparations. Un béton projeté par voie sèche (BPs) et un béton projeté par voie humide (BPh). Dans les deux cas le béton est projeté sur la surface verticale à réparée à l'aide d'un jet d'air sous pression. Dans le procédé par voie sèche, l'eau est ajoutée en bout de lance contrairement au procédé par voie humide où elle est mélangée en totalité lors de la fabrication du béton en centrale (fig 3.4).

Dans le cas du béton projeté par voie sèche (BPs), la teneur en eau du mélange n'est pas fixée. Toutefois, le lancier ajuste la quantité d'eau ajoutée en bout de lance en fonction de la consistance du béton en place sur la paroi. Des essais de résistance à la pénétration peuvent être réalisés et corrélés au rapport eau sur liant $^{e}/_{l}$ correspondant (Jolin, 1999). Le béton utilisé dans cette étude est un béton projeté par voie sèche, de composition similaire à celle utilisé couramment par le ministère des transports du Québec (M.T.Q.) et dans de nombreux projets de recherche au CRIB. Nous avons donc une bonne connaissance de ses propriétés mécaniques ou de son comportement vis à vis de la durabilité.

Dans le cas du béton projeté par voie humide (BPh), le mélange a été réalisé en centrale à béton commerciale sous notre contrôle. Une teneur en air importante ($> 10\%$) a été visée. Ce haut pourcentage d'air permet d'obtenir une bonne pompabilité. Les grosses bulles éclatent lors de la projection. L'air restant, sous forme de petites bulles, permet d'avoir un facteur d'espacement $\bar{L}$ correct (Beaupré, 1994).

Le BPs contient un faible pourcentage de fibres de polypropylène. Pour un si faible dosage, ces fibres ont très peu d'influence sur le comportement mécanique du béton durci mais elles permettent une meilleure mise en place sur les parois verticales ou en surplomb. Par contre, le

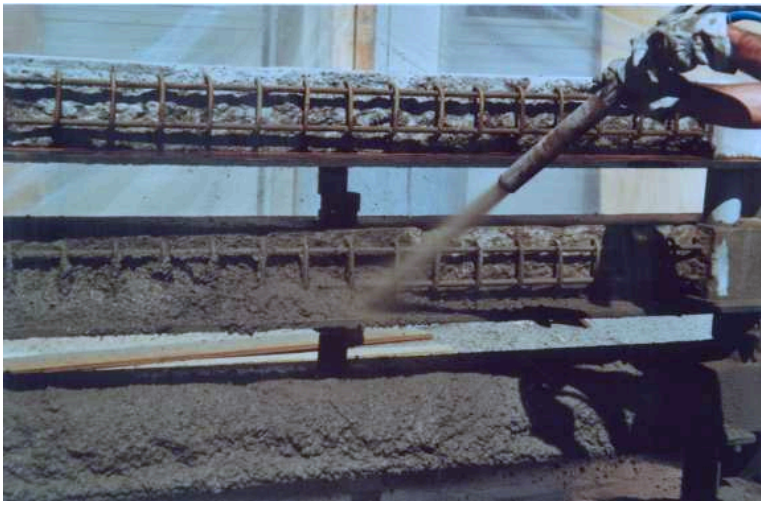


FIG. 3.4 – *Mise en place par projection par voie humide*

BPh contient 2% volumique de fibres de polyoléfine. Ces fibres ont un diamètre de 0,28 mm et une longueur de 50 mm. Ces fibres peuvent avoir un rôle en cas de grandes déformations.

Dans les deux cas, la composition après projection est différente de la composition avant projection. Il faut en effet tenir compte des rebonds lors de la projection. En place, la quantité de liant tend à augmenter et la quantité de gravillons à diminuer (Beaupré, 1994 ; Jolin, 1999). Pour cette étude nous avons essayé de diminuer au maximum les rebonds.

TAB. 3.1 – *Caractéristiques des compositions*

		BO	BOarr	BPh⋆	BPs⋆	BAP	BAPftc
Ciment T10 [a]	(kg/m^3)	400	400		400	412	235
Ciment T10SF [b]	(kg/m^3)			475			
Fumée de silice	(kg/m^3)				40	37	20
Cendres volantes	(kg/m^3)						214
Gravillon 10-2,5	(kg/m^3)	957	957	495	210	769	766
Sable 5-0	(kg/m^3)	767	767	850	1450	677	672
Fibres	(kg/m^3)			18	1		
Eau	(kg/m^3)	162	158	190	$\sim 176^{\otimes}$	180	188
Agent entraîneur d'air	(ml/m^3)	80	80	119	qsp	qsp	qsp
Super-plastifiant	(ml/m^3)	1800	1200	1675		qsp	qsp
Agents colloïdaux	(ml/m^3)					qsp	qsp
Agent réducteur de retrait	(ml/m^3)		800				
Teneur en air	(%)	8	8	14		12	8
Affaissement / Étalement	(mm)	110	130	200		650	680
e/l		0,41	0,40	0,40	$0{,}40^{\otimes}$	0,40	0,40
s/g		0,44	0,44	0,62	0,87	0,46	0,46
Teneur en pâte	(%)	29	29	34	$32^{\otimes}$	33	37

qsp : adjuvant en poudre. Quantité suffisante pour atteindre les propriétés souhaitées.

⋆ : compositions avant projection.

$^{\otimes}$: le e/l est corrélé à la consistance du béton en place (Jolin, 1999).

[a] Le ciment type 10 (norme canadienne) est un ciment sans ajout composé à plus de 95% de clinker. L'équivalent américain est le ciment type I. L'équivalent européen est le ciment CPA-CEM I.

[b] Le ciment type 10SF (norme canadienne) est un ciment type 10 auquel on a ajouté 8% massique de fumée de silice. L'équivalent américain est le ciment type I/II. L'équivalent européen est le ciment CPJ-CEM II/A.

TAB. 3.2 – *Rappel des désignations des matériaux*

BO	béton ordinaire
BOarr	béton ordinaire avec agent réducteur de retrait
BAP	béton auto-plaçant
BAPftc	béton auto-plaçant à faible teneur en ciment
BPs	béton projeté par voie sèche
BPh	béton projeté par voie humide

Chapitre 4

Les essais de caractérisation du béton durci

4.1 Objectifs des essais

Les essais sur béton durci sont réalisés afin de caractériser le comportement mécanique et physique des matériaux utilisés. Ils permettent une meilleure compréhension des phénomènes observés lors des essais sur structures. La comparaison de ces résultats avec ceux précédemment publiés permettra de confirmer ou d'infirmer les tendances observées. Ils doivent aussi permettent la calibration des paramètres du modèle numérique présenté dans la partie III.

Les dimensions des éprouvettes sont choisies afin d'observer les propriétés représentatives des matériaux et d'éviter les effets d'échelle. Quand cette dernière contrainte n'est pas respectée, la calibration numérique est effectuée sur des structures de mêmes dimensions afin d'obtenir les paramètres correspondant au matériau.

Tous ces essais sont effectués à partir de béton prélevé sur la gâchée utilisée pour effectuer les réparations. Nous avons ainsi la garantie d'avoir un matériau testé identique[1] à celui mis en place dans les réparations. Les éprouvettes sont réalisées dans les mêmes conditions de température et d'humidité que les réparations sur les poutres. Elles sont ensuite conservées à 100% d'humidité relative et à 20°C jusqu'à la date des essais.

4.2 Comportement en compression

La caractérisation du comportement en compression est effectuée à partir d'éprouvettes cylindriques. Pour les bétons coulés, nous utilisons des cylindres de diamètre 100 mm et de hauteur 200 mm. Pour les bétons projetés, nous avons carotté dans des plaques carrées de 500 mm de côté et d'environ 115 mm d'épaisseur. Les carottes obtenues ont un diamètre de 75 mm et une hauteur supérieure à 100 mm. L'élancement étant inférieur à 2, un coefficient correcteur est appliqué. Chaque valeur de résistance est la moyenne des résultats de trois essais de compression par échéance et par matériau. Pour les modules, la valeur obtenue est la moyenne de trois chargements dans la zone élastique avec une vitesse de chargement en contrainte de $\dot{\sigma} = 0{,}25\ MPa/s$ pour deux éprouvettes chaque fois.

Les essais de résistance en compression et de module élastique sont réalisés aux échéances 1, 3, 7, 14, 21, 28 et 90 jours. L'évolution des résistances moyennes en compression jusqu'à 28 jours est donnée dans la figure 4.1. Le tableau 4.1 récapitule les résistances et les modules après 28 et 90 jours de mûrissement.

1. à l'effet près des conditions de mise en place.

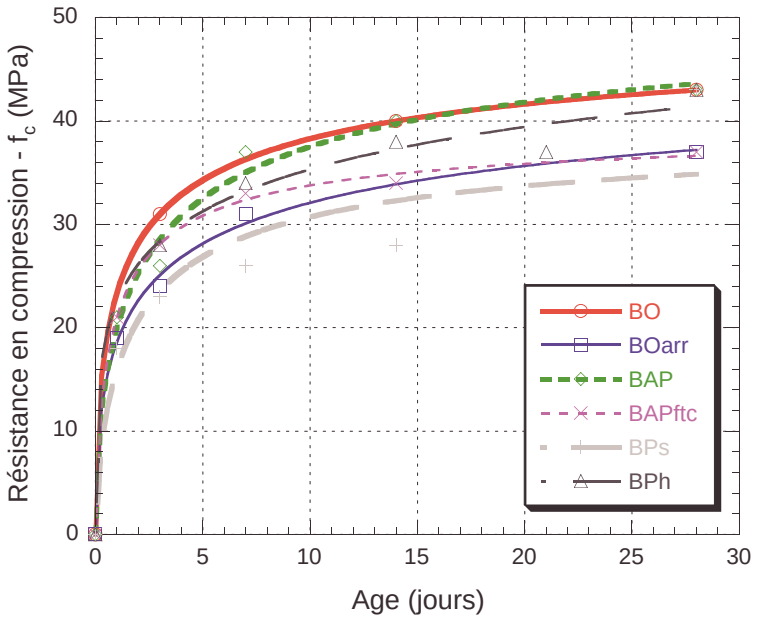


FIG. 4.1 – *Résistance en compression des différents mélanges*

TAB. 4.1 – *Résistance et module en compression à 28 et 90 jours*

Matériau	f_{c28} (MPa)	E_{c28} (MPa)	f_{c90} (MPa)	E_{c90} (MPa)
BO	43	32800	46	31400
BOarr	37	29000	44	-
BAP	43	35300	49	40000
BAPftc	37	35000	43	33000
BPs	43	42500	42	-
BPh	43	21600	-	20500

TAB. 4.2 – *Résistance en traction et énergie de fissuration*

	f_t (MPa)					G_f(N/m)
Âge (jours)	1	3	7	14	28	> 90
BO	-	3,0	-	3,5	3,6	145
BOarr	2,2	-	2,5	-	2,8	-
BAP	-	2,6	3,0	3,7	4,0	140
BAPftc	-	2,3	2,2	2,4	3,5	150
BPs	2,3	2,9	3,4	4,4	4,3	-
BPh	-	2,9	-	4,0	4,3	165

Nous pouvons ainsi voir, que les bétons ont une résistance mécanique moyenne de 41 MPa et répondent ainsi au cahier des charges sur ce point. Seuls le béton ordinaire avec agent réducteur de retrait (BOarr) et le béton autoplaçant à faible teneur en ciment (BAPftc) présentent une résistance en compression plus faible. Ces constatations peuvent être expliquées, quant au BOarr, par un effet retardateur de l'agent réducteur de retrait. En effet, les résistances à 90 jours montrent moins d'écart. En ce qui concerne le BAPftc, la quantité de ciment est réduite et remplacée par des cendres volantes. Ces dernières ayant une pouzzolanicité faible, la résistance à 28 jours est diminuée. Le module d'élasticité du béton projeté par voie humide (BPh) est faible. Il est possible que la teneur élevée en fibres de polyoléfine soit une explication à cette faible valeur.

4.3 Comportement en traction

Le comportement en traction est caractérisé à partir d'essais de fendage[2] sur des cylindres identiques à ceux utilisés pour les essais en compression. L'évolution des résistances en traction est suivie par des essais à 1, 3, 7, 14 et 28 jours. Les valeurs présentées dans le tableau 4.2 sont obtenues en faisant la moyenne de trois essais de fendage par matériau.

Ponctuellement, des essais d'énergie de rupture sont réalisés sur des prismes de 100 $mm \times$ 100 $mm \times 400$ mm entaillés au centre sur une profondeur de 50 mm. Ces prismes sont sollicités en flexion 4 points jusqu'à la rupture. La courbe effort – déplacement est enregistrée durant l'essai. L'énergie de rupture G_f est calculée selon la méthode proposée par Guo et coll. (1999). Les résultats des essais sont présentés dans le tableau 4.2.

Les résistances en traction des différents mélanges montrent des variations, d'un matériau à un autre, plus importantes que pour la résistance en compression. Il faut toutefois tenir compte des écarts-types importants obtenus pour chaque matériau. Nous remarquerons tout de même que les bétons projetés semblent avoir une résistance en traction plus élevée que la moyenne. Ceci peut être expliqué, notamment pour le BPs, par la compaction mécanique lors de la projection. Le béton projeté par voie sèche (BPs) est en effet plus dense que les autres mélanges.

4.4 Retrait endogène

Le retrait endogène de chaque matériau est mesuré sur deux prismes scellés de dimensions 100 $mm \times 100$ $mm \times 300$ mm. Ces prismes sont conservés dans une salle à température et humidité contrôlées ($h_r = 50\% \pm 5\%$ et $T_e = 20°C \pm 1°C$). Les premières mesures sont prises dès le démoulage, soit en moyenne 24 heures après la fabrication du béton. Ces mesures ne pouvant pas

2. dit essai « brésilien ». Cet essai donne une valeur de f_t environ 15% plus élevée que celle obtenue par traction directe (van Mier, 1997).

débuter plus tôt pour des raisons de démoulage, il faut noter qu'une part importante du retrait endogène n'est pas mesurée (Feylessoufi et coll., 2001). Pour les bétons projetés, la préparation des éprouvettes par sciage ne permet pas de débuter les essais avant un âge de 3 jours. Nous avons donc décidé de ne pas effectuer de mesure de retrait endogène pour ces bétons.

L'évolution du retrait endogène au cours du temps est présentée sur la figure 4.2. Deux types de scellement ont été utilisés : un scellement par deux couches superposées de papier d'aluminium adhésif et un scellement à la cire chaude. Dans les deux cas, nous avons mesuré des pertes de masse (inférieure à 0,3% de la masse totale de l'éprouvette) pour certaines éprouvettes.

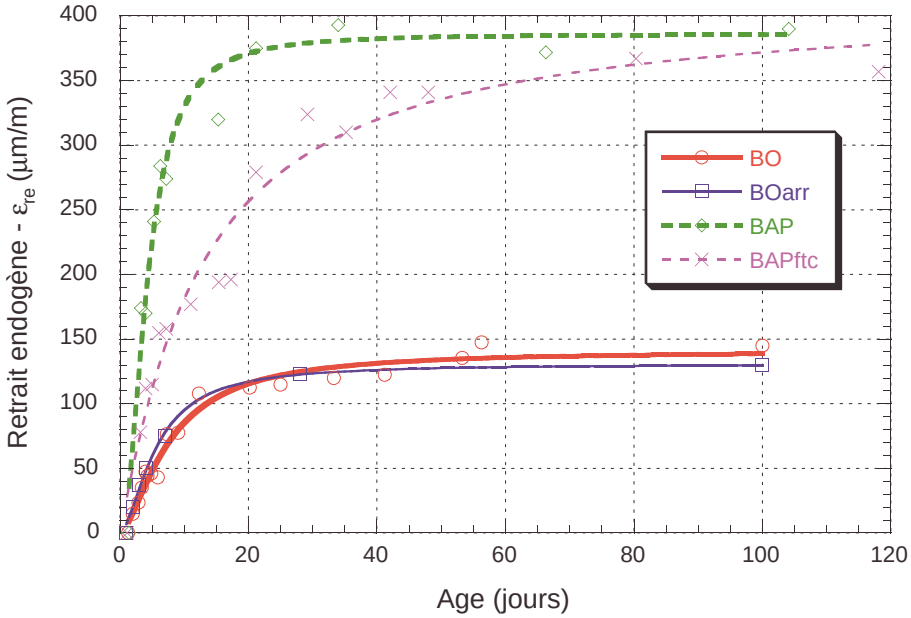


FIG. 4.2 – *Retrait endogène des différents mélanges*

4.5 Retrait de séchage

Le retrait de séchage étant identifié comme l'un des paramètres les plus préjudiciables pour les réparations en béton, il est nécessaire d'effectuer une caractérisation de ce comportement. Cette caractérisation n'est effectuée que pour une géométrie donnée d'éprouvette, et dans une seule condition de température et d'humidité.

Le retrait de séchage est mesuré sur deux prismes similaires à ceux du retrait endogène. Seules deux faces latérales opposées ne sont pas scellées[3] et permettent le départ d'eau vers le milieu extérieur (figure 4.3). Les éprouvettes de retrait de séchage sont conservées dans la salle à température et humidité contrôlées ($h_r = 50\% \pm 5\%$ et $T_e = 20°C \pm 1°C$). Les mesures de retrait et de perte de masse débutent 3 jours après la fabrication du matériau[4].

La figure 4.4 présente les pertes de masse moyenne de deux éprouvettes pour chaque matériau. Ces pertes sont exprimées en pourcentage de la masse initiale totale de l'échantillon $(m - m_0)/m$. Les courbes de retrait total sont présentées à la figure 4.5. Le retrait de séchage est calculé en soustrayant le retrait endogène du retrait total : $\varepsilon_{rs} = \varepsilon_r - \varepsilon_{re}$. Cette partition est effectuée dans l'optique de la modélisation numérique où le retrait endogène et de séchage sont pris en compte de façon séparée. Nous supposons pour cela que le retrait endogène et le retrait de séchage sont

3. cette configuration nous permet une modélisation plus aisée – *i.e.* en 2D (séchage uniaxial) – afin de calibrer le modèle présenté plus loin.

4. durant les trois premiers jours les éprouvettes sont conservées dans la chambre à 100% d'H.R. et 20°C.

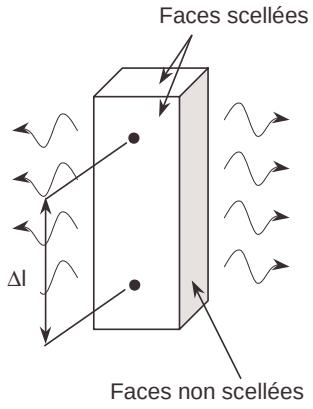


FIG. 4.3 – *Prisme de séchage uniaxial*

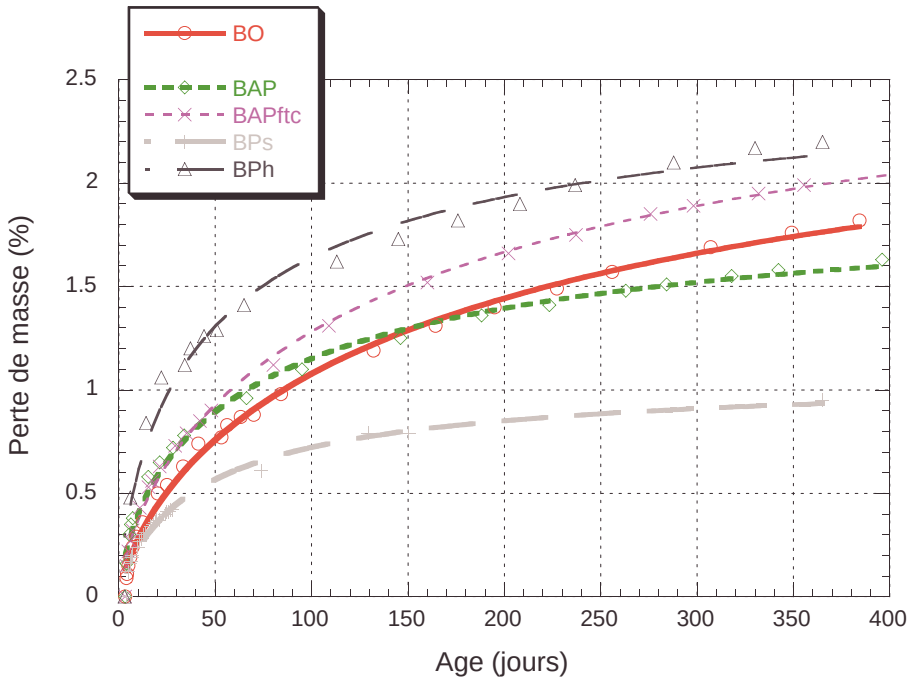


FIG. 4.4 – *Perte de masse des différents mélanges*

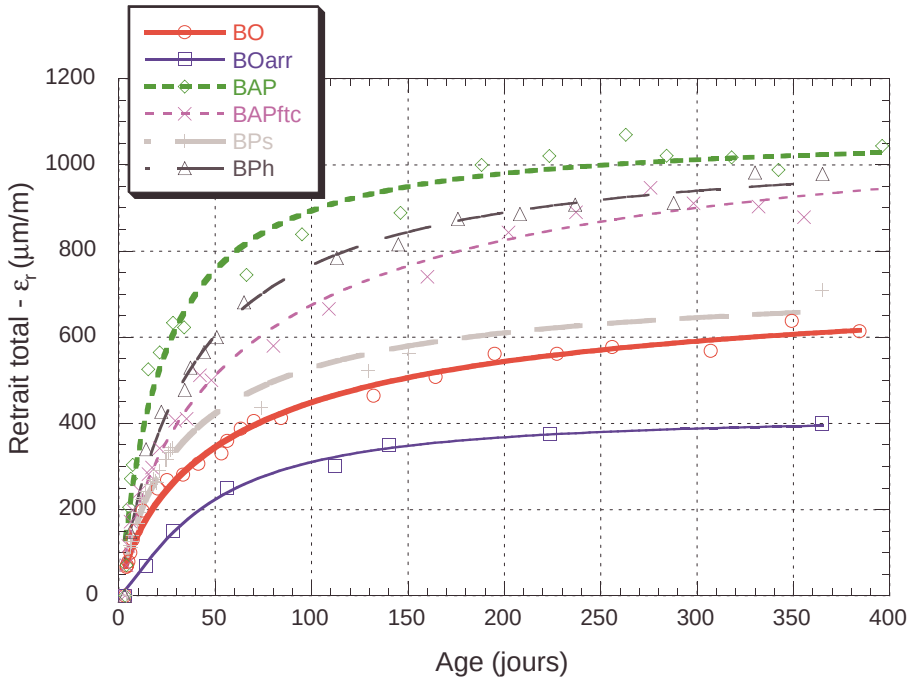


FIG. 4.5 – *Retrait total des différents mélanges*

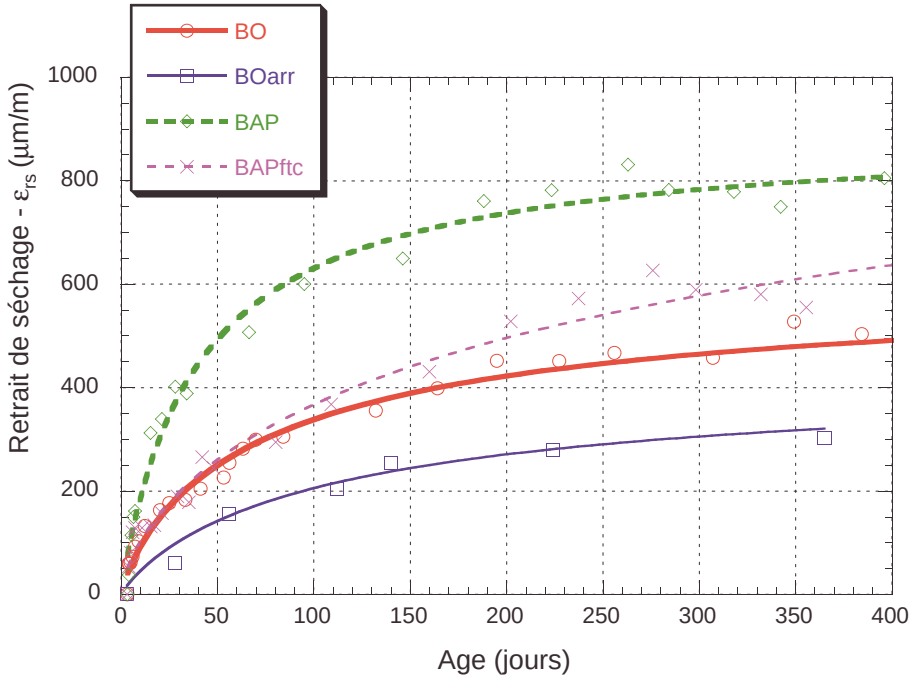


FIG. 4.6 – *Retrait de séchage des différents mélanges*

des phénomènes superposables. Les courbes de retrait de séchage ainsi obtenues sont données à la figure 4.6. Pour les bétons projetés, n'ayant pas de mesure du retrait endogène, nous n'avons pas calculé le retrait de séchage.

Nous pouvons remarquer que nous sommes en présence de six matériaux montrant des comportements en séchage très différents. Les amplitudes de retrait de séchage vont de 300 à 800 $\mu m/m$ pour un temps de séchage de l'ordre de l'année. Les cinétiques diffèrent aussi de façon significative. Par exemple, nous pouvons voir que le taux de retrait du BAP est plus important au jeune âge que le BO. Par contre, il semble se stabiliser plus rapidement. Il faut noter l'efficacité de l'agent réducteur de retrait qui permet de diminuer de près de 40% le retrait de séchage du BO à 365 jours (BO *versus* BOarr).

4.6 Profil de teneur en eau

Afin de mieux évaluer le processus de diffusion de l'eau dans les différents matériaux, il est possible de mesurer la variation de la teneur en eau selon l'épaisseur au cours du temps.

Dans un premier temps, dans le cadre d'une étude pour la ville de Montréal, nous avons fait des mesures d'humidité relative dans deux échantillons de BAP et BAPftc (Bissonnette et Cloutier, 1999). Pour cela, une sonde de mesure d'humidité relative est insérée dans trois cavités percées dans une éprouvette parallélépipèdique de dimensions 150 $mm \times 100$ $mm \times 50$ mm conservée à 20°C et 50% d'humidité relative. Ces cavités, de diamètre similaire à la sonde, sont situées à 15, 25, et 35 mm de profondeur par rapport à la surface séchante[5] (figure 4.7). En absence de la sonde, les cavités sont fermées à l'aide de de bouchons en caoutchouc et de silicone. Pour la mesure, la sonde est insérée et maintenue dans une des cavités pendant minimum 2 heures afin d'atteindre l'équilibre. Les mesures commencent lorsque le matériau est âgé de 28 jours. Avant cette date, les éprouvettes sont conservées à 100% d'humidité relative.

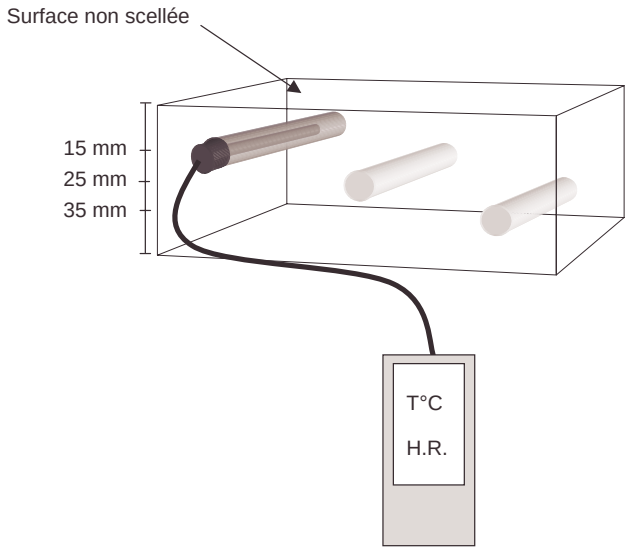


FIG. 4.7 – *Mesure de l'humidité relative en différents points d'une éprouvette*

Les résultats présentés sur la figure 4.8 montrent une décroissance rapide de la teneur en humidité dans la couche proche de la surface. Cette décroissance est plus prononcée pour le BAPftc par rapport au BAP. Ces résultats confirment la tendance observée à la figure 4.4, c'est-à-dire, un départ d'eau vers le milieu extérieur plus rapide pour le BAPftc que pour le BAP. Cela peut être expliqué par la perméabilité plus importante du béton auto-plaçant avec

5. toutes les autres surfaces sont scellées à la cire.

cendres volantes (Fraay et coll., 1989). Nous pouvons remarquer que l'humidité relative lors de la première mesure est de l'ordre de 95%. Cette valeur peut être expliquée par l'auto-dessiccation due à l'hydratation du ciment.

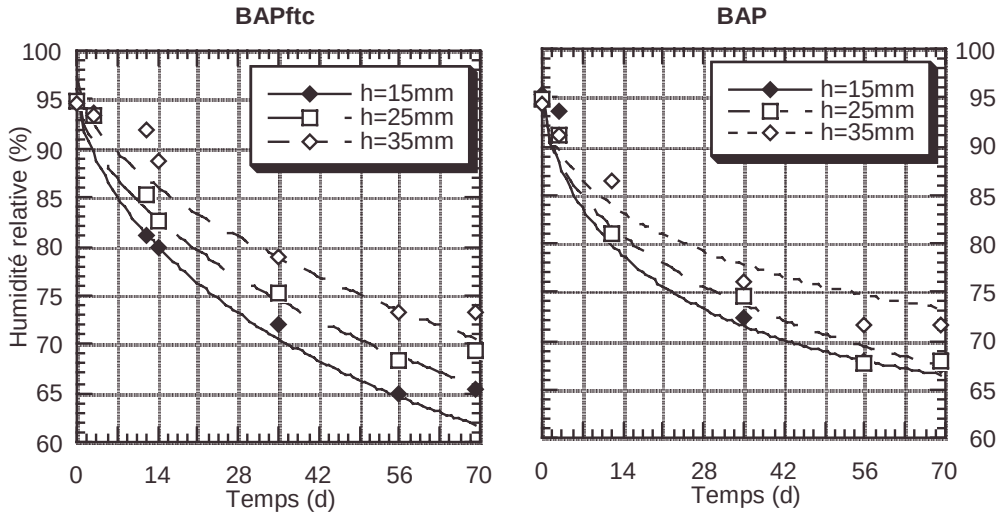


FIG. 4.8 – *Profil d'humidité relative dans le BAP et BAPftc*

Afin d'obtenir les profils de teneur en eau, un autre type de mesure est utilisé. Nous souhaitons obtenir la teneur en eau en six points d'une éprouvette de 100 $mm \times 100$ $mm \times 60$ mm. Le séchage n'est autorisé que sur la face supérieure, les autres faces étant scellées. L'éprouvette peut être décomposée *fictivement* en six couches d'épaisseur 10 mm (figure 4.9). Nous cherchons donc à obtenir la teneur en eau de ces six couches. Pour cela, nous préparons six parallélépipèdes d'épaisseur 10, 20, 30, 40, 50 et 60 mm. Comme précédemment, seule leur face supérieure n'est pas scellée. Ces éprouvettes sont conservées à 20°C et 50% d'humidité relative. Nous mesurons alors la masse de ces éprouvettes en fonction du temps. Les pertes de masse correspondent à une quantité d'eau évaporée. Prenons deux plaquettes notées $n+1$ et n, d'épaisseur respective h_{n+1} et h_n telles que $h_{n+1} > h_n$. En calculant la différence d'eau évaporée dans l'éprouvette $n+1$ et l'éprouvette n, $\Delta m^{n+1} - \Delta m^n$, nous obtenons la perte d'eau de la couche $n+1$, notée $w^{n+1}_{évaporée}$. En comparant ces valeurs à la quantité d'eau évaporable[6], $w_{évaporable}$, nous pouvons tracer les graphiques présentés à la figure 4.10.

Cette méthode repose sur une hypothèse importante : il faut que le profil d'humidité dans la couche supérieure d'épaisseur h soit indépendante de l'épaisseur totale H de l'éprouvette. Cette hypothèse n'est pas évidente car lors du séchage de la couche supérieure, il y a un apport d'eau de la couche inférieure vers la couche supérieure. Ainsi une éprouvette d'épaisseur $H = 2h$ n'aura pas le même profil d'humidité de la couche supérieure d'épaisseur h qu'une éprouvette d'épaisseur $H = h$. Afin d'évaluer le niveau de fiabilité de cette hypothèse, nous avons effectué un calcul en différences finies. Les résultats présentés en annexe B montrent que si le coefficient de diffusion est pris constant, l'hypothèse n'est pas vérifiée. Par contre si le coefficient dépend de la teneur en eau[7] alors l'hypothèse semble plus justifiée.

Les profils de teneur en eau sont tracés selon l'âge du matériau. Chaque valeur est la moyenne de trois essais. Nous pouvons voir la pénétration du front de séchage dans les échantillons. Nous observons ainsi que le BOarr ainsi que le BPs sèchent relativement lentement. Par contre, pour le BAP et le BPh, le front se propage plus rapidement. Les tendances observées ici sont cohérentes avec les essais de perte de masse effectués précédemment (figure 4.4).

6. calculée selon le modèle de Powers tel que présenté par Hansen (1986).

7. ce qui semble probable étant donnés les différents phénomènes évoqués au paragraphe 2.1.5. Bažant et Najjar (1972) proposent une expression en S pour le coefficient de diffusion qui sera explicitée plus loin.

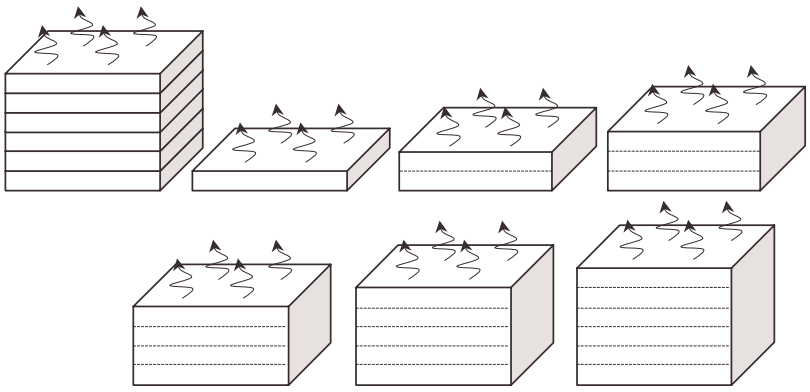


FIG. 4.9 – *Technique de mesure des profils de teneur en eau*

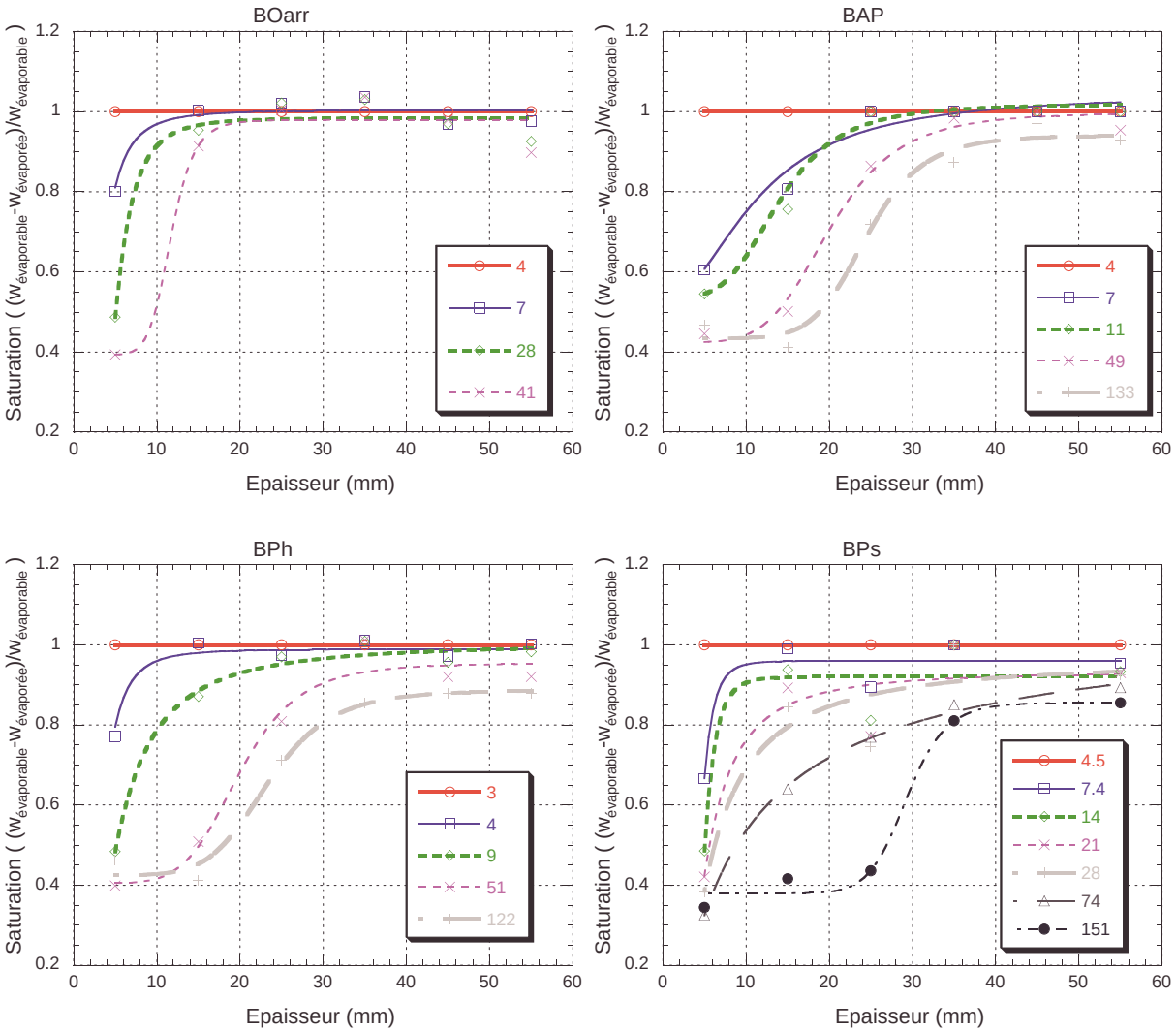


FIG. 4.10 – *Profil de teneur en eau en fonction de l'âge en jours du matériau*

4.7 Fluage en traction

Comme nous l'avons vu précédemment, le fluage en traction des matériaux de réparation peut être un paramètre positif dans le bilan des déformations de la couche de réparation. Nous avons donc choisi de caractériser le comportement viscoélastique en traction[8] des différents matériaux. Le comportement en compression n'est pas évalué dans cette étude.

Les essais de fluage en traction sont réalisés sur un appareil conçu lors de la thèse de doctorat de Benoît Bissonnette (1996). Une partie des essais présentés dans ce document a été réalisée dans le cadre du DEA et de la maîtrise de David Boily (1999, 2002).

Le banc de fluage est conçu pour recevoir 18 éprouvettes de fluage ainsi que 18 éprouvettes témoins non chargées permettant la mesure du retrait endogène ou de séchage. La partie « chargement » est constituée de six files de chargement indépendantes (figure 4.11a) pouvant recevoir trois éprouvettes chacune. Les efforts sont appliqués par un vérin à air comprimé par l'intermédiaire d'un système de bras de levier (rapport $^6/_1$). Les déplacements sont mesurés sur chaque éprouvette avec deux capteurs type « omega » présentés à la figure 4.11b. La tige inférieure des files de chargement est instrumentée par un pont complet de jauges de déformation. Ce capteur de force ainsi constitué permet la mesure et le contrôle de l'effort appliqué. Un système d'acquisition numérique est utilisé afin d'enregistrer et de traiter les 72 mesures de déformations et les 6 mesures de charge. Les éprouvettes sont rectangulaires de dimensions 70 $mm \times 70$ $mm \times 400$ mm (figure 4.11). Les essais sur le BO ont été réalisés plus tardivement, et la forme des éprouvettes sur le banc de fluage ont été, entre temps, modifiées. Pour le BO nous avons utilisé des éprouvettes cylindrique de diamètre 70 mm et de même hauteur. Ce choix de dimensions est représentatif de l'épaisseur des réparations minces superficielles (50 à 100 mm). Les essais débutent 7 jours après le contact eau - ciment, la préparation des éprouvettes ne permettant pas de commencer plus tôt. Mise à part la forme rectangulaire des éprouvettes, les essais ainsi réalisés répondent aux recommandations provisoires du comité RILEM TC 107-CSP : mesure des déformations dans la partie centrale de l'éprouvette, séchage uniaxial, essais avec et sans séchage, chargement quasi-instantané, etc (Acker et Ulm, 2001).

La déformation de fluage est calculée selon le principe présenté dans le paragraphe 2.5.1. La déformation mesurée sur les éprouvettes en charge cumule la déformation élastique due au chargement mécanique (contrainte σ), la déformation viscoélastique, la déformation de retrait endogène et de séchage[9] le cas échéant. Parallèlement, et dans les mêmes conditions, nous mesurons les déformations de retrait endogène ou de retrait total sur les éprouvettes témoins scellées ou non. La déformation de fluage est donc calculée selon le principe de superposition en soustrayant de la déformation mesurée sur éprouvettes en charge, la déformation mesurée sur éprouvettes témoins et la déformation élastique (figure 4.12).

$$\varepsilon_{fs}(t) = \varepsilon_{total}(t) - \varepsilon_r(t) - \frac{\sigma}{E(t)} \tag{4.1}$$

En pratique, le module d'élasticité n'est pas connu à chaque instant t et c'est le module à l'âge du chargement qui est utilisé.

Une étude approfondie a été menée sur le béton ordinaire (BO). Les résultats de fluage propre et de fluage de séchage sont présentés dans la figure 4.13. Nous pouvons constater que le séchage du matériau provoque une augmentation du fluage de plus de 150% par rapport au fluage propre. C'est donc un paramètre qu'il ne faut pas négliger pour bien comprendre le fonctionnement mécanique des réparations.

8. la bibliographie a montré que très peu de résultats d'études du fluage en traction sont disponibles. Un soin particulier a donc été mis en œuvre pour générer des mesures exploitables dans le cadre de ce sujet de recherche.
9. deux faces des éprouvettes sont scellées. Nous avons ainsi un séchage uniaxial.

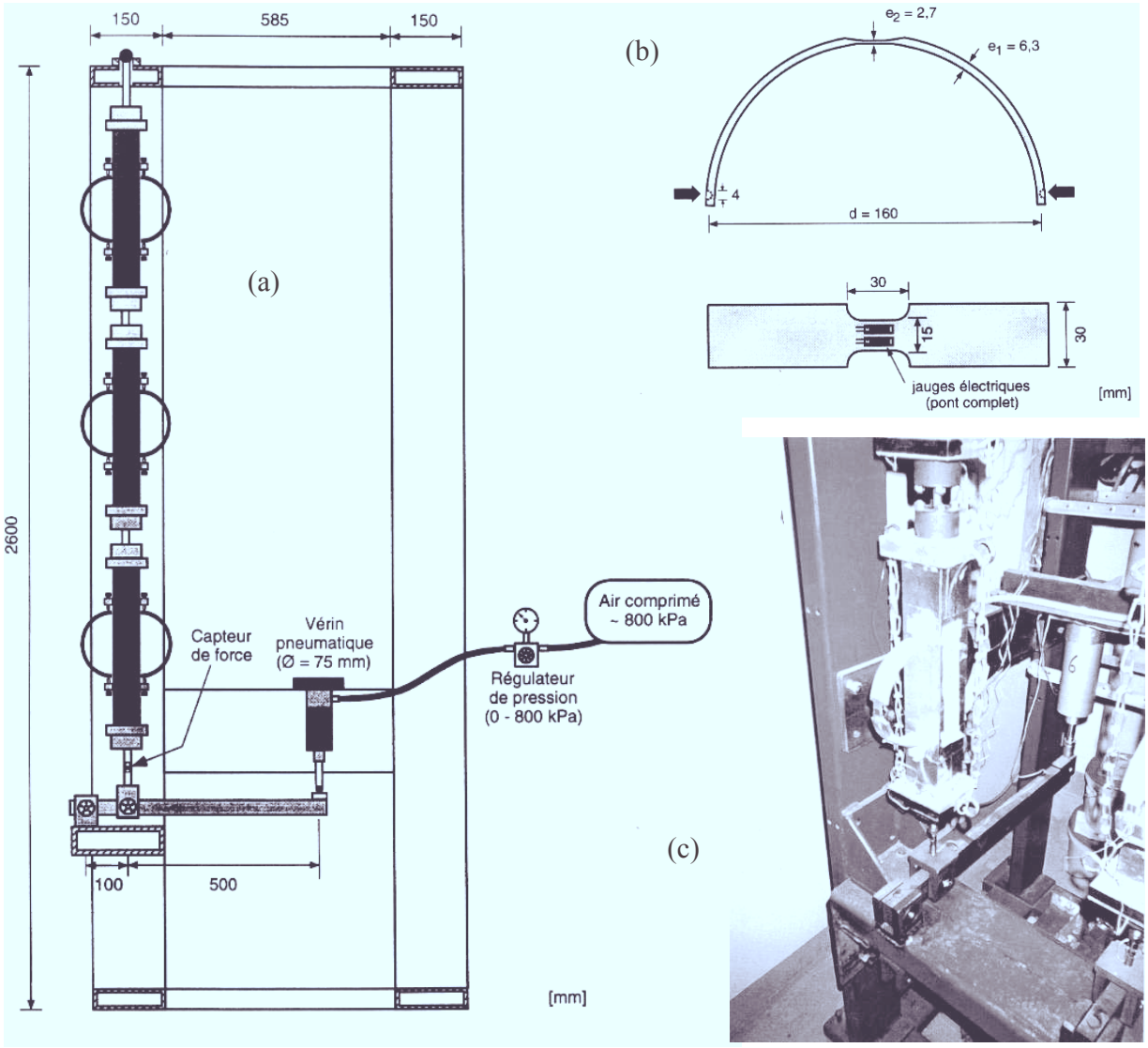


FIG. 4.11 – *Banc de fluage : (a) file de chargement, (b) capteur de déplacement, (c) éprouvette en charge*

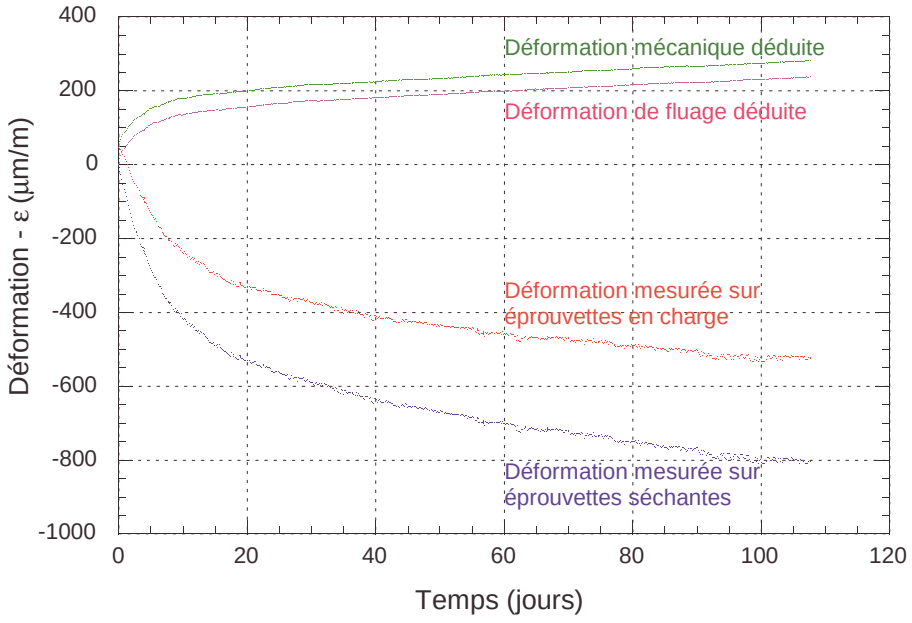


FIG. 4.12 – *Principe de l'essai de fluage (cas du BAP)*

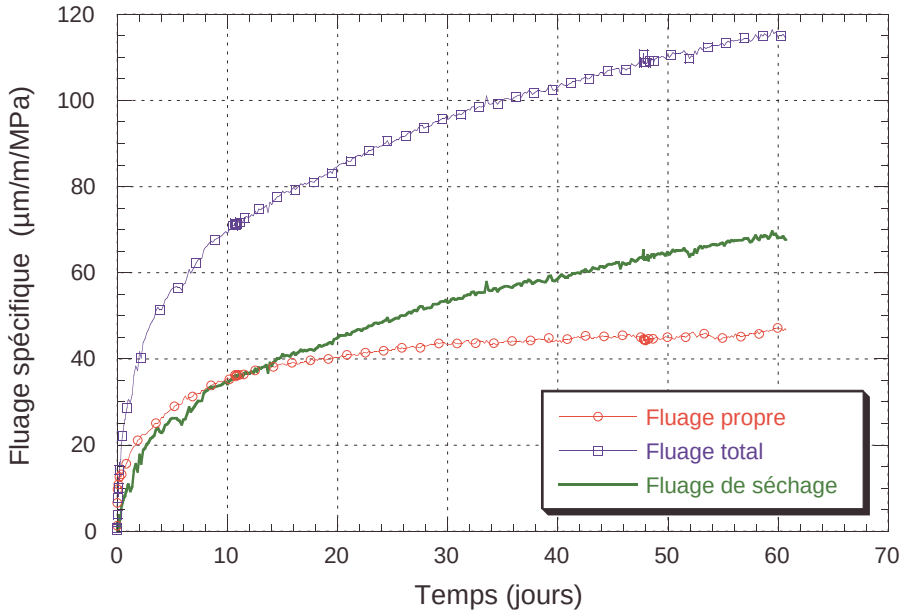


FIG. 4.13 – *Fluage propre, fluage total et fluage de séchage déduit des deux précédents - BO*

Pour les autres matériaux (BAP, BAPftc, BPh, BPs), seul le fluage total (propre + séchage) a été étudié. Le tableau 4.3 indique le niveau de chargement appliqué. La figure 4.14 présente le résultats de fluage total. Nous pouvons constater qu'une gamme importante de fluage est couverte par les différents matériaux. Il est intéressant de noter que le BAP et le BPh qui présentent un retrait total important montrent aussi un fluage total spécifique élevé. Par contre, le béton projeté par voie sèche (BPs) qui montre un retrait de séchage similaire à celui du BO, présente un fluage nettement plus faible que celui du BO.

Le comportement viscoélastique du BOarr n'a pas été étudié pour des raisons de disponibilité de l'appareillage. Par contre, une étude précédente (Beaupré et Lacombe, 2000) sur les effets de cet agent réducteur de retrait utilisé dans des bétons projetés a montré que le retrait de séchage était diminué significativement mais que le fluage total n'était pas ou peu modifié[10]. Des mesures de fluage ont été réalisée sur le BAPftc, mais des problèmes de mise en œuvre de l'essai lui même, n'ont pas permis de générer des valeurs exploitables avant un âge de 14 jours. C'est pourquoi le début de la courbe de fluage est décalée de 7 jours par rapport aux autres essais. Nous ne pouvons donc pas comparer directement ce dernier résultat avec les autres. Toutefois, nous pouvons remarquer que ce matériau présente un potentiel de fluage important.

Afin de comparer la capacité de chaque matériau à compenser le retrait par le fluage, Bissonnette (1996) propose de calculer le rapport fluage sur retrait. Ce rapport, tracé pour chacun des matériaux dans la figure 4.15, représente la part de retrait pouvant être relaxé par viscoélasticité[11] par unité de contrainte. Ce rapport est important aux jeunes âges et se stabilise à partir d'une vingtaine de jours. La figure 4.15 montre que le BPs possède une capacité de compensation du retrait très faible, alors que les autres matériaux pourraient compenser entre 25 à 30% du retrait s'ils sont soumis à une contrainte de 1 MPa.

Tab. 4.3 – *Niveau de chargement utilisé pour les essais de fluage*

Matériau	Résistance en traction directe (MPa)	Contrainte appliquée (MPa)	Niveau de chargement (%)
BO	3,2	1,60	50
BOarr	-	-	-
BAP	3,0	1,00	33
BAPftc	3,0	0,85	28
BPs	2,6	1,30	50
BPh	3,0	1,00	33

10. Le principe d'action des ARR à base de glycol actuellement retenu est une diminution des tensions capillaires dans les ménisques d'eau formé lors du séchage (Shoya et coll., 1990). L'effet mécanique du séchage, le retrait, est ainsi diminué. Par contre, il est difficile de conclure quant au fluage. Il faudrait réaliser des essais de fluage propre et de fluage avec séchage pour bien identifier les mécanismes. En absence de ces expériences, nous nous contenterons de l'observation globale en notre possession.

11. hypothèse que l'on cherchera à justifier dans la partie « modélisation ».

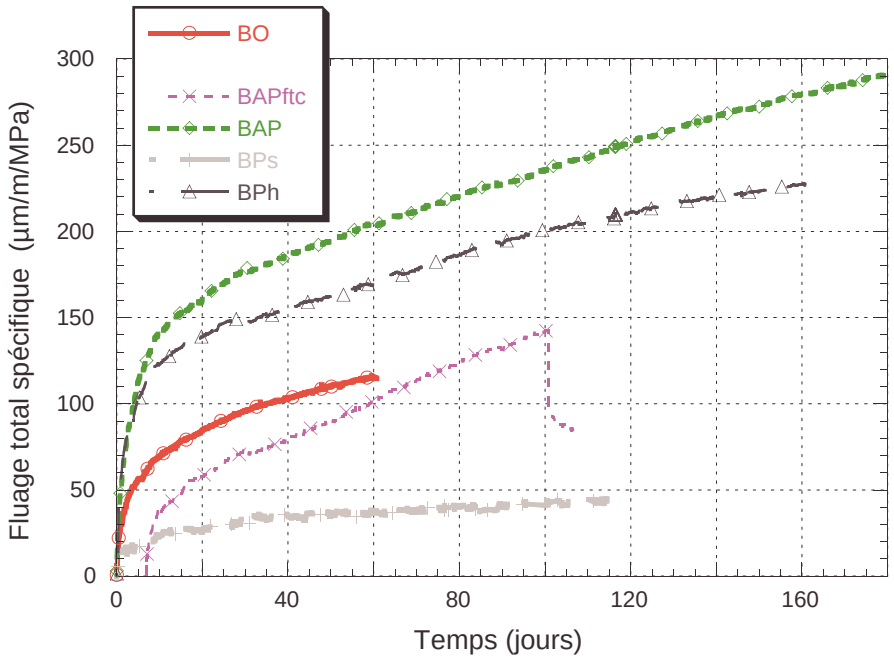


FIG. 4.14 – *Fluage total spécifique des différents matériaux*

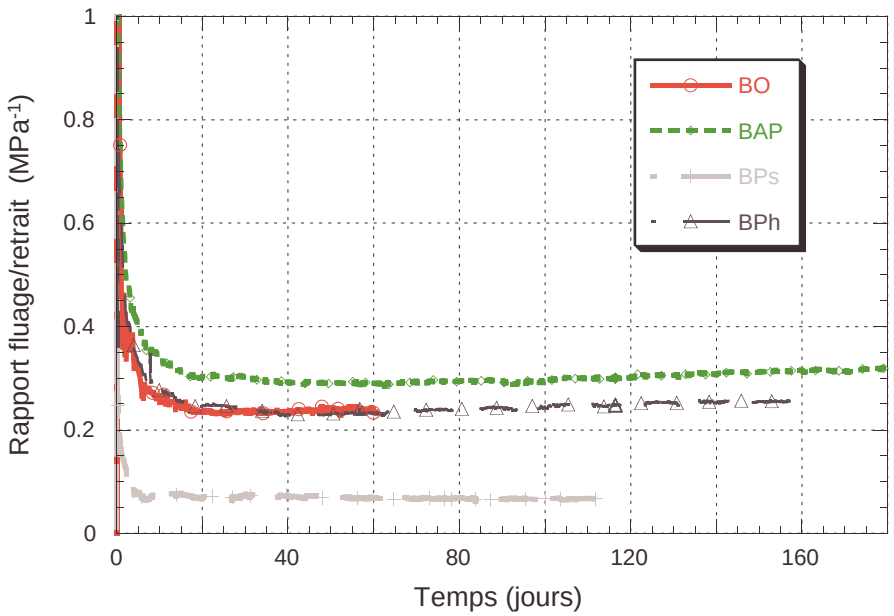


FIG. 4.15 – *Rapport fluage total spécifique / retrait total*

Chapitre 5

Les essais sur structures réparées

5.1 Objectifs des essais

Les essais sur structure sont de trois types. Premièrement, nous avons étudié la réponse des réparations minces ancrées soumises au séchage seul. Cette étude est très proche de l'étude effectuée par Laurence (2001). Nous tenons à faire remarquer toutefois, que la géométrie des réparations est différente[1] et, surtout, que la réparation contient des armatures d'acier (figure 3.1). Deuxièmement, nous nous sommes intéressés au comportement des réparations sous l'effet du séchage et d'un chargement mécanique de longue durée. Enfin, nous avons réalisé des essais quasi-statiques jusqu'à rupture des éléments réparés. De nombreuses études ont été effectuées sur la capacité structurale d'éléments réparés (Abdel-Halim et Schorn, 1989 ; Almusallam et coll., 1997 ; Ong et coll., 1997 ; Ali et Ambalavanan, 1999 ; Mangat et Elgarf, 1999 ; Nounu et Chaudhary, 1999) mais peu dans le cas de charge de longue durée couplée au séchage (Emberson et Mays, 1996).

Notations : dans ce chapitre, afin de simplifier les notations, nous appellerons les réparations effectuées avec un mélange donné par la dénomination employée pour le mélange lui-même. Le contexte devrait suffire à expliciter la notation. Ainsi lorsque nous parlerons du « fluage du BO » ce sera en référence au comportement en fluage du *matériau* BO alors que, la « fissuration du BO » fera référence à la fissuration de la *réparation effectuée avec le matériau* BO. Dans les cas de vocabulaire commun au matériau et à la réparation, nous essaierons de lever toute ambiguïté. Lorsqu'un nombre est associé au nom du type de réparation, il désigne le niveau de chargement précédemment appliqué à cette réparation. Par exemple BAP33 correspond aux réparations effectuées avec le matériau BAP ayant subit un chargement mécanique de 33%. De même BPs0 correspond aux réparations effectuées avec le matériau BPs ayant subit un chargement mécanique de 0%, c'est-à-dire uniquement du séchage.

Notations *bis* : dans la suite de ce document nous adopterons la convention de signes de la mécanique des milieux continus. Les allongements seront positifs, les raccourcissements (retrait) négatifs, les contraintes de traction positives et les contraintes de compression négatives.

5.2 Programme d'essai

Quatre conditions d'essais ont été étudiées (tableau 5.1). Dans le premier cas nous avons étudié la réponse de la couche de réparation dans des conditions de séchage. Nous pouvons ainsi évaluer l'effet du séchage non couplé à un chargement mécanique. Deux poutres par mélange

1. dans le cas de Laurence (2001), il s'agit de dalle de 600 m de large, 400 mm de profondeur et 2 ou 4 m de longueur.

(12 au total) sont testées dans ces conditions. L'évolution fissuration causée est caractérisée (nombre, ouverture, longueur, position) durant plus de 6 mois.

Dans le second cas, nous étudions l'effet couplé du séchage et d'un chargement mécanique à long terme (flexion 4 points). Les poutres réparées sont faiblement chargées (33% de M_{ult}) afin de limiter l'ouverture de fissure due au chargement mécanique (vis-à-vis de la durabilité). Le chargement s'effectue après 10 jours de séchage et est maintenu pendant plus de 4 mois. Pour le BO, BAP, BAPftc et BPh, deux poutres par mélange (8 au total) sont chargées. Par manque de temps, les poutres réparées avec le BOarr et le BPs n'ont pu être testées. Comme précédemment, l'évolution de la fissuration est caractérisée. À cela s'ajoutent des mesures de flèche et le suivi de la déformation d'une section perpendiculaire à l'axe médian de la poutre.

Dans le troisième cas, les poutres réparées sont sollicitées comme précédemment, mais avec un chargement à 66% de M_{ult} appliqué après 45 jours de séchage et durant plus de 6 mois. Ainsi l'effet du chargement est amplifié par rapport à l'effet du séchage. Seule une poutre par mélange (BO, BAP, BAPftc et BPh) est testée (4 au total). Les mêmes mesures que précédemment sont effectuées.

Enfin, pour chaque mélange, une poutre issue du premier cas de chargement et une poutre issue du deuxième cas de chargement (sauf pour le BOarr et le BPs) sont testées en flexion 4 points jusqu'à rupture. Le comportement mécanique de l'élément réparé est ainsi caractérisé. Des mesures de fissuration, de flèche, de section ainsi que des mesures de vitesse des ondes ultra-sonores dans la poutre réparée sont effectuées.

Tab. 5.1 – *Programme d'essai*

		Type d'essai			
		séchage seul	33% de M_{ult}	66 % de M_{ult}	Rupture
Nombre de poutre par mélange	BO	2	2	1	2
	BAP	2	2	1	2
	BAPftc	2	2	1	2
	BPh	2	2	1	2
	BOarr	2	0	0	1
	BPs	2	0	0	2+2
Cure humide		3 jours			
Ambiance extérieure		humidité et température du laboratoire (*cf.* annexe C)			
Âge au chargement		-	10 jours	45 jours	1 an
Niveau de chargement		0%	33%	66%	jusqu'à rupture
Durée de chargement		180 jours	120 à 180 jours	180 à 365 jours	1/2 heure

5.3 Réparations soumises au séchage

Les réparations, effectuées comme il a été présenté dans le chapitre 3, subissent une cure humide pendant 3 *jours*. Ensuite, les poutres réparées sont exposées à l'ambiance intérieure du laboratoire. La température et l'humidité ne sont pas contrôlées, mais elles sont enregistrées durant toute la durée des essais (voir annexe C). La température moyenne est de l'ordre de 25°C et l'humidité moyenne de 44%. Les poutres soumises au séchage seul[2] sont stockées à l'horizontal, face réparée au-dessus. Elles reposent sur trois appuis disposés de façon à avoir une sollicitation mécanique due au poids propre minimum.

Le faciès de fissuration de chaque poutre (deux par composition) est observé pendant 3 à 6 mois. Nous utilisons pour cela une lunette optique de grossissement 20× munie d'un vernier permettant de détecter des fissures de l'ordre de 5 μm et de mesurer facilement des ouvertures de fissures supérieures à 25μm. Afin de caractériser la fissuration des réparations nous avons mesuré différents paramètres des fissures : l'ouverture[3], le positionnement longitudinal, la longueur et la profondeur. Les trois premiers paramètres sont mesurés sur la face supérieure et le dernier sur les deux faces latérales de la poutre. Les faciès ainsi relevés sont disponibles en annexe E.

Nous noterons tout d'abord que nous n'avons détecté aucune fissure sur les réparations effectuées avec le BO et le BOarr, même après 6 mois de séchage. Pour les autres compositions, les fissures observées sont perpendiculaires à l'axe longitudinal des poutres. Elles sont généralement localisées au droit d'un cadre de la cage d'armature. Les premières fissures sont détectées dès la première semaine de séchage pour le BAP, le BAPftc et le BPh. Pour le BPs la fissuration n'apparaît qu'après 3 semaines de séchage. Sur ce dernier type de réparation, nous n'avons détecté qu'un faible nombre de fissures (3 à 4) peu ouvertes. Pour toutes les poutres réparées, la fissuration se propage dans la couche de réparation mais atteint rarement l'interface. La majorité de fissures a une profondeur de l'ordre de 40 à 70 mm.

La figure 5.1 donne l'évolution de l'ouverture moyenne de fissure pour toutes les réparations en fonction du temps de séchage. Le tableau 5.2 récapitule le nombre final de fissures relevées. Nous pouvons constater que la fissuration, après 3 mois de séchage, est très faible pour le BPs (< 20 μm) et atteint une valeur maximale qui reste faible pour le BPh (~ 45 μm). L'ouverture maximale d'une fissure individuelle observée est de l'ordre de 105 μm pour le BAPftc. Sur le graphique de la figure 5.1 , nous avons placé les données obtenues pour chacune des deux poutres testées pour chaque composition, ce qui explique les écarts importants pouvant être observés pour un mélange donné. Les courbes représentent les tendances générales suivies par chacune des compositions utilisées. Quatre tendances ressortent de ce graphique :

1. deux types de réparation (BO et BOarr) ne fissurent pas du tout ;
2. le BPs fissure très peu;
3. les réparations effectuées avec les deux bétons auto-plaçants fissurent rapidement et nous constatons une augmentation « rapide » des ouvertures, mais un nombre de fissures stable ;
4. le BPh fissure rapidement, mais l'ouverture de fissure se stabilise dès 60 jours et le nombre de fissures augmente.

2. *c.à.d* exemptes de tout chargement mécanique.
3. cette ouverture est en fait la moyenne de 5 points de mesure le long de la fissure.

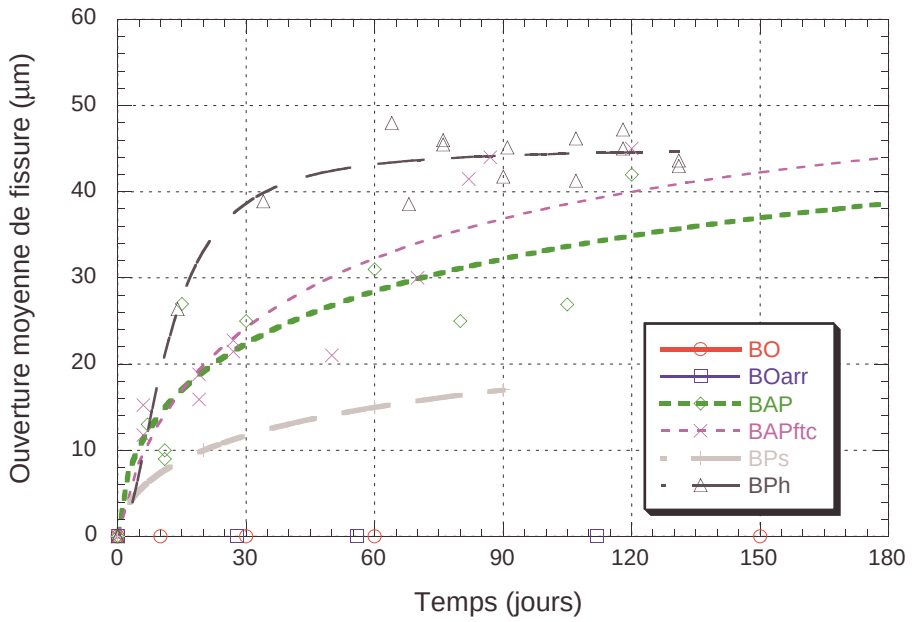


FIG. 5.1 – *Ouverture moyenne de fissuration en fonction du temps de séchage - Cas du séchage seul. Le BO et le BOarr n'ont pas fissuré.*

TAB. 5.2 – *Nombre de fissures apparues après 3 mois de conditionnement*

Matériau	séchage seul	charge 33%	charge 66%
BO	0	12	17
BOarr	0		
BAP	17	16	23
BAPftc	15	16	20
BPs	5		
BPh	13	16	21
Nombre de cadre dans la réparation : 16			

Nous pouvons relier ces quatre tendances au comportement en séchage et en fluage des matériaux :

1. le BO et le BOarr font peu de retrait (figure 4.5) et leur fluage est important (figure 4.14) ;
2. le BPs fait peu de retrait mais aussi peu de fluage ;
3. les bétons auto-plaçants font beaucoup de retrait et beaucoup de fluage.
4. le BPh fait un retrait et un fluage important et contient des fibres de polyoléfine qui permettent de stabiliser les ouvertures de fissure (Beaupré et coll., 2000).

Intéressons nous à un critère qui tient compte de l'ouverture de fissure, de la longueur de fissure et du nombre de fissures[4]. Une densité de fissuration peut être définie par le rapport entre la surface de fissure et la surface totale étudiée – $\sum(ouverture \times longueur)/S_{totale}$. Ainsi une densité de fissuration de 10^{-3} signifie que sur une surface de 1 m^2 nous pourrons relever plusieurs fissures dont la surface totale correspondra à 10^{-3} m^2. La figure 5.2 donne l'évolution de cette densité de fissuration dans les trois cas de conditionnement. Le cas du séchage seul correspond à la partie basse du graphique. Nous voyons ainsi que les comportements du BAP, BAPftc et du BPh sont confondus.

Dans le cas du séchage seul, ces constatations peuvent conduire à des premières conclusions. Plus le retrait total est faible plus le risque de fissuration est faible. Un fluage important permet de diminuer encore ce risque (BPs *versus* BO et BOarr). Même avec un fort fluage, si le retrait est élevé la fissuration ne peut être évitée et les ouvertures de fissure peuvent être importantes (BAP et BAPftc).

5.4 Réparations soumises au séchage et à un chargement mécanique

Nous nous sommes ensuite intéressés au comportement sous charge de ces réparations. Les conditions de conservation des poutres sont les mêmes que précédemment. Après 10 jours ou 45 jours de séchage les poutres sont soumises à un chargement mécanique en flexion 4 points selon le schéma de la figure 5.3a. Deux niveaux de chargement ont été imposés : un chargement à 33% de la charge ultime après 10 jours de séchage et un chargement à 66% de la charge ultime après 45 jours de séchage. Le moment de rupture théorique (sans coefficient de sécurité) est de $M_{ult} = 40\ kNm$. Le moment ultime réglementaire (BAEL, 1991)[5] est de $M^*_{ult} = 33\ kNm$. Le chargement à 33% de M_{ult} correspond environ à la charge de service dans des conditions environnementales fortement agressives (BAEL 1991 ou ACI 224R-90 1992).

5.4.1 Appareillage d'essai

Deux poutres sont placées dos à dos et chargées avec un système à ressort. Un système similaire a été utilisé avec succès par O'Brien et coll. (1997) pour étudier les effets du gel / dégel sur les poutres en béton armé en charge. Le chargement est appliqué à chaque extrémité par un dispositif à ressort permettant de compenser en partie les effets du fluage (figure 5.3b). Ce type d'appareillage permet d'appliquer une charge à long terme sans monopoliser une presse ou des vérins. Il peut être utilisé en laboratoire ou en extérieur afin d'exposer les éléments réparés à des conditions environnementales sévères. L'appareil de charge est étalonné sur une presse. Ainsi la mesure de la déformation de l'appareil de flexion lors du chargement des poutres permet de connaître la charge appliquée. La charge, quasiment constante dans le temps, peut être ajustée à 0,15 kN près. Durant les cinq mois d'essai, elle n'a été ajustée que deux fois.

4. du point de vue de la durabilité, vaut-il mieux une surface avec peu de fissures très ouvertes ou une surface avec beaucoup de fissures peu ouvertes ?

5. règlement français de calcul des structures en béton armé. Le code nord-américain équivalent (ACI 318-89, 1992) donnerait les mêmes résultats

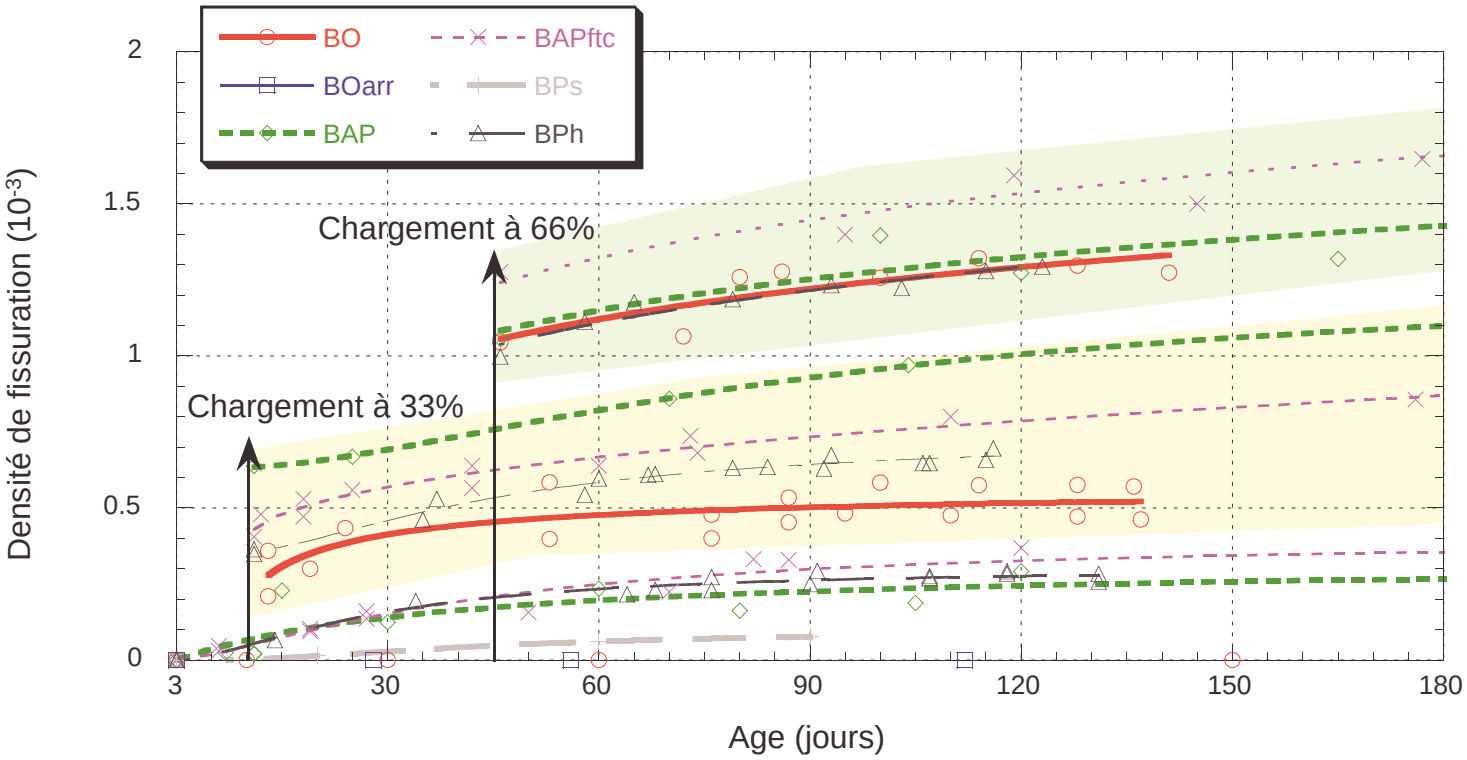


FIG. 5.2 – *Densité de fissuration dans les trois cas de conditionnement*

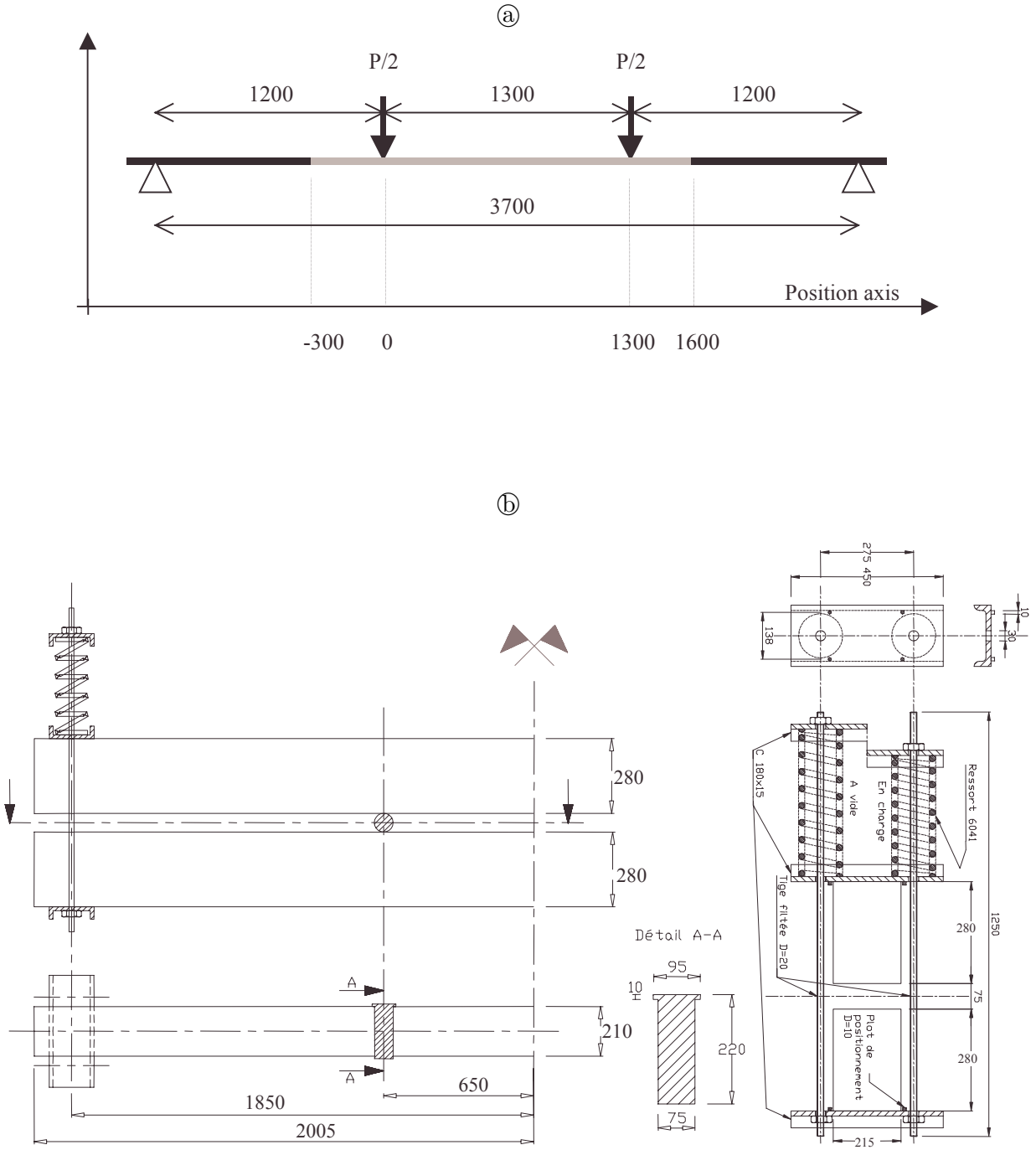


FIG. 5.3 – ⓐ *Chargement en flexion 4 points des réparations,* ⓑ *Banc de flexion à long terme (dimension en mm)*

5.4.2 Évolution des ouvertures de fissures

Chargement à 33% de M_{ult}

Comme précédemment nous avons relevé les faciès de fissuration. Deux poutres par mélange sont utilisées pour ce conditionnement. Dans le cas du BO les fissures apparaissent lors du chargement. Dans les autres cas, il n'y a pratiquement aucune fissure nouvelle mais les fissures créées précédemment, lors des 10 jours de séchage, s'ouvrent plus. Dans tous les cas, quelques fissures seulement se propagent au-delà de l'interface, la majorité reste confinée dans la couche de réparation.

La figure 5.4 donne l'évolution de l'ouverture moyenne des fissures pour les différents mélanges utilisés à partir de la date de chargement. Après 4 mois de chargement, les ouvertures moyennes sont comprises entre 80 μm pour le BO et le BPh et 130 μm pour le BAP. L'ouverture maximale d'une fissure individuelle observée est de l'ordre 210 μm pour le BAP. L'augmentation des ouvertures moyennes est de l'ordre de 50 μm pour tous les mélanges. Pour comparaison, une ouverture moyenne de 100 μm a été relevée sur deux poutres témoins chargées selon le même schéma de flexion 4 points.

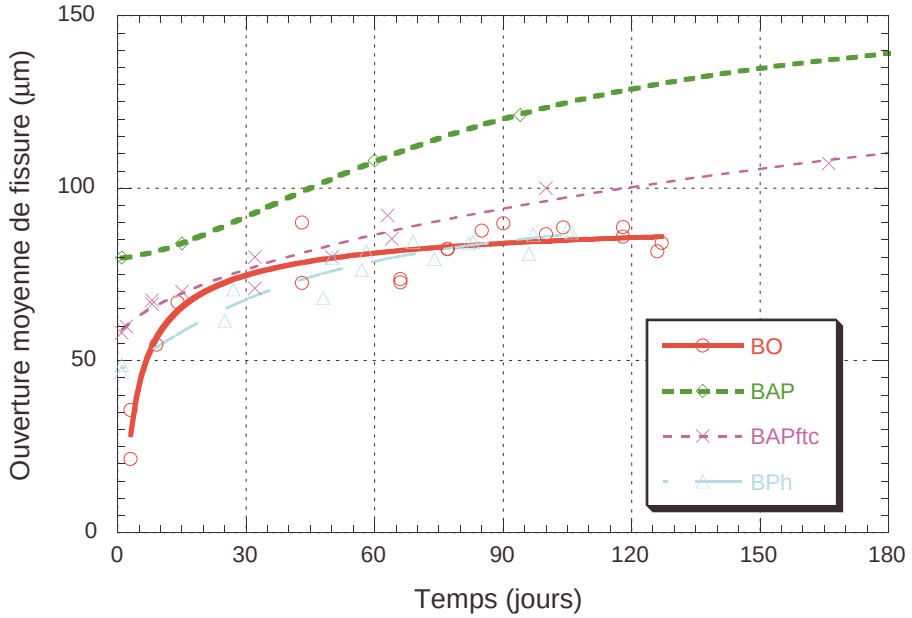


FIG. 5.4 – *Ouverture moyenne de fissuration en fonction du temps de chargement - Chargement à 33% de M_{ult}*

Alors que le BO montre une augmentation rapide de l'ouverture de fissure dans les premières semaines et une stabilisation ensuite, le comportement des autres matériaux (BPh, BAPftc et BAP) semble plus lent au départ et non asymptotique à long terme. L'étude des densités de fissuration (figure 5.2) permet de mieux appréhender les phénomènes. Ainsi nous constatons que l'augmentation rapide de l'ouverture de fissure pour le BO n'a pas d'équivalent lorsque nous nous intéressons aux densités. Cela peut être expliqué de la façon suivante : au cours du séchage seul, le BO n'a pas fissuré, mais le retrait a généré des contraintes de tension dans la couche de réparation (et certainement de la micro-fissuration non visible à la lunette optique). Lors du chargement, l'augmentation des contraintes de traction a crée quelques fissures moyennement ouvertes. Le séchage se poursuivant, les déformations se localisent au niveau de ces fissures qui restent peu nombreuses. De plus, dans le cas des densités de fissuration, nous voyons que le BPh est plus fissuré que le BO tandis que la figure 5.4 montre que les ouvertures moyennes de fissures sont similaires. Le BPh comporte un plus grand nombre de fissures ce qui a été noté au

tableau 5.2. Enfin, nous pouvons observer sur les figures 5.4 et 5.2 une fissuration importante du BAPftc et très importante du BAP.

Chargement à 66% de M_{ult}

Les poutres sont chargées à 66% de la charge ultime théorique après 45 jours de séchage. Seule une poutre par composition subit ce conditionnement. Lors du chargement de nouvelles fissures sont créées. Leur nombre, stable durant la durée de maintien de la charge, est donné dans le tableau 5.2. À ce niveau de chargement, les fissures pénètrent profondément dans le substrat. Nous n'avons pas constaté de bifurcation des fissures au niveau de l'interface.

La figure 5.5 donne l'évolution de l'ouverture moyenne des fissures pour les différents mélanges utilisés, à partir de la date de chargement. Après 3 mois de chargement, les ouvertures moyennes sont comprises entre 125 μm pour le BPh et le BAP et 170 μm pour le BAPftc. L'ouverture maximale d'une fissure individuelle observée est de l'ordre 310 μm pour le BAPftc. L'augmentation des ouvertures moyennes est de l'ordre de 25 μm pour tous les mélanges. Pour comparaison, une ouverture moyenne de 170 μm a été relevée sur deux poutres témoins chargées selon le même schéma de flexion 4 points.

Mis à part l'ouverture initiale juste après le chargement, l'évolution de l'ouverture moyenne des fissures de chaque type de réparation est assez similaire. L'observation des densités de fissuration (figure 5.2) confirme en effet que le BO, le BAP et le BPh ont quasiment le même comportement. En effet, le BO a un nombre de fissures plus faible que les trois autres mélanges, mais une ouverture moyenne de fissures plus importante que le BAP et le BPh. En fait, seul le BAPftc se différencie du lot en présentant un nombre important de fissures et une ouverture moyenne de fissures supérieure aux autres mélanges.

Fissuration *versus* retrait et fluage

Relier les tendances de fissuration au comportement en séchage et en fluage est moins évident que précédemment. Il est en effet difficile de différencier l'effet du chargement mécanique sur la fissuration de l'élément réparé et les effets du séchage et du fluage du matériau de réparation. Il semble toutefois que dans ce cas le fluage ne permet pas de compenser le retrait. Afin de rassembler les résultats, le tableau 5.3 donne un classement qualitatif des mélanges vis-à-vis du retrait, du fluage et de la fissuration. Les mélanges sont classés de 1 à 4 selon la valeur du retrait, du fluage et de la densité de fissuration (1 correspond à une valeur faible de retrait, de fluage ou de fissuration. 4 correspond à une valeur élevée). Ainsi nous constatons que le BAP qui présente un retrait important et un fluage important fissure plus que les autres lors du chargement à 33%. De même, le BAPftc qui montre un retrait moins important que le BAP et un fluage similaire fissure nettement plus lors du chargement à 66% (figure 5.2). De plus, le BPh qui produit un retrait important mais un fluage faible semble bien se comporter vis-à-vis de la fissuration lors du chargement à 33% ou 66%.

En traçant la dérivée temporelle de la densité de fissuration, nous obtenons la « vitesse de fissuration » (figure 5.6). La première constatation est que la vitesse de fissuration croît avec la charge appliquée. Pour quasiment tous les mélanges, plus la charge est importante, plus la fissuration se fait rapidement. Quand aucune charge n'est appliquée, la vitesse de fissuration est liée au retrait de séchage. Quand nous appliquons une charge supplémentaire, nous constatons que la vitesse augmente. Il y a donc un second phénomène qui s'ajoute et celui-ci est certainement lié au fluage de l'élément réparé[6]. Il est cependant difficile de savoir si ce fluage est dû uniquement

6. selon la théorie de la viscoélasticité, nous pouvons écrire : $\varepsilon(t) = J(t_0,t)\sigma_0$ où J est la fonction de retard, t le temps et t_0 le moment où la contrainte σ_0 est appliquée. En dérivant, nous obtenons : $\dot{\varepsilon}(t) = \dot{J}(t_0,t)\sigma_0$. Ainsi la vitesse de fluage $\dot{\varepsilon}(t)$ est directement proportionnelle à la contrainte appliquée et nous pouvons nous attendre que la vitesse de fissuration et la vitesse de déflection des éléments réparés le soient aussi.

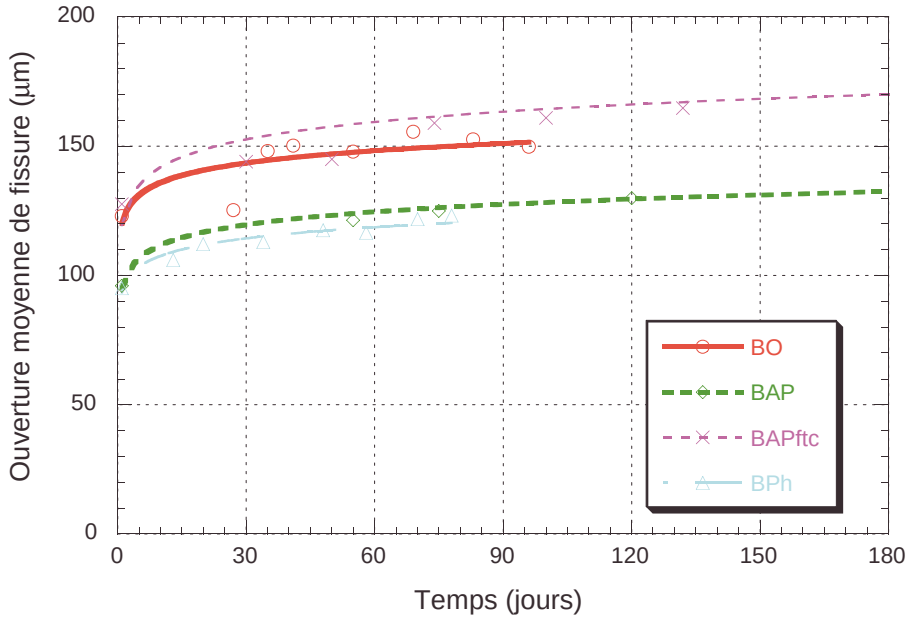


FIG. 5.5 – *Ouverture moyenne de fissuration en fonction du temps de chargement - Chargement à 66% de M_{ult}*

TAB. 5.3 – *Classement qualitatif des mélanges vis-à-vis du retrait, du fluage et de la fissuration. 1 correspond à une valeur faible de retrait, de fluage ou de fissuration. 4 correspond à une valeur élevée.*

Matériau	Retrait total	Fluage	Fissuration		
			séchage seul	33%	66%
BO	1	1	1	1	1ex
BAP	4	3ex	2	4	1ex
BAPftc	2	3ex	4	3	4
BPh	3	2	3	2	1ex

au fluage du matériau de réparation. Malgré tout, il apparaît, pour le cas de charge 33%, que plus le fluage du matériau est important, plus la vitesse de fissuration est importante. La tendance est moins nette pour le cas du chargement à 66%.

Ces constatations laissent penser que dans le cas d'un chargement mécanique, le fluage n'est peut être pas un facteur limitant la fissuration des éléments réparés. Il peut au contraire l'amplifier. Les incertitudes soulevées précédemment ne permettent toutefois pas de conclure catégoriquement. Il faut pouvoir différencier l'effet du retrait et celui du fluage. La modélisation numérique permettra d'apporter de nouveaux éléments de réponses et d'affiner les conclusions.

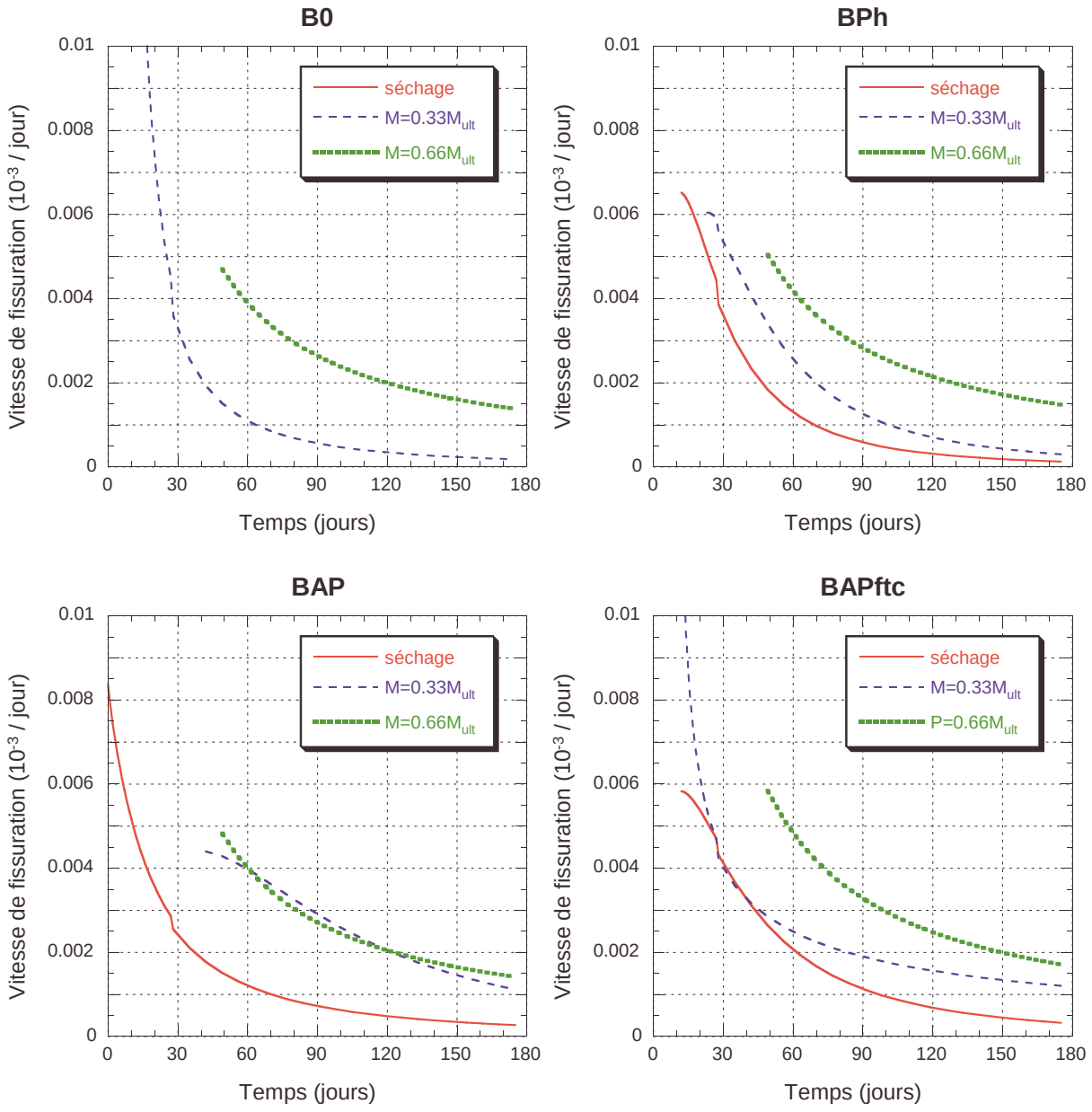


FIG. 5.6 – *Vitesse de fissuration. La vitesse de fissuration correspond à la dérivée des courbes de fissuration des figures 5.4 et 5.5.*

5.4.3 Mise en évidence du fluage des éléments réparés

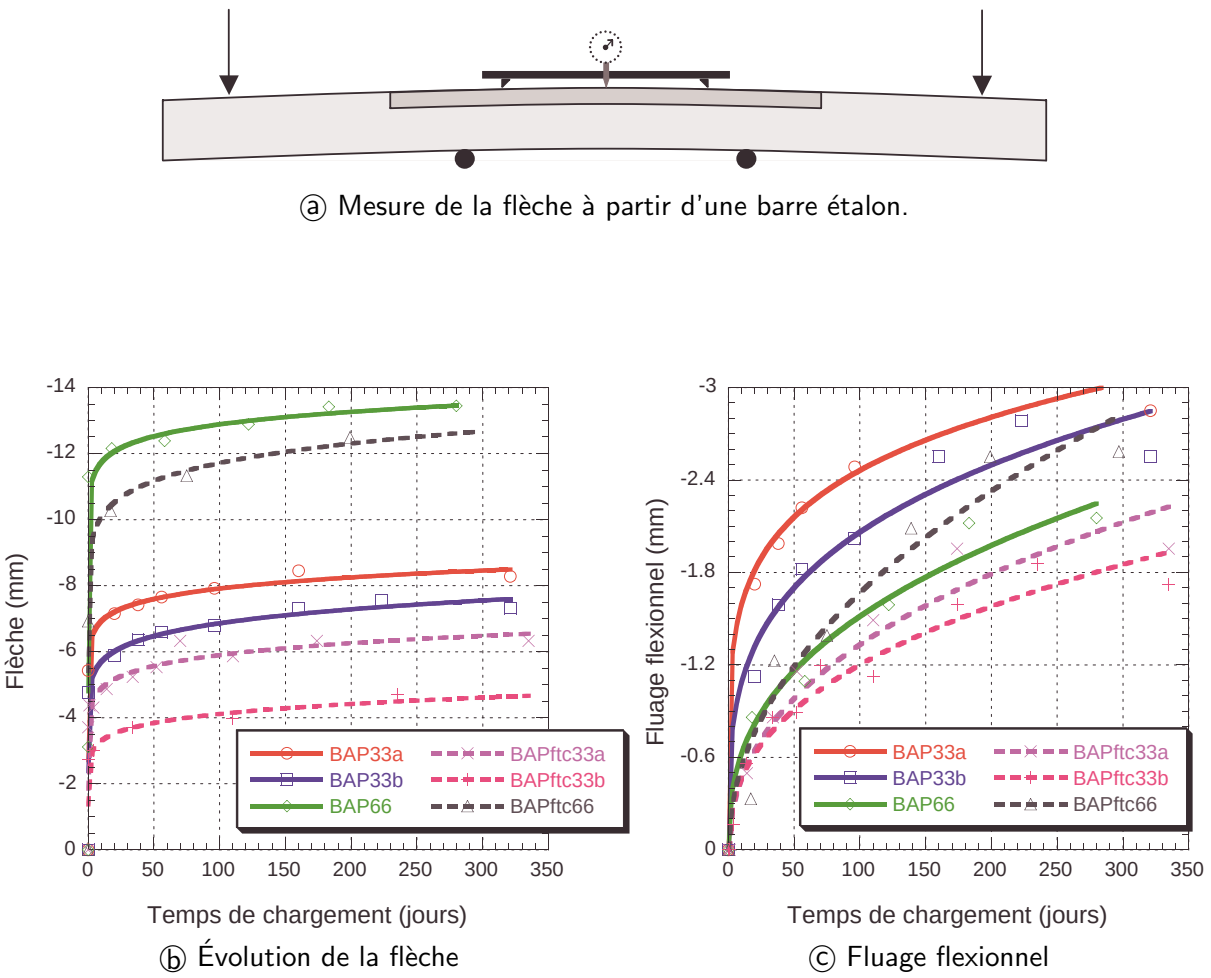
Parallèlement aux mesures d'ouvertures de fissures, nous avons suivi l'évolution de la flèche de certains éléments réparés dans les deux cas de chargement mécanique présentés précédemment. Cette partie de l'étude n'a été réalisée que pour deux matériaux : le BAP et le BAPftc.

La mesure de la flèche au cours du temps des éléments réparés n'était pas au départ une mesure essentielle de l'étude envisagée. De plus, nous n'avions pas au laboratoire l'équipement nécessaire en nombre suffisant pour mesurer la flèche au niveau de la ligne moyenne en éliminant les tassements d'appuis pour six poutres chargées simultanément. Nous avons donc utilisé une technique de mesure indirecte de la flèche. Cette technique de mesure a été utilisée et validée dans une étude sur le retrait flexionnel effectuée au laboratoire (Blais, 2001). Le principe est basé sur une mesure relative de la flèche en un point de la poutre. En se basant alors sur la théorie des poutres, nous supposons la forme de la déformée (quadratique dans la zone de moment constant et cubique dans la zone de moment linéairement variable). A partir de cette mesure, nous pouvons remonter à l'expression de la flèche en tout point de la poutre et calculer la flèche au centre de l'élément. Nous utilisons un montage constitué d'un profilé d'aluminium muni à chacune de ses extrémités d'une pointe en acier et en son centre d'un comparateur à cadran précis au millième de pouce. Des plots de référence (pastilles de laiton), sont collés sur la surface des poutres. À l'une des extrémités, le plot est poinçonné afin que la pointe du profilé soit bien fixe. À l'autre extrémité, le plot est rainuré de manière à ce que la pointe puisse glisser librement selon l'axe de la poutre. Le plot central est une pastille lisse servant d'appui stable pour la pointe du comparateur à cadran (figure 5.7a). Chaque mesure est alors effectuée en référence à une barre étalon.

La figure 5.7b présente l'évolution de la flèche au cours du temps de deux poutres chargées à 33% de M_{ult} et d'une poutre chargée à 66% de M_{ult} pour chacun des deux mélanges étudiés. Les flèches mesurées par cette méthode concordent avec les mesures directes effectuées par la suite (voir § 5.5). La figure 5.7c donne le fluage flexionnel, c'est-à-dire l'augmentation de la flèche par rapport à la flèche élastique initiale sous une sollicitation de flexion.

Nous constatons que la flèche des éléments réparés évolue significativement par rapport à la flèche initiale. Cette augmentation peut atteindre plus de 75% de la flèche initiale. Aucun essai de flexion à long terme sur poutre saine [7] n'ayant été réalisé, il est difficile de connaître la quantité de fluage due au matériau de réparation et celle due au matériau du substrat. Nous pouvons penser tout de même, que le substrat ayant une maturité supérieure à deux ans, le fluage de celui-ci est très faible. Cette hypothèse pourra être confirmée à l'aide de la modélisation numérique. D'autre part, il est surprenant que dans le cas du BAP, le fluage flexionnel pour un chargement à 66% soit inférieur à celui à 33% alors que pour le BAPftc nous constatons l'inverse. Nous pouvons toutefois expliquer cette observation par le vieillissement du fluage. En effet, le chargement à 66% est effectué à une échéance de 45 jours et le fluage spécifique doit être significativement réduit. Cette réduction masque certainement l'effet de l'augmentation de la charge dans le cas du BAP. Pour le BAPftc, le vieillissement est peut-être moins prononcé. En absence d'essai de fluage à différentes échéances, nous ne pouvons que rester qu'au stade des hypothèses.

7. c.-à-d. constituée uniquement du béton de substrat



ⓐ Mesure de la flèche à partir d'une barre étalon.

ⓑ Évolution de la flèche

ⓒ Fluage flexionnel

FIG. 5.7 – *Flèche mesurée pour les différents éléments réparés*

5.4.4 Mise en évidence du comportement monolithique de la réparation et du substrat

Dans une première tentative, nous avons essayé de mesurer le champ de déformations dans des poutres réparées soumises au séchage seul. Pour cela nous avons utilisé un extensomètre à pointeaux et nous avons collé des plots de référence sur une face latérale de la poutre tel qu'indiqué sur la figure 5.8. En mesurant l'évolution de la distance entre deux plots pour chacune des six positions, nous obtenons la valeur de la déformation moyenne en six points d'une section de la poutre et ainsi le profil de déformation dans cette section.

La figure 5.9 donne l'évolution des déformations dues au retrait de séchage dans une section de deux poutres réparées avec du BAP et du BAPftc. Nous pouvons constater que les valeurs mesurées sont relativement faibles ($\sim 100\ \mu m/m$). D'après les résultats d'un calcul aux éléments finis (cf. figure 7.10), nous nous attendions à mesurer les effets du cambrage dû au retrait de la couche de réparation — c'est-à-dire, un allongement de la fibre supérieure de la poutre et un raccourcissement de la fibre inférieure. Les mesures ne confirment toutefois pas ce calcul. Les mesures sont en effet assez contradictoires dans le cas du BAP et du BAPftc. Des effets parasites peuvent provenir de la création de fissure entre les plots de référence et des conditions d'entreposage des poutres (effet du poids propre s'opposant au cambrage).

Dans un second temps, nous avons utilisé la même méthode pour mesurer le champ de déformation lors du chargement mécanique. La figure 5.9 récapitule les mesures effectuées pour le BAP et le BAPftc dans les différents cas de conditionnement.

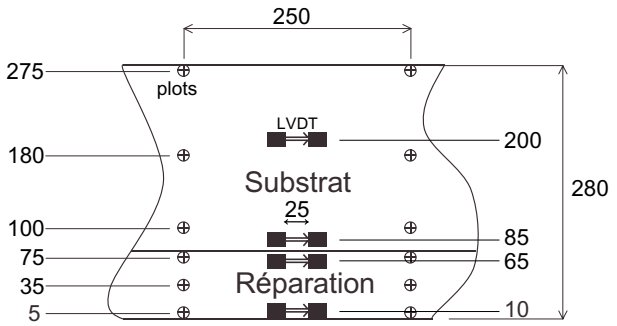


FIG. 5.8 – *Position des plots de référence et des LVDT*

Nous constatons dans tous les cas, que les éléments réparés se comportent de façon monolithique. Les valeurs mesurées, dans le cas du BAP à 33% et 66% et du BAPftc à 66%, sont en accord avec celles obtenues par un simple calcul de résistance des matériaux (flexion d'une poutre en béton armée constituée d'un seul béton). Dans le cas du BAPftc à 33%, les valeurs mesurées en zone comprimée sont totalement aberrantes.

Le comportement monolithique est certainement assuré par la présence des barres d'armatures passives tel que l'avait déjà constaté Bernard (2000) et des cadres assurant un ancrage important de la couche de réparation. Enfin, il faut noter que les mesures sont effectuées dans la zone de flexion pure, et qu'il n'y a ainsi aucune contrainte de cisaillement.

De nouveau, nous pouvons observer les effets fluage des éléments réparés. En effet, la rotation des sections au cours du temps confirme l'évolution des flèches mesurées précédemment.

5.5 Comportement à la rupture des éléments réparés

5.5.1 Conditions d'essai

Après avoir étudié le comportement en service des éléments réparés, nous nous sommes intéressés au comportement jusqu'à la rupture. Pour cela nous avons testé un certain nombre de poutres réparées en flexion 4 points selon le même schéma que précédemment (figure 5.3a) mais à l'aide d'un vérin à asservissement hydraulique.

La conception du montage expérimental répond à plusieurs impératifs : facilité d'accès à la face tendue pour les mesures d'ouverture de fissure, mesure de la flèche au niveau de la ligne moyenne, reprise des tassements d'appuis. Nous avons donc utilisé le montage présenté à la figure 5.10. La poutre est déposée face réparée vers le haut sur deux appuis espacés de 1,30 m fixés sur une poutrelle d'acier. Cette poutrelle est déposée sur un système rotulé en son centre. La poutre est retenue à une extrémité par un appui à rouleau fixé à la dalle d'essai par deux tirants. À l'autre extrémité, le vérin hydraulique applique une charge $P/2$. Une mise en place minutieuse de la poutre permet d'appliquer une charge identique aux deux extrémités de la poutre. La flèche est mesurée à l'aide de deux LVDT[8] de fixés de chaque côté de la poutre en $l/2$. La ligne moyenne est matérialisée de chaque côté par une barre d'aluminium fixée à chaque extrémité de la poutre (« cadre japonais »). La charge est mesurée à l'aide d'une cellule de

8. Linear Variable Differential Transducer, capteur de déplacement constitué d'un cylindre équipé de deux bobines secondaires placées symétriquement de chaque côté d'une bobine primaire. Le déplacement d'un cœur magnétique à l'intérieur du cylindre modifie l'inductance des bobines secondaires par rapport à la bobine primaire. Ainsi le déplacement du cœur est directement relié à la tension électrique aux bornes du LVDT.

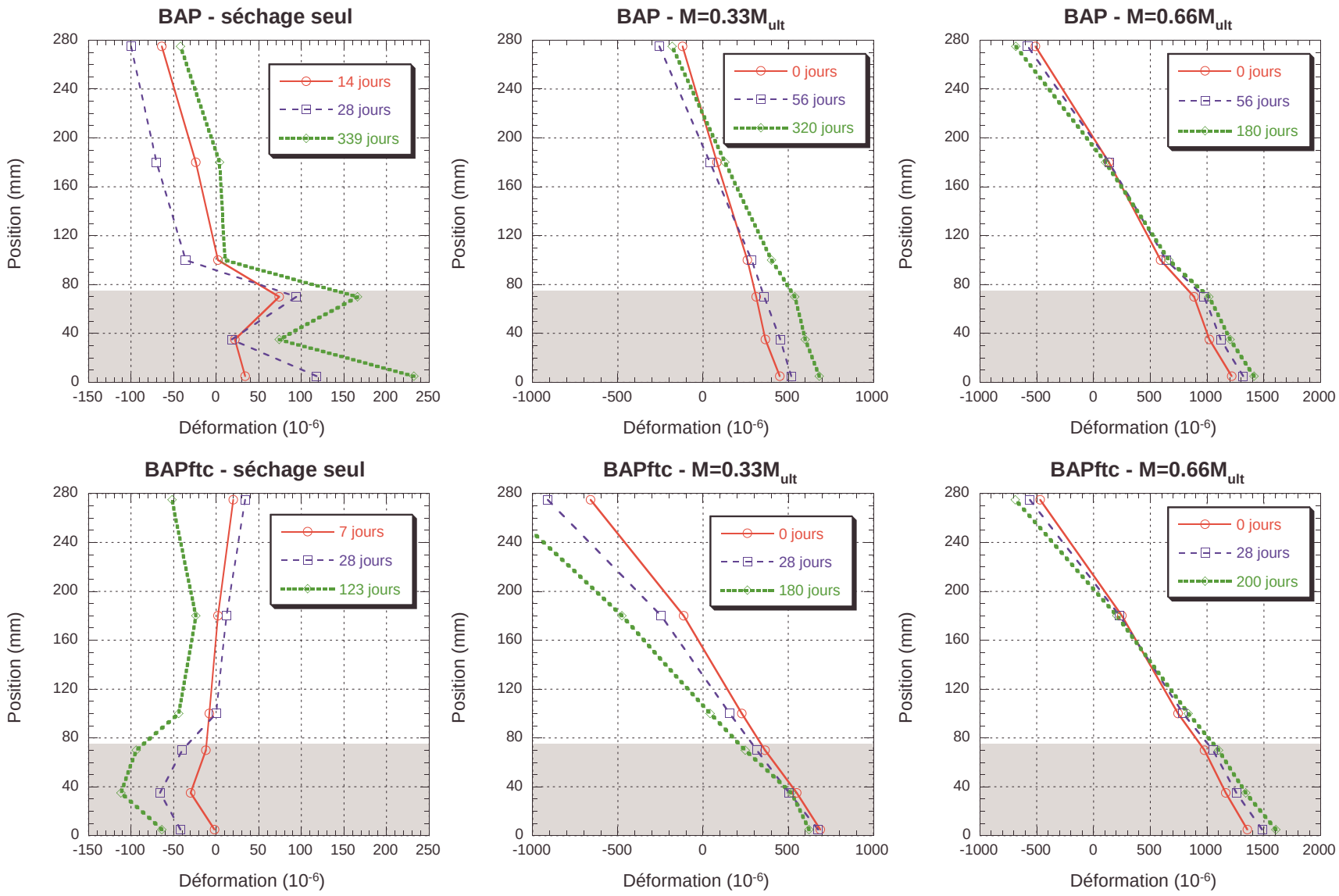


FIG. 5.9 – *Profil des déformations dans une section centrale d'une poutre réparée. La zone grisée correspond à la couche de réparation. Nous constatons un comportement monolithique. Les valeurs mesurées, dans le cas du* BAP *à 33% et 66% et du* BAPftc *à 66%, sont en accord avec celles obtenues par un simple calcul de résistance des matériaux. Dans le cas du* BAPftc *à 33%, les valeurs mesurées en zone comprimée sont totalement aberrantes.*

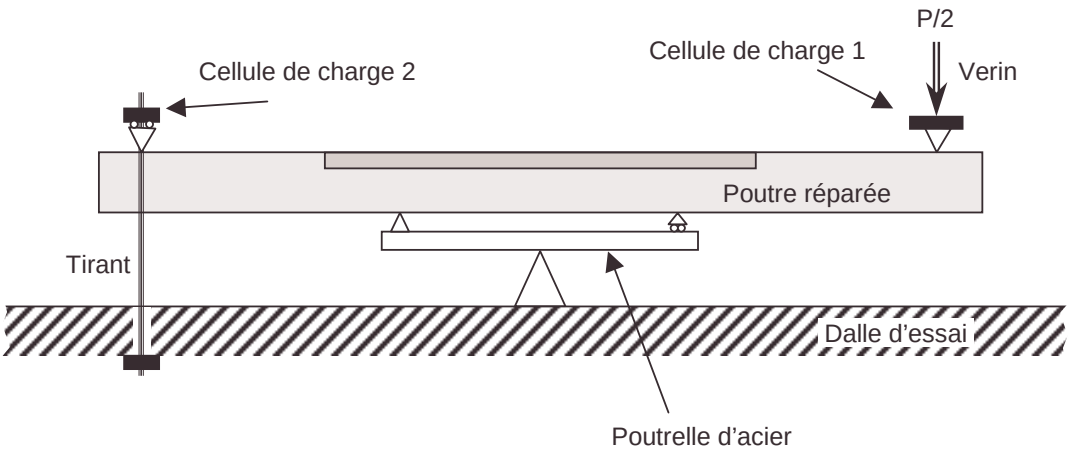


FIG. 5.10 – *Montage de flexion pour un chargement à la rupture. La face tendue est facilement accessible pour les mesures d'ouverture de fissure*

charge placée sous le vérin. Dans les essais préliminaires une seconde cellule de charge est placée à l'autre extrémité de la poutre pour vérifier la symétrie du chargement.

Outre les mesures de charge et de flèche, nous avons mesuré l'ouverture d'une fissure en quatre points de la section de la poutre. Pour cela nous avons utilisé quatre LVDT à faible course ($\sim 2\ mm$) placés à 10, 65, 85, et 200 mm de la face réparée (figure 5.8). Nous avons placé ces LVDT au niveau d'une fissure préexistante due au séchage de la couche de réparation. Dans le cas du BO, où aucune fissure n'est apparue durant le séchage, les LVDT sont mis en place dès l'apparition d'une fissure. Ces mesures s'effectuent dans la zone de moment constant.

5.5.2 Comportement flèche - effort

Afin de comparer les résultats obtenus avec les poutres réparées, nous avons testé deux types de poutres témoins : des poutres saines (non réparées), qui ont été coulées en même temps que les autres poutres, et des poutres sans béton d'enrobage[9]. La figure 5.11 présente les courbes obtenues pour ces deux types de poutres. Dans le cas des poutres avec les aciers dégagés (AD), le fonctionnement mécanique est légèrement différent. Les aciers fonctionnent comme des tirants. La zone de béton tendu fissuré qui généralement participe à la raideur globale de la poutre n'agit pas ici et nous pouvons constater que la flèche pour une charge donnée est plus importante. Un faible nombre de fissures apparaît lors du chargement (3 à 4 fissures à 30 kN). La rupture de la poutre intervient par plastification et arrachement des aciers. La charge de rupture est légèrement plus faible. Toutefois, la différence de comportement n'est pas très sensible.

Les différentes poutres réparées sont testées de la même façon. Les courbes de comportement sont données sur la figure 5.12. Nous pouvons remarquer que globalement, le comportement des poutres réparées est intermédiaire entre celui des poutres témoins et des poutres avec aciers dégagés. Nous noterons que les poutres réparées avec BO ont un comportement proche de celui des poutres avec aciers dégagés. Le BAP et le BPh semblent avoir donné les meilleurs résultats du point de vue de la résistance. Aucun des types de réparation utilisés dans cette étude n'a permis d'accroître la résistance des éléments réparés.

9. enlèvement du béton sur une profondeur de 75 mm et 2 m de long, comme pour la préparation des poutres avant réparation.

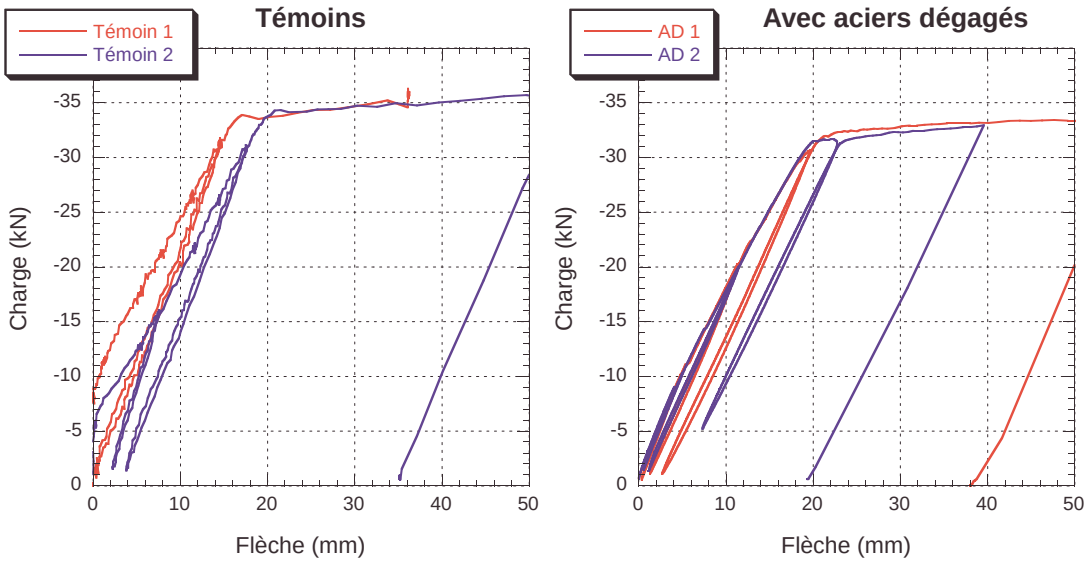


FIG. 5.11 – *Courbe de comportement des poutres témoins. Pour les poutres saines, nous constatons une phase avant fissuration, une phase après fissuration et la plastification des aciers. Pour les poutres avec aciers dégagés la phase avant fissuration n'existe pas. La charge de plastification est un peu plus faible pour les poutres avec aciers dégagés.*

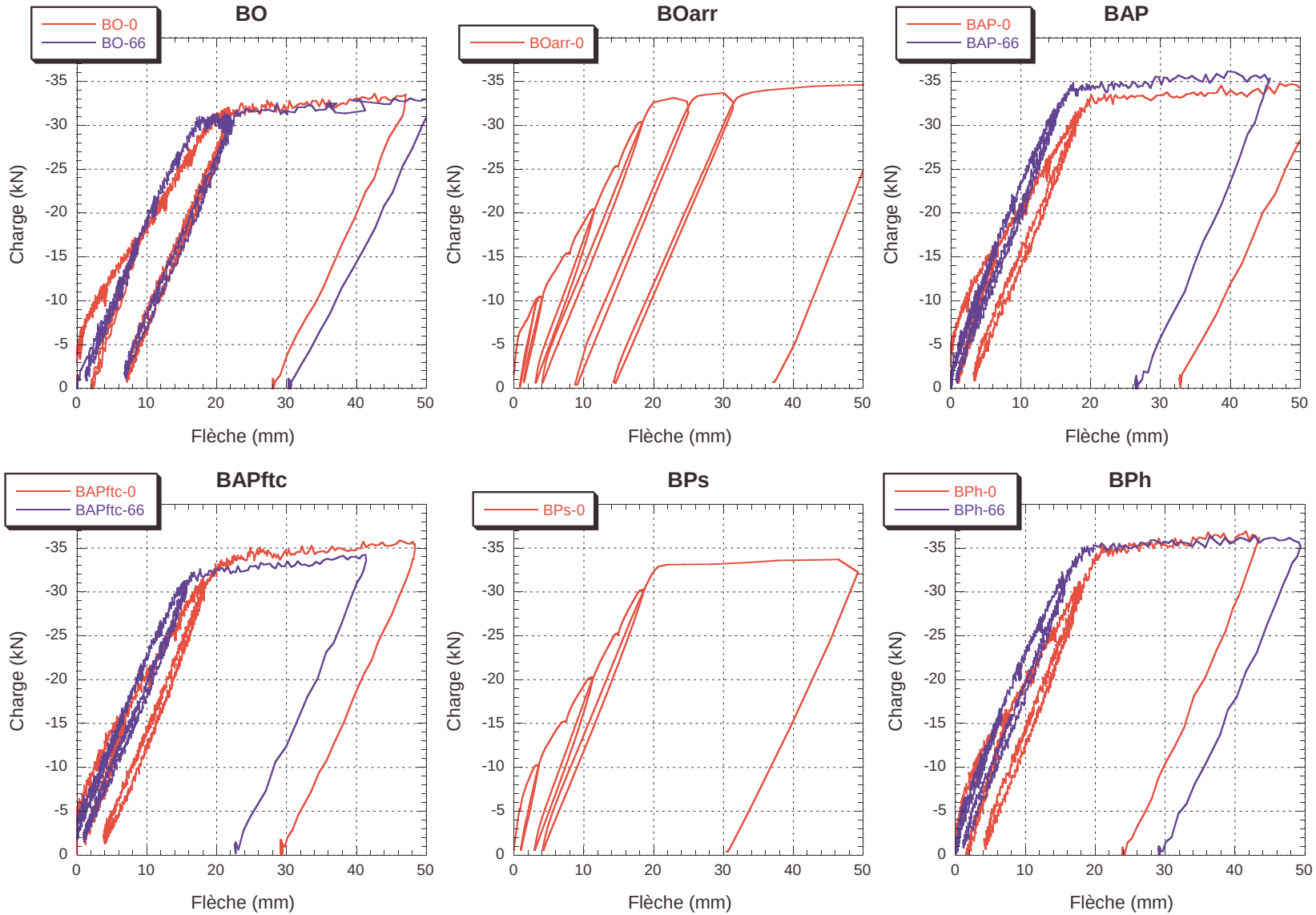


FIG. 5.12 – *Courbes de comportement des poutres réparées*

5.5.3 Comportement effort - fissuration

Afin de suivre la fissuration au cours du chargement, deux types de mesures ont été effectués.

Premièrement, à chaque palier de 10 kN nous avons relevé l'ouverture de fissure en surface à l'aide de la lunette à grossissement 20×. Comme nous pouvons le voir à la figure 5.13 le comportement ouverture de fissure - charge montre une tendance quasi-linéaire. Les différents matériaux ont un comportement similaire. Nous pouvons tout de même remarquer que l'ouverture de fissure des mélanges de béton ordinaire (BO et BOarr) est plus importante à 30 kN.

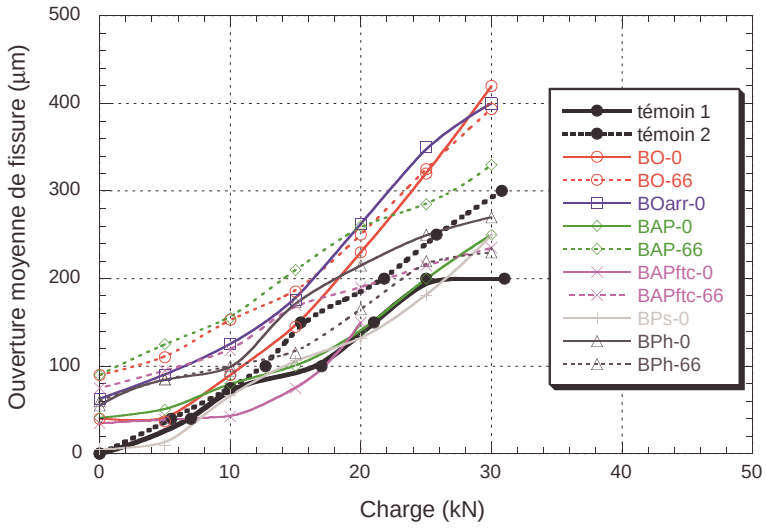


FIG. 5.13 – *Évolution des ouvertures moyennes de fissures en face tendue*

Ensuite, à l'aide des LVDT placés sur la tranche des poutres (figure 5.8) nous pouvons suivre l'évolution de l'ouverture de fissure en différents points d'une section de poutre. Le premier LVDT est placé le plus proche de la surface de la réparation. Les deux suivants sont placés juste avant et juste après l'interface entre la réparation et le substrat. Le dernier est placé dans le substrat à 200 mm de la surface de réparation. Les résultats obtenus sont donnés en annexe D.

A partir des résultats obtenus avec les LVDT, nous avons tracé à la figure 5.14 l'évolution de l'ouverture selon l'axe de la fissure et la charge appliquée. Nous constatons tout d'abord que dans le cas des poutres témoins, l'ouverture des fissures est linéaire en fonction de la profondeur de fissure. Ce résultat correspond bien au comportement «classique» du béton armé. Pour pratiquement toutes les réparations, nous pouvons observer un comportement quasi similaire. Seules les réparations effectuées avec le BPh montrent un comportement différent dans la réparation et le substrat. Cette différence d'ouverture de fissure de chaque côté de l'interface pourrait être expliquée par un délaminage de l'interface (comme nous le verrons un plus loin, l'interface dans le cas du BPh est de mauvaise qualité).

5.5.4 Mesure des vitesses de propagation des ondes ultrasonores

Comme nous l'avons vu précédemment, la zone d'interface peut être une zone de faiblesse et mener au délaminage de la couche de réparation lors d'un chargement mécanique ou hydrique. Afin de détecter la présence ou non d'une zone de délamination, nous avons utilisé la technique de mesure des vitesses de propagation des ondes ultrasonores (Carino, 1992). Deux types de mesures peuvent être employés : une mesure par transmission à travers une épaisseur de béton (pulse velocity) ou une mesure par écho du signal initial (impact-echo).

Dans le premier cas, il faut mesurer le temps de propagation Δt des ondes de compression (ou ondes P) à travers une épaisseur de béton connue. A partir de cette mesure nous pouvons

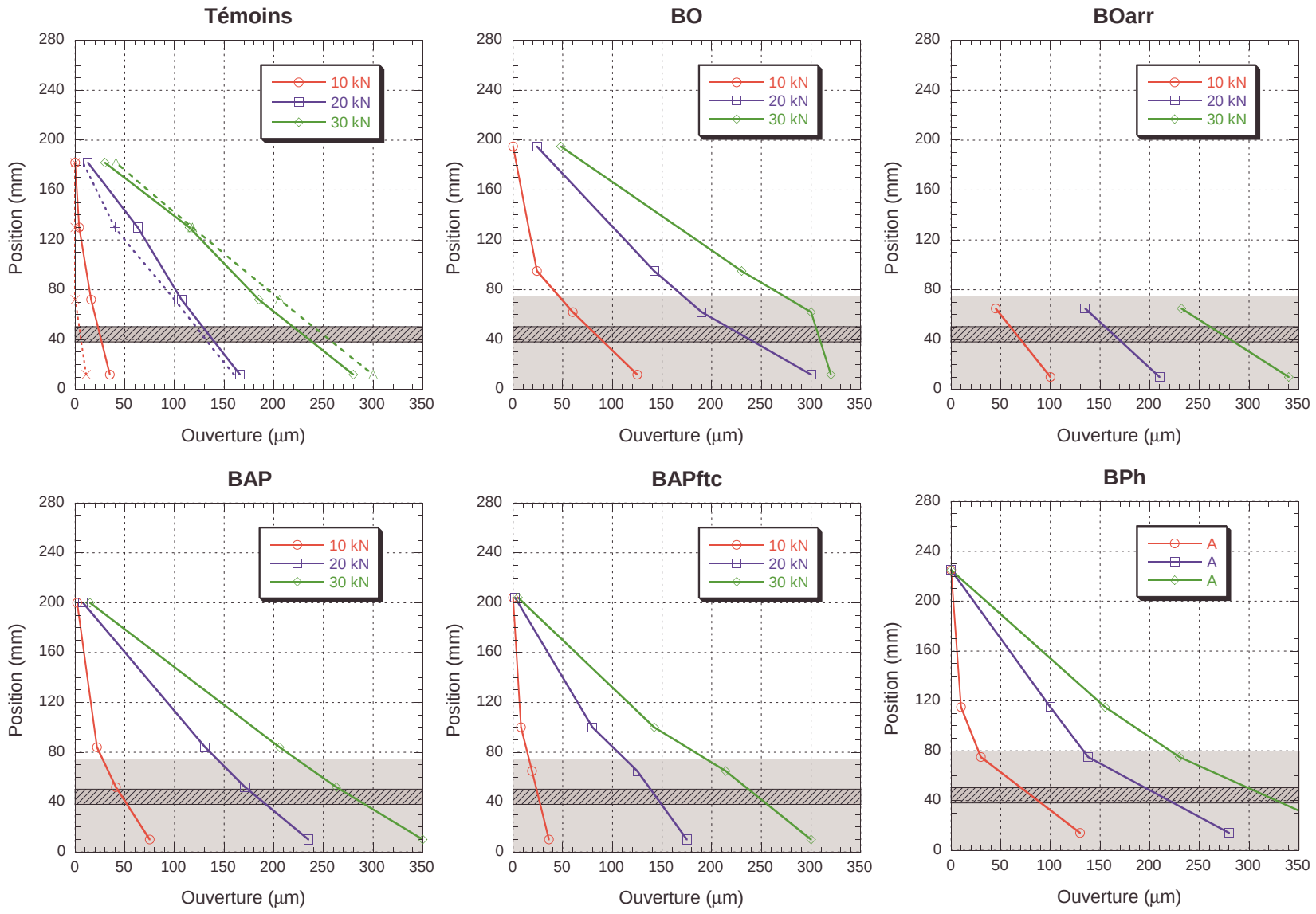


FIG. 5.14 – *Évolution des ouvertures de fissures en fonction de la hauteur de la poutre. La zone grisée correspond à la réparation et la barre hachurée aux barres de renforcement.*

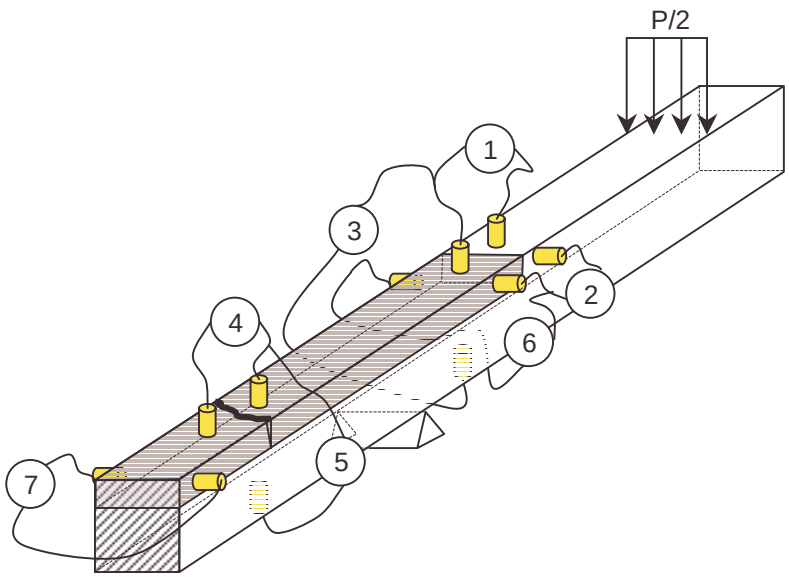


FIG. 5.15 – *Position des émetteurs et des récepteurs pour la mesure des temps de propagation des ondes ultrasonores*

obtenir la valeur du module dynamique du matériau (ASTM C597, 1990). Un défaut ou un endommagement dans cette couche de béton peut être détecté si le temps de propagation augmente. Le module dynamique peut être calculé à partir de la vitesse de propagation c_p et la densité ρ du matériau :

$$E_d = c_p^2 \, \rho \, \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \tag{5.1}$$

Le coefficient ν est généralement obtenu en complétant la mesure des vitesses des ondes P par la mesure des vitesses des ondes S (ou ondes de cisaillement). Dans notre cas, n'ayant pas accès aux vitesses des ondes S, nous avons utilisé la valeur usuelle $\nu = 0{,}2$.

Dans le second cas, c'est le temps de propagation de l'onde réfléchie qui est mesuré. L'onde initiale est réfléchie par l'interface entre deux matériaux. Cette méthode permet alors de mesurer l'épaisseur du matériau, la présence de fissures ou autres défauts dans la couche. Sansalone et coll. (1998) montrent que cette technique permet, en mesurant non plus le temps de propagation de l'onde réfléchie mais celui de l'onde diffractée par une fissure, de mesurer la profondeur l_v de cette fissure. Si l'émetteur et le récepteur sont répartis symétriquement de chaque côté de la fissure (distance l_h entre l'émetteur et la fissure), les auteurs proposent la relation suivante :

$$l_v = \sqrt{\left(\frac{c_p \, \Delta t}{2}\right) - l_h^2} \tag{5.2}$$

Selon le principe de ces méthodes, nous avons fixé sept points de mesures sur les poutres et relever les temps de propagation à différents niveaux de chargement. Ces points de mesures sont présentés à la figure 5.15. Pour les points 1, 2 et 4 nous utilisons la seconde méthode. Dans le cas du point 4, nous pouvons calculer par l'équation 5.2 la profondeur de la fissure. Pour les points 3, 5, 6 et 7 nous utilisons la première méthode. Dans le cas 6 et 7, nous pouvons calculer le module dynamique par l'équation 5.1. Le tableau 5.4 donne les temps de propagation pour la poutre BPh-0.

Nous constatons dans ce tableau qu'il y a très peu de variation du temps de propagation pour les points de mesures 6 et 7. C'est en effet des zones où le matériau risque peu de s'endommager.

À partir de ces mesures nous pouvons calculer la vitesse de propagation c_p dans le matériau[10] de réparation ainsi que son module dynamique moyen. Nous obtenons $E_d = 36\ GPa$. Cette valeur est relativement faible, mais il faut se rappeler que le module d'élasticité du BPh l'est aussi. Pour les autres mélanges les modules dynamiques sont de l'ordre de 45 à 50 GPa. En appliquant la méthode de Sansalone et coll. (1998) aux mesures effectuées au point 4, nous pouvons calculer la profondeur de cette fissure aux différents niveaux de chargement. Le tableau 5.5 récapitule la profondeur de fissure des poutres ayant déjà subi la période de séchage ou le chargement à long terme, mais avant le chargement jusqu'à la rupture. La figure 5.16 donne l'évolution de la profondeur de fissure lors du chargement pour le BPh. La profondeur initiale obtenue correspond bien à la fissuration précédemment relevée lors de la sollicitation en séchage seul. Ensuite, l'évolution de la profondeur de la fissure est bien en corrélation avec les mesures effectuées précédemment à l'aide des LVDT (§ 5.5.3) .

Ces résultats montrent que la méthode est relativement performante pour la détection de fissures ouvertes. Nous nous sommes alors intéressés à la mise en évidence de zone de délaminage. Malheureusement les mesures sont dans ce cas moins convaincantes. Cette délamination peut être détectée aux points de mesures 3 et 5. Le point 3 correspond à une délamination qui pourrait être dû à un défaut d'ancrage de la couche de réparation. Le point 5 correspond à une bifurcation de la fissure descendante vers le plan d'interface. Au point 3 (extrémité de la réparation), les temps de propagation augmentent légèrement (variation inférieure à 10%) lors du chargement. Nous avons en effet constaté de la fissuration horizontale (ouverture $\sim 50\ \mu m$) dans les zones extrêmes des réparations dans le cas du BO et du BPh. Au point 5, il n'y pratiquement aucune variation des temps de propagation. Nous observons tout de même une augmentation de l'ordre de 6% dans le cas du BPh ayant subi un chargement à long terme à 66% de M_{ult}. Les observations effectuées au paragraphe suivant confirment la possibilité de délaminage à cet endroit.

5.5.5 Carottage et observation visuelle de l'interface

Afin de vérifier rapidement la qualité de l'interface, nous avons prélevé des carottes sur les poutres perpendiculairement et parallèlement à l'interface. Les observations visuelles n'ont pas révélé de défaut majeur pour les réparations en BO, BOarr, BAP, BAPftc et BPs. Par contre, la présence de fibres longues dans le BPh a provoqué la formation « d'oursins ». Nous avons observé des vides importants sous les barres de renforcement et les étriers, des amas de fibres et une mauvaise adhérence entre le substrat et le matériau de réparation. La mauvaise qualité de l'interface du BPh peut expliquer les zones de délaminage détectées précédemment.

Une étude plus poussée de ces carottes est envisagée suite à ces travaux. Il serait intéressant d'effectuer des caractérisations mécaniques de ces interfaces (essais de traction directe, cisaillement) ainsi que des caractérisations micro-structurales (organisation des hydrates, porosité, etc.).

10. abstraction faite de la présence des barres d'armature qui doivent légèrement modifier les temps de propagation.

TAB. 5.4 – *Mesure des temps de propagation des ondes ultrasonores - cas du BPh-0.*

	Points de mesure						
	1	2	3	4	5	6	7
H (mm)	170	170	288	130	288	202	198
Charge (kN)	Temps de propagation (μs)						
0	77,0	50,6	74,2	53,2	76,5	58,8	59,1
10	98,8	70,1	77,3	96,2	77,7	58,8	61,4
20	102,3	72,1	75,5	106,1	77,6	60,0	63,5
30	105,7	75,5	80,7	109,6	78,1	60,1	64,4
rupture	105,1	78,3	72,0	112,1	80,2	60,0	62,7

TAB. 5.5 – *Profondeur de fissure avant chargement à la rupture. Profondeur calculée selon la méthode proposée par (Sansalone et coll., 1998)*

Matériau	Profondeur de fissure (mm)	
	séchage seul	66%
BO	34	142
BAP	110	140
BAPftc	80	128
BPh	62	151

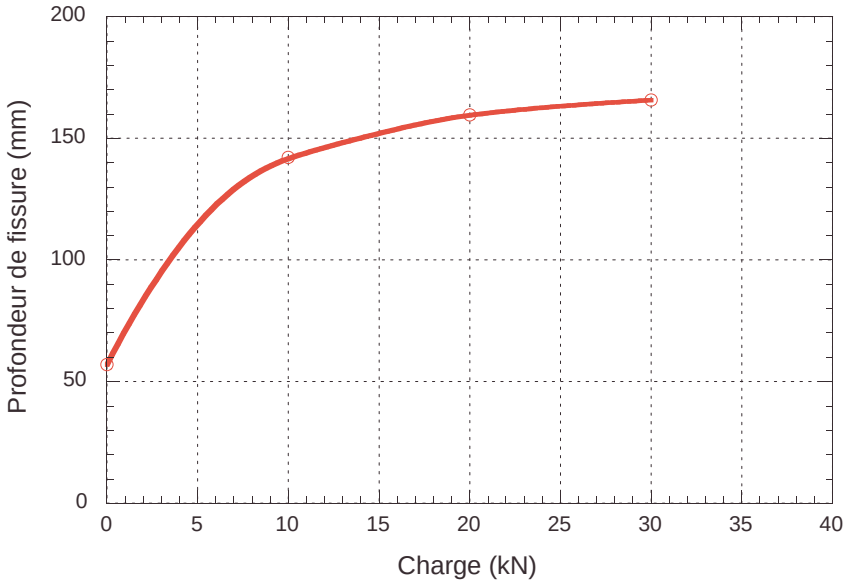


FIG. 5.16 – *Évolution de la profondeur de fissure lors du chargement mécanique - Cas du BPh*

Synthèse de l'étude expérimentale

L'étude expérimentale entreprise dans le cadre de cette thèse se décompose en deux parties. Dans un premier temps, nous avons conçu six matériaux de réparation adaptés à la géométrie et aux propriétés des éléments à réparer. Les caractéristiques mécaniques et physiques de ces matériaux ont été identifiées par des méthodes classiques, mais aussi par des méthodes innovantes. Dans la seconde partie de l'étude, ces matériaux ont été utilisés pour réparer des éléments de structure (poutre en béton armé). Leur capacité à répondre aux exigences des éléments réparés (durabilité, restauration de la résistance initiale) a été analysée.

La **conception des matériaux et la préparation des éléments** endommagés sont réalisées conjointement et de façon indissociable. Ainsi nous avons utilisé des granulats de petites dimensions afin de réduire les problèmes de mise en place, engendrés par la faible épaisseur des réparations et la présence de barres d'armature. Les essais de caractérisation ont conduit par la suite à utiliser des granulats de 10 mm. Nous avons fait le choix d'utiliser des bétons de bonne qualité et présentant une résistance en compression comparable au béton du substrat. La grande variation des teneurs en pâte des mélanges a permis d'obtenir des **amplitudes de retrait et de fluage couvrant un large spectre**. Enfin, différentes techniques de mise en place ont été utilisées, afin d'obtenir des qualités d'interface différentes.

Les essais de compression effectués sur les différents matériaux montrent que l'objectif est atteint. Tous les mélanges ont une résistance de l'ordre de 40 MPa. La résistance en traction est toutefois plus variable. Les similitudes de comportement entre les matériaux s'arrêtent là.

L'amplitude du **retrait endogène** (après 100 jours de mûrissement) passe de 150 μm pour les bétons ordinaires à près de 400 μm pour les bétons auto-plaçants. Ces derniers ont en effet, une teneur en pâte importante. De la même façon, le **retrait total** (endogène + séchage) varie de 400 μm pour le béton ordinaire avec agent réducteur de retrait à plus de 1000 μm pour le béton auto-plaçant. Ce dernier résultat montre notamment l'efficacité de l'agent réducteur de retrait employé. L'étude des profils de teneur en eau met en évidence des **cinétiques de séchage** très différentes. Pour le béton ordinaire avec agent réducteur de retrait et le béton projeté par voie sèche, seule une faible couche de béton sèche rapidement, alors que pour les autres matériaux le front se propage plus rapidement.

Afin de caractériser le **comportement mécanique différé** des différents matériaux de réparation, nous avons utilisé un appareil de **fluage en traction**. Très peu de résultats d'essais de ce type sont disponibles dans la littérature, bien que vis-à-vis de la fissuration, le comportement en traction soit primordial. Les essais montrent que des matériaux, comme le béton auto-plaçant, ont une capacité de fluage en traction importante alors que le béton projeté par voie sèche en a très peu. Étonnamment, ces deux bétons possèdent quasiment la même proportion de pâte de ciment, ainsi que le même pâte de ciment constitutive, et les résultats de la littérature sur le fluage en compression tendraient à dire qu'ils devraient avoir un comportement similaire. En traction, le phénomène de micro-fissuration aux interfaces inclusions/matrice a un effet important sur le fluage. La compaction mécanique du béton projeté lors de la mise en place, améliorant la qualité des interfaces inclusions/matrice, peut être la cause de cette diminution du fluage en traction. Une étude plus poussée est nécessaire.

Les **essais de conditionnement en séchage seul** d'éléments réparés montrent l'importance du retrait du matériau de réparation sur la tendance à la fissuration de la couche de réparation. En supposant une résistance mécanique similaire et un fluage identique, il apparaît que **plus le retrait est important, plus la couche réparée fissure**. Toutefois, ce comportement est pondéré par le fluage du matériau qui permet de ralentir voir d'éviter la fissuration. En complément, nous pouvons dire que, en supposant une résistance mécanique similaire et un retrait identique, plus le fluage est important, plus la fissuration est réduite.

Les essais de **conditionnement réunissant séchage et chargement mécanique** nuancent les affirmations précédentes. Tout d'abord, il apparaît qu'après chargement mécanique, une fissuration « différée » se manifeste. Cette fissuration n'est pas négligeable par rapport à la fissuration due au chargement mécanique. Ensuite, nous nous sommes rendus compte que plus l'élément réparé est sollicité mécaniquement, plus la vitesse de fissuration est importante. De plus, il semble que si le matériau présente un fluage faible, cette vitesse de fissuration est diminuée. Le **fluage du matériau de réparation** apparaît ici comme **un facteur négatif pour l'évolution de la fissuration**. Afin de nuancer cette conclusion, rappelons toutefois qu'il est difficile de dissocier les effets du retrait et ceux du fluage. En effet, les matériaux présentant un fort fluage, montrent aussi un retrait important.

Enfin, les **essais de flexion jusqu'à rupture** des éléments réparés indiquent qu'**aucun des matériaux n'a permis d'accroître la capacité structurale** de l'élément. Par contre, **aucune rupture suspecte** (délaminage, rupture brutale, cisaillement, etc.) n'a été observée. Nous avons détecté tout de même des débuts de délaminage pour pratiquement tous les éléments réparés aux extrémités de la couche de réparation. Seul le béton projeté par voie humide contenant des fibres longues de polyoléfine présente des amorces de délaminage à l'interface au droit d'une fissure dans la zone centrale (zone de moment constant) de la réparation. L'observation des carottes effectuées perpendiculairement à l'interface indique que ce délaminage est dû à la mauvaise qualité de l'interface, notamment à la présence d'amas de fibres.

Au cours de ces derniers essais, nous avons testé une technique de détection de la fissuration par propagation des ondes ultrasonores. Cette technique semble performante pour la mesure de la profondeur de fissure, mais peu fiable pour la détection de zone de délaminage (du moins avec le type matériel utilisé ici : taille des capteurs, ondes S et P, ...). L'épaisseur du défaut rencontré explique cette constation : les fissures mesurées ont une ouverture minimale en surface de l'ordre de 50 à 100 μm alors que les amorces de délaminage ont une épaisseur de l'ordre de 25 μm. La technique et les moyens utilisés ne permettent pas de détecter des défauts de faible importance.

Nous pouvons ainsi conclure provisoirement sur les tendances observées. Le **retrait est un paramètre négatif pour la fissuration des réparations minces ancrées** que ce soit lors d'un conditionnement en séchage, seul ou couplé à un chargement mécanique. Le **fluage en traction** peut être un **paramètre positif** s'il n'y a **pas de chargement mécanique**, mais **semble négatif s'il y en a un**. Aucun délaminage n'a été observée pour les réparations présentant une interface béton vieux / béton jeune de qualité correcte. Sur un type de réparation (béton fibré projeté par voie humide), l'interface obtenue est de qualité médiocre et des débuts de délaminage ont été observés. Ce dernier paramètre reste à quantifier.

Troisième partie

Conception d'un outil numérique d'analyse et de prédiction du comportement des réparations en béton

Si les faits ne correspondent pas à la théorie,
changez les faits.

Albert Einstein

Chapitre 6

Description des modèles

6.1 Principe de l'outil d'analyse

La conception de l'outil d'analyse repose sur les connaissances réunies dans le chapitre 2 et les résultats de l'étude expérimentale de la partie II. L'approche utilisée est phénoménologique, c'est-à-dire que nous cherchons à reproduire les conséquences macroscopiques des phénomènes mais pas forcément la description microscopique. La description des mécanismes microscopiques dans le chapitre 2 n'est toutefois pas inutile. Elle permet une meilleure compréhension des mécanismes physiques et pose les limites des choix de modélisation.

Nous nous attacherons notamment à décrire :

- les conséquences de la structuration du béton,
- les mécanismes de transport hydrique et les variations dimensionnelles induites,
- le comportement mécanique du béton qui prendra en compte la viscoélasticité et la fissuration.

Les couplages pris en compte seront développés au fur à mesure de la description des modèles employés.

L'ensemble des développements présentés dans cette étude a été effectué avec le code aux éléments finis CASTEM 2000 du CEA.

6.2 Structuration du béton

La structuration du béton cause une modification rapide et importante de ses propriétés mécaniques et physiques. Dans le cadre de cette étude aucun développement n'est effectué pour modéliser la formation de la microstructure du matériau. A ce sujet, le lecteur curieux pourra s'intéresser aux travaux effectués au NIST par Garboczi et Bentz (1996).

Le taux d'hydratation $\xi(t)$ défini par le rapport entre la masse $m(t)$ d'hydrates formées au temps t et la masse d'hydrates finale m_∞ [1], permet de quantifier l'évolution de la structuration du béton.

$$\xi(t) = \frac{m(t)}{m_\infty} \tag{6.1}$$

La manifestation la plus évidente de l'état d'avancement des réactions d'hydratation est certainement l'évolution de la résistance en compression du béton. Nous considérerons par la suite qu'il existe, dans des conditions isothermes une relation linéaire entre f_c et ξ (Torrenti, 1992).

1. à un temps infini t_∞

L'influence de la température[2] est généralement prise en compte par la notion de maturité. La maturité $\mu(t)$ est définie comme l'âge équivalent du matériau hydraté à une température constante T_{ref}. Regourd et Gautier (1980) proposent de décrire l'influence de la température à l'aide d'une loi d'Arrhénius :

$$\mu(t) = \int_{t_0}^{t} \exp\left(\frac{E_a}{R}(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T(s)})\right) ds \tag{6.2}$$

E_a est l'énergie d'activation de la réaction d'hydratation. Cette énergie d'activation peut être déterminée en effectuant un essai avec un calorimètre adiabatique et un essai à la bouteille de Langavant (Guénot-Delahaie, 1996).

Rigoureusement, la variation des propriétés mécaniques et physiques due à la structuration du béton devrait être exprimée en fonction du degré d'hydratation $\xi(\mu(t))$. Dans le cas des réparations minces, nous supposerons que les effets liés à l'élévation de température due à l'hydratation sont négligeables, ce qui a été confirmé dans les travaux de Bernard (2000). De plus, nous ferons l'hypothèse que les variations de la température ambiante ont un effet minime sur les propriétés du matériau de réparation. Ainsi, l'hydratation est homogène dans toute la couche de réparation et la maturité du béton de réparation peut être prise directement égale à son âge vrai.

Les différentes caractérisations expérimentales ayant été effectuées en fonction du temps t et non du degré d'hydratation ξ, nous utiliserons par la suite, le temps t comme variable d'évolution pour la modélisation numérique. Remarquons toutefois que la relation $\xi = \xi(t)$ peut être déterminée à partir de l'évolution des résistances mécaniques. Ulm (1999) propose notamment la relation suivante :

$$\xi = \xi_0 + (1 - \xi_0)\frac{f_c(t)}{f_c(\infty)} \tag{6.3}$$

où ξ_0 est le seuil de percolation tel que défini par Acker (1987) et $f_c(\infty)$ la résistance en compression à un temps infini.

L'évolution des propriétés mécaniques due à la structuration est prise en compte, par la suite, par une fonction de lissage du type :

$$R(t) = R(t_\infty)\frac{t^{m_1}}{m_2 + t^{m_1}} \tag{6.4}$$

Ce type de fonction permet de bien reproduire les évolutions des résistances en compression et en traction, ainsi que celle du module de Young. Si cela est nécessaire, le degré d'hydratation peut être déterminé à partir de ces deux dernières relations.

2. nous rappelons que l'hydratation est un phénomène thermoactivé

6.3 Retrait endogène

Nous avons vu que le retrait endogène est la conséquence de trois mécanismes : une contraction chimique, une auto-dessiccation et un gonflement chimique. L'auto-dessiccation peut faire chuter l'humidité relative des pores jusqu'à 96% pour des pâtes de ciment ayant un $^e/_c$ de 0,40 et de 70% à 60% pour un $^e/_c$ de 0,3 à 0,2 (Wittmann, 1968). Une publication récente (Lura et coll., 2003) indique une humidité relative chutant jusqu'à 91% pour un béton avec un $^e/_c$ de 0,37. Dans notre cas, cette variation d'humidité relative est donc faible et nous la négligerons. Toutefois, le retrait endogène résultant n'est pas négligeable. Les déformations induites par ces trois phénomènes sont prises en compte en introduisant, pas à pas, une déformation volumique homogène ε_{re} sur toute la couche de réparation.

6.4 Transports hydriques

Afin de décrire la répartition et l'évolution des teneurs en eau dans les structures étudiées, nous avons utilisé une approche macroscopique des transports hydriques. Le milieu poreux est assimilé à un milieu continu fictif équivalent et les différentes phases (solide, liquide, vapeur) occupent tout l'espace géométrique.

En négligeant les effets de la pesanteur, le transport de l'eau liquide peut être décrit par la loi de Darcy qui affirme que le flux d'eau liquide à travers une surface est proportionnel au gradient de pression mesuré perpendiculairement à cette surface :

$$\underline{J_l} = -\rho_l \frac{K_l}{\mu_e} \underline{\text{grad}}\, P_l = -K_l^{eq} \underline{\text{grad}}\, P_l \tag{6.5}$$

où ρ_l est la masse volumique de l'eau liquide, K_l la conductivité hydraulique à l'eau liquide, μ_e la viscosité dynamique de l'eau liquide et P_l la charge hydraulique dans l'eau liquide. Nous pouvons enfin définir une conductivité équivalente K_l^{eq}. Nous considérons ici le cas d'un milieu isotrope du point de vue des conductivité.

Le flux d'eau sous forme vapeur, à pression constante[3] est, selon la loi de Fick, proportionnel au gradient de concentration en vapeur :

$$\underline{J_v} = -D_v \underline{\text{grad}}\, \rho_v \tag{6.6}$$

où ρ_v est la masse volumique de la vapeur d'eau, et D_v le coefficient de diffusion de la vapeur dans l'air.

L'équation de conservation de la masse, exprimée en fonction de la teneur en eau massique w, permet d'écrire localement :

$$\frac{\partial w}{\partial t} = -\,\text{div}(\underline{J_l} + \underline{J_v}) + \frac{\partial w_{ad}}{\partial t} \tag{6.7}$$

Le terme $^{\partial w_{ad}}/_{\partial t}$ représente la variation de teneur en eau due à l'auto-dessiccation lors de la progression des réactions d'hydratation. Comme nous l'avons vu au paragraphe 6.3 nous négligerons par la suite cette variation.

La résolution de l'équation précédente nécessite l'écriture des flux J_l et J_v en fonction d'un potentiel unique. Nous avons fait le choix de formuler les équations 6.5 et 6.6 en termes d'humidité relative h_r. Bien que moins physique qu'une écriture en fonction de la teneur en eau w du matériau, cette formulation permet un contrôle plus simple des conditions limites, notamment en convection.

3. c'est-à-dire que nous négligeons le phénomène de perméation sous gradient de pression total (pression partielle d'air et pression partielle de vapeur d'eau)

L'humidité relative est exprimée par le rapport entre la pression partielle de vapeur divisée par la pression de vapeur saturante[4] :

$$h_r = \frac{p_v}{p_{v,sat}} \tag{6.8}$$

L'introduction de la loi de Kelvin (équation 2.3) dans l'équation 6.5 permet d'exprimer le flux de liquide en fonction du gradient d'humidité relative :

$$\underline{J_v} = -K_l^{eq} \frac{RT}{v_l h_r} \underline{\text{grad}}(h_r) = -\lambda_l \underline{\text{grad}}\, h_r \tag{6.9}$$

Le coefficient λ_l ainsi obtenu dépend de l'humidité relative dans le milieu poreux.

À partir de la loi des gaz parfaits, nous pouvons exprimer la masse volumique de la vapeur d'eau en fonction de la pression partielle de vapeur et ainsi obtenir le flux de vapeur en fonction de l'humidité relative :

$$\rho_v = \frac{M p_v}{RT} \tag{6.10}$$

$$\underline{J_l} = \frac{D_v M p_{v,sat}}{RT} \underline{\text{grad}} h_r = -\lambda_v \underline{\text{grad}}\, h_r \tag{6.11}$$

La relation entre l'humidité relative dans le milieu poreux et sa teneur en eau, à une température et un degré d'hydratation donnés, peut être obtenue en traçant les isothermes de d'adsorption-désorption. Soit k, la pente de la courbe $w = w(h_r)$.

$$k = \frac{\partial w}{\partial h_r} \tag{6.12}$$

L'équation 6.7 s'écrit alors :

$$\frac{\partial h_r}{\partial t} = k \,\text{div}\left((\lambda_l + \lambda_v) \underline{\text{grad}}\, h_r)\right) \tag{6.13}$$

Les essais effectués par Hundt et Kantelberg (1978) sur des pâtes de ciment, par Julie Therrien (2001) sur des mortiers ou par Baroghel-Bouny (1994) sur des bétons ont montré qu'en désorption le coefficient k est constant pour des humidités relatives comprises entre 0,4 et 0,95. Ainsi l'équation 6.7 peut être écrite à nouveau sous la forme suivante :

$$\frac{\partial h_r}{\partial t} = \text{div}(D(h_r) \underline{\text{grad}}\, h_r) \tag{6.14}$$

Le coefficient de diffusion macroscopique $D(h_r)$ dépend de l'humidité relative dans le matériau. Bažant et Najjar (1972) proposent d'exprimer le coefficient $D(h_r)$ sous la forme suivante :

$$D(h_r) = D_0 \left(a + \frac{1-a}{1 + \left(\frac{1-h_r}{1-h_c}\right)^n} \right) \tag{6.15}$$

où a, n et h_c sont des paramètres à déterminer. L'expression ci-dessus montre que le coefficient de diffusion est fortement non-linéaire (figure 7.1). Cette non-linéarité tente de reproduire les observations rapportées au paragraphe 2.1.5 et que nous rappelons sommairement ci-après. Pour

4. la pression de vapeur saturante dépend de la température du milieu. Nous négligerons encore une fois les effets de la température

des valeurs d'humidité relative élevées, le transfert d'humidité a lieu dans l'eau des pores capillaires, alors qu'à faible humidité relative nous assistons plutôt à une diffusion de surface dans les couches d'eau adsorbée et à un transfert sous forme vapeur (Bažant, 1988). h_c correspondrait au seuil d'humidité relative où il y aurait basculement du premier mécanisme au second. Une étude théorique récente (Coussy et coll., 2000) met en évidence un autre phénomène : après une dizaine de jours de séchage, la concentration en vapeur d'eau est uniforme ($\mathrm{grad}\,\rho_v = 0$). Les transferts d'humidité ont alors lieu essentiellement sous forme liquide sous gradient de pression liquide mais leurs cinétiques sont contrôlées par la phase gazeuse.

Les mécanismes de transfert d'humidité sont dépendants de l'état d'avancement de la structuration du béton. La structure du réseau poreux évolue au cours de l'hydratation. Julie Therrien (2001) a déterminé par différentes méthodes expérimentales le coefficient de diffusion d'un mortier pour les échéances 1, 3 , 7 et 28 jours. Ses résultats montrent une nette dépendance du coefficient de diffusion en fonction de la maturité. Il est cepedant difficile d'obtenir une relation fiable du type $D = D(\xi)$. Toutefois, nous avons choisi de faire coller l'évolution du coefficient de diffusion à l'inverse de l'évolution du degré d'hydratation , c'est-à-dire à l'inverse de l'évolution de la résistance en compression.

$$D_0(t) = D_0(t_\infty)\frac{m_2 + t^{m_1}}{t^{m_1}} \tag{6.16}$$

Les coefficients m_1 et m_2 seront déterminés par lissage des courbes d'évolution de la résistance mécanique. Cette relation indique que le coefficient est important lorsque le matériau est peu structuré et diminue au cours de l'hydratation. Le couplage inverse, c'est-à-dire l'influence de la teneur en humidité sur les réactions d'hydratation, n'est pas pris en compte.

L'étude bibliographique quant au couplage mécanique-hydrique a montré que la microfissuration avait un effet notable sur les propriétés de transfert dans les bétons à l'échelle locale. Toutefois, à l'échelle de la structure nous avons aussi vu que cet effet était négligeable.

Les conditions limites utilisées dans notre modélisation sont du type convectif au niveau des surfaces d'échanges entre le matériau et l'air ambiant. Le flux normal à la surface exposée peut s'écrire de la façon suivante :

$$J_\Gamma = \beta(h_r^\Gamma - h_r^a) \tag{6.17}$$

avec β le coefficient d'échange, h_r^Γ l'humidité relative de la surface et h_r^a l'humidité relative de l'air ambiant.

Enfin, la résolution numérique de l'équation 6.14 se fait par la méthode des éléments finis détaillée en annexe F.

6.5 Retrait de séchage

L'étude des mécanismes de retrait (voir paragraphe 2.2.3) permet d'écrire une relation entre la déformation volumique et la variation d'humidité relative (équation 2.8). Pour la plage d'humidité relative comprise entre 0,5 et 0,95, l'isotherme de désorption peut raisonnablement être considérée linéaire, donc $S(h_r)$, la surface spécifique des pores saturés d'eau à une humidité donnée est reliée linéairement à cette humidité relative. L'équation 2.8 peut être écrite sous la forme incrémentale :

$$\mathrm{d}\left(\frac{\Delta V}{V}\right) = \frac{RT(1-2\nu)}{Ev_l}\frac{S(h_r)}{S_0}\frac{\mathrm{d}h_r}{h_r} \tag{6.18}$$

Nous pouvons donc définir un coefficient de dilatation hydrique :

$$\alpha_h = \frac{RT(1-2\nu)}{Ev_l}\frac{S(h_r)}{S_0 h_r} \tag{6.19}$$

Le rapport $S(h_r)/S_0 h_r$ est constant dans l'intervalle d'humidité relative défini précédemment. Le coefficient α_h est donc constant pour une température et un degré d'hydratation donnés. Le rapport $S(h_r)/S_0$ correspond à la saturation en liquide du milieu poreux. Nous rejoignons ici les conclusions de Lassabatere (1994) tant au niveau de la linéarité de la relation dε–dh_r que sur l'expression de α_h.

Les déformations volumiques engendrées par les variations d'humidité relative sont donc définies par la relation macroscopique usuelle suivante :

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}_{rs}}} = \alpha_h(t)\dot{h}_r\underline{\underline{1}} \tag{6.20}$$

avec $\alpha_h(t)$ le coefficient de dilatation hydrique au temps t, $\dot{h}_r$ le taux de variation de l'humidité relative dans les pores au temps t.

L'évolution du coefficient de dilatation hydrique avec la structuration du béton est difficile à quantifier. Il faudrait réaliser des essais de retrait pour une hydratation stoppée à différents degrés ξ. À notre connaissance, aucun essai de ce type n'a été réalisé. Les essais de Julie Therrien (2001) montrent une nette influence de la maturité initiale sur le retrait de prismes de mortier. Toutefois, par manque de données expérimentales, nous considérons que le coefficient α_h ne dépend pas du degré d'hydratation.

6.6 Comportement mécanique

La modélisation du comportement mécanique doit tenir compte du comportement fragile du béton en traction mais aussi du caractère viscoélastique au jeune âge. Nous aborderons dans cette section la modélisation de ces deux caractéristiques.

La déformation totale du béton peut être découpée selon les différents mécanismes évoqués précédemment et nous pouvons écrire sous la forme incrémentielle :

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}_{totale}}} = \underline{\underline{\dot{\varepsilon}_i}} + \underline{\underline{\dot{\varepsilon}_f}} + \underline{\underline{\dot{\varepsilon}_r}} \tag{6.21}$$

où ε_i est la déformation instantanée lorsqu'une contrainte σ est appliquée, ε_f est la déformation de fluage (ou déformation différée) (décomposée en ε_{fp} pour le fluage propre et ε_{fs} pour le fluage de séchage) sous l'application du contrainte σ et ε_r est la déformation de retrait (décomposée ε_{re} d'origine chimique et ε_{rs} liée au séchage du béton).

6.6.1 Fluage propre

Le comportement viscoélastique propre du béton est abordé dans le cadre de la théorie de la viscoélasticité linéaire (Salençon, 1993). La viscoélasticité se différencie de la viscoplasticité pour laquelle l'évolution des déformations dépend du niveau de charge et/ou de l'histoire du chargement.

Nous avons vu que sous l'application d'une contrainte σ_0 constante à l'instant t_0, les déformations du béton évoluent dans le temps. Nous pouvons définir la fonction $J(t_0,t)$, dite *fonction de retard*[5], telle que dans le cas uniaxial nous ayons :

$$\varepsilon(t) = J(t_0,t)\sigma_0 \tag{6.22}$$

5. ou aussi « compliance » ou « complaisance ».

Nous pouvons aussi évoquer l'expérience duale, où nous étudions l'évolution des contraintes sous une déformation ε_0 constante. Nous définissons alors la *fonction de relaxation* $R(t_0,t)$ telle que :

$$\sigma(t) = R(t_0,t)\varepsilon_0 \tag{6.23}$$

Par la suite, nous faisons le choix de travailler uniquement avec la fonction de retard, sans oublier qu'un travail similaire peut être effectué avec la fonction de relaxation.

Le principe de superposition[6], permet d'écrire pour une histoire de chargement décomposée en petits incréments de contrainte $\mathrm{d}\sigma(\tau)$ appliqués aux temps τ, l'évolution des déformations :

$$\varepsilon(t) = \int_0^t J(\tau,t)\mathrm{d}\sigma(\tau) = \int_0^t J(\tau,t)\dot{\sigma}(\tau)\mathrm{d}\tau \tag{6.24}$$

En effectuant une intégration par partie pour la seconde intégrale, nous obtenons la formule de Boltzmann :

$$\varepsilon(t) = J(t,t)\sigma(t) + \int_0^t -\frac{\partial J(\tau,t)}{\partial t}\sigma(\tau)\mathrm{d}\tau \tag{6.25}$$

où le premier terme correspond à la déformation instantanée sous l'état de contrainte à cet instant t et l'intégrale correspond à la déformation différée due à l'histoire de chargement. Dans le cadre de la partition des déformations énoncée précédemment, nous pouvons écrire alors la déformation de fluage ε_{fp} selon la relation suivante :

$$\varepsilon_{fp}(t) = \int_0^t -\frac{\partial J(\tau,t)}{\partial t}\sigma(\tau)\mathrm{d}\tau \tag{6.26}$$

La généralisation multiaxiale de ces équations est simple car nous considérons le béton comme un matériau isotrope. Nous obtenons alors :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}(t) = \int_0^t \underline{\underline{\underline{\underline{B}}}}J(\tau,t)\mathrm{d}\underline{\underline{\sigma}}(\tau) \tag{6.27}$$

où B est un tenseur du quatrième ordre contenant les termes liés au coefficient de Poisson. Nous supposons à ce sujet que les coefficients de Poisson, élastique et en fluage, sont identiques.

En *viscolélaticité linéaire non-vieillissante*, la fonction de relaxation possède une propriété d'invariance par translation dans le temps : la réponse à l'instant t pour une sollicitation à l'instant t_0 est la même que la réponse à un temps $t+\tau$ pour une sollicitation à l'instant $t_0+\tau$. Dans le cadre de la *viscoélasticité linéaire vieillissante* la fonction de relaxation $J(t_0,t)$ dépend de l'âge auquel à lieu le chargement. Il faut donc connaître l'évolution de $J(t_0,t)$ en fonction de l'instant de chargement t_0. Nous nous plaçons par la suite dans ce dernier cadre.

Intégration temporelle

La difficulté de la théorie de la viscoélasticité repose sur le stockage de l'historique de contrainte. Une solution consiste à pouvoir calculer l'effet de l'histoire du chargement en ne

6. Bažant (1988) rappelle les conditions d'utilisation du principe de superposition pour un matériau vieillissant :
   - les contraintes doivent rester dans la plage élastique du matériau, *i.e.* $0{,}4 \times f_c$ pour le béton;
   - $\mathrm{d}\sigma(\tau) > 0$;
   - il n'y a pas de modification importante de la distribution de teneur en eau durant le fluage;
   - il n'y a pas d'augmentation brutale de la charge longtemps après le chargement initial.

connaissant que l'état immédiatement précédent. Cela est possible en approximant la fonction de retard par une série de Dirichlet (ou série de Prony) (Bažant, 1988).

$$J(t_0,t) = \frac{1}{C_0(t_0)} + \sum_{\mu=1}^{n} \frac{1}{C_\mu(t_0)} \left(1 - \exp(-\frac{t-t_0}{\tau_\mu})\right) \tag{6.28}$$

Avec $C_\mu - \tau_\mu \dot{C}_\mu = E_\mu$, où les E_μ sont les modules de rigidité vieillissant et les τ_μ les temps de retard de la $\mu^{ième}$ branche du modèle rhéologique de Kelvin[7] (figure 6.1). $\tau_\mu = \eta_\mu / C_\mu$.

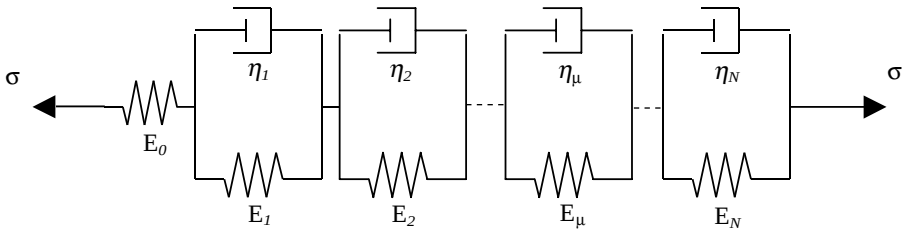


FIG. 6.1 – *Modèle rhéologique de Kelvin*

Considérons l'évolution de la déformation au cours du temps pour un historique de contrainte débutant à un temps t_0. La déformation au temps t s'écrit :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}(t) = J(t_0,t)\underline{\underline{\sigma}}(t_0) + \int_{t_0}^{t} J(\tau,t)\underline{\underline{\underline{\underline{B}}}}\,\underline{\underline{\dot{\sigma}}}(\tau)\mathrm{d}\tau \tag{6.29}$$

L'espace temporel est discrétisé en intervalles de temps de longueur Δt. Pour le pas courant $[t_n; t_{n+1}]$ nous pouvons écrire :

$$\begin{aligned}
\underline{\underline{\varepsilon}}(t_n + \Delta t) &= \underline{\underline{\varepsilon}}(t_0) + \int_{t_0}^{t_n+\Delta t} \left[\frac{1}{C_0(\tau)} + \sum_{\mu=1}^{n} \frac{1}{C_\mu(\tau)} \left(1 - \exp(-\frac{t_n + \Delta t - \tau}{\tau_\mu})\right)\right] \underline{\underline{\underline{\underline{B}}}}\,\underline{\underline{\dot{\sigma}}}(\tau)\mathrm{d}\tau \\
&= \underline{\underline{\varepsilon}}(t_0) + \int_{t_0}^{t_n} \left[\frac{1}{C_0(\tau)} + \sum_{\mu=1}^{n} \frac{1}{C_\mu(\tau)} \left(1 - \exp(-\frac{t_n + \Delta t - \tau}{\tau_\mu})\right)\right] \underline{\underline{\underline{\underline{B}}}}\,\underline{\underline{\dot{\sigma}}}(\tau)\mathrm{d}\tau \\
&\quad + \int_{t_n}^{t_n+\Delta t} \left[\frac{1}{C_0(\tau)} + \sum_{\mu=1}^{n} \frac{1}{C_\mu(\tau)} \left(1 - \exp(-\frac{t_n + \Delta t - \tau}{\tau_\mu})\right)\right] \underline{\underline{\underline{\underline{B}}}}\,\underline{\underline{\dot{\sigma}}}(\tau)\mathrm{d}\tau
\end{aligned} \tag{6.30}$$

Si nous remarquons que :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}(t_n) = \underline{\underline{\varepsilon}}(t_0) + \int_{t_0}^{t_n} \left[\frac{1}{C_0(\tau)} + \sum_{\mu=1}^{n} \frac{1}{C_\mu(\tau)} \left(1 - \exp(-\frac{t_n - \tau}{\tau_\mu})\right)\right] \underline{\underline{\underline{\underline{B}}}}\,\underline{\underline{\dot{\sigma}}}(\tau)\mathrm{d}\tau \tag{6.31}$$

En soustrayant ces deux équations nous obtenons l'incrément $\underline{\underline{\Delta\varepsilon}}$

$$\underline{\underline{\Delta\varepsilon}} = \int_{t_n}^{t_n+\Delta t} \left[\frac{1}{C_0(\tau)} + \sum_{\mu=1}^{n} \frac{1}{C_\mu(\tau)} \left(1 - \exp(-\frac{t_n + \Delta t - \tau}{\tau_\mu})\right)\right] \underline{\underline{\underline{\underline{B}}}}\,\underline{\underline{\dot{\sigma}}}(\tau)\mathrm{d}\tau$$

7. Si $\varepsilon_\mu(t) = \int_0^t \frac{1}{C_\mu(t_0)} \left(1 - \exp(-\frac{t-t_0}{\tau_\mu})\right) \dot{\sigma}\mathrm{d}\tau$ correspond bien au modèle de Kelvin, alors ε_μ doit vérifier l'équation différentielle $\eta_\mu \ddot{\varepsilon}_\mu + (E_\mu + \dot{\eta}_\mu)\dot{\varepsilon}_\mu = \dot{\sigma}$. En reportant l'expression de ε_μ dans cette équation nous obtenons donc les relations liant E_μ, C_μ, η_μ et τ_μ.

$$
\begin{aligned}
&+\sum_{\mu=1}^{n}\left(1-\exp(-\frac{\Delta t}{\tau_\mu}\right)\left[\int_{t_0}^{t_n}\frac{1}{C_\mu(\tau)}\exp(-\frac{t_n-\tau}{\tau_\mu})\underline{\underline{\underline{B}}}\,\underline{\underline{\dot{\sigma}}}(\tau)\mathrm{d}\tau\right]\\
=&\int_{t_n}^{t_n+\Delta t}\left[\frac{1}{C_0(\tau)}+\sum_{\mu=1}^{n}\frac{1}{C_\mu(\tau)}\left(1-\exp(-\frac{t_n+\Delta t-\tau}{\tau_\mu})\right)\right]\underline{\underline{\underline{B}}}\,\underline{\underline{\dot{\sigma}}}(\tau)\mathrm{d}\tau\\
&+\sum_{\mu=1}^{n}\left(1-\exp(-\frac{\Delta t}{\tau_\mu})\right)\underline{\underline{\Delta\varepsilon_\mu^*}}(t_n)
\end{aligned}
\tag{6.32}
$$

où $\Delta\varepsilon_\mu^*$ contient l'effet de l'histoire du chargement au temps t_n. $\Delta\varepsilon_\mu^*$ est défini par une relation de récurrence explicitée ci-dessous.

Si nous supposons que les C_μ et $\dot{\sigma} = {}^{\Delta\sigma}/_{\Delta t}$ sont constants durant le pas de temps, le calcul de l'intégral se fait aisément :

$$
\begin{aligned}
\underline{\underline{\Delta\varepsilon}} \;=\;& \left[\frac{1}{C_0(t_n+{}^{\Delta t}/_2)}+\sum_{\mu=1}^{n}\frac{1-\left(1-\exp(-\frac{\Delta t}{\tau_\mu})\right)\tau_\mu/\Delta t}{C_\mu(t_n+{}^{\Delta t}/_2)}\right]\underline{\underline{\underline{B}}}\,\underline{\underline{\Delta\sigma}}\\
&+\sum_{\mu=1}^{n}\left(1-\exp(-\frac{\Delta t}{\tau_\mu})\right)\underline{\underline{\Delta\varepsilon_\mu^*}}(t_n)
\end{aligned}
\tag{6.33}
$$

avec la relation de récurrence

$$
\underline{\underline{\Delta\varepsilon_\mu^*}}(t_n)=\frac{1-\exp(-\frac{\Delta t}{\tau_\mu})\,\tau_\mu/\Delta t}{C_\mu(t_n-{}^{\Delta t}/_2)}\underline{\underline{\underline{B}}}\,\underline{\underline{\Delta\sigma}}+\underline{\underline{\Delta\varepsilon_\mu^*}}(t_{n-1})\exp(-\frac{\Delta t}{\tau_\mu})
\tag{6.34}
$$

Ainsi l'incrément de déformation est calculable en fonction de l'incrément de charge et de l'historique de chargement défini au pas de temps précédent.

$$
\underline{\underline{\Delta\varepsilon}}=\frac{1}{\tilde{E}}\underline{\underline{\underline{B}}}\,\underline{\underline{\Delta\sigma}}+\underline{\underline{\Delta\varepsilon}}^{hist}
\tag{6.35}
$$

L'incrément de déformation de fluage propre est obtenu en soustrayant de l'équation précédente l'incrément de déformation instantanée. Nous obtenons alors :

$$
\underline{\underline{\Delta\varepsilon}}_{fp}=\left[\sum_{\mu=1}^{n}\frac{1-\left(1-\exp(-\frac{\Delta t}{\tau_\mu})\right)\tau_\mu/\Delta t}{C_\mu(t_n+{}^{\Delta t}/_2)}\right]\underline{\underline{\underline{B}}}\,\underline{\underline{\Delta\sigma}}+\underline{\underline{\Delta\varepsilon}}^{hist}
\tag{6.36}
$$

Le caractère vieillissant du fluage propre est pris en compte par l'évolution des modules C_μ. L'influence de l'humidité relative, sur le fluage propre[8] n'est pas traité ici. Nous traitons dans le paragraphe suivant les conséquences d'un échange d'humidité avec le milieu extérieur.

6.6.2 Fluage de séchage

Nous avons constaté, dans l'étude bibliographique mais aussi dans la campagne expérimentale, la forte influence du séchage sur le comportement viscoélastique des bétons. L'étude des mécanismes montre que cet influence peut être expliquée par la perturbation de l'équilibre thermodynamique dans les zones de micro-diffusion (figure 2.19). Cette perturbation peut provenir de l'application d'une contrainte σ ou de la variation de l'humidité relative due au séchage.

8. c'est-à-dire sans échange d'humidité avec le milieu extérieur. La variation d'humidité peut être liée par exemple à l'hydratation du matériau. La teneur en humidité initiale peut aussi différée d'un essai à l'autre.

L'application d'une contrainte modifie la répartition de l'eau dans la matrice poreuse et la relation 2.8 entre l'humidité relative et le retrait volumique est modifiée. Le coefficient de dilatation hydrique précédemment défini est donc dépendant de la contrainte appliquée. Bažant et Chern (1985) proposent une relation du type :

$$\underline{\underline{\alpha_h}} = \alpha_h^0 \, \underline{\underline{1}} + r \, \mathrm{sign}(\dot{h_r}) \, \underline{\underline{\underline{\underline{B}}}} \, \underline{\underline{\sigma}} \tag{6.37}$$

Ainsi la déformation différée due au séchage peut s'écrire maintenant :

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^1 = \left[\alpha_h^0 \, \underline{\underline{1}} + r \, \mathrm{sign}(\dot{h_r}) \, \underline{\underline{\underline{\underline{B}}}} \, \underline{\underline{\sigma}} \right] \dot{h} \tag{6.38}$$

Cette relation indique qu'une contrainte de compression augmente le retrait de séchage ($\mathrm{sign}(\dot{h_r}) < 0$) alors qu'une contrainte de traction le diminue. La tendance inverse est observée dans le cas du gonflement ($\mathrm{sign}(\dot{h_r}) > 0$).

La présence d'un gradient d'humidité peut faciliter le mécanisme de micro-diffusion associé au fluage et ainsi modifier sa cinétique et son amplitude. En introduisant une viscosité modifiée, $1/\eta = 1/\eta_0 + \kappa_1 |\dot{h_r}|$ dans une chaîne de Maxwell, Bažant (1988) obtient un terme supplémentaire de déformation différée pouvant s'écrire :

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^2 = \kappa_1 \, \underline{\underline{\underline{\underline{B}}}} \, \underline{\underline{\sigma}} \, \mathrm{sign}(\dot{h}_r) \, \dot{h}_r \tag{6.39}$$

Ces deux effets du couplage entre la variation d'humidité et le comportement mécanique peuvent être regroupés sous un terme général assimilé au fluage de séchage. En gardant l'expression du retrait de séchage définie précédemment, nous obtenons alors l'expression incrémentale du fluage de séchage :

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}_{fs}}} = \kappa_{fs} \, \underline{\underline{\underline{\underline{B}}}} \, \underline{\underline{\sigma}} \, |\dot{h}_r| \tag{6.40}$$

Le coefficient κ_{fs} doit être déterminé par des essais de fluage propre et de fluage de séchage. Nous pouvons remarquer que le signe de $(\dot{\varepsilon}_{fs})_{ij}$ ne dépend que du signe de $(\sigma)_{ij}$. Ainsi en traction uniaxiale, nous constatons une augmentation du fluage de séchage que ce soit en phase de mouillage ou de séchage, comme les essais de Hansen (1960) le montrent (figure 2.17).

6.6.3 Comportement endommageable du béton

Les approches possibles

La modélisation numérique du comportement mécanique du béton s'est développée de façon remarquable ces trente dernières années. Nous présentons ici les grandes lignes des différents types de modèles couramment utilisés.

Nous pouvons tout d'abord citer les modèles de fissuration discrète qui considèrent la fissure comme une discontinuité géométrique. Les fissures sont modélisées par l'« ouverture » d'éléments de contact entre les éléments massiques. Ces techniques nécessitent souvent un maillage adaptatif afin de suivre la propagation des fissures. Parmi ces modèles nous pouvons citer les travaux effectués au LCPC qui intègrent en plus une approche probabiliste (Rossi, 1989 ; Rossi et Wu, 1992).

Une autre approche consiste à considérer le matériau comme continu et à intégrer le comportement fissurant dans les lois de comportement. Dans ce cadre nous pouvons citer, de façon non exhaustive, les modèles élastoplastiques et les modèles d'endommagement.

L'idée générale des modèles élastoplastiques est que le béton est élastique fragile en traction et élastoplastique écrouissable en compression. Dans le trièdre des contraintes, la transition élastique – plastique est contrôleé par deux types de surfaces : une surface fixe qui définit le seuil de fissuration et un critère de plasticité qui évolue avec l'écrouissage.

La théorie de l'endommagement, initialement introduite par Kachanov (1986) et développée par Lemaître et Chaboche (1985) est basée sur la prise en compte de la micro-fissuration par une ou des variables dites d'endommagement qui affectent le comportement du matériau au niveau macroscopique. Cette variable est généralement définie par le rapport de la surface résistante sur la surface initiale. Mazars (1984) a développé ce concept pour le béton en explicitant une variable d'endommagement scalaire affectant la rigidité du matériau. C'est ce modèle que nous utiliserons pour nos travaux. Des travaux plus récents prennent en compte les effets de l'anisotropie (Fichant, 1996) et la description des chargements cycliques (La Borderie, 1991).

Localisation et problèmes numériques associés

La localisation est due à l'apparition des fissures dans un matériau. La distribution non-homogène des déformations entre la zone fissurée et la zone saine est la cause de ce qu'on appelle la localisation. Ce phénomène est couramment observé pour des matériaux dont la loi de comportement possède une phase adoucissante. Numériquement, ce phénomène pose deux types de problèmes : prédiction de la localisation là où elle n'a pas forcément lieu; dépendance forte avec le schéma de discrétisation (voir annexe G).

Afin de résoudre ces problèmes, plusieurs approches peuvent être envisagées. Ces méthodes, dites des limiteurs de localisation, consistent à introduire des degrés de liberté supplémentaires dans les équations d'équilibre ou une longueur caractéristique du matériau dans les lois de comportement. Une synthèse intéressante peut être consulté dans les ouvrages suivant : Pijaudier-Cabot (1996) Lorentz (1996). Nous en faisons ici un bref résumé.

Régularisation des équations d'équilibre : toutes ces méthodes ont pour principe d'introduire des degrés de liberté supplémentaires dans les équations d'équilibre. Le principe des puissances virtuelles permet alors d'exprimer la nouvelle forme des équations d'équilibre.

- Modèle à degrés de liberté de porosité : l'endommagement est introduit comme un degré de liberté supplémentaire du milieu continu. Approche basée sur les travaux de Cowin et Nunziato (1983) pour les matériaux élastiques poreux, pour lesquels la porosité joue le rôle de degré de liberté supplémentaire;
- Modèle micro-polaire : pour un milieu micro-polaire, Cosserat et Cosserat (1909) prennent en compte des degrés de liberté de rotation indépendants des déplacements. La cinématique est alors décrite par un tenseur de déformation et un tenseur de courbure. Les efforts sont alors représentés par un tenseur de contraintes σ et un tenseur de moments de contraintes m. Lors de l'écriture de la loi de comportement, il apparaît une longueur caractéristique. Il faut finalement imposer des conditions limites en rotation dont l'origine et la signification physique sont encore à définir;
- Théorie du second gradient : dans la théorie classique des milieux continus, dite du premier gradient, seule la déformation intervient dans la puissance des efforts intérieurs. Dans la théorie du second gradient, on prend aussi en compte le gradient des déformations. Le contrôle de la localisation se fait par le gradient des déformations.

Régularisation des équations de comportement :

- Introduction d'une viscosité : le comportement dynamique des matériaux dépend souvent de la vitesse de chargement. Cet effet de vitesse a bien souvent un rôle de régularisation. On peut donc, afin de contrôler la localisation, introduire une dépendance temporelle d'origine physique (matériaux visqueux) ou non;

– Modèles non locaux par moyenne pondérée : afin de contrôler la localisation, l'interaction entre les différents points matériels est prise en compte par le biais d'un terme intégral. Une ou plusieurs grandeurs du modèle local sont remplacées par des quantités pondérées et moyennées sur un voisinage du point où la loi de comportement est calculée. Le volume d'intégration est défini par la longueur interne l_c. La longueur interne correspond à trois fois la taille de la plus grosse hétérogénéité (trois fois le diamètre du plus gros granulat). Cette approche est très dépendante de la fonction de pondération. C'est cette dernière approche que nous utiliserons.

Endommagement isotrope à une seule variable scalaire

Nous utilisons pour décrire l'endommagement du béton, le modèle d'endommagement isotrope à une seule variable scalaire développé par Mazars (1984).

Nous rappelons que la variable d'endommagement est définie comme le rapport de la surface résistante[9] sur la surface initiale.

La relation contrainte-déformation du matériau endommagé s'écrit :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\underline{\underline{C^d}}}}\,(\underline{\underline{\varepsilon}}_{totale} - \underline{\underline{\varepsilon_r}} - \underline{\underline{\varepsilon_f}}) = \underline{\underline{\underline{\underline{C^d}}}}\,\underline{\underline{\varepsilon}}_i \tag{6.41}$$

où C^d est la raideur du matériau endommagé, ε_r le tenseur des déformations de retrait et ε_f le tenseur des déformations de fluage, toutes deux calculées selon les méthodes présentées précédemment. Le tenseur des déformations instantanées ε_i sera noté dans ce paragraphe simplement ε afin de simplifier les notations.

Dans la forme indicielle suivante de cette relation, E_0 est le module d'élasticité uniaxial, ν_0 le coefficient de Poisson, d la variable d'endommagement, et δ_{ij} le symbole de Kronecker :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu_0}{E_0(1-d)}\sigma_{ij} - \frac{\nu_0}{E_0(1-d)}[\sigma_{kk}\delta_{ij}] \tag{6.42}$$

Selon cette équation, le coefficient de Poisson n'est pas affecté par l'endommagement, seul le module est modifié. L'énergie libre du système pour une unité de masse, qui définit le potentiel d'état, s'écrit :

$$\rho\psi = \frac{1}{2}(1-d)\,\varepsilon_{ij}\,C^0_{ijkl}\,\varepsilon_{kl} \tag{6.43}$$

A partir de ce potentiel, nous pouvons définir la variable associée à l'endommagement (variable d'état) et définir le taux de dissipation d'énergie :

$$Y = -\rho\frac{\partial\psi}{\partial d} = \frac{1}{2}\,\varepsilon_{ij}\,C^0_{ijkl}\,\varepsilon_{kl} \tag{6.44}$$

$$\dot{\phi} = -\frac{\partial\rho\psi}{\partial d}\,\dot{d} = Y\,\dot{d} \tag{6.45}$$

Cette dissipation, en accord avec le second principe de la thermodynamique doit être positive ou nulle.

Dans le modèle d'endommagement de Mazars, le béton est considéré comme un matériau non standard, c'est-à-dire que la variable d'endommagement ne dérive pas d'un potentiel φ. L'évolution de d est donnée par une fonction F de la déformation équivalente $\widetilde{\varepsilon}$. F doit être définie positive car $\dot{d}$ est positif selon le second principe.

9. c.-à-d. pouvant reprendre des contraintes.

$$\dot{d} = F(\widetilde{\varepsilon})\,\langle\dot{\widetilde{\varepsilon}}\rangle_+ \text{ avec } \langle\bullet\rangle_+ = \frac{\bullet + |\bullet|}{2} \tag{6.46}$$

$$\widetilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_i \langle\varepsilon_i\rangle_+} \tag{6.47}$$

Les ε_i sont les déformations principales. L'évolution de la variable d'endommagement est contrôlée par la déformation équivalente mais doit respecter les conditions de la fonction seuil :

$$\begin{aligned} & f(\widetilde{\varepsilon}) = \widetilde{\varepsilon} - \kappa \\ \text{si } f(\widetilde{\varepsilon}) = 0 \text{ et } \dot{f}(\widetilde{\varepsilon}) = 0 \quad & \text{alors } \dot{d} = F(\widetilde{\varepsilon})\,\langle\dot{\widetilde{\varepsilon}}\rangle_+ \\ \text{si } f(\widetilde{\varepsilon}) < 0 \text{ ou } f(\widetilde{\varepsilon}) = 0 \text{ et } \dot{f}(\widetilde{\varepsilon}) < 0 \quad & \text{alors } \dot{d} = 0 \end{aligned} \tag{6.48}$$

Dans le cas du béton, nous cherchons $F(\widetilde{\varepsilon})$ sous la forme suivante :

$$F(\widetilde{\varepsilon}) = \left[\frac{\kappa_0(1-A)}{\widetilde{\varepsilon}^2} + \frac{A\,B}{\exp[B(\widetilde{\varepsilon} - \kappa_0)]}\right] \tag{6.49}$$

où κ_0 est la déformation à laquelle l'endommagement est initié dans un essai de traction uniaxial, i.e. $\kappa_0 = {}^{f_t}/_{E_0}$. Le paramètre d'adoucissement κ défini dans la fonction seuil prend la plus grande valeur de $\widetilde{\varepsilon}$ atteinte dans l'histoire de chargement au point considéré. Initialement $\kappa = \kappa_0$. Nous obtenons la forme de la fonction d'évolution $G(\widetilde{\varepsilon})$ de d :

$$d = 1 - \frac{\kappa_0(1-A)}{\kappa} - \frac{A}{\exp[B(\kappa - \kappa_0)]} \tag{6.50}$$

La dissymétrie du comportement du béton nécessite l'utilisation d'une fonction seuil dissymétrique (ce qui est bien le cas) et de deux lois d'évolution distinctes, l'une agissant en compression et l'autre en traction. L'endommagement d est alors décomposé en deux parties, d_t pour l'endommagement en traction et d_c pour l'endommagement en compression. d est alors calculé selon l'expression suivante :

$$d = \alpha_t\, d_t + \alpha_c\, d_c \tag{6.51}$$

$$\begin{cases} d_t = 1 - \dfrac{\kappa_0(1-A_t)}{\kappa} - \dfrac{A_t}{\exp[B_t(\kappa - \kappa_0)]} \\ d_c = 1 - \dfrac{\kappa_0(1-A_c)}{\kappa} - \dfrac{A_c}{\exp[B_c(\kappa - \kappa_0)]} \end{cases} \tag{6.52}$$

Les facteurs α_t et α_c sont définis de façon à obtenir $\alpha_t = 1$ et $\alpha_c = 0$ en traction uniaxiale et $\alpha_c = 1$ et $\alpha_t = 0$ en compression uniaxiale. Le tenseur des déformations est décomposé en un tenseur de compression ε^c et un tenseur de traction ε^t:

$$\begin{cases} \varepsilon^c_{ij} = C^{-1}_{ijkl}\langle\sigma_{kl}\rangle_+ \\ \varepsilon^t_{ij} = C^{-1}_{ijkl}\langle\sigma_{kl}\rangle_- \end{cases} \tag{6.53}$$

$$\alpha_t = \sum_{i=1}^{3}\left(\frac{\varepsilon^t_i\langle\varepsilon_i\rangle}{\widetilde{\varepsilon}^2}\right)^\beta \quad \text{et} \quad \alpha_c = \sum_{i=1}^{3}\left(\frac{\varepsilon^c_i\langle\varepsilon_i\rangle}{\widetilde{\varepsilon}^2}\right)^\beta \tag{6.54}$$

Le coefficient β a été introduit par Pijaudier-Cabot et coll. (1991) pour corriger l'effet de l'endommagement sur la réponse au cisaillement.

Modèle d'endommagement non local

Le modèle d'endommagement de Mazars (1984) peut poser des problèmes de localisation. Pijaudier-Cabot et Bažant (1987) ont introduit une longueur caractéristique dans le modèle afin de limiter la taille minimum de la zone de localisation des déformations.

La longueur interne l_c est introduite dans le modèle en effectuant une moyenne spatiale du taux y d'énergie relâchée par l'endommagement. L'évolution de l'endommagement est définie par la fonction de seuil $f(\overline{y},d)$

$$f(\overline{y},d) = \int_0^{\overline{y}} G(z)\mathrm{d}z - d \tag{6.55}$$

où G est la fonction d'évolution de d dans le modèle local et $\overline{y}$ la moyenne du taux d'énergie relâchée par l'endommagement au point x du solide.

$$\overline{y} = \frac{1}{V_r(x)} \int_V \Psi(x-s)y(s)\mathrm{d}s \quad \text{et} \quad V_r(x) = \int_V \Psi(x-s)\mathrm{d}s \tag{6.56}$$

$\Psi(x-s)$ est une fonction de pondération normalisée (c'est une donnée du modèle), V est le volume du solide et $y(s)$ le taux d'énergie relâchée par l'endommagement au point s du solide.

$$y(s) = \frac{1}{2}\,\varepsilon_{ij}\,C^0_{ijkl}\,\varepsilon_{kl} \tag{6.57}$$

et

$$\Psi(x) = \Psi_0 \exp(-\frac{\|x\|}{2{l_c}^2}) \tag{6.58}$$

Nous constatons ainsi que la différence entre le modèle non local et le modèle local repose uniquement sur la fonction d'évolution de d. L'équation d'état reliant la déformation et la contrainte reste inchangée.

Résolution numérique des équations d'équilibre

La méthode générale de résolution utilisée dans Castem2000 est une méthode itérative de point fixe (contraintes initiales) de type gradient projeté. Dans le cas de l'endommagement, la matrice élastique initiale est utilisée pour les itérations, la matrice tangente étant particulièrement difficile à écrire avec le modèle Mazars en chargement non proportionnel.

Hétérogénéité des propriétés mécaniques des bétons

Les propriétés mécaniques du béton peuvent être non uniformes dans un volume donné de matériau. Les essais expérimentaux ont montré que pour la résistance en compression l'écart-type obtenu est de l'ordre de 7% et pour le module de Young de l'ordre de 4%. En fabrication courante les écarts-type constatés peuvent être nettement plus importants.

Pour tenir compte de cette hétérogénéité, nous avons donc réparti selon une loi normale le seuil de fissuration κ_0 autour d'une valeur moyenne avec un écart-type de 7%.

6.7 Armatures métalliques

Afin de prendre en compte les armatures métalliques, nous superposons aux éléments massiques représentant le béton, des éléments poutres représentant les aciers. A ces éléments, nous affectons les caractéristiques mécaniques des barres d'acier utilisées. Nous considérons une adhérence parfaite entre les deux types d'éléments. Le comportement endommageable du béton, tel que défini précédemment, permet de bien décrire le comportement de l'interface acier-béton (Reynouard et Lemaire, 1997). L'effet de goujon[10] est bien décrit par le comportement des éléments poutres superposés au béton.

Le comportement mécanique de l'acier d'armature est considéré comme élastique plastique parfait. Le seuil de plasticité est déterminé par l'expérience.

6.8 Interface

Différentes approches peuvent être envisagées pour la modélisation de l'interface entre le béton de réparation et le béton du substrat. Plusieurs auteurs ont matérialisé l'interface comme une troisième couche de 5 mm d'épaisseur (Bernard, 2000 ; Laurence, 2001). Bernard (2000) considère que les propriétés de cette couche sont les mêmes que celles de la couche de réparation sauf en ce qui concerne le comportement adoucissant du béton en traction. Une étude de sensibilité semble montrer que l'épaisseur a peu d'influence. Laurence (2001) a modifié les caractéristiques de cette épaisseur afin de reproduire le comportement en cisaillement de l'interface obtenue avec des éléments d'interface. L'étude de sensibilité servant à calibrer ces paramètres montre une influence non négligeable de l'épaisseur.

Suite à ces constatations contradictoires, nous avons opté pour une seconde possibilité qui consiste à considérer une interface parfaite sans épaisseur entre la réparation et le substrat. Il faut toutefois rester conscient que nous négligeons les propriétés des interfaces telles que nous les avons présentées dans le chapitre bibliographique. Il faudra se souvenir particulièrement que l'interface est souvent une zone de faiblesse. Nous vérifierons que les résultats de la modélisation n'indiquent pas des contraintes à l'interface proches des valeurs de rupture.

10. *i.e.* transfert des efforts tranchants entre deux blocs, de part et d'autre d'une fissure, par l'intermédiaire de la barre d'armature qui traverse perpendiculairement cette fissure.

Chapitre 7

Identification et validation

7.1 Identification des paramètres

Les paramètres des modèles sont déterminés à partir des essais de caractérisation détaillés dans la partie II. À défaut d'essais de caractérisation, les paramètres sont déterminés sur la base des résultats disponibles dans la littérature.

L'identification est effectuée en deux temps. Nous déterminons tout d'abord les paramètres indépendants, c'est-à-dire pouvant être calibrés à partir d'un seul essai expérimental. Ensuite, les paramètres des phénomènes physiques couplés sont identifiés selon une procédure itérative. Par exemple, le paramètre déterminant le retrait de séchage et ceux déterminant le fluage de séchage sont ajustés pas à pas jusqu'à obtenir un résultat satisfaisant.

Nous détaillons dans ce chapitre, les paramètres déterminés pour le BO et quelques résultats numériques intéressants. Les paramètres déterminés de la même façon pour les autres matériaux sont disponibles en annexe H.

7.1.1 Retrait endogène

Comme nous l'avons vu au chapitre précédent, le retrait endogène est introduit dans la modélisation, en ajoutant pas à pas une déformation volumique homogène. Il suffit donc de donner directement la courbe obtenue expérimentalement.

Aucun essai de retrait endogène n'a été effectué pour les bétons projetés. Nous avons donc utilisé les résultats obtenus par Huber (1991). La même courbe de retrait endogène est utilisée pour les deux bétons projetés, malgré leurs différences de composition et de technique de projection. Ces données nous permettent d'obtenir une courbe de retrait endogène située entre celle des bétons ordinaires et celles des bétons auto-plaçants.

7.1.2 Transports hydriques

Afin de déterminer les paramètres des lois de séchage [1], nous effectuons un calcul bidimensionnel afin de reproduire la perte de masse des éprouvettes utilisées lors des essais expérimentaux. Le paramètre β est fixé à 5 $mm/jours$. Cette valeur permet d'obtenir de bons résultats, mais surtout évite d'obtenir un séchage (et *a fortiori* un retrait) brutal en surface (Alvaredo, 1994). Les paramètres m_1 et m_2 permettant d'ajuster le coefficient de diffusion en fonction de la structuration du béton, sont les mêmes que ceux utilisés pour déterminer l'évolution du module de Young (voir § 7.1.4). Le résultat est alors comparé à la courbe expérimentale. L'ajustement des paramètres est effectué à l'aide d'une méthode des moindres-carrés (méthode de Levenberg-

1. Nous rappelons que les variations d'humidité relative dues à l'autodessication ne sont pas modélisées ici.

Marquardt) (Press et coll., 2001). Les paramètres utilisés pour le BO sont donnés dans le tableau 7.1. La figure 7.1 montre un exemple d'évolution du coefficient de diffusion en fonction de l'humidité relative et de la maturité du béton.

TAB. 7.1 – *Paramètres relatifs aux phénomènes de transport d'humidité dans le BO*

$D(t_\infty)$	a	h_c	n	β
13 $mm^2/jours$	0,11	0,78	6	5 $mm/jours$

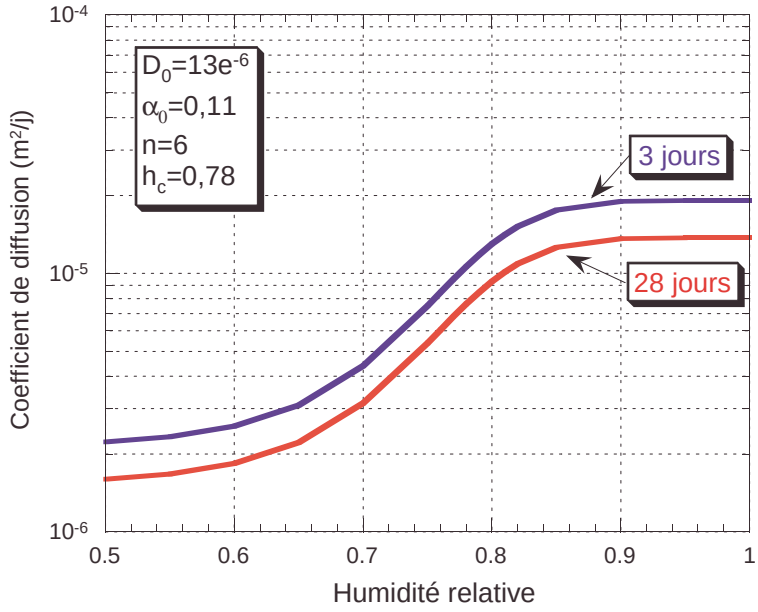


FIG. 7.1 – *Évolution du coefficient de diffusion hydrique en fonction de l'humidité relative et de la structuration du béton - Cas du BO*

7.1.3 Fluage propre

Le fluage propre est décrit par une fonction de retard décomposée en série de Dirichlet. Cette série est caractérisée, pour chacun de ses termes, par deux paramètres C_μ et τ_μ. Dans la pratique, il est difficile de déterminer simultanément ces deux paramètres. Il est souvent proposé de choisir *a priori* les τ_μ selon une suite logarithmique de base 10, tels que $\tau_\mu = \tau_1\, 10^{\mu-1}$ (Bažant, 1988 ; Granger, 1997). Afin de reproduire le comportement viscoélastique au jeune âge, il faut que τ_1 soit suffisamment petit. De même pour obtenir un comportement à long terme correct, il faut que τ_{max} soit supérieur au temps final du calcul. Nous avons ainsi choisi de prendre $\tau_1 = 0{,}05\ jours$, et avec cinq termes de la série de Dirichlet, nous obtenons $\tau_{max} = 500\ jours$ ce qui est suffisant pour l'étendue des calculs qui nous intéressent. Les cinq paramètres C_μ sont alors déterminés par la méthode des moindres-carrés à partir des résultats expérimentaux.

La fonction de retard que nous avons définie dans le chapitre précédent dépend de la structuration du béton. Le seul résultat expérimental que nous avons obtenu est un essai de fluage propre en traction après sept jours de cure. Il nous permet de déterminer les cinq modules C_μ de la série de Dirichlet à l'âge de sept jours. Il faut ensuite définir le vieillissement de la fonction de retard. Dans un premier temps, nous avons appliqué une fonction unique du type de l'équation 6.4 à tous les modules E_μ tel que suggéré par Granger (1997). Toutefois, il s'est avéré impossible de reproduire numériquement les essais expérimentaux de Bissonnette (1996) (fluage propre en traction à différents âges). Par contre, la fonction de lissage (double power law) proposée par Bažant (1988) calque très bien ces essais. Nous avons donc utilisé la fonction

donnée dans l'équation 7.1 pour générer la fonction de retard à différents âges de chargement pour le comportement viscoélastique du BO.

$$\varepsilon_{fp}(t) = \frac{\phi_1}{E_0}\left(t_0^{-m} + \alpha\right)(t - t_0)^n \tag{7.1}$$

où t_0 représente l'âge au chargement. Les paramètres ϕ_1, E_0, m, α et n sont déterminés à partir de l'essai de fluage propre à sept jours. Nous appliquons alors cette fonction pour différents âges t_0.

Les différentes fonctions de lissage sont alors décomposées en série de Dirichlet selon le principe exposé ci-dessus. Nous obtenons ainsi l'évolution des C_μ au cours du temps. L'évolution du spectre ainsi obtenue est donnée sur la figure 7.2 et des exemples des résultats numériques obtenus sont donnés à la figure 7.6 (gauche).

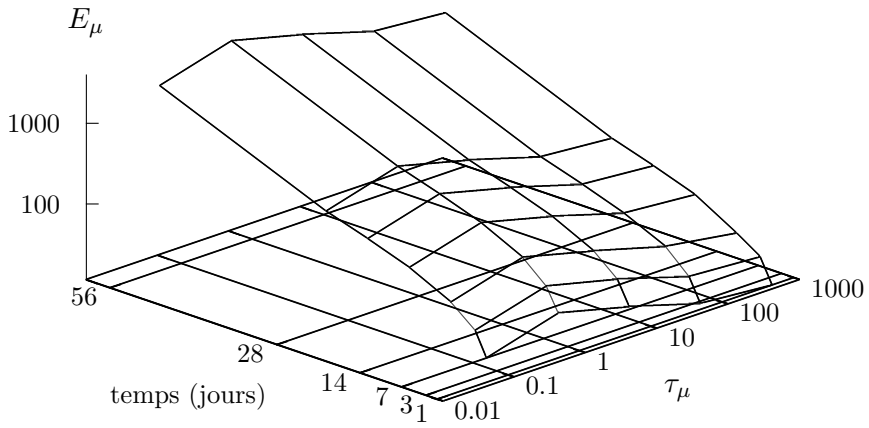


FIG. 7.2 – *Spectre de retard en fonction de la structuration du béton*

Nous avons effectué des essais de fluage propre uniquement pour le BO. Pour les autres matériaux, nous nous sommes basés sur deux hypothèses. La première provient de l'analyse bibliographique quant au fluage en compression : le fluage est proportionnel au volume de pâte du béton[2]. La seconde est que tous nos matériaux sont constitués de la même pâte et que seul le volume varie[3] Nous avons donc affecté un coefficient proportionnel au volume de pâte jouant directement sur l'amplitude du fluage et pris comme référence le fluage propre du BO. La figure 7.3 donne les résultats ainsi obtenus pour les différents mélanges. Nous trouvons sur cette figure les effets du volume de pâte mais aussi les effets de la structuration du béton. Dans le cas du BPs, cette approche ne permet pas d'obtenir le comportement attendu (fluage total faible). Nous avons donc réduit fortement le fluage propre afin d'obtenir une courbe de fluage total satisfaisante. Une étude expérimentale du fluage propre plus complète est nécessaire pour correctement identifier les paramètres du fluage propre.

2. Nous tenons à faire remarquer à ce niveau que les résultats récents obtenus en traction (Bissonnette, 1996 ; Boily, 2002) semblent indiquer que le fluage spécifique total est inversement proportionnel au volume de pâte (le mécanisme de micro-fissuration serait prédominant en traction). Par contre les essais effectués jusqu'à aujourd'hui ne permettent pas de conclure en ce qui concerne le fluage propre.

3. ce qui est faux, notamment pour le BAP, le BAPftc et le BPs.

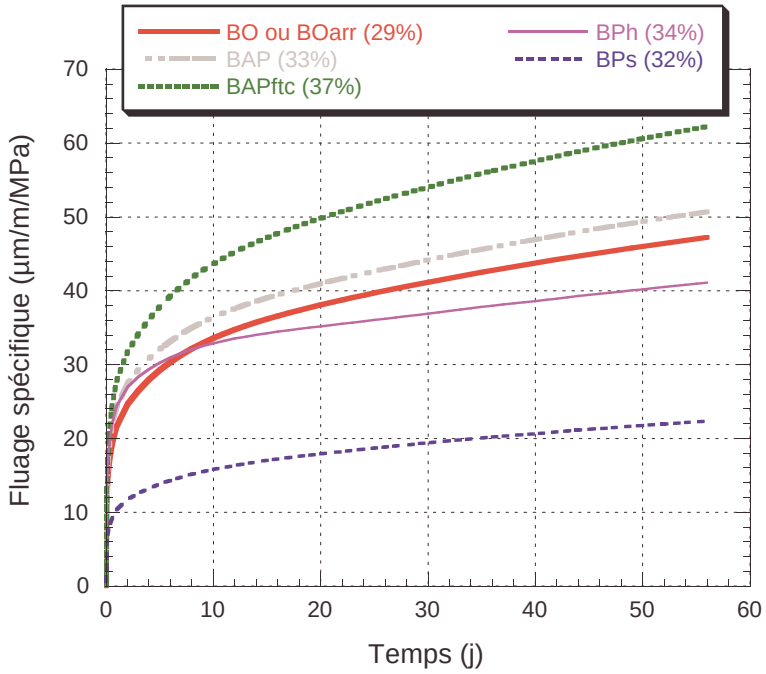


FIG. 7.3 – *Résultats numériques du fluage propre de différents mélanges*

7.1.4 Comportement mécanique endommageable

L'évolution du module uniaxial d'élasticité est déterminée par l'équation 6.4. Les paramètres m_1 et m_2 sont déterminés à partir des essais de module uniaxial en compression effectués dans la partie expérimentale. Nous supposerons par la suite que les modules en traction et en compression sont identiques. Les valeurs de m_1 et m_2 pour le BO sont indiquées dans le tableau 7.2[4]. Les valeurs pour les autres mélanges sont données en annexe.

Les paramètres de la loi d'évolution de l'endommagement d n'ont pas été déterminés expérimentalement. Nous nous sommes donc basés sur des études précédentes quant aux valeurs de A_t, B_t, A_c et B_c (Mazars, 1984 ; Saouridis, 1988). Le seuil de fissuration κ_0 a été déterminé à partir d'un essai de traction uniaxial pour le BO testé par Laurence (2001) et la longueur caractéristique l_c est fixée selon la règle « trois fois la dimension de la plus grosse hétérogénéité » (Pijaudier-Cabot et Bažant, 1987 ; Fokwa, 1992). Le coefficient β est fixé selon la valeur utilisée par Pijaudier-Cabot et coll. (1991). Nous avons gardé les mêmes paramètres de la loi d'évolution de l'endommagement pour tous les mélanges testés expérimentalement sauf pour ce qui concerne le BPh où nous avons ajusté le paramètre A_t pour tenir compte de la présence des fibres. Le comportement obtenu pour les paramètres du tableau 7.2 est tracé à la figure 7.4.

TAB. 7.2 – *Paramètres relatifs au comportement mécanique endommageable du BO*

$E(t_\infty)$	m_1	m_2	A_t	B_t	A_c	B_c	β	κ_0	l_c
39,3 GPa	0,541	1,197	0,9	8000	1,276	1768	1,06	110 10^{-6}	30 mm

4. dans l'expression 6.4 le temps est donné en jours.

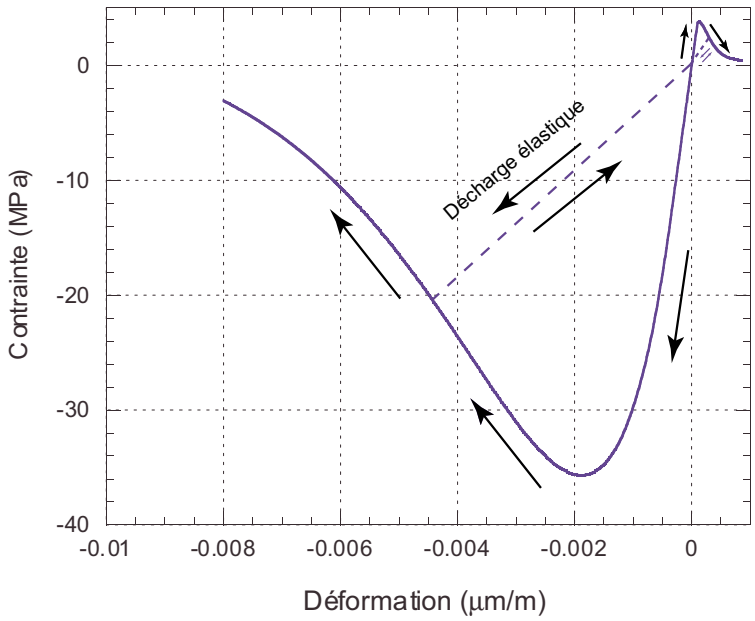


FIG. 7.4 – *Modélisation du comportement mécanique en compression et en traction*

7.1.5 Comportement mécanique des armatures d'acier

Le seuil de plastification des barres d'armatures est déterminé en modélisant un essai de flexion quatre points sur les poutres témoins (poutres saines). La comparaison avec le résultat expérimental permet de valider ou non la valeur choisie. Pour tous les calculs effectués dans le cadre de ce travail nous avons utilisé un seuil de plastification f_{su} de 500 MPa. Les résultats ainsi obtenus sont donnés dans le chapitre suivant.

7.1.6 Retrait de séchage

Le coefficient α_h est déterminé, à partir des données expérimentales obtenues à la section 4.5, en effectuant un calcul bidimensionnel de retrait axial. Le séchage étant non-homogène dans l'épaisseur de l'éprouvette, il y a des effets de restriction[5] qui génèrent des contraintes. Il faut donc tenir compte de la fissuration éventuelle de l'éprouvette en utilisant le modèle d'endommagement décrit dans le chapitre précédent ainsi que les modèles de fluage propre et de séchage. Les différents paramètres sont ajustés de façon itérative jusqu'à obtenir le résultat désiré. Nous obtenons, pour le BO, $\alpha_h = 1250\ \mu m/m$.

Nous considérons ici que le coefficient α_h ne dépend pas de la structuration du béton, contrairement au coefficient de diffusion. Nous constatons ainsi à la figure 7.5, l'influence du temps de cure sur les courbes de retrait obtenues numériquement. Sur cette même figure nous pouvons comparer les résultats expérimentaux et la modélisation. Nous constatons que le modèle donne des résultats satisfaisants, tant au jeune âge qu'à long terme.

Le champ d'humidité dans l'éprouvette est non homogène. La déformation libre engendrée, $\alpha_h \dot{h}_r$, est donc elle aussi non homogène. Cette déformation est gênée dans la masse de l'éprouvette et un état de contrainte non homogène est ainsi créé. Cette restriction dépend d'ailleurs de l'âge du matériau et peut contribuer au vieillissement du retrait. Si les contraintes dépassent la résistance ultime[6] , il y a création d'endommagement. Cet endommagement (ou microfissu-

5. des effets de structure qu'il est difficile d'éviter même en réduisant la taille de l'éprouvette
6. ou au sens de l'écriture du modèle d'endommagement, si les déformations instantanées dépassent le seuil de fissuration ...

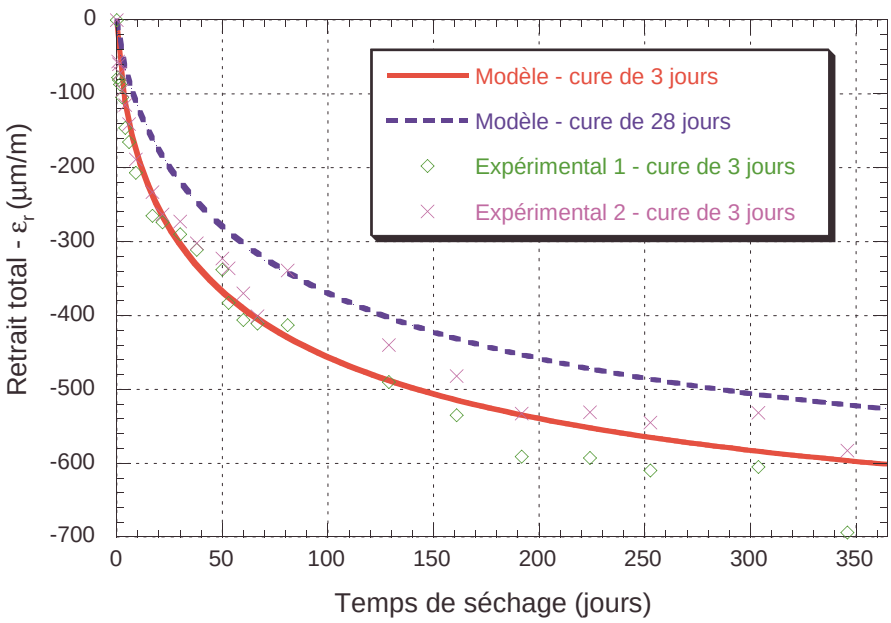


FIG. 7.5 – *Retrait total : comparaison des résultats expérimentaux et de la modélisation - Cas du BO*

ration), en soulageant les contraintes tend à diminuer le retrait macroscopique. C'est pourquoi, il faut tenir compte de l'endommagement pour identifier le paramètre α_h.

7.1.7 Fluage de séchage

L'influence du séchage sur la réponse viscoélastique du matériau est prise en compte par le coefficient κ_{fs}. Ce coefficient permet d'augmenter le fluage localement s'il existe une variation de l'humidité. Un autre phénomène peut intervenir à l'échelle de la structure (une éprouvette de 70 $mm \times 70$ $mm \times 400$ mm est déjà une structure). Comme nous l'avons fait remarquer dans la section précédente, le séchage non-homogène induit des contraintes. Cette mise en contrainte, additionnée à la contrainte homogène de l'essai de fluage, peut provoquer localement un endommagement (ou microfissuration). Cet endommagement diminue le retrait apparent et augmente le fluage propre. Ce gain peut être interprété, à l'échelle de la structure, comme du fluage de séchage. En tenant compte de ces deux phénomènes, nous pouvons identifier le coefficient κ_{fs}. Pour le BO nous utilisons la valeur $1{,}25\,10^{-4}$ MPa^{-1}.

La figure 7.6 donne des exemples de résultats obtenus. Nous pouvons comparer les résultats expérimentaux et la modélisation numérique pour un essai de fluage propre débutant à 7 jours (à gauche) et un essai de fluage de séchage débutant à 7 jours (à droite). En pointillé, nous avons tracé l'effet d'une perturbation des conditions limites hydriques (passage d'une condition scellée à une condition de séchage à 50 % et inversement). L'effet du vieillissement est aussi mis en évidence (essai débutant à 1 ou 28 jours).

La figure 7.7 présente le maillage utilisé pour modéliser les essais de séchage ou les essais de fluage. Seul $1/4$ de l'éprouvette est maillé et nous tenons compte des symétries pour reproduire l'essai complet. En haut à gauche, nous donnons le champ d'endommagement lors d'un essai de fluage de séchage pour un béton présentant un séchage rapide, après 56 jours d'essai. Nous constatons que l'endommagement est diffus en surface. Si nous regardons la déformation axiale (en bas à droite), il apparaît qu'il n'y a pas localisation des déformations, c'est-à-dire pas de macro-fissure visible à l'œil.

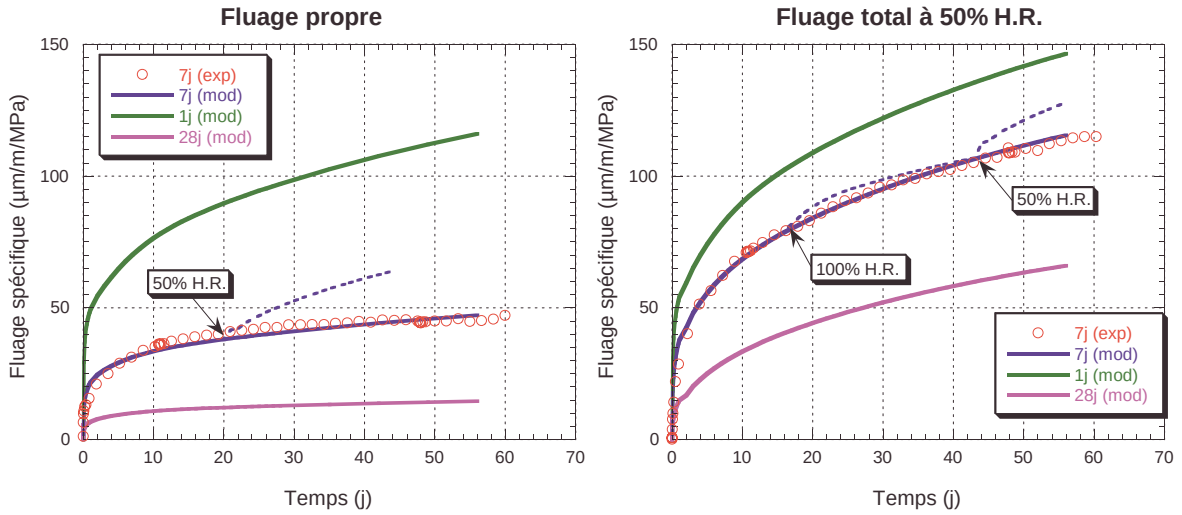


FIG. 7.6 – *Exemples de résultats obtenus pour le fluage propre et total dans le cas du BO. En pointillé, nous avons tracé l'effet d'une perturbation des conditions limites hydriques.*

7.1.8 Objectivité des calculs numériques

Dépendance au pas de temps : Afin de vérifier si l'outil numérique présente une forte dépendance ou non à la taille des pas de temps, nous avons effectué des essais identiques mais avec des pas de temps différents. Les résultats montrent qu'il n'y a aucune dépendance en ce qui concerne le retrait endogène ou de séchage, tant qu'il n'y a pas fissuration. En allongeant les pas de temps, l'apparition de l'endommagement est retardée et la diminution du retrait est ainsi moins importante. Une augmentation des pas de temps tend donc à augmenter le retrait. Pour les essais de fluage, nous avons remarqué une influence non négligeable des pas de temps au jeune âge et juste après l'application de la charge. Cela se comprend aisément si nous rappelons que l'incrément de déformation de fluage au pas $n+1$ est calculé à partir de l'incrément de contrainte au pas n et des modules C_μ au pas $n+{}^1\!/\!_2$. Si le matériau évolue rapidement, l'erreur sur les C_μ est importante si les pas de temps sont trop grands. De plus, si les pas de temps sont grands, l'incrément de contrainte utilisé ne prend pas en compte l'historique récent de contrainte pour le calcul de l'incrément de déformation de fluage. Afin d'obtenir des résultats comparables pour tous les essais nous avons opté pour une séquence temporelle qui utilise des pas de temps de 0,1 jour pour âge inférieur à 7 jours et des pas de temps de 1 jours pour des âges compris entre 7 jours et 90 jours et des pas de 7 jours au-delà. L'utilisation de pas plus petit n'a pas montré de changement notable si ce n'est l'augmentation des temps de calcul.

Dépendance au maillage : Les résultats obtenus pour différentes finesses de maillage ne montrent pas de dépendance à la taille du maillage, s'il n'y a pas de fissuration. Nous constatons ainsi que les modèles de transports hydriques et de retrait de séchage sont indépendants du maillage. Par contre, s'il y a fissuration, il faut définir une taille maximale de maille à ne pas dépasser, fixée par le modèle de comportement mécanique. En deçà de cette taille, le limiteur de localisation utilisé dans le modèle d'endommagement non-local permet de s'affranchir de cette dépendance. Dans tous les calculs, la taille maximale de la maille sera fixée au tiers de la longueur caractéristique afin d'obtenir un minimum de trois éléments par bande de localisation.

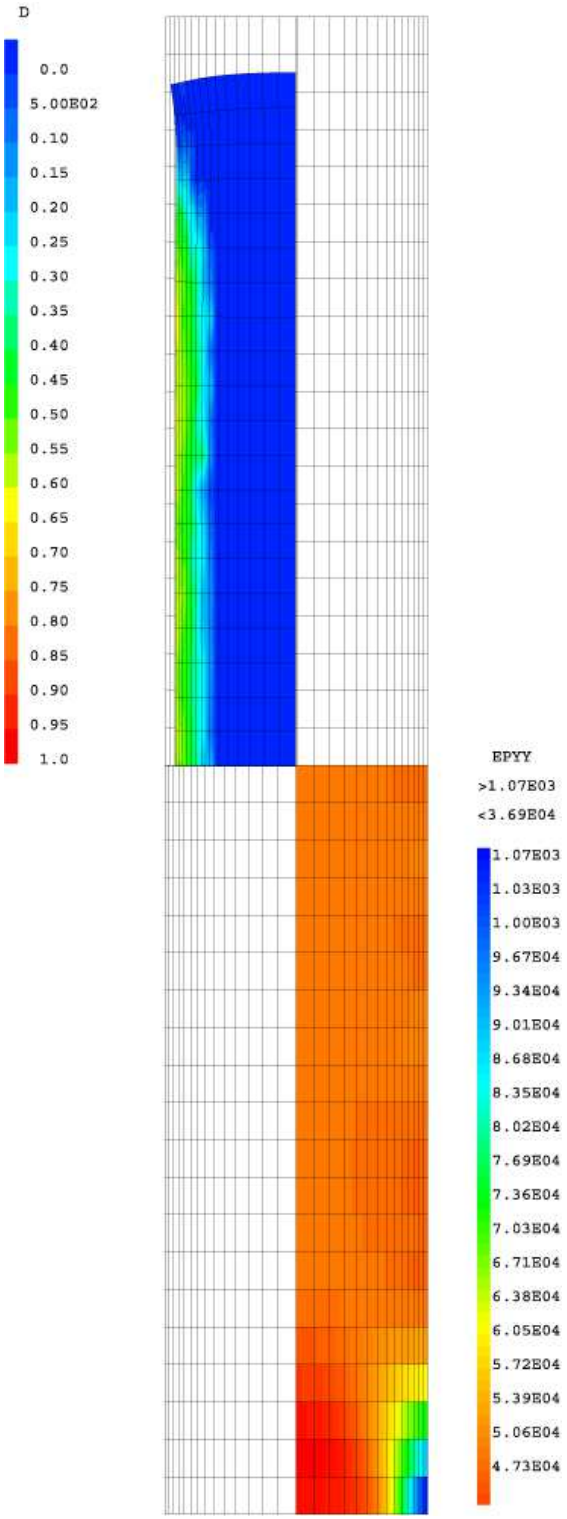


FIG. 7.7 – *Modélisation d'un essai de fluage de séchage. Exemple du maillage utilisé : seul 1/4 de l'éprouvette est modélisé. En haut à gauche : endommagement diffus en surface, en configuration déformée. En bas à droite : champ de déformation.*

7.2 Validation de l'outil d'analyse

Afin de valider l'outil numérique, nous utilisons les modèles décrits précédemment, avec les paramètres que nous venons d'identifier sur des essais simples, pour modéliser le comportement d'éléments réparés. Nous comparons alors les résultats obtenus numériquement aux résultats expérimentaux.

Pour tous les calculs effectués, nous utilisons le maillage présenté à la figure 7.8. Ce maillage répond aux critères fixés précédemment. Dans la zone de réparation, les mailles ont une dimension maximale de 10 mm. Nous utilisons un maillage plus grossier dans le substrat, car nous avons constaté expérimentalement que la fissuration se propage peu profondément dans cette zone. Nous utilisons des éléments massifs à quatre nœuds pour modéliser le béton et des éléments poutre pour modéliser les aciers d'armatures. La partie gauche du substrat est considérée élastique car elle est peu sollicitée, et cela permet d'éviter les problèmes classiques de poinçonnement aux appuis. Nous modélisons la moitié d'une poutre, le comportement de la structure complète étant obtenu par symétrie. La figure 7.8 donne les conditions limites mécaniques utilisées. Du point de vue hydrique, les conditions initiales d'humidité sont de 100% dans la réparation et réparties selon la figure 7.9 pour le substrat. Ces conditions sont obtenues en simulant le séchage de la poutre complète pendant deux ans, puis séchage de la poutre avec les aciers dégagés pendant six mois et enfin un mouillage de la zone à réparer pendant 24 h. L'humidité relative de l'air ambiant est maintenue constante à 50%[7]. Les propriétés mécaniques et hydriques du substrat sont données en annexe H.

Afin de valider le modèle, nous avons simulé la réponse, aux différentes sollicitations étudiées lors de la partie expérimentale, de trois matériaux de réparation : le BO, le BAP et le BPs. Nous avons ainsi trois comportements potentiellement différents : le BO présente un retrait et un fluage « classiques », le BAP un retrait et un fluage « importants » et enfin le BPs un retrait « classique » et un fluage « faible ». Nous effectuons par la suite une comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques, notamment en ce qui concerne le nombre de fissures, l'ouverture moyenne de fissure et l'évolution de la flèche des éléments réparés.

Nous présentons dans les pages suivantes quelques résultats numériques qui nous commenterons par la suite.

7. Une variation de cette CL au cours du temps est possible. L'influence de cette variation n'a malheureusement pas pu être testée par manque de temps

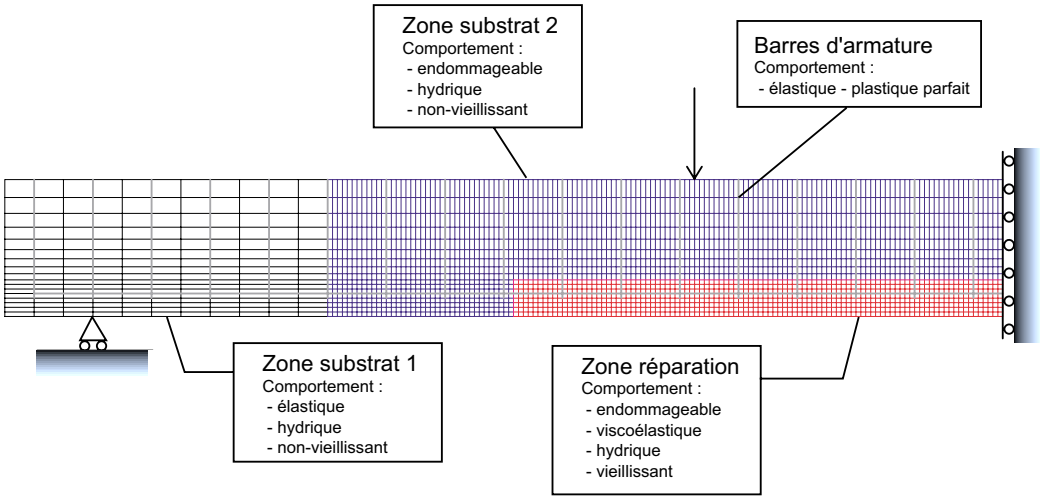


FIG. 7.8 – *Maillage et conditions limites utilisées pour la modélisation des réparations.*

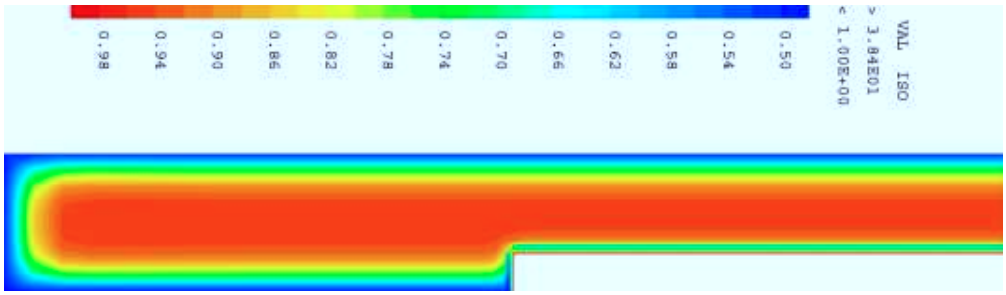


FIG. 7.9 – *Conditions initiales d'humidité dans le substrat lors de la réalisation de la réparation. Ces conditions sont obtenues en simulant le séchage de la poutre complète pendant deux ans, puis séchage de la poutre avec les aciers dégagés pendant six mois et enfin un mouillage de la zone à réparer pendant* 24 *h.*

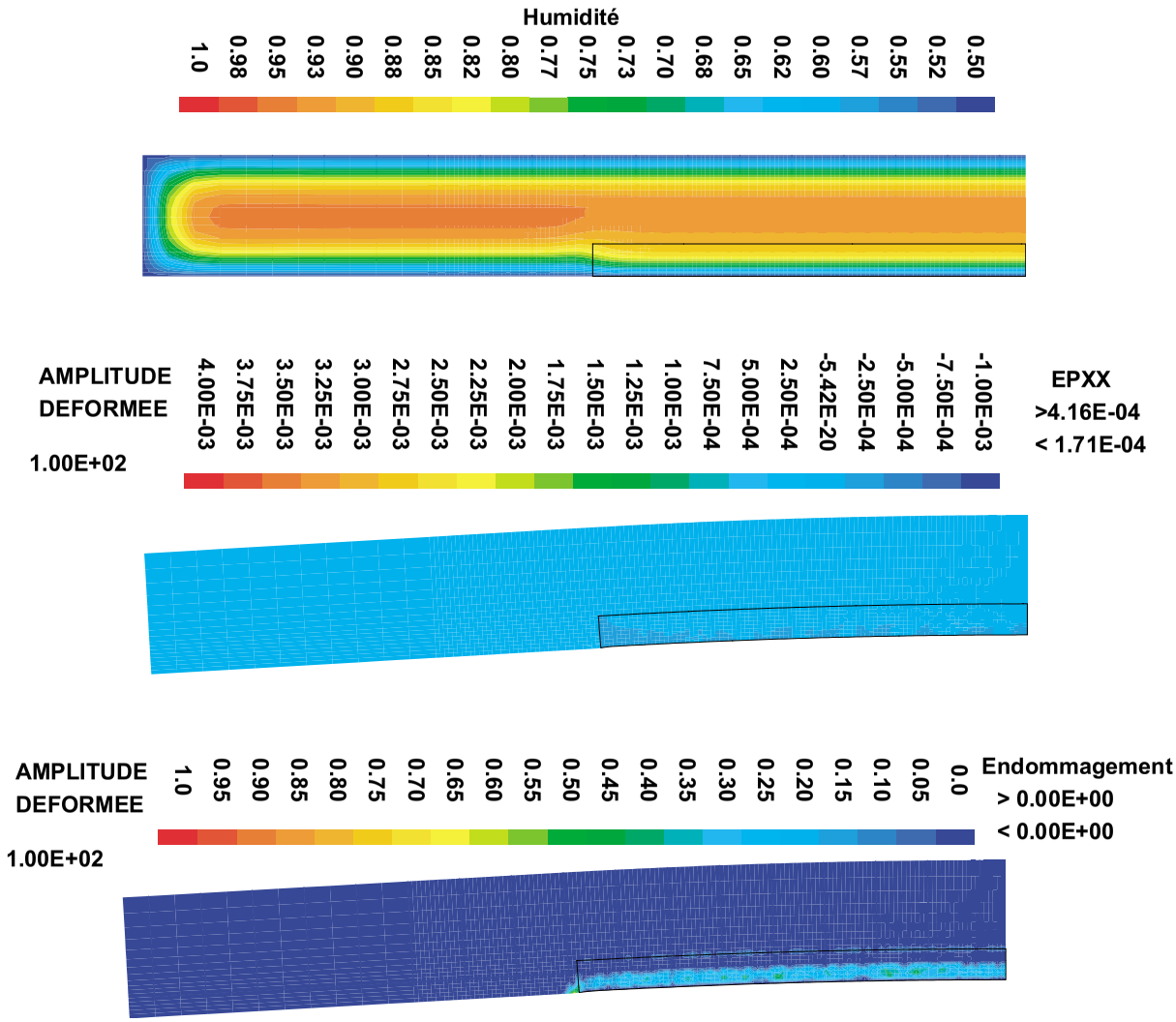


FIG. 7.10 – *Conditions d'humidité, champ de déformations ε_{xx}, champ d'endommagement après 500 jours dans une poutre réparée avec le BO - séchage seul.*

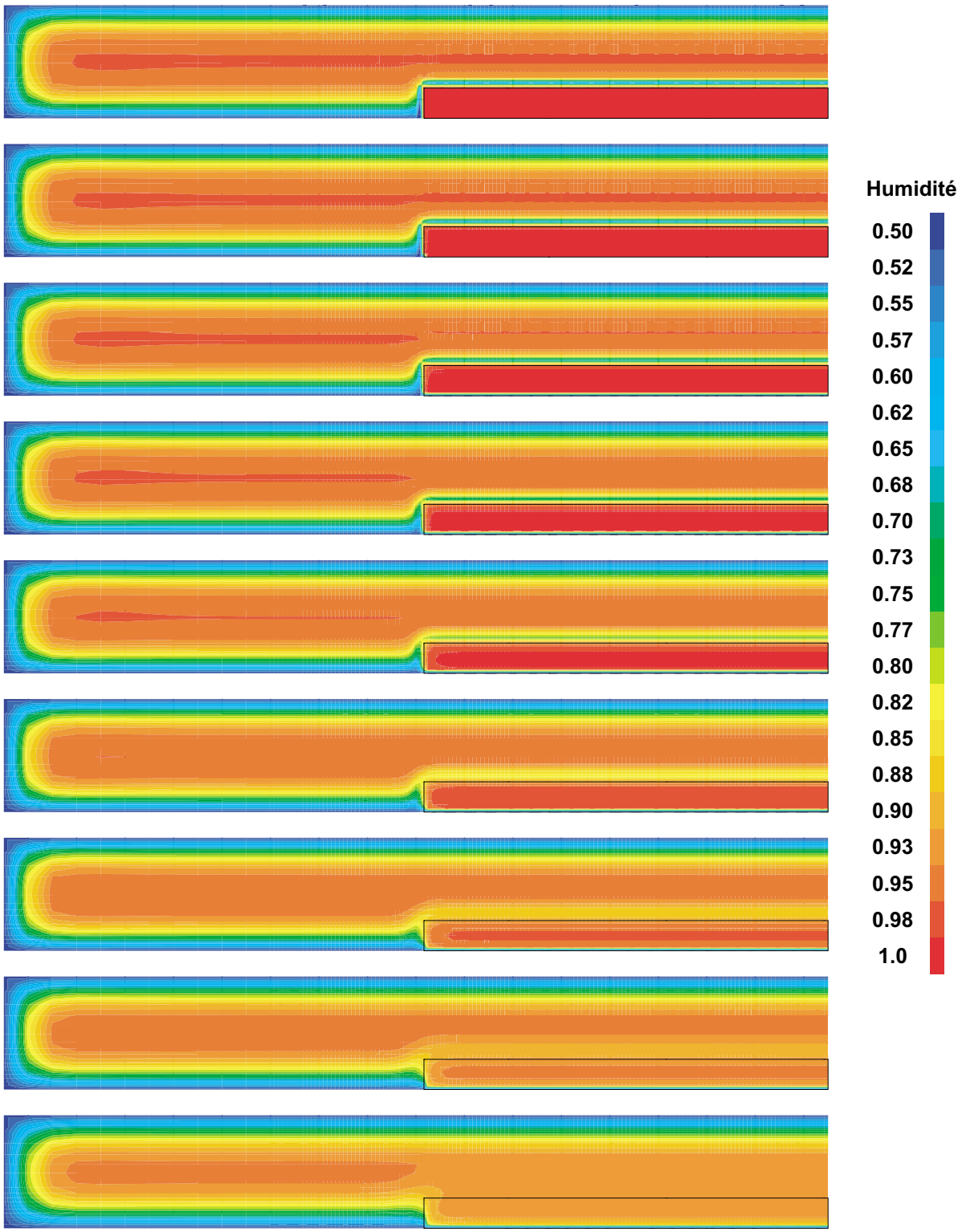


FIG. 7.11 – *Évolution du champ d'humidité dans une poutre réparée avec le BPs. Temps : 0, 3, 7, 14, 28, 56, 112, 245 et 497 jours - séchage seul.*

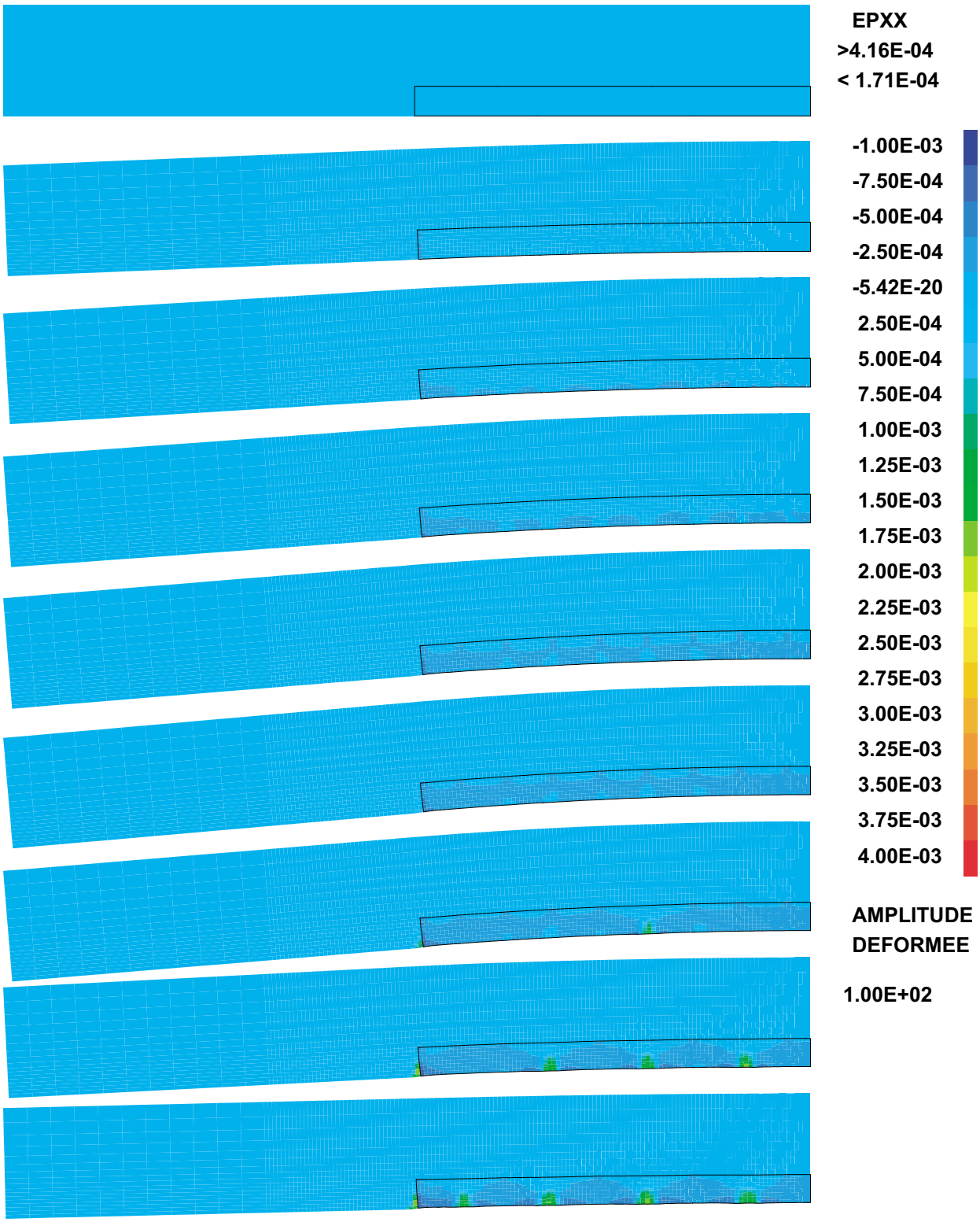


FIG. 7.12 – *Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le BPs. Temps : 0, 3, 7, 14, 28, 56, 112, 245 et 497 jours - séchage seul.*

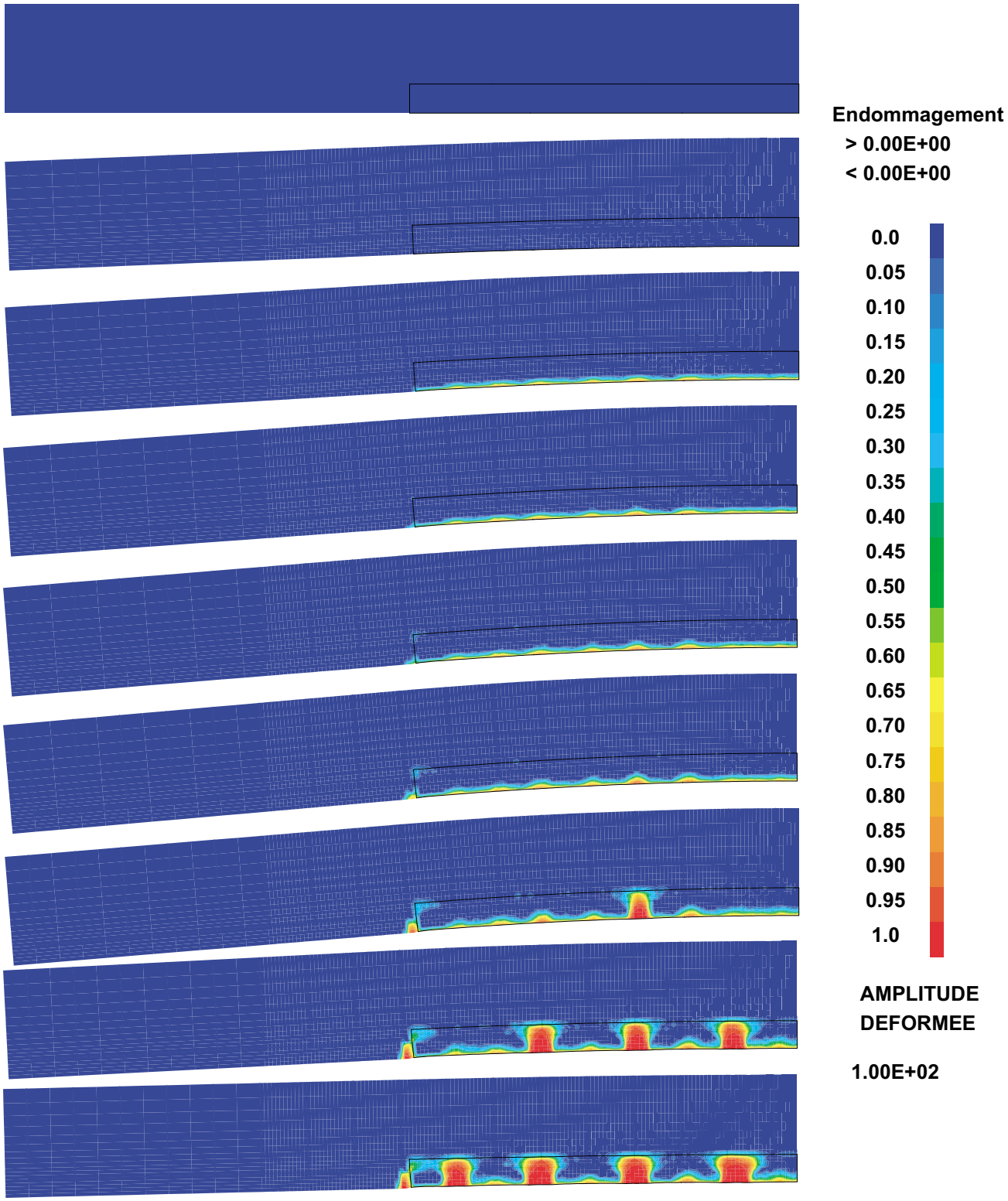


FIG. 7.13 – *Évolution du champ d'endommagement dans une poutre réparée avec le BPs. Temps : 0, 3, 7, 14, 28, 56, 112, 245 et 497 jours - séchage seul.*

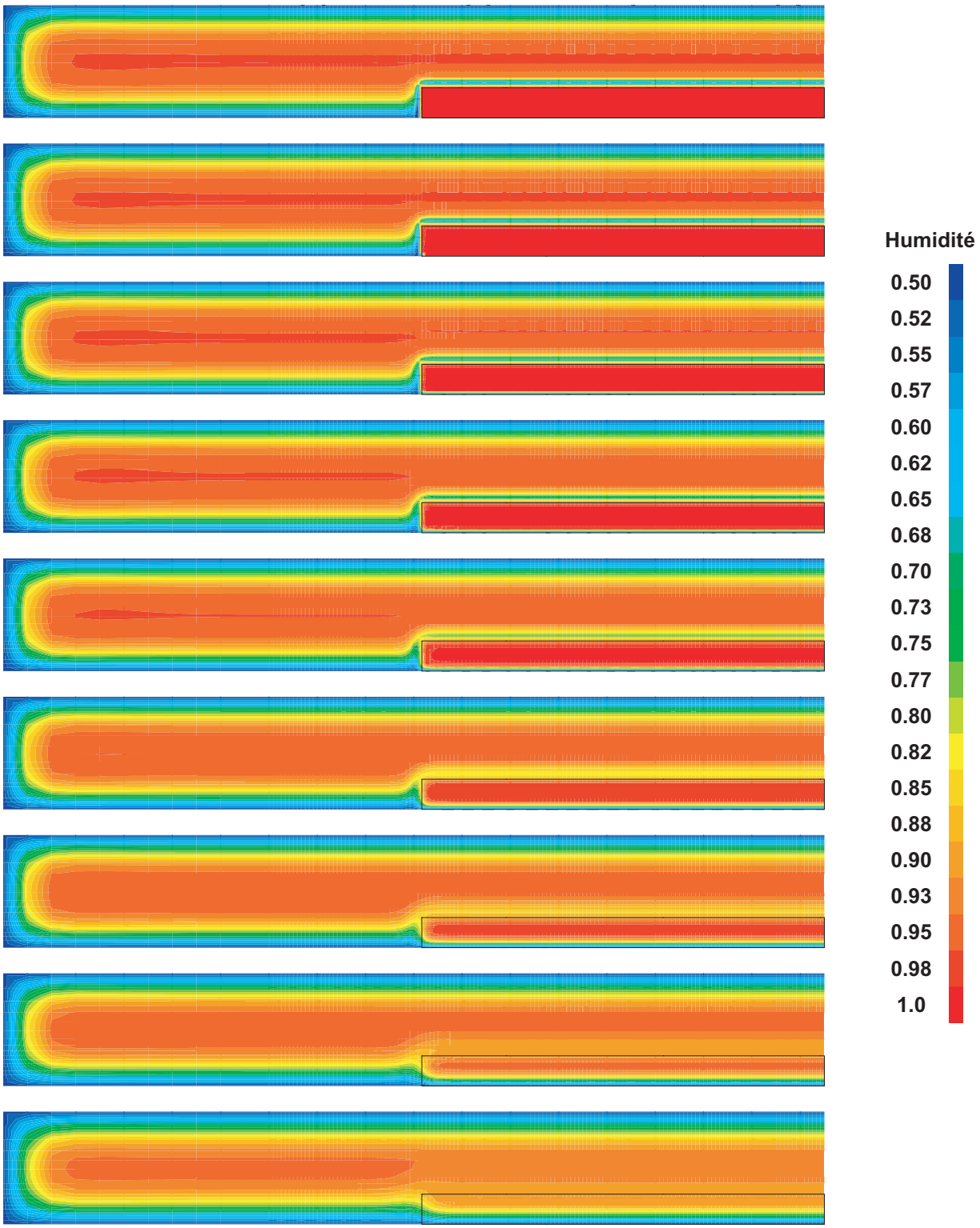


FIG. 7.14 – *Évolution du champ d'humidité dans une poutre réparée avec le BAP. Temps : 0, 3, 7, 14, 28, 56, 112, 245 et 497 jours - séchage seul.*

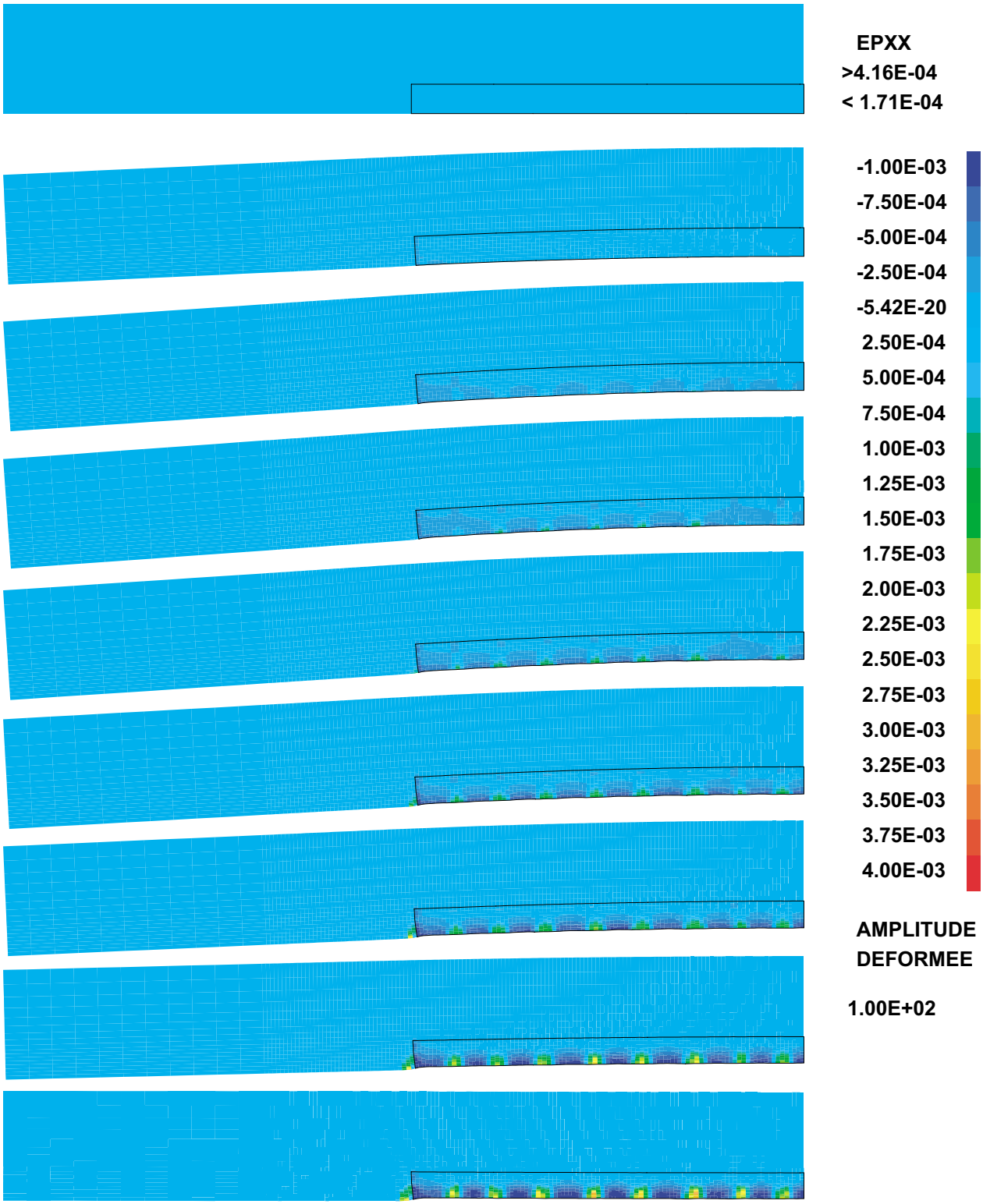


FIG. 7.15 – *Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le BAP. Temps : 0, 3, 7, 14, 28, 56, 112, 245 et 497 jours - séchage seul.*

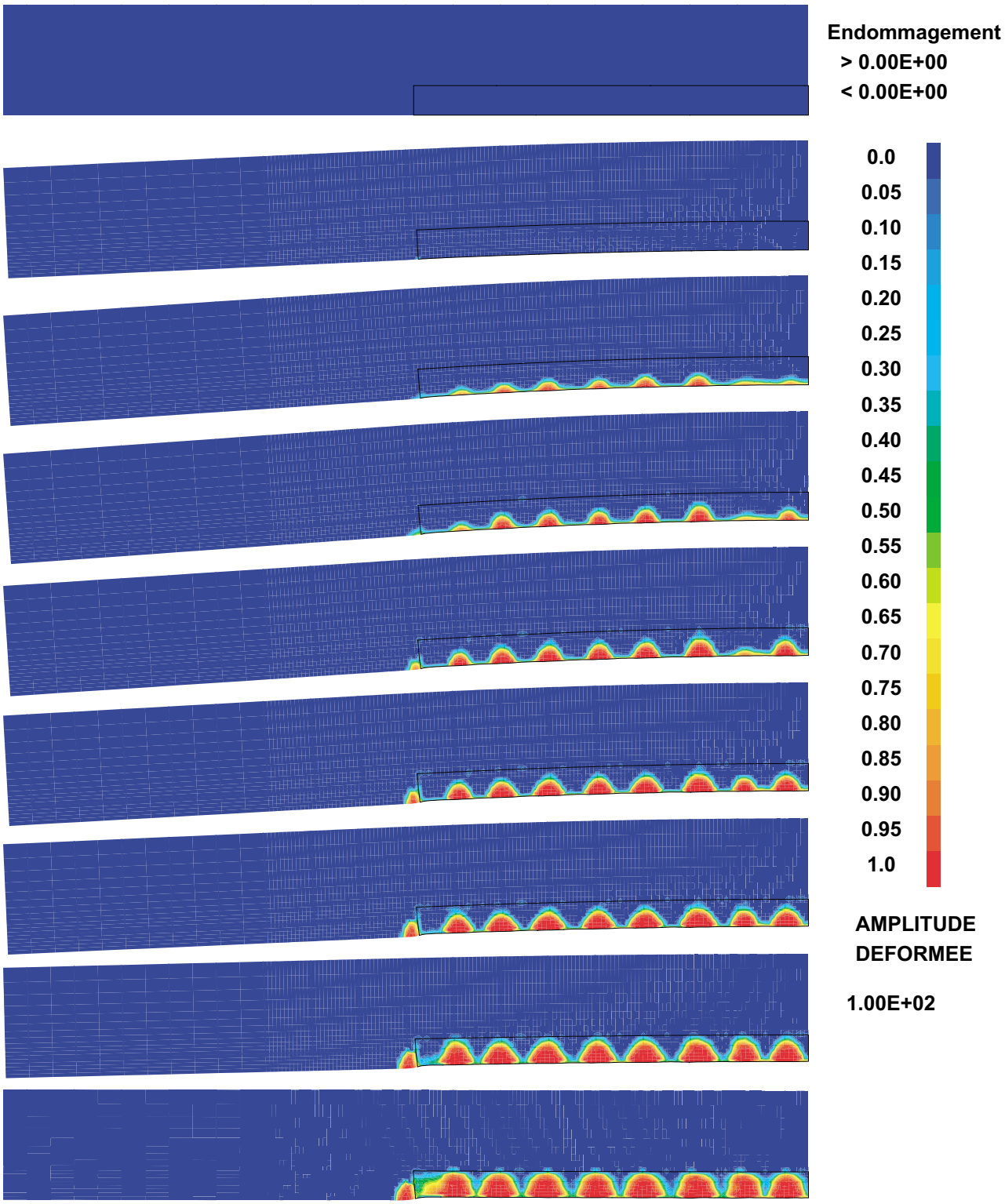


FIG. 7.16 – *Évolution du champ d'endommagement dans une poutre réparée avec le BAP. Temps : 0, 3, 7, 14, 28, 56, 112, 245 et 497 jours - séchage seul.*

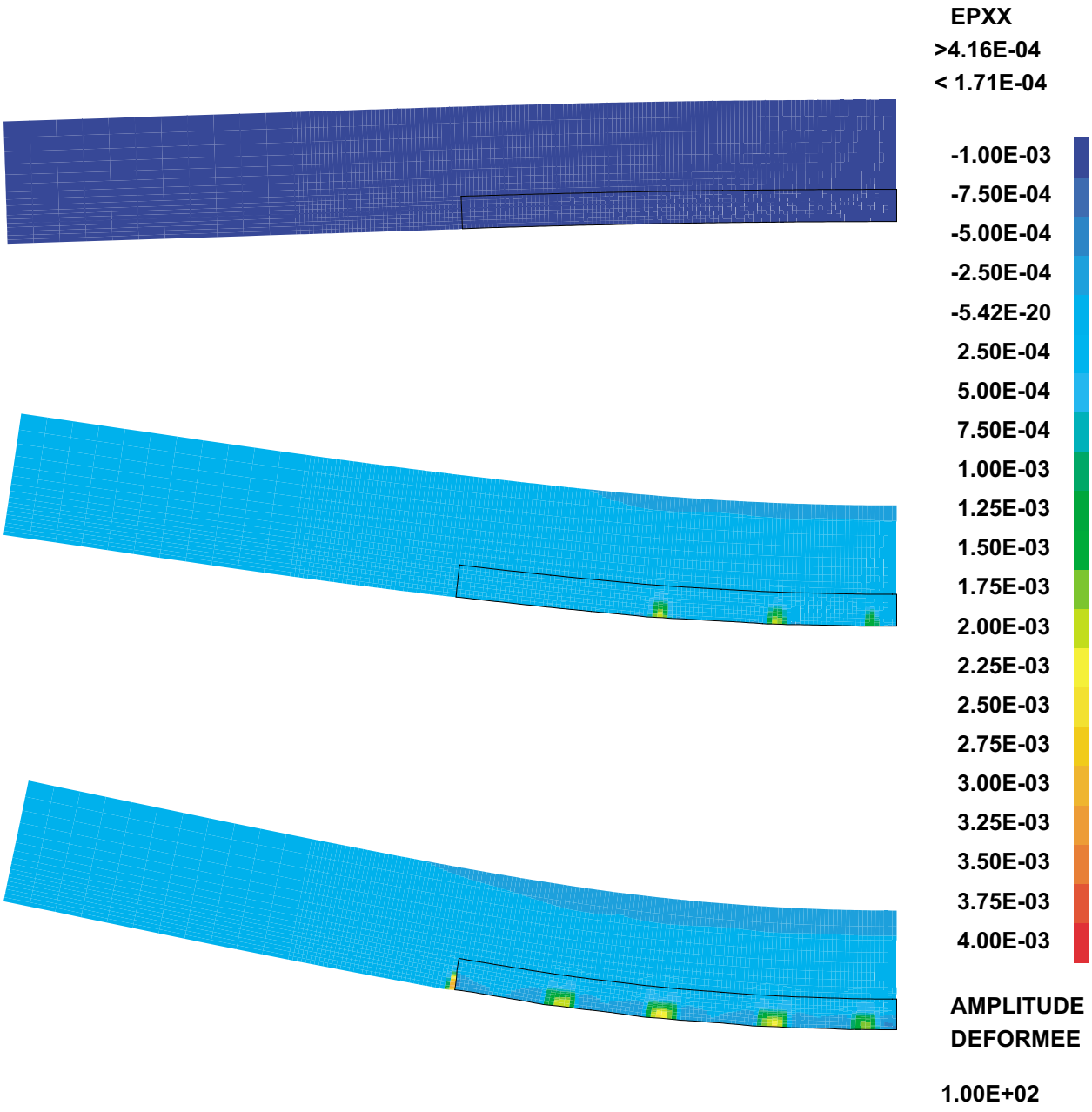


FIG. 7.17 – *Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le B0. En haut : avant le chargement à 33%, au milieu : après le chargement à 33%, en bas : après 482 jours de chargement.*

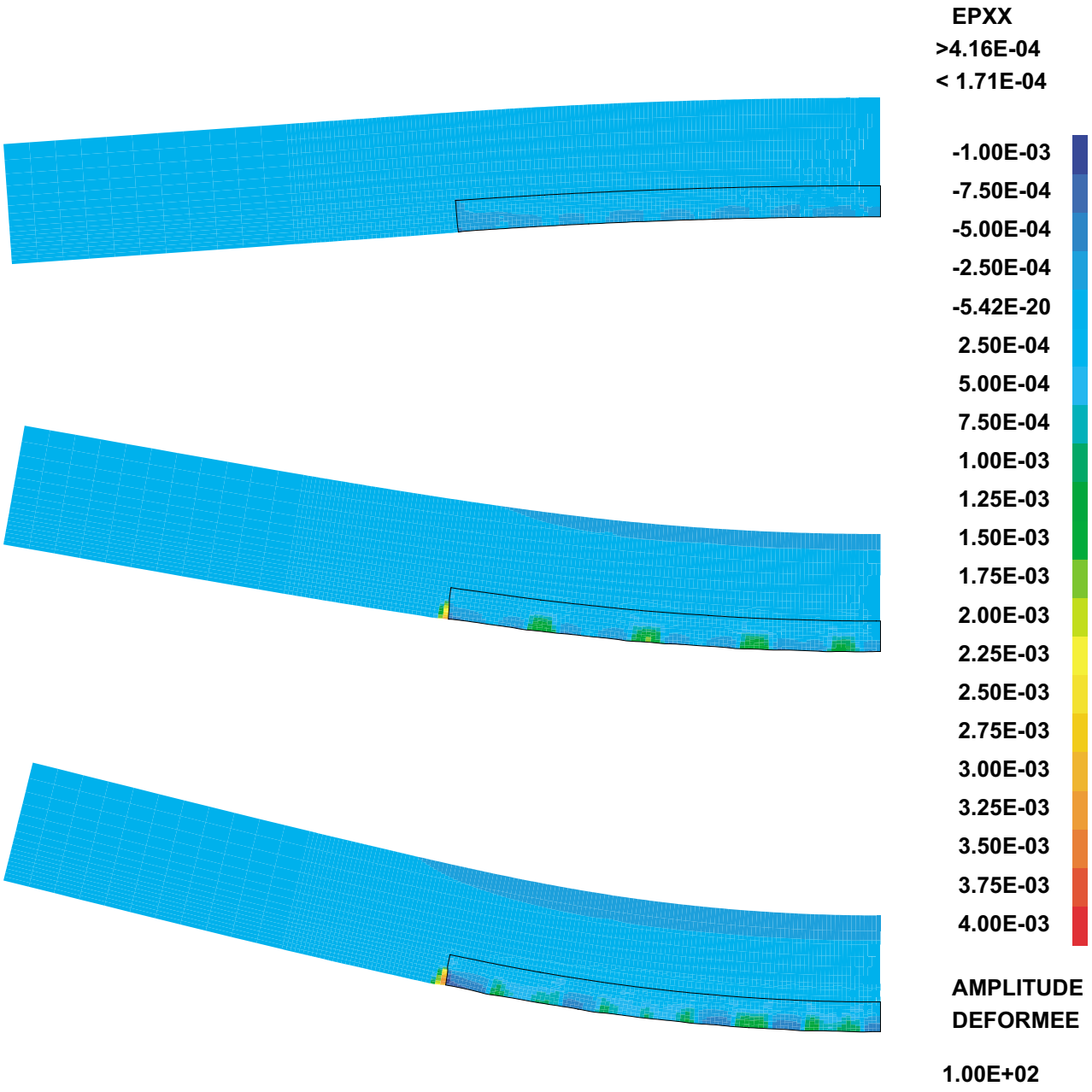


FIG. 7.18 – *Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le BPs. En haut : avant le chargement à 33%, au milieu : après le chargement à 33%, en bas : après 482 jours de chargement.*

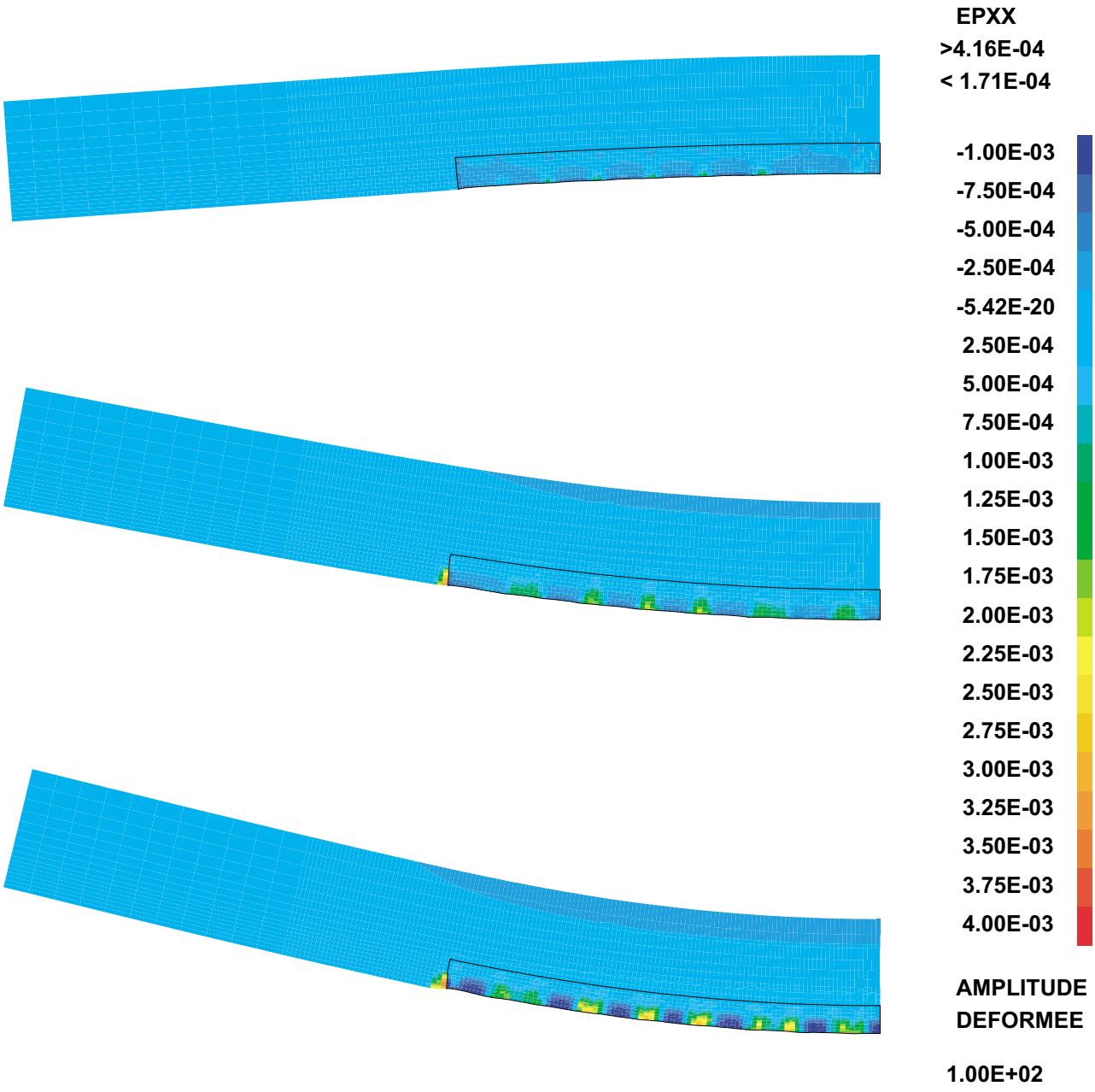


FIG. 7.19 – *Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le BAP. En haut : avant le chargement à 33%, au milieu : après le chargement à 33%, en bas : après 482 jours de chargement.*

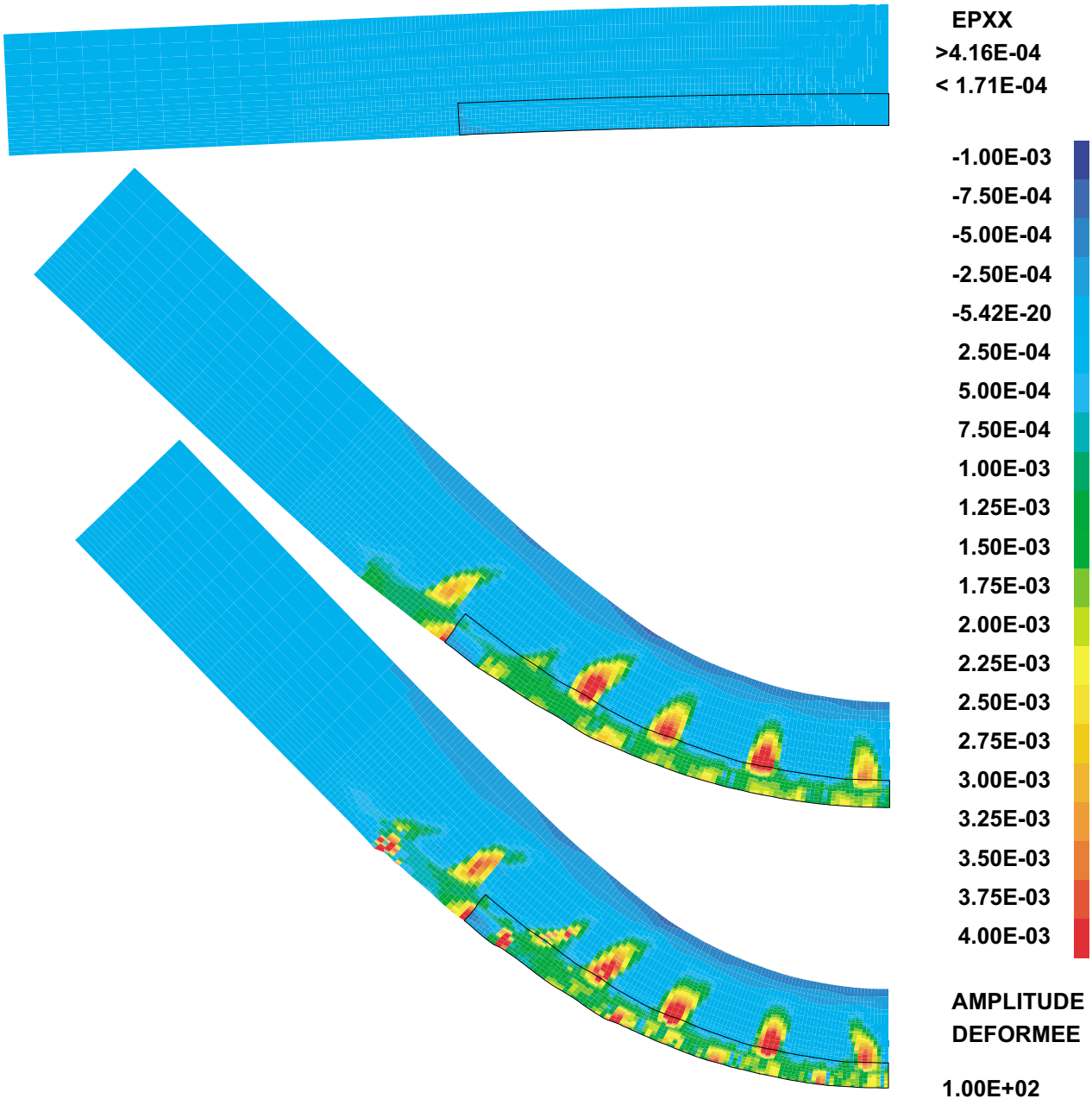


FIG. 7.20 – *Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le B0. En haut : avant le chargement à 66%, au milieu : après le chargement à 66%, en bas : après 482 jours de chargement.*

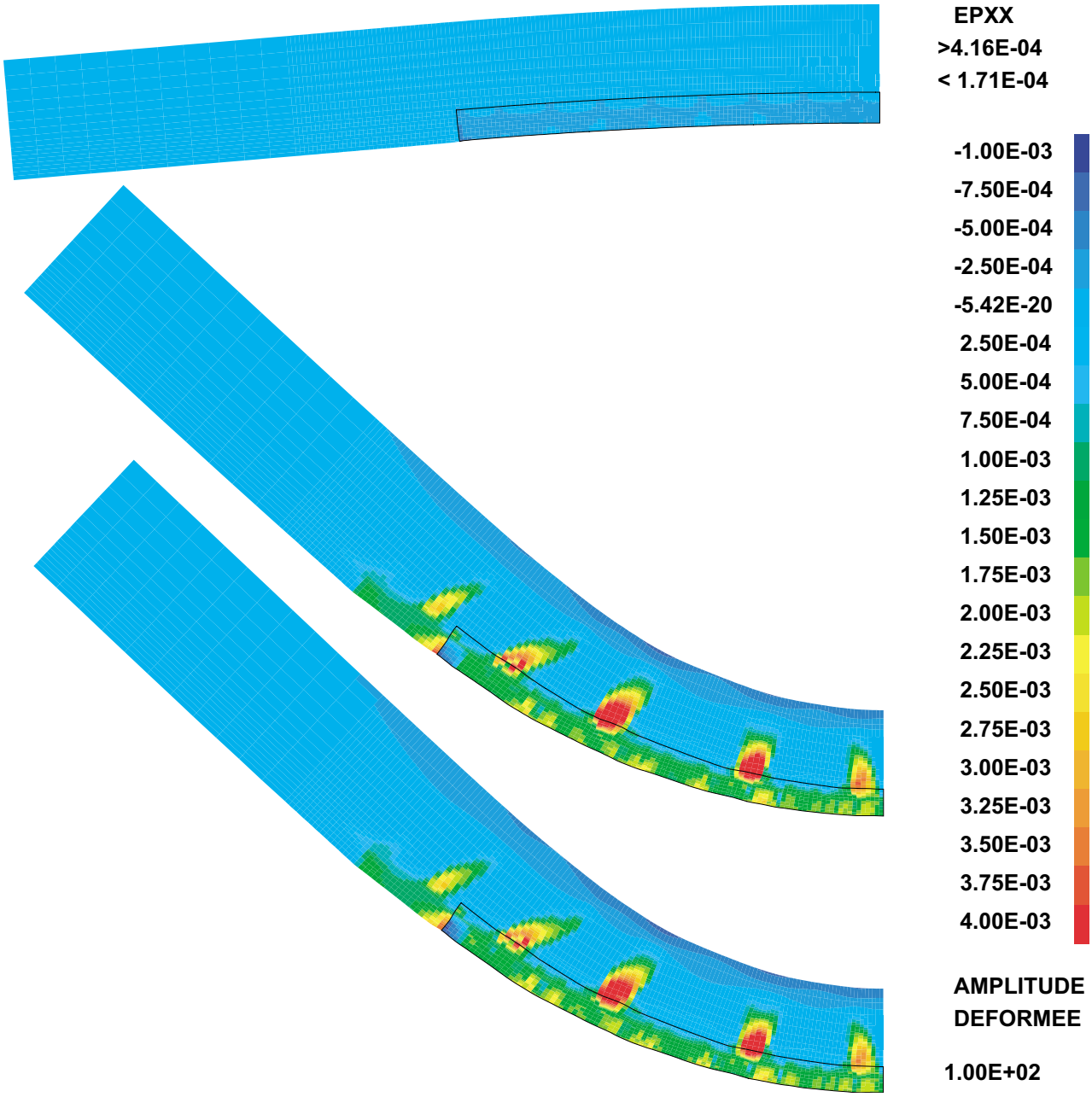


FIG. 7.21 – *Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le BPs. En haut : avant le chargement à 66%, au milieu : après le chargement à 66%, en bas : après 482 jours de chargement.*

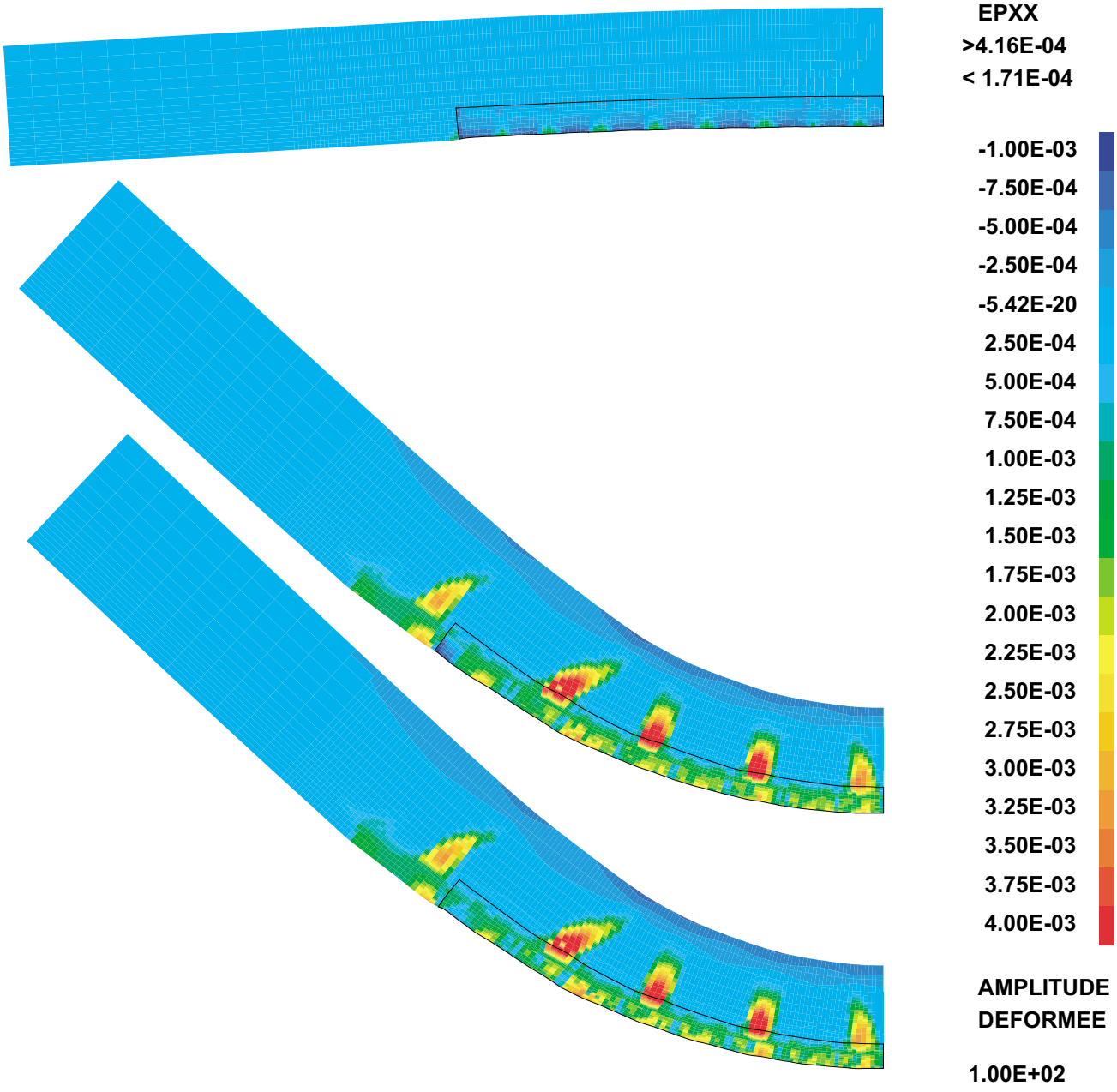


FIG. 7.22 – *Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre réparée avec le BAP. En haut : avant le chargement à 66%, au milieu : après le chargement à 66%, en bas : après 482 jours de chargement.*

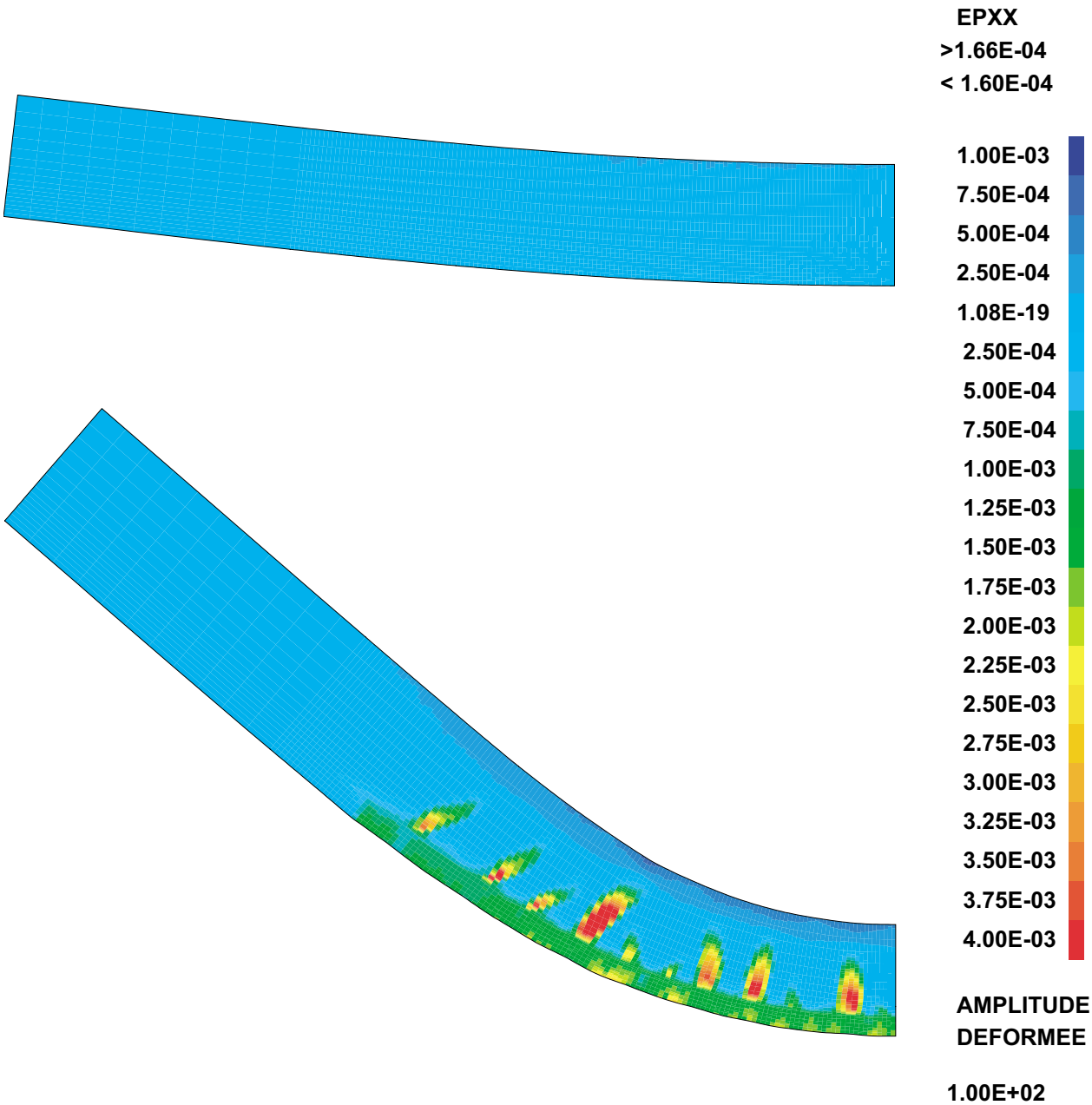


FIG. 7.23 – *Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre témoin. En haut : chargement à 33%, en bas : chargement à 66%.*

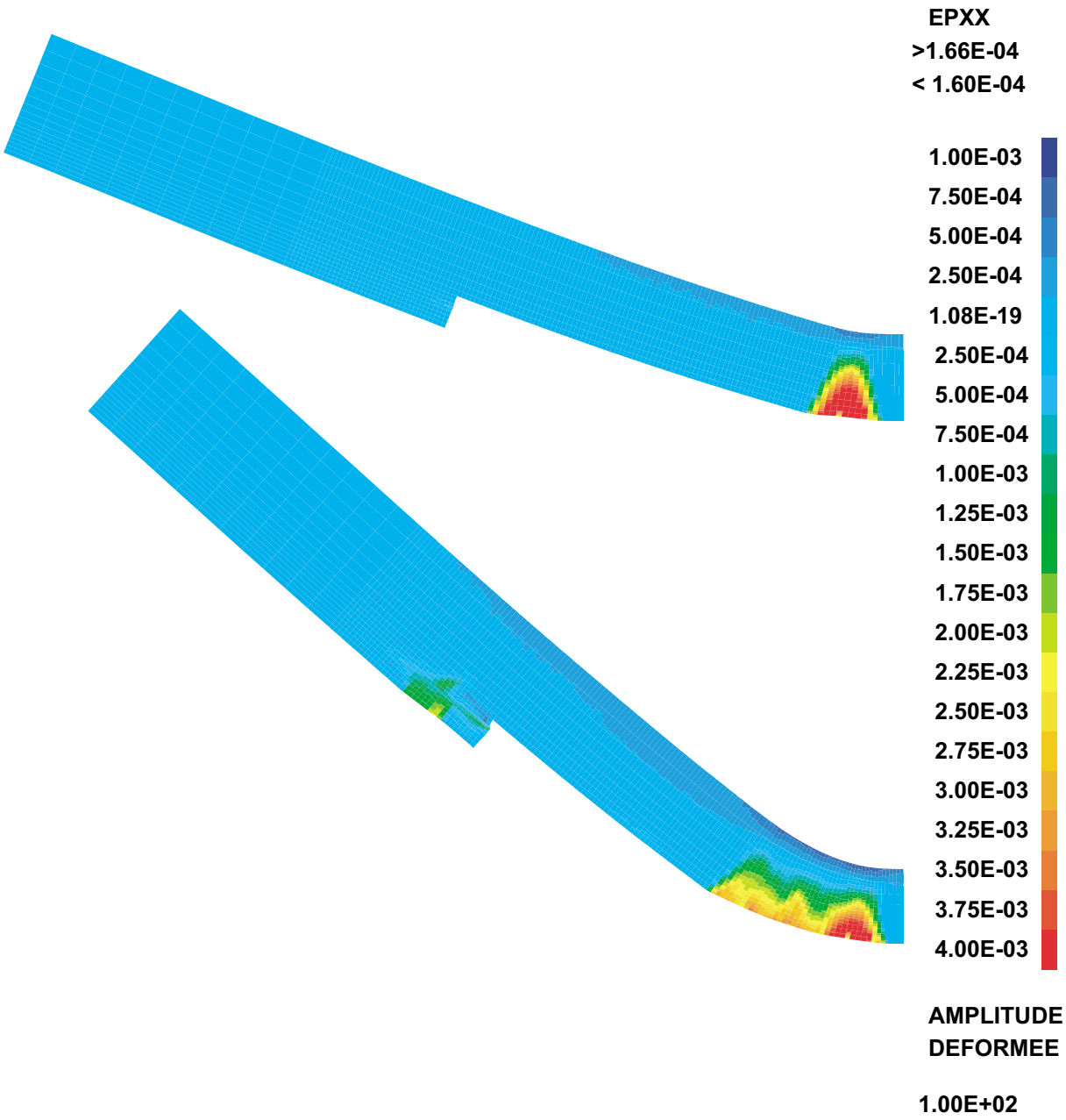


FIG. 7.24 – *Évolution du champ de déformations ε_{xx} dans une poutre avec les aciers dégagés. En haut : chargement à 33%, en bas : chargement à 66%.*

7.2.1 Réparations soumises au séchage

Cet essai numérique consiste à reproduire le comportement expérimental des réparations soumises au séchage uniquement. Nous imposons donc uniquement l'humidité relative ambiante (100% pendant les trois premiers jours[8] et 50% ensuite). Aucun effort ou déplacement n'est imposé. Nous prenons alors en compte l'évolution des caractéristiques des matériaux, le retrait endogène, le retrait de séchage, le fluage propre et le fluage de séchage. Les champs d'humidité, d'endommagement et de déformation ainsi obtenus sont donnés sur les figures des pages 135 à 141. La figure 7.25 montre un exemple de profil d'humidité obtenu dans une poutre réparée avec le BO. Initialement, la réparation est à $H.R. = 100\%$. Dans le substrat les conditions initiales sont celles de la figure 7.9. Nous pouvons constater un séchage du béton de réparation à partir de la surface exposée à $H.R. = 50\%$, mais aussi à partir du béton vieux à l'interface (initialement à $H.R. \simeq 60\%$ après mouillage de $24h$). Ce « pompage » de l'eau du béton jeune par le béton vieux contribue de façon non négligeable au séchage du béton de réparation. Nous assistons à une resaturation partielle du béton vieux de l'interface.

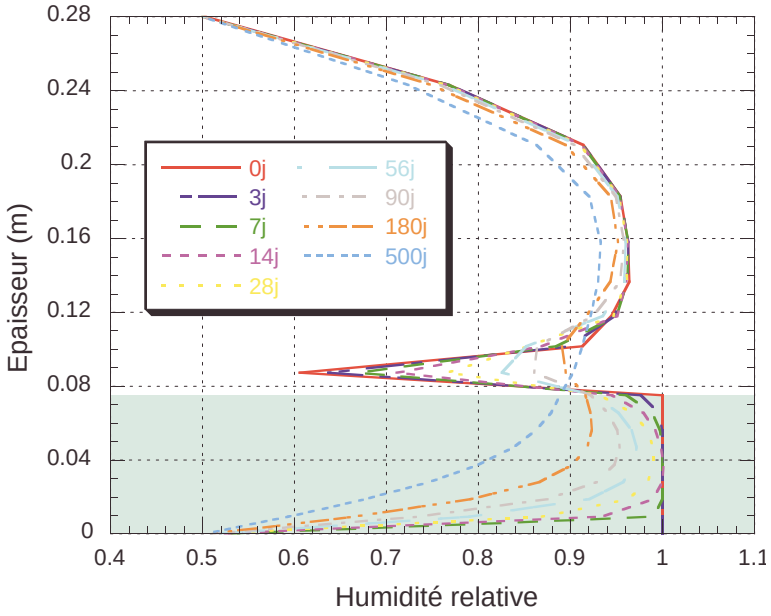


FIG. 7.25 – *Évolution du profil d'humidité en fonction du temps - Cas du BO*
La zone réparée est située entre 0 et 0,075 m, le substrat est situé entre 0,075 et 0,28 m.

Nombre de fissures :

Numériquement, nous considérons qu'il y a fissure quand la déformation excède $1{,}1\,10^{-4}$. Le nombre de fissures[9] peut être déterminé lorsqu'il y a localisation des déformations dans une zone endommagée.

Nous constatons tout d'abord que la modélisation effectuée avec les paramètres correspondant au BO conduit à une absence de fissure localisée même après 497 jours d'essai (figure 7.10 centre). Nous pouvons observer un endommagement diffus en zone inférieure de la réparation (figure 7.10 bas).

En ce qui concerne le BAP (figure 7.14 à 7.16), nous voyons apparaître rapidement (dès 7 jours) des zones d'endommagement localisé. Le nombre de fissures[10] est 10 à 5 jours, 12 à 12 jours, 14 à 25 jours et se stabilise à 16 à 48 jours.

8. pour prendre en compte la cure humide.
9. ou plutôt de macro-fissures.
10. attention à la symétrie verticale pour le calcul du nombre de fissures.

TAB. 7.3 – *Nombre de fissures après 3 mois de séchage - Comparaison des résultats expérimentaux et des calculs*

Matériau	expérimental	Calcul
BO	0	0
BAP	17	16
BPs	5	4

Enfin, pour le BPs (figure 7.11 à 7.13), deux premières fissures peu profondes apparaissent vers 25 jours et se propagent ensuite vers l'interface. Vers 98 jours, nous pouvons dénombrer quatre fissures et ensuite six à 126 jours. Après 497 jours d'essai, seulement huit fissures sont présentes.

Comme nous pouvons le constater sur le tableau 7.3, ces résultats correspondent bien aux constatations expérimentales et montrent ainsi que le modèle permet une bonne détermination du nombre de fissures dans les réparations soumises au séchage seul.

Ouverture de fissures :

Une ouverture totale de fissure[11] peut être calculée en intégrant sur la ligne inférieure du maillage les déformations supérieures à $1{,}1\,10^{-4}$. Nous supposons dans ce calcul, qui si une déformation est supérieure à $1{,}1\,10^{-4}$ (seuil d'endommagement), alors elle correspond à une zone de fissuration (micro, puis macro-fissures). L'ouverture moyenne est alors obtenue en divisant cette valeur par le nombre de fissures.

$$w_{totale} = \int_{\Gamma} [\varepsilon_{xx} \times H(\varepsilon_{xx},\kappa_0)]\,\mathrm{d}\Gamma \tag{7.2}$$

où H est la fonction d'Heavyside :

$$\begin{cases} H(x,x_0) = 0 \text{ si } x \leq x_0 \\ H(x,x_0) = 1 \text{ si } x > x_0 \end{cases} \tag{7.3}$$

La figure 7.26 donne l'évolution des ouvertures moyennes de fissure pour le BO, le BPs et le BAP. Les résultats numériques sont donnés par les courbes continues alors que les points indiquent les résultats expérimentaux. Comme dans la partie expérimentale, nous pouvons voir que le BO ne fissure pas. Nous constatons ensuite que la fissuration apparaît en premier pour le BAP et évolue rapidement vers des valeurs de l'ordre de 40 à 50 μm. Les ouvertures moyennes de fissure pour le BPs sont plus faibles. Cette figure indique encore une bonne correspondance entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux. Le calcul effectué pour BAP est très satisfaisant tant à court terme qu'à long terme. Pour le BPs, le modèle semble sous-estimer la fissuration à court terme, mais prédit correctement les ouvertures de fissure à long terme. Il faut toutefois rappeler que les points expérimentaux correspondent uniquement à un essai et que nous n'avons pas estimé la variabilité des résultats.

Flèche :

L'étude de l'évolution des flèches (figure 7.27) met en évidence des comportements très différents d'un matériau à l'autre. Nous pouvons observer une augmentation continue de la flèche des poutres réparées en BO alors que celles réparées en BAP ou BPs la flèche atteint un maximum puis décroît. Le maximum est atteint lors de l'apparition de la première fissure. Cette

11. la somme des ouvertures de chaque fissure.

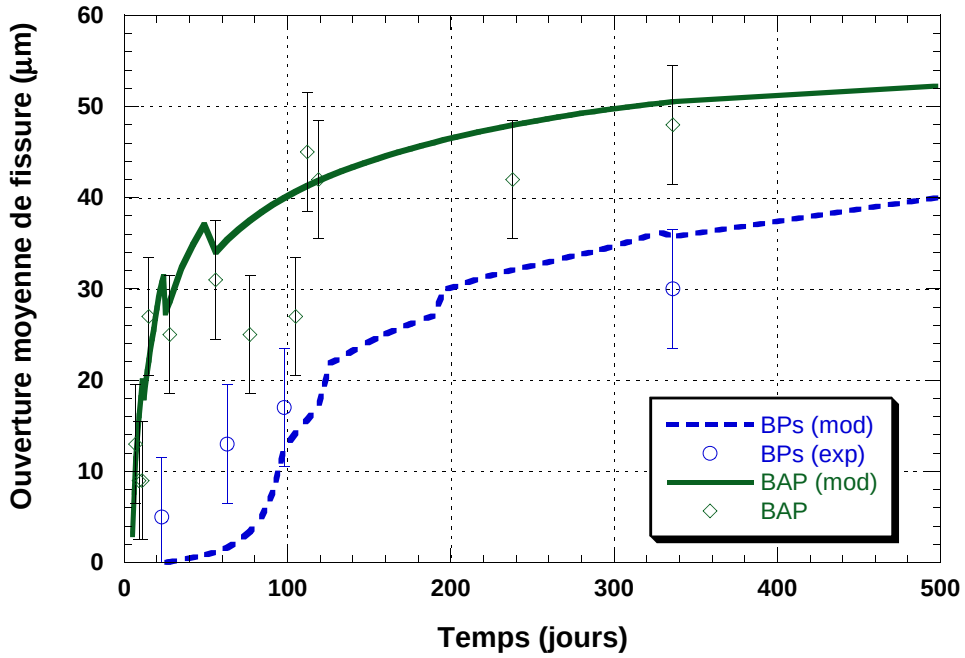


FIG. 7.26 – *Comparaison des mesures d'ouverture moyenne de fissure et des valeurs prédites par l'outil d'analyse - Cas du séchage seul.*

fissuration permet de relâcher les contraintes et ainsi diminuer le cambrage de la poutre. Nous pouvons d'ailleurs remarquer que les «sauts» sur la courbe du BPs correspondent à l'apparition de chaque fissure. Les quelques mesures de flèche effectuées sur une des poutres réparées avec le BAP sont reportées sur la figure. Nous n'avons malheureusement pas de mesure pour les autres matériaux. Malgré tout, nous pouvons constater que le modèle permet une bonne détermination de l'évolution des flèches des éléments réparés soumis au séchage seul.

Cette première phase de validation montre que l'outil d'analyse permet une bonne prédiction du comportement des éléments réparés soumis au séchage seul. La comparaison du nombre de fissures, des mesures d'ouverture de fissure, et des mesures de flèche est satisfaisante.

Ces bons résultats ne peuvent être obtenus que si nous prenons en compte les différents phénomènes (retrait endogène, fluage, maturation ...). Si nous négligeons, par exemple, l'effet du retrait endogène la fissuration sera sous évaluée. Inversement, en absence de fluage, la fissuration apparaît très rapidement et les ouvertures sont nettement plus importantes. La phase d'identification doit donc être effectuée avec un soin particulier. Dans le chapitre suivant nous étudions l'influence de divers paramètres.

7.2.2 Réparations soumises au séchage et à un chargement mécanique

Dans ce calcul numérique, nous modélisons le séchage d'un élément réparé comme précédemment, mais à l'âge de 13 jours nous appliquons une charge équivalente à 33% (figures 7.17 à 7.19) ou 66% (figures 7.20 à 7.22) de P_{ult} et celle-ci est maintenue jusqu'à la fin du calcul.

La comparaison des mesures d'ouverture moyenne de fissure et des valeurs prédites par l'outil d'analyse (figure 7.28 et 7.29) montre que l'outil donne de bons résultats pour les poutres réparées avec le BO chargées à 33%. Les valeurs obtenues sont moins satisfaisantes pour les autres matériaux. Pour le BAP nous parvenons à prédire l'ouverture à court terme pour le chargement à 33%, mais à long terme l'ouverture est fortement sous-estimée. Pour le chargement à 66%,

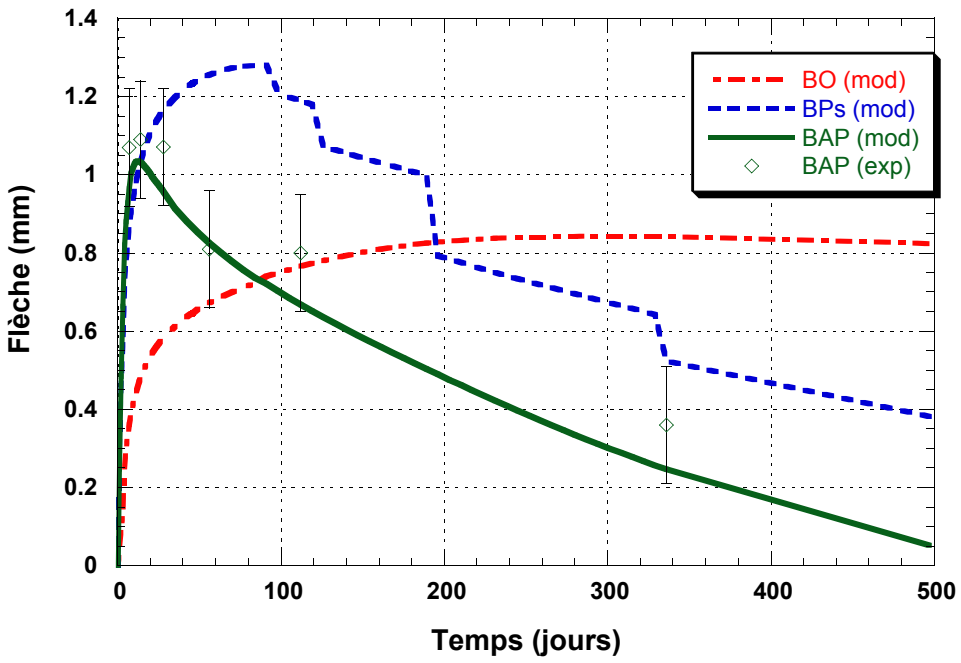


FIG. 7.27 – *Comparaison des mesures de flèche et des valeurs prédites par l'outil d'analyse - Cas du séchage seul.*

l'outil se révèle incapable de prédire l'évolution des ouvertures moyennes de fissure. L'ordre de grandeur obtenu est toutefois correct.

Les mêmes constatations peuvent être effectuées pour le calcul des flèches. L'ordre de grandeur est bien respecté, mais l'évolution à long terme n'est pas correctement prédite.

N'ayant pas effectué d'essai de fluage en traction à différentes échéances, nous n'avons pas pu calibrer correctement le vieillissement du fluage. La pseudo-calibration effectuée à partir de la «double power law» de Bažant (1988) a sans doute conduit à une surestimation du vieillissement, c'est-à-dire à une sous-estimation du fluage aux longues échéances. Le modèle ne peut donc pas prévoir correctement le fluage lors d'un chargement à un temps important et donc la flèche ou la fissuration qui en découle.

7.2.3 Comportement à la rupture des éléments réparés

Enfin, dernière étape de la validation, nous évaluons la capacité du modèle à reproduire un essai de rupture. Pour cela nous modélisons un cas de chargement de poutres réparées ou non dont les matériaux sont matures. Aucune évolution des caractéristiques des matériaux n'est prise en compte pendant cette phase de calcul. Le fluage et le retrait ne sont pas modélisés dans cette partie. Par contre l'historique de chargement est considéré : une fissuration initiale et des contraintes initiales sont appliquées pour prendre en compte l'état initial de la poutre avant le chargement mécanique.

Les premiers calculs, dont les résultats sont donnés à la figure 7.31, tentent de reproduire les essais sur les poutres témoins et les poutres avec les aciers d'armatures dégagés. Pour les calculs numériques, la rampe de chargement est contrôlée en déplacement, alors que pour les essais, la rampe est contrôlée en charge. Nous pouvons constater que le modèle donne une très bonne prédiction du comportement de ces éléments.

La seconde étape consiste à modéliser les essais de rupture effectués sur les poutres réparées BO et en BAP. De nouveau, les résultats du modèle numérique sont satisfaisants (figure 7.32).

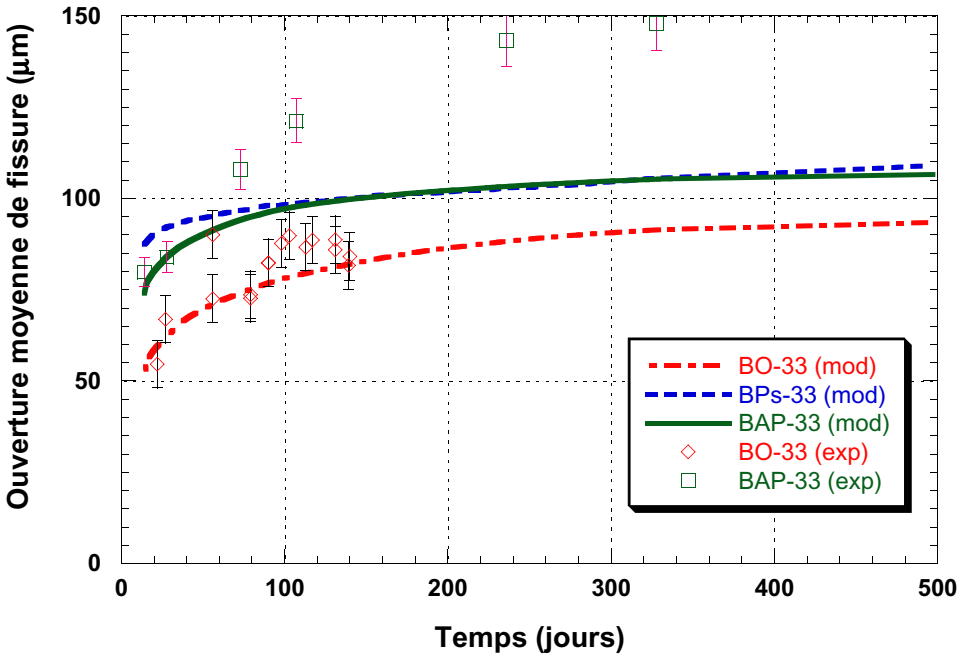


FIG. 7.28 – *Comparaison des mesures d'ouverture moyenne de fissure et des valeurs prédites par l'outil d'analyse - Cas du chargement à 33%.*

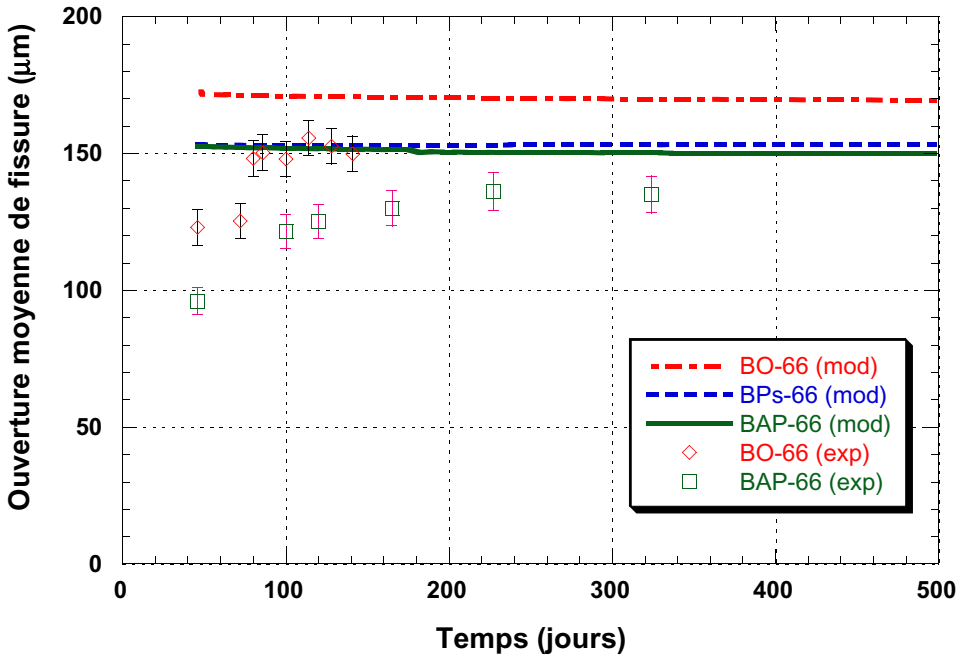


FIG. 7.29 – *Comparaison des mesures d'ouverture moyenne de fissure et des valeurs prédites par l'outil d'analyse - Cas du chargement à 66%.*

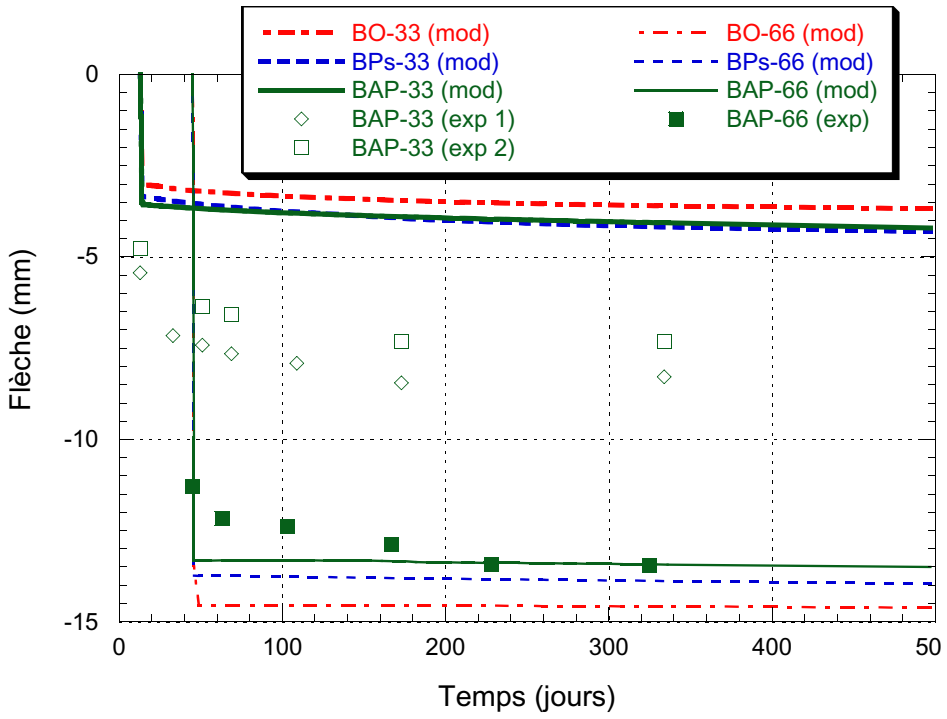


FIG. 7.30 – *Comparaison des mesures de flèche et des valeurs prédites par l'outil d'analyse - Cas des chargements à 33% et 66%.*

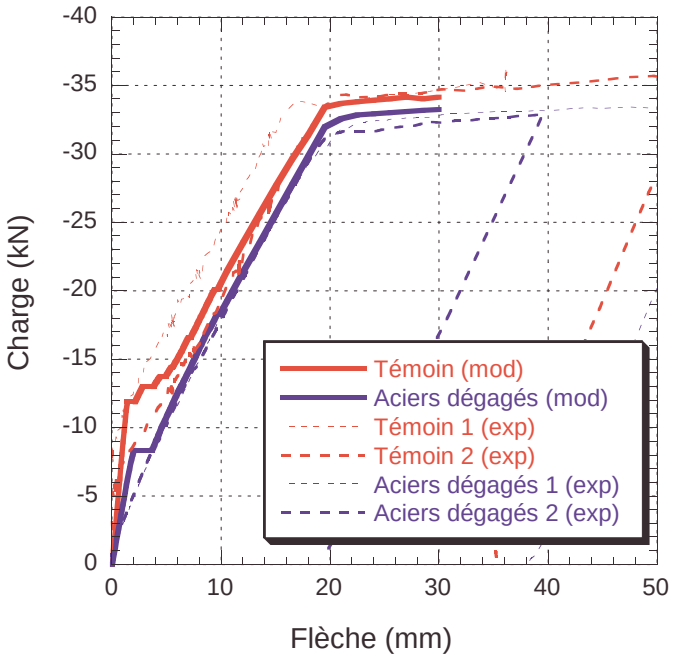


FIG. 7.31 – *Comparaison du comportement mécanique des poutres témoins et du comportement prédit par l'outil d'analyse.*

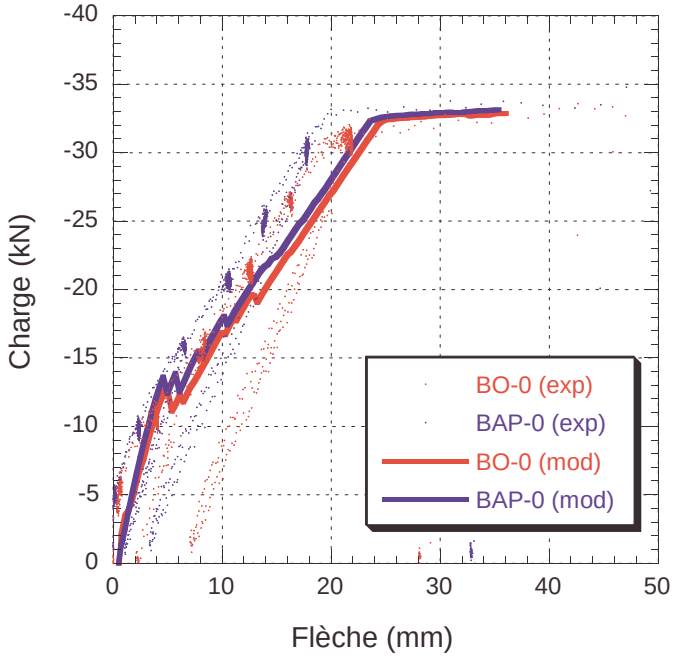


FIG. 7.32 – *Comparaison du comportement mécanique des poutres réparées et du comportement prédit par l'outil d'analyse.*

Les courbes obtenues suite à ces deux types de calculs, montrent trois phases distinctes. Dans la première, nous constatons un comportement élastiques de la structure. La seconde phase est caractérisée par la fissuration de la poutre et enfin la troisième phase correspond à la plastification des aciers d'armature. Lors de l'apparition de la première fissure (le moment de fissuration étant atteint), nous pouvons distinguer une phase de « redistribution des contraintes vers les aciers d'armature ». Cette phase est visible car le pilotage du calcul est effectué en déplacement.

7.2.4 Conclusion sur la validité de l'outil d'analyse

Les résultats précédents nous permettent de conclure quant à la validité de l'outil d'analyse décrit dans le chapitre précédent. Nous avons constaté que l'outil donne de bons résultats pour la prédiction du nombre de fissures, de l'ouverture de fissure, de la flèche pour les poutres réparées soumises au séchage et à des charges mécaniques modérées. Par contre, les résultats sont moins probants lorsque les charges mécaniques sont élevées. Dans le chapitre suivant, nous n'effectuerons donc l'étude d'influence que pour le cas du séchage seul et quelques cas précis de chargement mécanique.

Chapitre 8

Étude d'influence

Dans cette étude d'influence, nous allons analyser l'effet de différents paramètres pouvant varier lors de la réalisation d'une réparation. Nous nous sommes fixé un critère de comparaison unique. L'ouverture de fissure totale[1] nous a semblé un critère pertinent si nous nous intéressons à la durabilité des réparations[2]. Afin de pouvoir revenir à des ouvertures moyennes, nous donnons le nombre de fissures obtenu au dernier pas de calcul dans le tableau 8.2.

L'étude de l'influence des différents paramètres a été effectuée autour d'un cas de base (correspondant au BAP) que nous avons conservé pour tous les calculs (courbe noire pointillée avec les □). Nous avons donc fait varier le paramètre d'étude et tous les autres sont maintenus constants. Dans les premières études, nous analysons en détail les effets des paramètres liés au retrait et au fluage. Nous faisons ensuite des études plus ponctuelles afin de répondre à certaines questions que nous nous sommes posées et que l'on nous a posées.

Remarque : dans toutes les études suivantes, la fissuration totale et le nombre de fissures sont calculés sur la $1/2$ poutre modélisée.

8.1 Influence de l'amplitude du retrait

Il est reconnu que le retrait est l'un des paramètres le plus préjudiciable pour la durabilité des réparations en béton (Saucier et coll., 1991 ; Bissonnette, 1996 ; Bernard, 2000 ; Laurence, 2001). Nous vérifions ici l'influence du retrait de séchage sur l'ouverture de fissure dans le cas des réparations ancrées soumises au séchage seul (pas de chargement mécanique). Nous avons fait varier le coefficient de retrait hydrique α_h afin de modifier l'amplitude du retrait de séchage. Les courbes de retrait total ainsi obtenues sont données sur la figure 8.1. Nous étudions ensuite l'évolution de la fissuration selon les différents retraits (figure 8.2).

Il apparaît que la diminution du retrait permet de diminuer l'ouverture de fissure totale (courbe $\alpha_h = 3300\ \mu m/m$). Si nous diminuons encore le retrait (courbe $\alpha_h = 3000\ \mu m/m$), l'apparition de la fissuration est retardée. Pour des valeurs faibles de retrait (courbe $\alpha_h = 2000\ \mu m/m$), il n'y a aucune fissuration après 2 mois de séchage. La forte importance du retrait de séchage sur la fissuration est donc confirmée.

Précédemment, nous avons déterminé pour le BO (qui n'a pas fissuré), une valeur de $\alpha_h = 1250 \mu m/m$ (*cf.* 7.1.6). Cette valeur est sensiblement plus faible que celle obtenue ci-dessus ($\alpha_h = 2000\ \mu m/m$). Ceci montre qu'il n'y a pas un seuil de retrait unique valable pour toutes

1. nous pouvons retrouver la densité de fissuration telle que définie à la page 83 en divisant par 1 m de longueur de réparation pris en compte dans la modélisation.
2. ce critère serait aussi intéressant dans l'optique de l'esthétique de la réparation

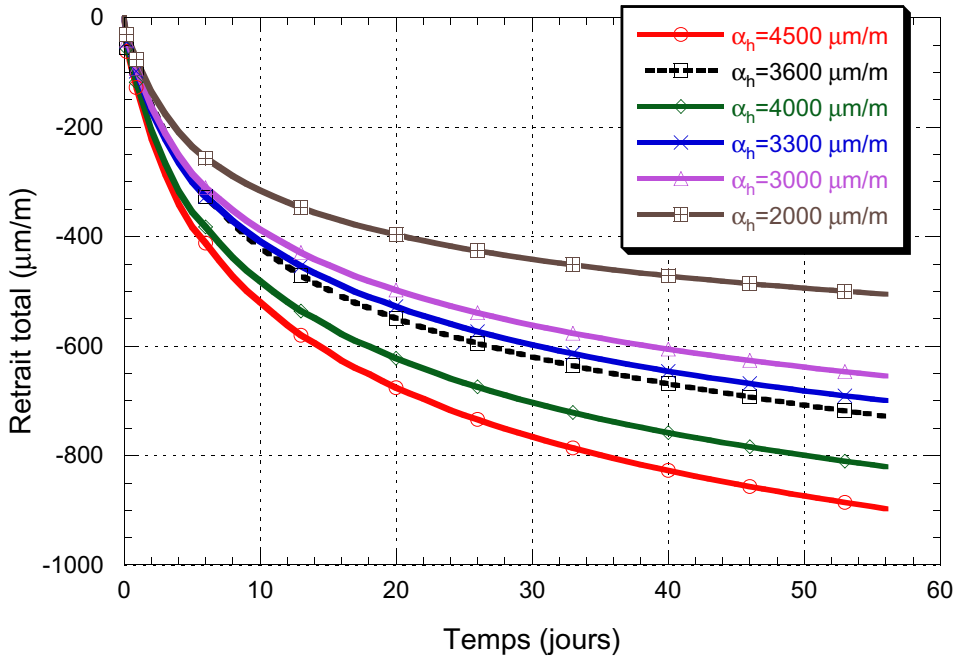


FIG. 8.1 – *Courbes de retrait total obtenues en faisant varier le paramètre α_h (mesures débutant à 3 jours).*

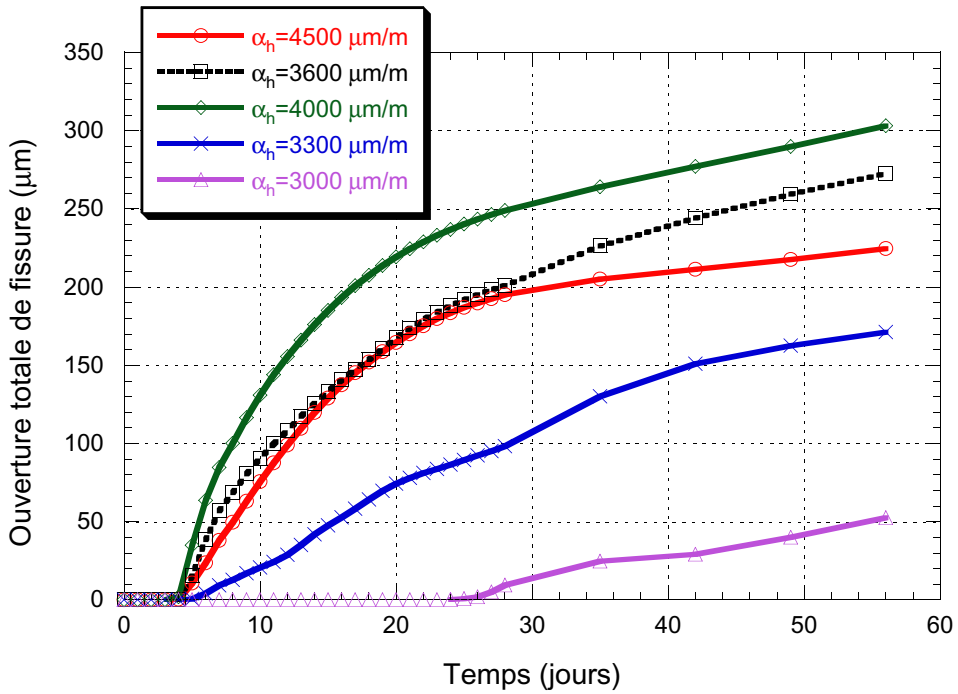


FIG. 8.2 – *Évolution de l'ouverture totale de fissuration au cours du temps en fonction de l'amplitude du retrait séchage.*

les configurations, permettant d'éviter la fissuration. Ce seuil depend de nombreux autres paramètres tels que le fluage, la résistance, etc.

Afin de quantifier cette importance, nous noterons qu'une diminution de 8% (α_h variant de 3600 à 3300 $\mu m/m$) entraîne une diminution de plus de 35% de l'ouverture totale de fissure à 56 jours. En fait, l'ouverture moyenne est la même dans les deux cas ($\sim$ 35 μm) et c'est le nombre de fissures qui varie de 8 à 5.

Inversement, quand nous augmentons le retrait de séchage de 11% (α_h variant de 3600 à 4000 $\mu m/m$), l'accroissement de fissuration est de l'ordre de 7%. Dans ce cas le nombre de fissures est constant et c'est l'ouverture de fissure moyenne qui augmente. Dans le cas de base, il y a déjà 8 fissures existantes, ce qui occupe la totalité de l'espace dans la réparation avec ce pas de fissuration ($\sim$ 120 mm). Pour augmenter le nombre de fissures, il faut créer des fissures intermédiaires. Entre deux fissures, les contraintes dues au retrait empêché ont été réduites (relâchement du blocage au niveau des fissures). Il faut donc de nouveau atteindre le seuil de rupture, avant de pouvoir créer de nouvelles fissures. Avant de pouvoir créer cette nouvelle fissure, les anciennes continuent de s'ouvrir.

Lorsque le retrait est encore augmenté ($\alpha_h = 4500$ $\mu m/m$), neuf fissures sont créées, la neuvième apparaissant en bout de réparation. Cette nouvelle fissure permet de soulager les tensions exercées et nous observons une diminution de l'ouverture moyenne de fissure. Quand la fissure en bout de réparation se propage, elle permet une diminution de l'ancrage de la réparation et ainsi une diminution de l'ouverture totale de fissuration (voir influence raideur).

8.2 Influence du retrait endogène

Le retrait endogène libre est homogène dans la masse de l'éprouvette d'essai. Il n'y a donc pas d'auto-contrainte générée comme dans le cas du retrait de séchage (et donc pas de risque de fissuration). Lors d'un essai de retrait empêché (par exemple une réparation), des contraintes apparaissent dans les zones d'ancrage. Nous étudions ici l'implication de ces contraintes sur la fissuration de la couche de réparation. Nous faisons varier l'amplitude du retrait endogène et relevons la fissuration avec ou sans retrait de séchage. Les courbes de retrait endogène utilisées sont données sur la figure 8.3.

Lorsque la réparation ne subit que le retrait endogène (la réparation n'a pas d'échange hydrique avec le milieu extérieur), pratiquement aucune fissuration n'apparaît en peau (à 56 jours) quelque soit l'amplitude du retrait endogène. Une seule fissure est créée en bout de réparation. L'interface horizontale réparation / substrat est légèrement endommagée, mais nous ne constatons pas de déformation localisée. C'est en effet dans cette zone que le retrait endogène est le plus restreint. La réparation « veut » se contracter, alors que le substrat gonfle (en absorbant de l'humidité).

La figure 8.4 montre l'influence de l'amplitude du retrait endogène sur l'évolution de la fissuration totale lorsque la réparation est soumise au retrait endogène et au retrait de séchage. Nous pouvons voir qu'un retrait endogène important augmente significativement la fissuration. Nous obtenons le phénomène inverse, lorsque le retrait endogène diminue. Nous avons aussi noté une propagation plus importante de la fissuration vers l'interface réparation / substrat lors de l'augmentation du retrait endogène. Comme nous l'avons constaté dans le cas précédent (retrait endogène seul), l'augmentation du retrait endogène provoque un accroissement des contraintes de traction dans le béton de réparation à l'interface. Nous avons donc, dans les cas extrêmes, une fissure due au retrait endogène qui tend à se propager de l'interface vers la face libre et une fissure due au retrait de séchage qui tend à se propager de la surface libre vers l'interface, jusqu'à coalescence de ces deux fissures. En fait, dans le cas étudié ici, la fissure due au retrait de séchage apparaît plus rapidement que celle provenant du retrait endogène et se propage peu à peu vers l'interface en profitant de la mise en tension provoquée par le retrait endogène. En

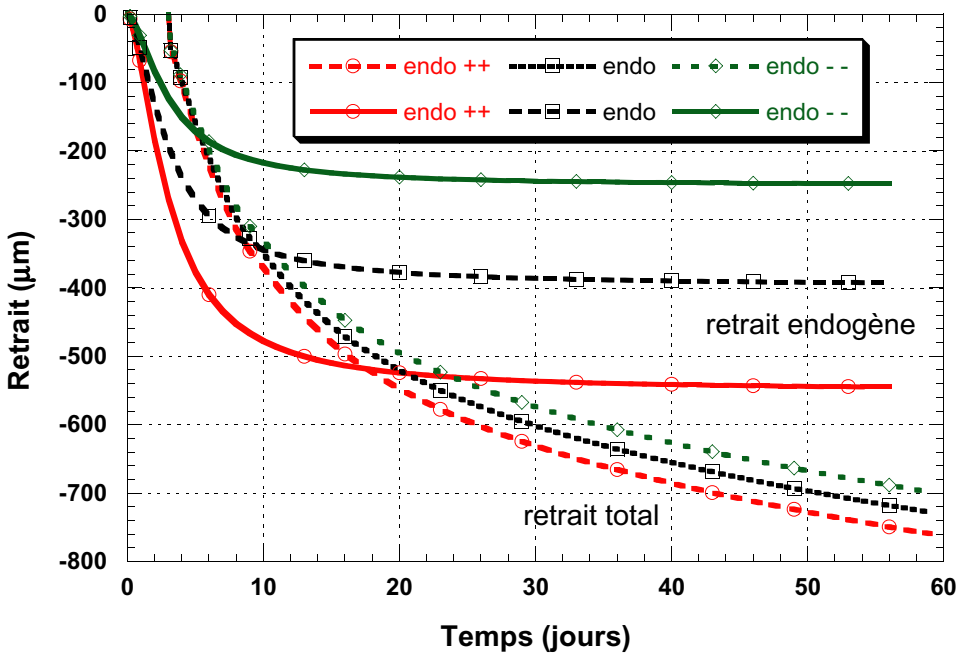


FIG. 8.3 – *Courbes de retrait endogène après 6 heures de cure et de retrait total correspondant après 3 jours de cure. Les sigles ++ et −− correspondent à un retrait endogène augmenté par rapport au cas de référence (courbe noire pointillée avec □) et, respectivement, faible par rapport au cas de référence*

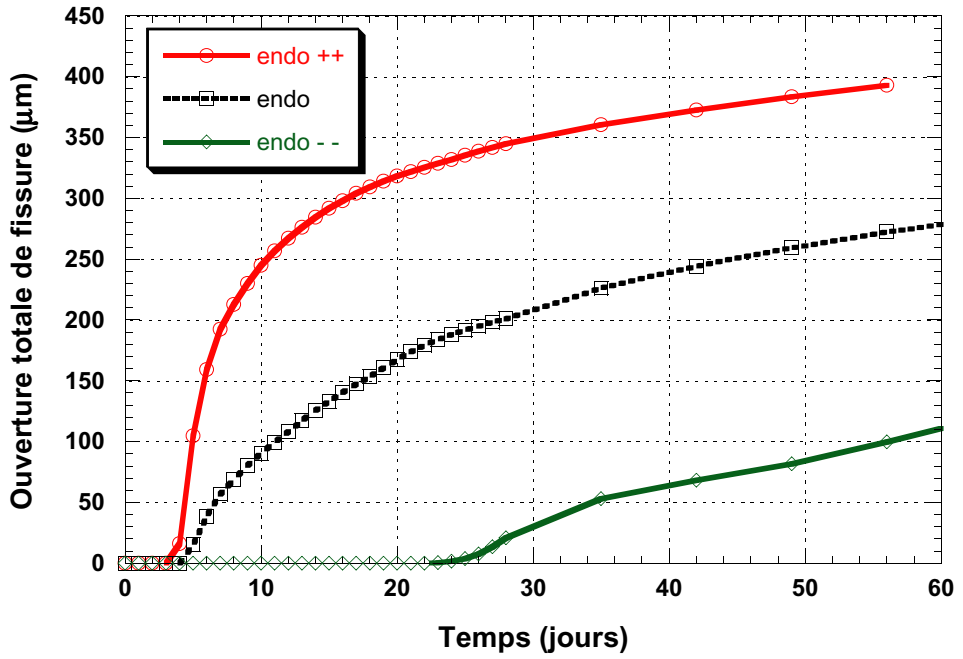


FIG. 8.4 – *Évolution de l'ouverture totale de fissuration au cours du temps en fonction de l'amplitude du retrait endogène.*

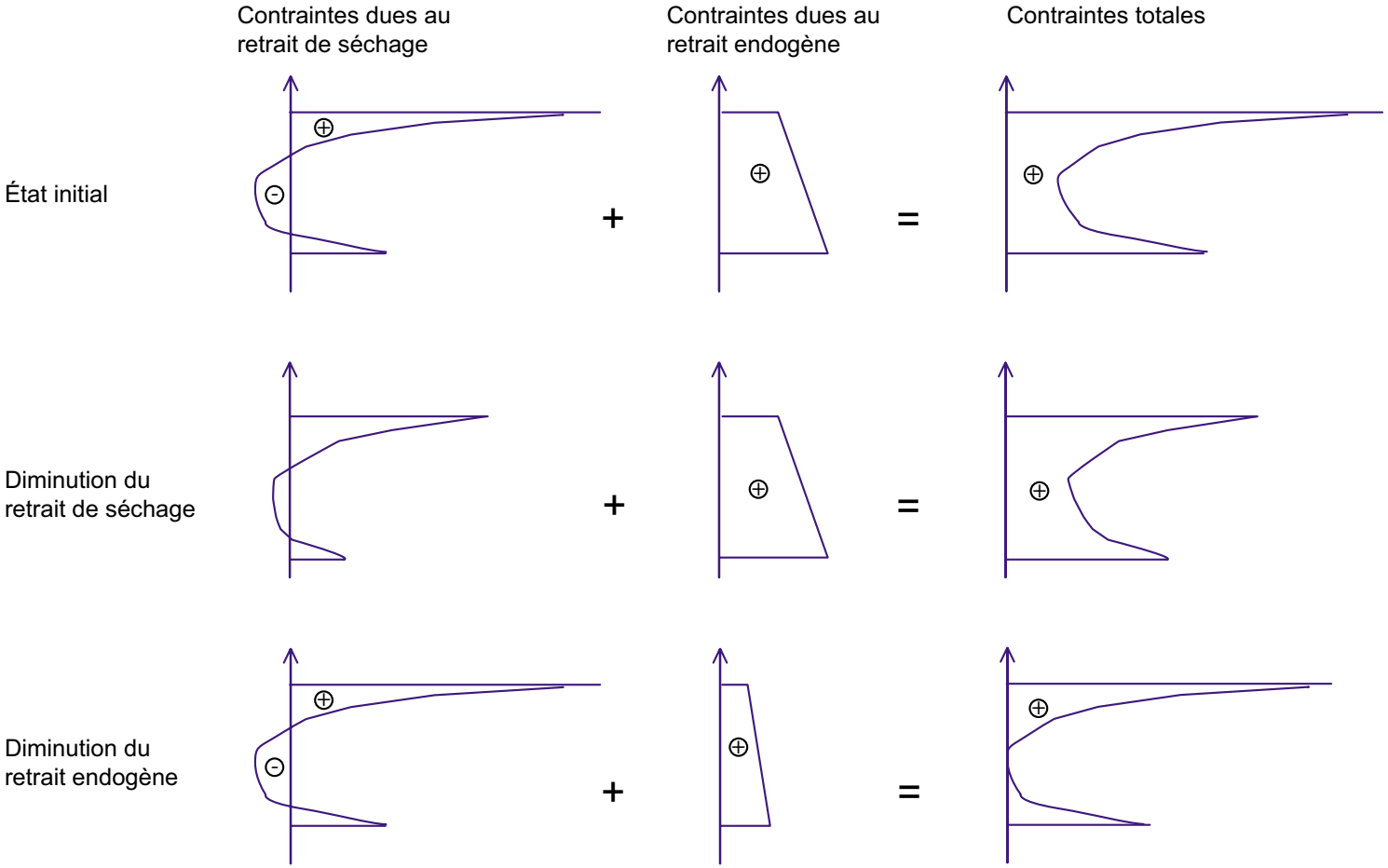


FIG. 8.5 – *Schéma de principe expliquant la réduction de la zone de traction par la diminution du retrait endogène ou de séchage. Les profils indiquent les contraintes dans la couche de réparation (la surface libre étant en haut). Le profil de contrainte est la superposition d'un profil dû au retrait de séchage et d'un profil dû au retrait endogène. La diminution du retrait endogène permet de réduire plus efficacement la zone de traction.*

calculant l'ouverture moyenne de fissuration, nous pouvons voir que la diminution du retrait endogène permet de diminuer non seulement le nombre de fissures, mais aussi l'ouverture moyenne (contrairement à la diminution du retrait de séchage). Le schéma de la figure 8.5 montre que la diminution du retrait endogène permet de réduire de façon plus importante la zone en traction qu'une diminution du retrait de séchage[3].

Nous remarquons sur la figure 8.3 que les courbes de retrait total calculées pour une éprouvette ayant subi une cure de 3 jours[4] présentent peu de variation. En effet, les « mesures » ne commençant qu'à trois jours, nous perdons une part importante de l'influence de la variation de retrait endogène. Ainsi une diminution de 37% du retrait endogène, n'entraîne qu'une variation de 4% du retrait total mesuré à 60 jours (après une cure de 3 jours), mais une décroissance de près de 60% de la fissuration après 60 jours (figure 8.4) d'une poutre ayant subi une cure de 3 jours. L'effet inverse est observé si nous augmentons le retrait endogène. Nous constatons ainsi l'importance des sollicitations au jeune âge et spécialement du retrait endogène dans les réparations.

8.3 Influence de l'amplitude du fluage propre

Les résultats des essais expérimentaux indiquent que le fluage permet de diminuer la fissuration des matériaux présentant un fort retrait. Dans les calculs numériques suivants nous essayons de confirmer cette tendance. Pour cela nous avons fait varier l'amplitude du fluage propre. Le coefficient κ_{fs} caractérisant le fluage de séchage n'est pas modifié. La gain de fluage dû au séchage n'est donc pas, *a priori* modifié. Par contre, en modifiant le fluage propre, le retrait de séchage est très légèrement modifié. Toutefois cette variation est de l'ordre de 2,5% (722 à 740 $\mu m/m$) pour une variation du fluage propre de 185% (35 à 100 $\mu m/m/MPa$). La variation des courbes de fluage propre et total est donnée sur la figure 8.6.

L'étude montre qu'une diminution du fluage tend à faire augmenter l'ouverture totale de fissure alors qu'une augmentation du fluage provoque une décroissance (figure 8.7). Avec un fluage propre important (100 $\mu m/m/MPa$), la fissuration est quasiment éliminée. Nous montrons ainsi que des matériaux de réparation présentant un retrait total important (ici 730 $\mu m/m$ à 56 jours) ne fissureront pas forcément rapidement si leur fluage propre est important. Nous nous sommes alors posé la question suivante : la fissuration est-elle simplement retardée et apparaîtra-t-elle de toute façon à long terme ? Un calcul pour une plus longue échéance montre que la fissuration avec un fluage important reste fortement réduite (275 μm au lieu de 420 μm) même après 500 jours. Cette réduction semble donc acquise même à long terme.

8.4 Influence du fluage de séchage

Afin de compléter l'étude précédente, nous avons analysé l'influence du fluage de séchage. Le coefficient κ_{fs} varie entre 1,25 et $5\,10^{-4}$ MPa^{-1}. Les courbes de fluage total ainsi obtenues sont données sur la figure 8.8. En modifiant le paramètre, les courbes de retrait sont légèrement modifiées. Cette même figure présente aussi les courbes de retrait total ainsi calculées.

Comme précédemment, une augmentation du fluage de séchage (qui permet d'augmenter le fluage total) entraîne une diminution de la fissuration (figure 8.9). Un fluage moindre provoque l'effet inverse. Sur la figure 8.9, nous constatons que la fissuration obtenue avec un fluage de séchage calculé avec $\kappa_{fs} = 1{,}25$ est identique au cas de base durant les 28 premiers jours, puis devient même inférieure jusqu'à 150 jours, pour enfin devenir supérieure à long terme. Cela s'explique lorsque nous analysons le processus de fissuration en détail. Pour le cas de base, les

3. en contrepartie, l'amplitude de la contrainte de traction maximale est contrôlée par le retrait de séchage !
4. comme réalisé dans l'étude expérimentale

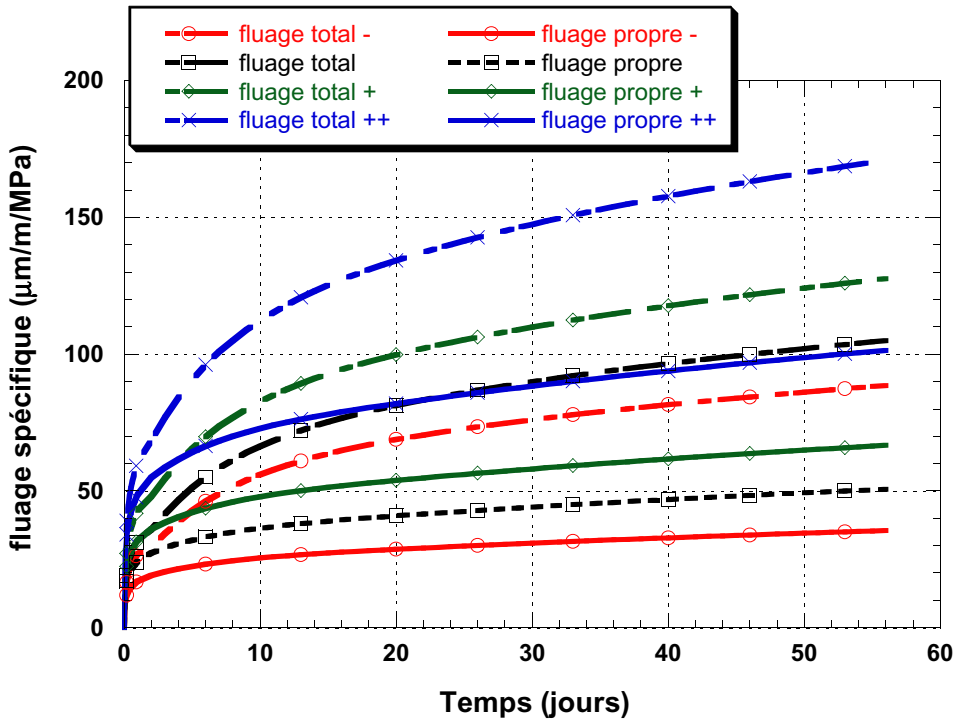


FIG. 8.6 – *Courbes de fluage spécifique (mesures débutant à 7 jours) obtenues en faisant varier le fluage propre.*

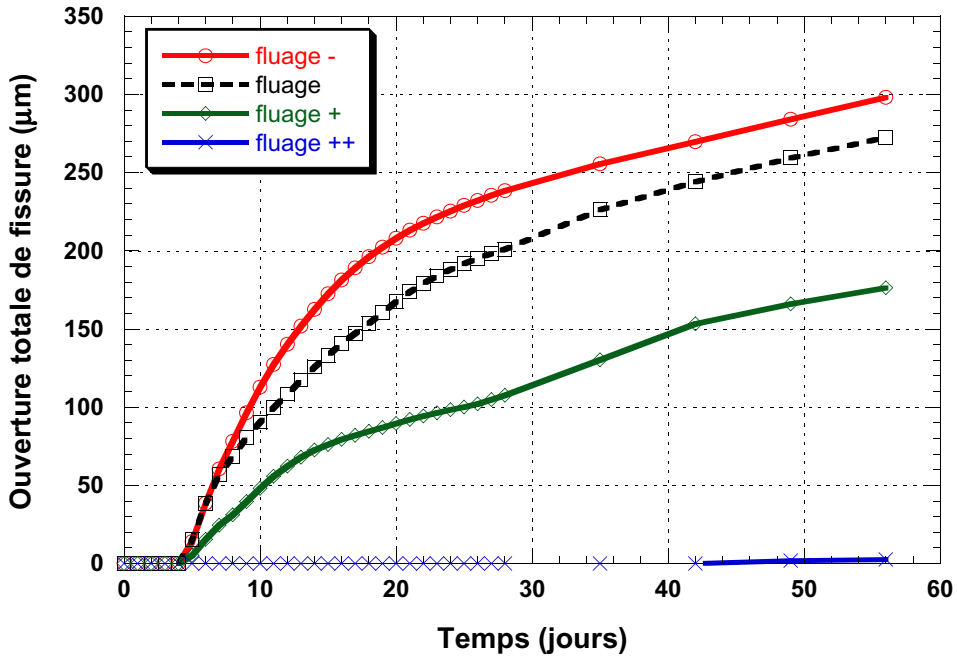


FIG. 8.7 – *Évolution de l'ouverture totale de fissuration au cours du temps en fonction de l'amplitude du fluage propre.*

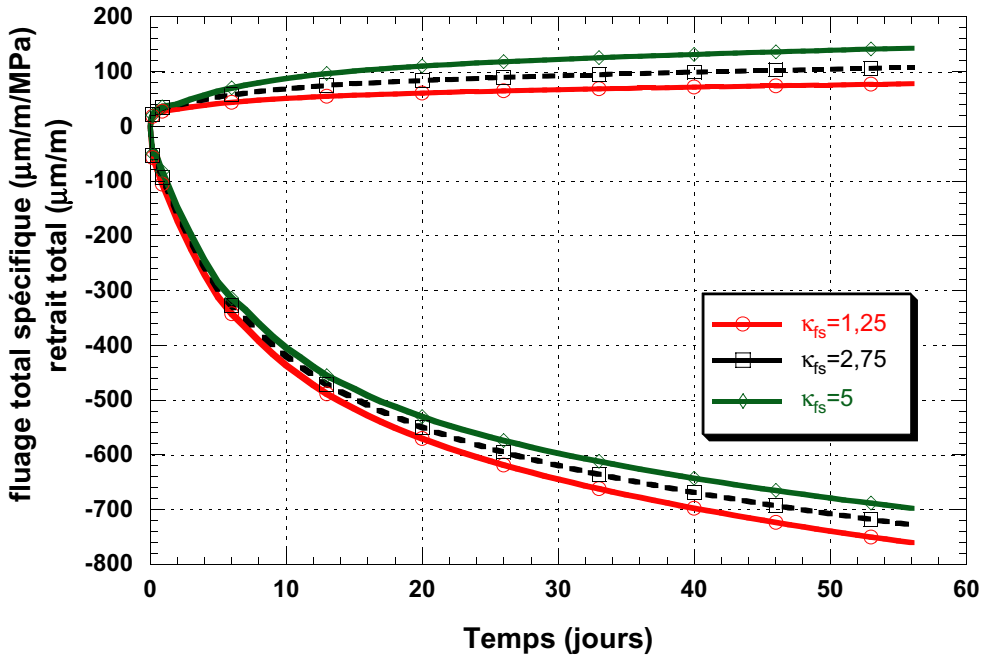


FIG. 8.8 – *Courbes de fluage total spécifique (mesures débutant à 7 jours) et de retrait total (mesures débutant à 3 jours) obtenues en faisant varier* κ_{fs}.

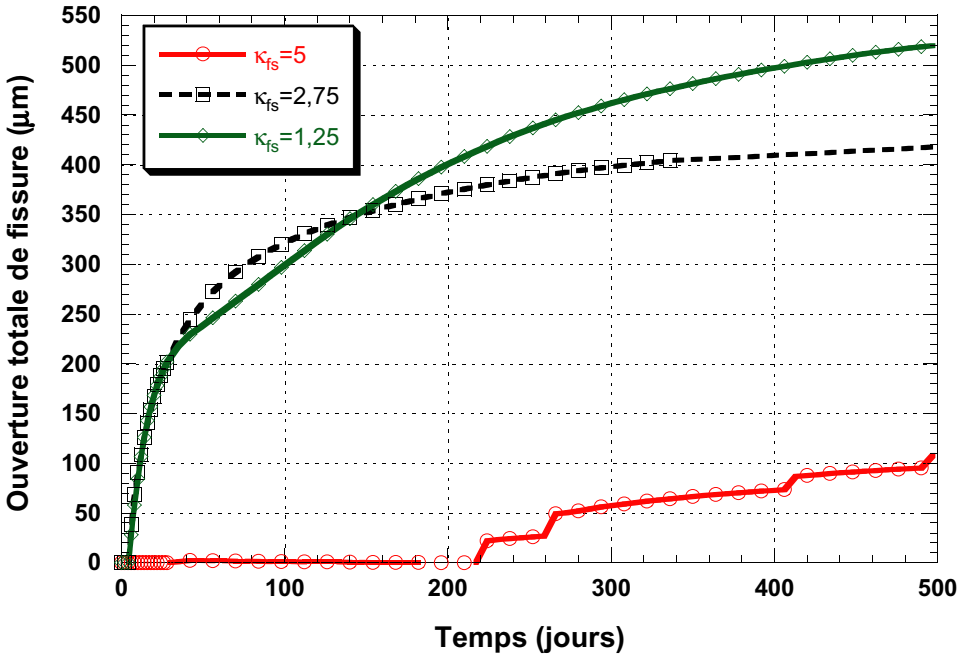


FIG. 8.9 – *Évolution de l'ouverture totale de fissuration au cours du temps en fonction de l'amplitude du fluage séchage.*

fissures apparaissent peu à peu pour se stabiliser à 8 à 48 jours (le nombre de fissures est 5 à 5 jours, 6 à 12 jours, 7 à 25 jours et se stabilise à 8 à 48 jours). Pour le cas $\kappa_{fs} = 1{,}25$, le nombre de fissures est de 9 dès 5 jours. La neuvième fissure apparaît en bout de réparation, au niveau de l'interface verticale. Durant la période 5 jours - 28 jours, la fissuration moyenne est donc inférieure à celle du cas de base. La fissure d'extrémité se propage peu à peu et réduit ainsi l'ancrage de la réparation au substrat. La couche de réparation est donc plus libre de se déformer. Cela explique que l'ouverture totale est inférieure à celle du cas de base pour la période 28 jours - 150 jours. A long terme, le retrait continuant à agir, les fissures se propagent et s'ouvrent, mais aucune nouvelle fissure n'est créée. Dans le cas où le fluage de séchage est faible, les contraintes dues à la restriction du retrait sont moins réduites que dans le cas de base et la fissuration totale est plus importante. Ainsi à long terme, le cas $\kappa_{fs} = 1{,}25$ présente un nombre de fissure et une ouverture moyenne plus important que le cas $\kappa_{fs} = 3{,}75$.

Lorsqu'un chargement mécanique à 33% de M_{ult} est imposé, nous observons que la fissuration est plus importante à long terme lorsque le fluage de séchage est augmenté (figure 8.10). Nous confirmons ainsi les observations expérimentales. Pour effectuer ce calcul, nous considérons que le matériau a le même fluage (celui de base) durant la période de séchage, et nous l'augmentons juste avant le chargement. Ainsi au moment du chargement, nous partons des mêmes conditions initiales. La fissuration obtenue juste après le chargement est légèrement plus importante ($\sim 3\%$), par contre au cours du temps, nous constatons une augmentation de cette fissuration. Après 56 jours de chargement, l'augmentation est de l'ordre de 14%, le fluage total ayant été augmenté du même ordre de grandeur. Le fluage du substrat est pris nul, ainsi seul le fluage en traction de la couche de réparation permet d'expliquer cette accroissement de la fissuration. L'influence du fluage en compression dans les poutres en béton armé est connue, mais nous montrons ici que le fluage en traction, même dans les zones fissurées, doit être pris en compte pour prédire le comportement fissurant des éléments réparés. Si le chargement de l'élément réparé est effectué alors que le matériau de réparation n'est pas totalement mature, cet effet peut ne pas être négligeable par rapport au fluage en compression du substrat.

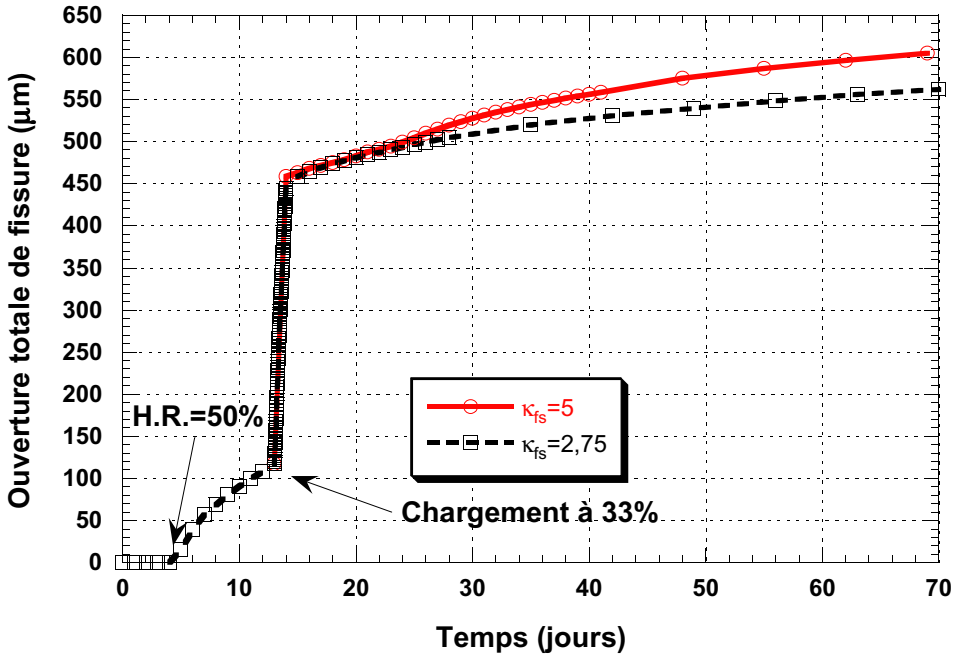


FIG. 8.10 – *Évolution de l'ouverture totale de fissuration au cours du temps en fonction de l'amplitude du fluage séchage dans le cas d'un chargement à 33%.*

8.5 Influence du coefficient de diffusion

Nous étudions ici l'influence du coefficient de diffusion. La forme du coefficient de diffusion (figure 8.11) a une forte influence sur le front de propagation du séchage. Ainsi, en étudiant le profil d'humidité dans la couche de réparation (figure 8.12), nous voyons que le séchage est plus profond dans le cas 1 (D important même pour h_r faible) que dans le cas 3 (D très faible dès que h_r diminue). Le cas 2 est un cas intermédiaire, où nous avons un séchage rapide lorsque h_r est proche de 1 et diminue lors h_r est inférieur à 0,9.

Plus le front de séchage est profond, plus le retrait de séchage est important (figure 8.13). En effet, plus le front de séchage est profond, plus la couche de béton subissant un retrait est importante, et le retrait apparent augmente. Le fluage total varie peu malgré tout (96 à 114 $\mu m/m/MPa$). Dans le cas 2, le séchage, rapide initialement, induit un retrait initial important, puis la vitesse de séchage chute, et nous observons une réduction de la vitesse de retrait.

Ces variations du retrait de séchage et du fluage de séchage ont les conséquences évoquées dans les études précédentes et que l'on peut de nouveau observées sur la figure 8.14. Dans le cas 3, l'ouverture totale de fissuration est fortement réduite. Cela s'explique aisément par la diminution sensible du retrait de séchage. A l'opposé, nous relevons une fissuration plus importante pour le cas 1, alors que le fluage et le retrait à 56 jours sont peu modifiés. De plus, les fissures pénètrent plus rapidement dans la couche de réparation. Le séchage en profondeur, dans le cas 1, peut expliquer ces fissures plus profondes et plus ouvertes.

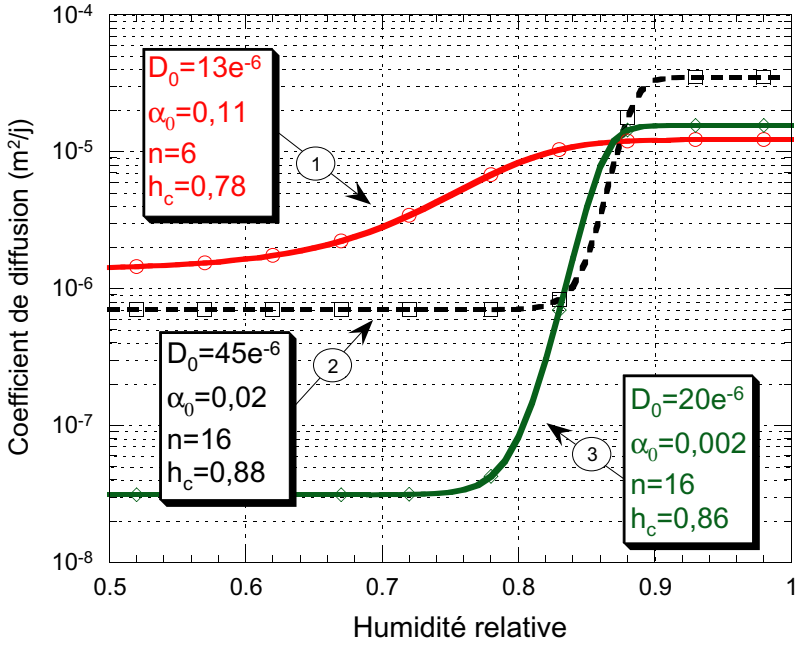


FIG. 8.11 – *Forme des coefficients de diffusion à 28 jours selon les paramètres utilisés.*

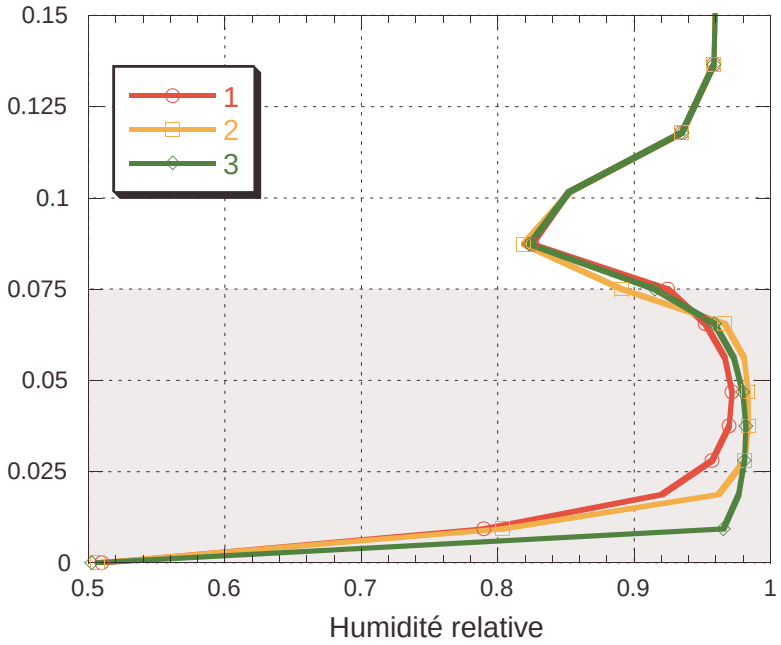


FIG. 8.12 – *Profil d'humidité à 56 jours dans la couche de réparation (zone grisée) pour les différentes formes du coefficient de diffusion (cf. figure 8.11). L'axe vertical correspond à la position en mètre dans la hauteur de la poutre décompté à partir du bas.*

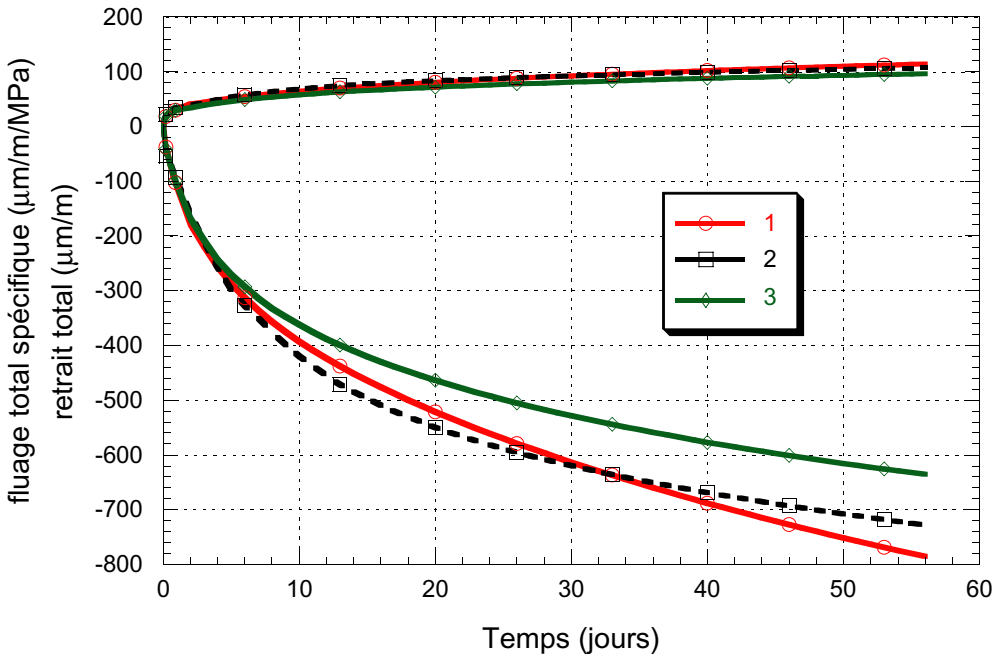


FIG. 8.13 – *Retrait (mesures débutant à 3 jours) et fluage (mesures débutant à 7 jours) en fonction du coefficient de diffusion (cf. figure 8.11).*

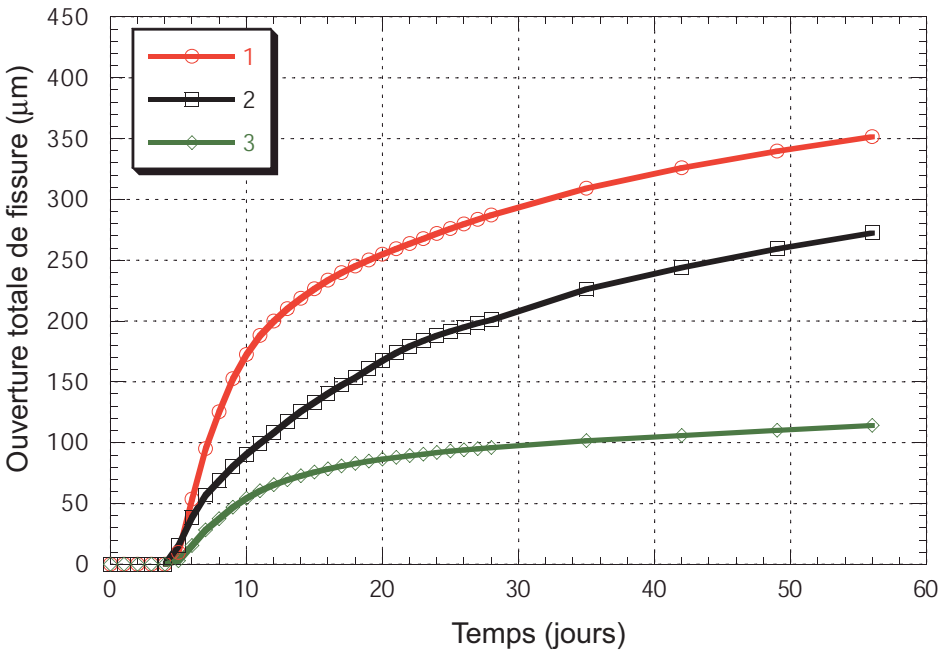


FIG. 8.14 – *Évolution de l'ouverture totale de fissuration au cours du temps en fonction du coefficient de diffusion (cf. figure 8.11).*

8.6 Influence du rapport fluage / retrait

Nous avons constaté les effets importants du fluage propre et de séchage ainsi que ceux du retrait endogène et de séchage. Il est toutefois difficile de savoir si, par exemple, il vaut mieux augmenter le fluage propre que le fluage de séchage ou diminuer le retrait de séchage plutôt que le retrait endogène.

Bissonnette (1996) propose d'utiliser le potentiel de fluage $k_{f/r}$, défini par le rapport entre le fluage spécifique et le retrait total, pour classer les matériaux de réparations. L'étude paramètrique qu'il a effectuée, indique que plus le matériau a un potentiel de fluage élevé, plus la profondeur de fissuration est faible. Dans notre cas, cette profondeur est fortement contrôlée par les barres de renforcement. Nous pouvons tout de même étudier l'influence du rapport fluage / retrait sur l'ouverture totale de fissuration. Pour cela, nous avons calculé le potentiel de fluage pour toutes les études effectuées ci-avant.

Nous avons vu précédemment, que les essais débutant à 3 jours (c'est le cas des essais de retrait de séchage) ou à 7 jours (c'est le cas des essais de fluage) ne prennent pas compte de tout l'historique de déformation différée. Afin de traduire au mieux le fonctionnement de la couche de réparation nous avons calculé le rapport fluage / retrait, à partir de résultats numériques de fluage (propre et de séchage) et retrait (endogène et de séchage) débutant le plus tôt possible après la mise en place du matériau de réparation sur le substrat. Nous avons ainsi simulé des essais débutant 12 heures après la prise. Pour cela les éprouvettes subissent le même chargement hydrique que les réparations (3 jours de cure, puis séchage à 50% d'humidité relative). Pour les essais de fluage, la charge appliquée correspond à 50% de la charge ultime à l'âge du chargement. Les résultats sont donnés dans le tableau 8.1 et la figure 8.15.

La figure 8.15 laisse apparaître une relation linéaire entre la fissuration totale et le potentiel de fluage, pour toutes les études précédentes sauf en ce qui concerne l'influence du fluage propre. Nous pouvons ainsi dire que le paramètre contrôlant la fissuration de la couche de réparation est le rapport fluage / retrait. Ainsi, il est aussi intéressant de diminuer le retrait de séchage ou endogène que d'augmenter le fluage de séchage. Cela confirme et renforce l'hypothèse effectuée

TAB. 8.1 – *Fluage, retrait, potentiel de fluage et ouverture totale de fissure à 56 jours,*

Cas d'étude	fluage total ($\mu m/m$)	retrait total ($\mu m/m$)	$k_{f/r}$	w_{totale} (μm)
$\alpha_h = 4000$	188	1126	0,167	305
$\alpha_h = 3600$	188	1050	0,179	270
$\alpha_h = 3300$	188	994	0,189	170
$\alpha_h = 3000$	188	937	0,201	52
$\alpha_h = 2000$	188	749	0,251	0
endo++	188	1195	0,157	390
endo	188	1050	0,179	270
endo - -	188	913	0,206	100
fluage -	133	1044	0,127	300
fluage	188	1050	0,179	270
fluage +	246	1055	0,233	180
fluage ++	366	1065	0,344	2
$\kappa_{fs} = 2{,}75$	188	1050	0,179	270
$\kappa_{fs} = 3{,}5$	201	1039	0,193	126
$\kappa_{fs} = 5$	227	1019	0,223	0
cas 1	191	1223	0,156	350
cas 2	188	1050	0,179	270
cas 3	177	955	0,185	115

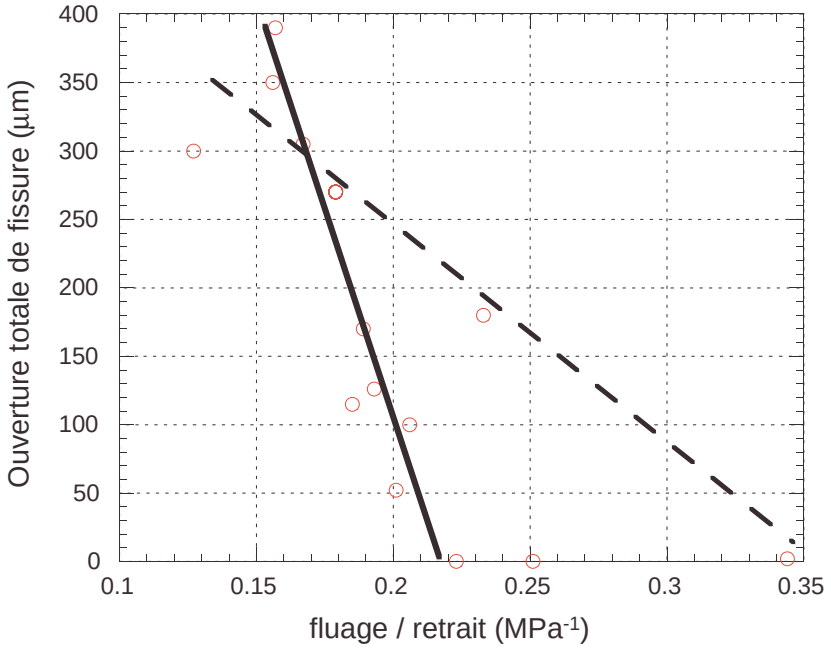


FIG. 8.15 – *Influence du rapport fluage / retrait. L'influence de $k_{f/r}$ est la même pour tous les cas d'étude (trait continu) sauf pour l'influence du fluage propre (trait pointillé). Le fluage propre semble avoir un effet moindre sur l'ouverture de fissure.*

au début de la thèse, selon laquelle le fluage permet de réduire la fissuration des réparations en béton. Cette figure montre aussi que la diminution du retrait endogène a le même effet sur l'ouverture totale, que la diminution du retrait de séchage. Toutefois, n'oublions pas que nous avons remarqué lors de l'étude du retrait endogène, qu'à retrait total égal, la diminution du retrait endogène cause une fissuration moins profonde. Dans ces conditions, l'utilisation d'un matériau présentant un retrait total faible, mais un retrait endogène important (un béton à hautes performances par exemple) peut être défavorable. Il est plus surprenant de voir que l'augmentation du fluage propre ne permet pas une diminution de la fissuration équivalente à l'augmentation du fluage de séchage. Nous pouvons tout de même supposer que cette différence est due au fait que le fluage de séchage est plus important dans les zones de séchage justement. Il agit directement là où il faut, alors que le fluage propre agit, de façon moins significative dans toute l'épaisseur de la réparation.

Nous aurons donc intérêt à rechercher des matériaux ayant un faible retrait total et un fluage de séchage important. De surcroît, une diminution du retrait endogène permettra de diminuer la profondeur de fissuration. Une augmentation du fluage propre n'aura pas d'effet négatif, mais une efficacité moindre.

8.7 Influence de la rigidité du substrat

Nous avons fait varier la rigidité du substrat en modifiant l'épaisseur de celui-ci. Par contre, les aciers d'armatures noyés dans la réparation ne sont pas modifiés. La figure 8.16 présente l'évolution de la fissuration au cours du temps pour différentes épaisseurs de substrat. Nous constatons que la fissuration est diminuée voir retardée si l'épaisseur du substrat est réduite. En effet, en diminuant l'épaisseur du substrat, nous modifions la raideur de l'élément. Le retrait empêché est ainsi diminué et par conséquence les contraintes et la fissuration le sont aussi. La figure 8.17 indique que la fissuration obtenue dans les différents cas est directement proportionnelle au rapport de l'épaisseur de la réparation et celle du substrat. Laurence 2001 a observé, pour des réparations minces non-ancrées, une diminution de l'ouverture moyenne de fissuration et du pas de fissuration lorsque l'épaisseur de couche de réparation décroît. Dans notre cas, le nombre de fissures diminue lorsque $h_{substrat}$ décroît mais l'ouverture moyenne reste quasiment constante (sauf quand, il faut créer de nouvelles fissures entre les fissures existantes : voir plus haut).

Ces observations montrent que des paramètres autres que ceux liés directement aux matériaux de réparation interviennent de façon significative dans le comportement à la fissuration des réparations. Dans ces calculs, nous avons fait varier la hauteur du substrat, mais l'effet serait identique pour tout autre paramètre (épaisseur de la réparation, taux de renforcement, etc) modifiant la rigidité de l'élément réparé (ou la rigidité relative de la réparation et du substrat).

8.8 Présence des cadres dans la cage d'armatures, distribution aléatoire des propriétés mécaniques, conditions limites

Cette étude a un intérêt autant pour la compréhension du fonctionnement des réparations que pour la vérification du comportement du modèle numérique. Nous avons vu dans l'étude expérimentale, que le pas de fissuration est imposé par la présence des cadres de la cage d'armatures. Le modèle numérique reproduit en effet cette propriété. Qu'en est-il en absence de cadre ? Allons-nous obtenir un endommagement diffus dans toute la couche de réparation ? La distribution aléatoire des propriétés mécaniques suffit-elle à localiser les déformations ? Quel est l'effet des conditions d'ancrage en bout de réparation ?

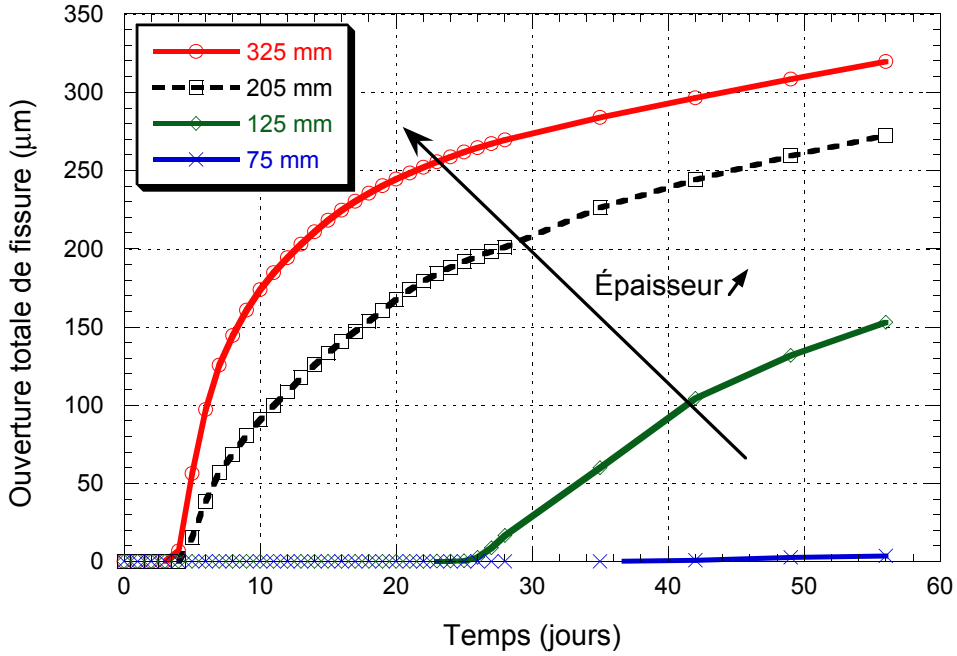


FIG. 8.16 – *Évolution de l'ouverture totale de fissuration au cours du temps en fonction de l'épaisseur du substrat.*

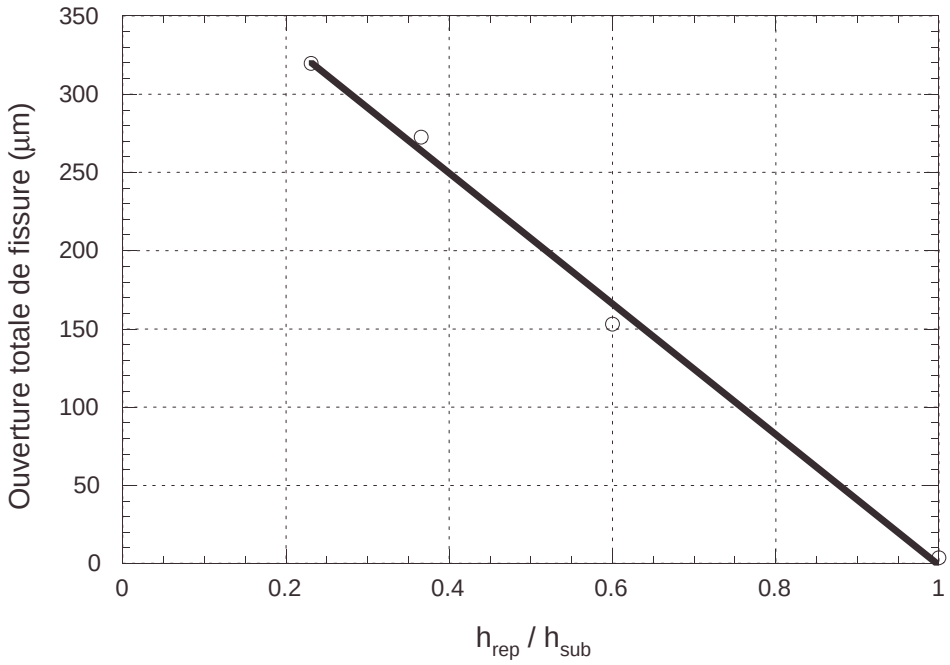


FIG. 8.17 – *Ouverture totale de fissuration à 56 jours en fonction de l'épaisseur du substrat.*

Afin de répondre à ces questions, nous avons effectué trois calculs : une modélisation d'une réparation soumise au séchage, en présence de cadres et une distribution aléatoire des propriétés mécaniques, une modélisation d'une réparation soumise au séchage, sans cadre mais avec une distribution aléatoire des propriétés mécaniques, et pour terminer, une modélisation d'une réparation soumise au séchage, sans cadre et avec des propriétés mécaniques homogènes dans toute la couche de réparation. Les résultats obtenus sont donnés à la figure 8.18. Nous pouvons observer que moins il y a de défauts (cadres, propriétés mécaniques plus faibles) plus l'ouverture totale de fissuration est réduite et retardée. Ce résultat attendu s'explique aisément. Tout d'abord, les cadres représentent des points d'ancrage supplémentaires directement dans la couche de réparation. Ces points d'ancrage bloquent le retrait libre et génèrent des contraintes de traction supplémentaires. Les fissures apparaissent donc plus tôt et s'ouvrent plus. En ce qui concerne les propriétés mécaniques, le dernier calcul est effectué avec une valeur homogène égale à la moyenne des propriétés aléatoires. Nous avons ainsi supprimé les défauts (valeurs plus faibles). Il faut donc des contraintes de traction supérieures pour obtenir la fissuration. L'apparition des fissures est donc nettement retardée et l'ouverture totale de fissure est moins importante. Quant au nombre de fissures[5], il apparaît 8 fissures dans le cas avec cadres et propriétés aléatoires, 7 dans le cas sans cadre et avec propriétés aléatoires et 9 dans le cas sans cadre et avec propriétés homogènes. Dans le premier cas, le pas et le nombre de fissures sont imposés par la position des cadres. Dans le second, le pas de fissuration n'est pas régulier et est lié à la distribution de propriétés. Enfin dans le dernier cas, le pas de fissuration est régulier et ne dépend que de la configuration géométrique et des conditions limites de la couche de réparation.

Il est intéressant, du point de vue numérique, de constater qu'il y a à chaque fois apparition d'une fissuration localisée. Cette localisation est due, à la présence des cadres, à la distribution aléatoire des propriétés mécaniques et aux conditions limites.

Justement, pour étudier l'effet des conditions limites, trois calculs supplémentaires ont été réalisés. Dans le premier calcul, la configuration de la réparation est toujours la même, mais les extrémités verticales de la couche de réparation ne sont pas ancrées[6]. La barre de renforcement est tout de même continue. Le résultat obtenu est ajouté sur la figure 8.18. Nous voyons que ce joint ne permet pas de retarder significativement l'apparition de la fissuration, celle-ci apparaissant de tout de même « loin » du joint. La fissuration est réduite à long terme car le joint permet de diminuer les contraintes sur une certaine longueur de réparation et aucune fissure n'apparaît dans cette zone. Le nombre de fissures est donc réduit à 6 à 56 jours.

Dans les deux calculs suivants, nous considérons une configuration différente : dans le premier cas nous modélisons une réparation sur *toute* la longueur de la poutre de quatre mètres de longueur, et dans le second cas nous modélisons une poutre *infinie* (conditions limites périodiques) réparée sur toute la longueur. Dans les deux cas, il n'y a pas de cadre et les propriétés mécaniques sont homogènes. Nous constatons que dans le premier cas, un pas de fissuration apparaît alors que dans le second, nous ne relevons qu'un endommagement diffus. Nous pouvons déduire de ces deux derniers calculs que les conditions limites aux extrémités de la couche de réparation influencent fortement le pas de fissuration, voire l'impose s'il n'y aucun défaut (distribution aléatoire) ou point dur (cadres).

8.9 Présence d'un treillis « anti-retrait »

Il est souvent recommandé par les fournisseurs de produits de réparation de placer un treillis d'armature afin d'ancrer la couche de réparation et de réduire la fissuration de retrait. Ce treillis (mailles faibles et fils fins), souvent appeler treillis « anti-retrait », est placé le plus proche de la surface. Bien que dans notre cas la couche de réparation soit ancrée par les armatures

5. nombre de fissures à 56 jours
6. comme si nous avions créé un joint entre la couche de réparation et le substrat.

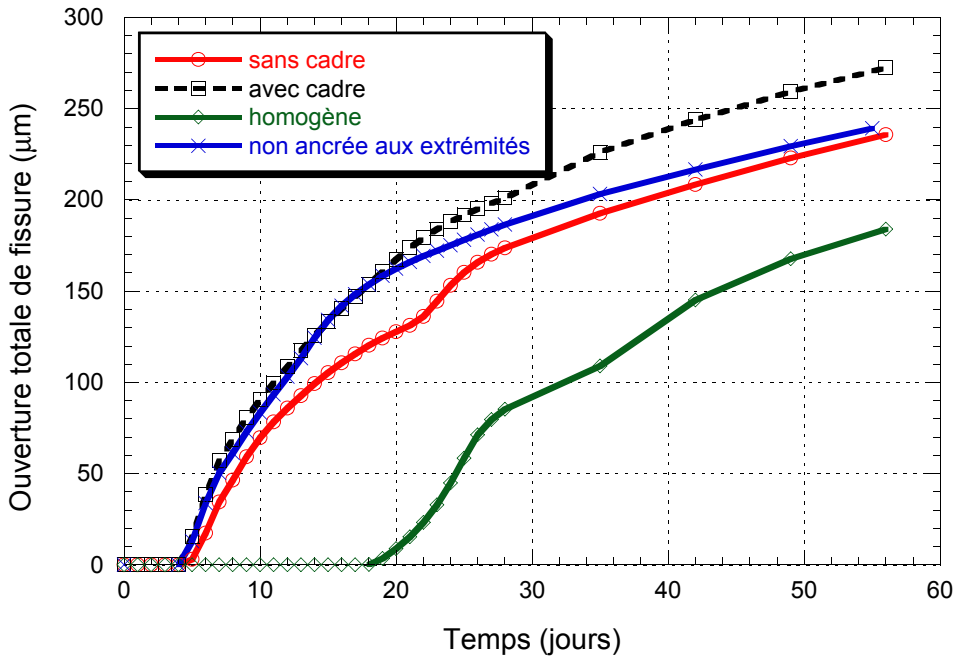


FIG. 8.18 – *Évolution de l'ouverture totale de fissuration au cours du temps en fonction de la présence de défauts. Quatre calculs : modélisation d'une réparation soumise au séchage, en présence de cadres et une distribution aléatoire des propriétés mécaniques; modélisation d'une réparation soumise au séchage, sans cadre mais avec une distribution aléatoire des propriétés mécaniques; modélisation d'une réparation soumise au séchage, sans cadre et avec des propriétés mécaniques homogènes dans toute la couche de réparation; modélisation d'une réparation non ancrée aux extrémités.*

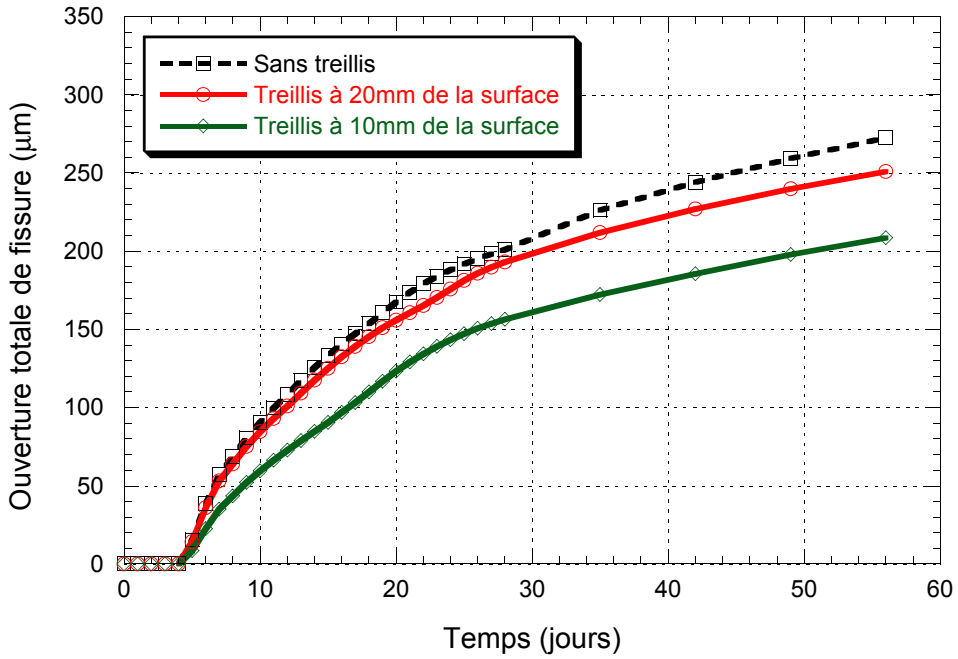


FIG. 8.19 – *Évolution de l'ouverture totale de fissuration au cours du temps en fonction de la présence et la position d'un treillis « anti-retrait ».*

de renforcement existantes, nous avons étudié l'influence d'un treillis placé à 10 mm de la surface. La section d'acier utilisée pour la modélisation correspond à un treillis à mailles carrées 50 $mm \times 50$ mm avec des fils de diamètre 1,8 $mm \times 1{,}4$ mm. La figure 8.19 donne l'évolution de la fissuration totale d'une réparation effectuée avec du BAP, avec et sans treillis anti-retrait.

La présence d'un treillis permet de réduire l'ouverture totale de fissuration. Le nombre de fissures n'est pas modifié. La position du treillis est très importante. Placé à 20 mm de la surface, le treillis ne permet de réduire l'ouverture totale que de 7% tandis que placé à 10 mm de la surface, la diminution est de l'ordre de 20%. L'utilisation d'un treillis anti-retrait est donc intéressante lorsque la fissuration doit être limitée pour des raison d'esthétisme ou de durabilité. Toutefois, le treillis ne permet pas, dans notre cas, d'empêcher la fissuration.

8.10 Effet du séchage sur le comportement à la rupture

Lors du programme expérimental, nous n'avions pas pu comparer le comportement à la rupture d'éléments réparés ayant subit le séchage et ceux ne l'ayant pas subit. C'est ce que nous faisons ici. Nous avons simulé trois essais de rupture sur des éléments réparés soumis préalablement à trois conditionnements différents d'une durée d'un an : pas de séchage, séchage modéré et séchage important. Les résultats sont présentés sur la figure 8.20. La rampe de chargement est contrôlée en déplacement, ce qui explique les chutes de charge lors de la fissuration.

Nous constatons que les comportements sont similaires. Seule la raideur initiale diffère légèrement. Cela peut s'expliquer par les conditions initiales de contraintes dans la couche de réparation. Dans le premier cas, l'élément est protégé du séchage, mais subit tout de même le retrait endogène du matériau de réparation ainsi qu'un retrait de séchage au niveau de l'interface (dû au pompage de l'humidité par le substrat). Des contraintes sont générées dans la couche de réparation. Nous observons un cambrage de la poutre. Dans le second cas, les effets du séchage s'ajoutent à ceux évoqués précédemment, et ces derniers sont accentués. Nous pouvons relever des contraintes de traction dans la couche de réparation, mais pas suffisamment importantes pour provoquer la fissuration. Dans le dernier cas, la couche de réparation est fissurée. Cette fissuration provoque une diminution du cambrage et réduit les contraintes de traction dans le béton. Ainsi la pente est plus forte pour les éléments non fissurés que pour l'élément fissuré initialement. Après fissuration jusqu'aux aciers de renforcement, la pente est la même pour tous les matériaux. Comme pour le béton armé classique, c'est la déformation des barres de renforcement qui va contrôler le comportement et la rupture de la poutre. C'est alors la plastification des aciers qui contrôle la rupture des éléments. Ainsi, nous confirmons que le séchage a peu d'effet sur le comportement à la rupture des éléments réparés, dans notre configuration.

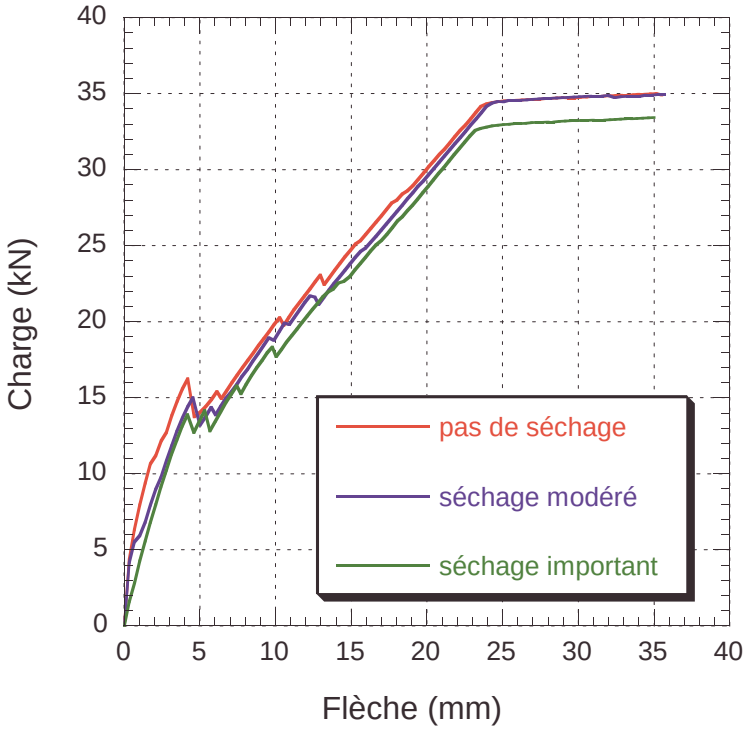


FIG. 8.20 – *Influence du séchage sur le comportement à la rupture*

Pour compléter cette étude nous avons effectué deux calculs supplémentaires : modélisation d'un chargement en flexion 3 points jusqu'à rupture avec et sans séchage. Certains auteurs (Emmons, 1993 ; Emberson et Mays, 1996) rapportent que les contraintes de cisaillement dues au chargement mécanique ajoutées à celle dues au retrait empêché peuvent conduire au délaminage de la couche de réparation. Les calculs ne montrent aucun délaminage ou rupture par cisaillement[7] et le comportement (similaire dans les deux cas) est monolithique jusqu'à la rupture finale. Cela renforce encore la conclusion précédente. Toutefois, ce résultat peut être fortement dépendant du choix la modélisation de l'interface. Une étude de l'influence de cette modélisation serait nécessaire[8], mais nous n'avons malheureusement pas eu le temps de l'effectuer.

8.11 Récapitulatif des différentes études : influence sur le nombre de fissure

Alors que dans les études précédentes, nous étudions systématiquement l'ouverture de fissure totale, nous récapitulons ici les implications de la variation des différents paramètres sur le nombre de fissures (8.2. Nous pouvons constater que le nombre de fissures suit les mêmes tendances que celles constatées pour l'ouverture totale. Nous pouvons passer de huit fissures pour le cas de référence à aucune fissure pour les cas les plus favorables.¨Par contre, des fissures supplémentaires ne sont que rarement crées (cas très défavorables).

7. en fait, l'interface est considérée parfaite et il ne peut y avoir «décollement» ou «glissement». Nous vérifions seulement que le paramètre d'endommagement n'est pas atteint au niveau de l'interface et que les contraintes de cisaillement n'atteignent pas le seuil de rupture.

8. afin de vérifier, notamment, les résultats de Laurence (2001) et Bernard (2000)

TAB. 8.2 – *Nombre de fissures apparues à 56 jours pour les différentes conditions d'essai*

Influence du retrait de séchage

α_h (μm)	4500	4000	3600	3300	3000	2000
	9	8	8	5	2	0

Influence du retrait endogène

endo ++	endo	endo - -
8	8	5

Influence du fluage propre

fluage ++	fluage +	fluage	fluage -
0	5	8	8

Influence du fluage de séchage

$\kappa_{fs} = 5\,10^{-4}$	$\kappa_{fs} = 2{,}75\,10^{-4}$	$\kappa_{fs} = 1{,}25\,10^{-4}$
1	8	9

Influence de la forme du coefficient de diffusion

cas 1	cas 2	cas 3
8	8	5

Influence de la rigidité du substrat

$h_{substrat}$	325	205	125	75
	8	8	4	0

Influence du treillis

sans treillis	avec treillis à 20 mm	avec treillis à 10 mm
8	8	8

Conclusions

Objectifs de cette recherche

L'objectif de cette recherche était de mieux comprendre le comportement à court terme et à long terme des réparations structurales en béton. Cette compréhension a nécessité la caractérisation des propriétés mécaniques et physiques qui assurent le bon fonctionnement de la couche de réparation, notamment les fonctions protectrice et de portance des éléments réparés. L'aspect « esthétisme » n'est pas une fonction à négliger. Dans ce contexte, nous avons tenté de répondre aux questions suivantes :

- Quelle est l'influence du retrait de séchage sur la détérioration des éléments réparés ?
- Quels sont les mécanismes de détérioration provoqués par le retrait de séchage (fissuration transversale ou délaminage) ?
- Comment réduire cette détérioration ?
- Le fluage en traction permet-il de compenser les effets du retrait de séchage ?
- Est-il possible de restaurer la capacité portante des éléments réparés et quelle est l'influence du séchage sur cette portance ?

Architecture de l'étude

Les travaux effectués durant cette thèse se décomposent en trois parties principales. Dans la première partie, nous effectuons une revue de la littérature afin de cerner la problématique des réparations structurales en béton (chapitre 1) et d'identifier les principaux phénomènes influençant leur comportement (chapitre 2). La seconde partie est consacrée au programme expérimental. Après avoir expliciter nos choix de systèmes de réparation (chapitre 3), nous effectuons une campagne expérimentale d'identification des caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux choisis (chapitre 4). Ensuite, une étude expérimentale sur des éléments réparés en vraie grandeur est entreprise afin d'en étudier le comportement, à court et long terme, sous l'effet du séchage et d'un chargement mécanique (chapitre 5). Cette étude expérimentale est effectuée dans l'optique d'utiliser les résultats pour identifier et valider les paramètres du modèle numérique proposé dans la troisième partie. Dans cette dernière partie, nous explicitons d'abord les modèles mathématiques et numériques utilisés (chapitre 6). Après une phase de validation de l'outil d'analyse (chapitre 7), nous effectuons une étude d'influence portant essentiellement sur les effets du retrait et du fluage sur la susceptibilité à la fissuration de la couche de réparation (chapitre 8).

Synthèse générale

Revue de la littérature

L'étude bibliographique met en évidence les phénomènes primordiaux pour le fonctionnement des réparations en béton. Le **retrait de séchage** apparaît comme le phénomène **provoquant la fissuration de la couche de réparation**. Cette fissuration est alors souvent la cause de problèmes de durabilité de la réparation. Nous indiquons aussi, que le **retrait endogène contribue**, de façon moins importante mais tout de même significative, à la **mise en tension de la couche de réparation**. La mise en tension est due au blocage du retrait libre par l'**ancrage de la réparation** (adhérence à l'interface béton jeune – béton vieux, armatures métalliques). La qualité de l'interface est donc un autre paramètre à ne pas négliger. En contrepartie, certains mécanismes peuvent permettre d'éviter la fissuration. L'évolution des propriétés mécaniques est l'un des principaux et le plus évident. Tant que les contraintes (ou les déformations) générées sont inférieures au seuil (en contraintes ou en déformations) de rupture, aucune fissuration ne peut apparaître. Le **comportement viscoélastique** (relaxation ou fluage) peut permettre de **réduire les contraintes** ou autoriser une déformation plus élevée et ainsi **éviter la fissuration** du béton. Nous détaillons les mécanismes physiques et chimiques à l'origine de ce comportement macroscopique. La compréhension de ces mécanismes nous semble nécessaire pour analyser correctement les résultats expérimentaux et mettre en œuvre une modélisation cohérente.

Système de réparation

Dans la première phase de l'étude expérimentale, nous insistons sur la nécessité de concevoir la **réparation en un système global** incluant l'analyse des dommages sur l'élément à réparer, la cause de ces dommages, le choix des matériaux de réparation et la préparation du substrat.

Nous montrons que les matériaux que nous avons choisis, qui sont *a priori* des matériaux de réparation « classiques » possèdent des propriétés très différentes. Bien que nous ayons choisi d'obtenir des **caractéristiques mécaniques proches**, les **retraits endogènes et de séchage** présentent des évolutions et des valeurs finales totalement **dissemblables**. Ainsi les mesures de retrait endogène donnent des valeurs allant de 150 μm pour les bétons ordinaires, à plus de 400 μm pour les bétons auto-plaçants. De même, le retrait total passe de 400 μm pour le béton ordinaire avec agent réducteur de retrait à 1000 μm pour les bétons auto-plaçants. La vitesse de séchage (vitesse de perte de masse) et les profils d'humidité relevés au sein des éprouvettes permettent d'expliquer ces différences. Nous constatons en effet que le front de séchage dans les bétons auto-plaçant se propage rapidement alors que pour les bétons ordinaires et le béton projeté par voie sèche, ce front est confiné dans les premiers millimètres d'épaisseur.

Afin de compenser les effets du séchage, nous avons émis l'hypothèse que le **fluage en traction** peut être **déterminant**. Nous avons donc entrepris une **étude expérimentale innovante** afin de mesurer le comportement différé en traction des différents matériaux testés précédemment. Nous montrons que certains de ces matériaux exhibent une **capacité de fluage importante** et ainsi que le fluage ne traction n'est pas une propriété marginale du béton. Il est d'ailleurs intéressant de noter que les **valeurs de fluage en traction les plus importantes sont obtenues pour des bétons qui ont un retrait de séchage important** (bétons auto-plaçants). Ces bétons présentant des retraits élevés ne sont donc pas nécessairement inadaptés aux réparations.

Dans la seconde phase, les matériaux caractérisés précédemment sont utilisés pour **réparer des éléments de grande taille**. Ces poutres de béton armé de 4 m de longueur sont étudiées en laboratoire sur une période allant de six mois à un an. Nous étudions plusieurs types de conditionnements : séchage seul, séchage plus chargement en flexion à 33% de M_{ult}, séchage plus chargement à 66% M_{ult}. Le moment M_{ult} correspond au moment ultime théorique sans coefficient

de sécurité. Le chargement à 33% permet de limiter l'ouverture de fissure dans le cas d'une exposition à un environnement agressif (fissuration très préjudiciable selon le règlement français de béton armé). Ces essais confirment que le **retrait de séchage influence significativement la fissuration** de la couche de réparation. À fluage et résistance mécanique fixés, plus le retrait est important, plus la couche de réparation est fissurée. Par ailleurs, la comparaison des mélanges présentant des retraits similaires indique que le **fluage permet de réduire la fissuration, voire de l'éviter**.

Les essais de conditionnant réunissant **séchage et chargement mécanique** montrent que même après chargement mécanique, une **évolution de la fissuration** est mesurée. Cette évolution est liée à la **poursuite du séchage** dans la couche de réparation, mais le séchage ne suffit pas à expliquer les comportements constatés. Il apparaît en effet, que l'amplitude de la charge mécanique influence la vitesse de fissuration. Cette dernière observation nous incite à penser que le fluage est l'un des phénomènes liés à ce comportement. Le fluage du substrat étant faible (maturité élevée au chargement, quasi-équilibre hydrique...), **fluage en traction de la couche de réparation** est certainement la cause de cette augmentation. Dans ces conditions, une amplification du fluage du matériau n'est peut-être **pas toujours avantageuse**. La comparaison de l'ouverture de fissure due au chargement (mesurée juste après la fin du chargement) et l'ouverture mesurée à long terme, montre l'ouverture finale est essentiellement due au chargement mécanique (correspondant à plus 50% de l'ouverture totale lors du chargement à 33% du moment ultime M_{ult} à 13 jours, et à plus de 80% lors du chargement à 33% de M_{ult} à 45 jours). **Une part importante de cette fissuration ne peut donc pas être évitée en modifiant le retrait ou le fluage du matériau de réparation**, lorsque l'élément réparé est soumis à un chargement mécanique. Malgré tout, la part due au **comportement différé** (séchage + fluage) correspond à **plus de 20% de la fissuration finale**. Si l'ouverture de fissure est un critère déterminant pour la **durabilité** de l'élément, il est donc i**mportant de ne pas négliger les effets du séchage et du fluage**.

Ces essais à long terme et les essais de rupture sur les éléments réparés montrent que le comportement en flexion jusqu'à la **rupture est monolithique**. Nous n'avons observé **aucune rupture brutale ou problème de délaminage** important à l'interface. Nous relevons des amorces de délaminage aux extrémités de la couche de réparation, mais celle-ci reste très faible. Dans le cas du béton projeté par voie humide avec fibres de polyoléfine, des difficultés d'homogénéisation des fibres sont à l'origine d'une interface de mauvaise qualité. Dans ces conditions, un début de délaminage est relevé lorsque les fissures transversales atteignent l'interface. Ce **délaminage** est toutefois fortement **contrôlé par la présence de la cage d'armatures**. Enfin, la rupture des éléments réparés est atteinte pour une charge similaire à celle nécessaire pour amener à rupture les éléments non réparés (poutres de références). Nous n'obtenons **ni perte, ni accroissement significatif de la capacité** portante des éléments ainsi réparés.

Outil d'analyse numérique

Afin de pouvoir effectuer une analyse plus approfondie (plus grand nombre de paramètres, séparation des phénomènes, etc.) du comportement des réparations structurales en béton, nous avons intégré les phénomènes décrits dans la première partie de cette thèse dans un code aux éléments finis existant (CAST3M, code du CEA).

Nous pouvons ainsi prendre en compte l'**évolution des propriétés mécaniques** au cours de l'hydratation et les **variations volumiques liées** (retrait endogène). Le **séchage du matériau** est modélisé par une **loi de diffusion non linéaire**. Les conditions limites avec le milieu extérieur sont de type convectif. La **loi de diffusion** est de surcroît **couplée à l'évolution de l'hydratation** par le coefficient de diffusion qui dépend de la maturité du matériau. Le **retrait de séchage**, conséquence du départ d'humidité vers le milieu extérieur, est **relié à la variation d'humidité par une loi de proportionnalité** vérifiée expérimentalement pour une humidité

relative comprise entre 0,5 et 0,95. Le coefficient de retrait hydrique ainsi défini caractérise alors l'effet de la variation d'humidité sur le milieu poreux. En toute rigueur, celui-ci devrait dépendre de la structuration du milieu. En manque de données expérimentales, nous le considérons tout de même constant. Le **comportement viscoélastique** est modélisé par un **modèle rhéologique de Kelvin**. La décomposition en **série de Dirichlet** permet d'**éviter le stockage de l'historique de chargement**. Les effets de l'hydratation sont pris en compte en faisant **varier au cours du temps les coefficients de la chaîne de Kelvin**. L'**influence du séchage** sur le comportement viscoélastique (fluage de séchage) est introduit à l'aide d'un **terme supplémentaire proportionnel à la variation d'humidité relative** et à la contrainte imposée. Un **modèle d'endommagement** à une variable scalaire est utilisé pour reproduire le **comportement en compression et en traction du béton**. La présence de barre ou treillis de renforcement est modélisée en superposant aux éléments massifs correspondant au béton, des éléments poutre avec une loi élastique plastique parfaite. Pour terminer, nous considérons que l'**interface entre le substrat et la réparation est un contact parfait**.

La phase d'identification montre que cet **outil reproduit bien le comportement de petites éprouvettes de béton**. Les différents phénomènes sont bien pris en compte. Dans la phase de validation, nous comparons les **résultats expérimentaux et numériques sur structures**. Ceux-ci sont biens **en accord** sauf pour les chargements importants.

Dans l'**étude d'influence** qui suit, nous confirmons l'**importance du retrait de séchage**. Les calculs montrent que plus le retrait est important, plus la fissuration l'est aussi. La diminution du retrait de séchage permet de réduire le nombre de fissures et l'ouverture moyenne de ces fissures. Nous montrons aussi que le **retrait endogène a une influence non négligeable** sur ce comportement fissurant. La diminution du retrait endogène permet de réduire l'ouverture totale de fissuration, mais aussi la profondeur de fissuration. Cette influence du retrait endogène prend toute son importance s'il est envisagé d'utiliser des bétons à hautes performances comme matériau de réparation. En effet, ces bétons qui présentent généralement un retrait de séchage faible, sont malheureusement aussi caractérisés par un retrait endogène important. Leur rapide montée en résistance peut toutefois pallier à ce défaut.

L'e**ffet positif du fluage** a été mis en évidence lors de l'étude expérimentale. L'utilisation de l'outil numérique nous a permis de constater que cet effet est **acquis même à long terme**. L'augmentation du fluage (propre ou de séchage) permet de **diminuer significativement la fissuration**. Néanmoins, il apparaît que le fluage propre et le fluage de séchage ont un effet différent, bien que positif l'un et l'autre. Nous constatons ainsi que le **fluage de séchage permet de réduire de façon plus importante la fissuration**. Nous expliquons cette différence par le fait que le fluage de séchage spécifique « agit » justement là où le retrait de séchage est le plus important, alors que le fluage propre spécifique est homogène dans toute l'épaisseur de la couche de réparation. Cet effet positif est constaté en absence de charge. Lorsqu'un chargement mécanique est appliqué et maintenu, nous relevons que **plus le fluage est important, plus la fissuration à long terme est importante**. Ainsi sous une charge maintenue constante, la fissuration est dépendante du fluage *en traction*. Ce résultat attendu si nous tenons compte du fluage en compression, est **moins connu dans le cas du fluage en traction** (souvent négligé par rapport au fluage en compression). Dans le cas des réparations en béton subissant un chargement mécanique, le fluage de la zone en traction et fissurée peut ne pas être négligeable par rapport au fluage de la zone en compression. Une analyse plus complète est néanmoins nécessaire.

Par la suite, nous effectuons des études plus ponctuelles. Ainsi, nous montrons que la **fissuration est directement proportionnelle à l'épaisseur de la couche du substrat**, et ainsi à la rigidité de l'élément réparé. Nous complétons ainsi les études existantes sur l'influence de l'épaisseur de la couche de réparation (Bernard, 2000 ; Laurence, 2001). Ensuite, l'étude de l'influence de la présence de cadres de renforcement et des conditions limites indique que la **fissuration est fortement conditionnée** par le blocage supplémentaire créé par **les cadres** ou

au contraire par la libération des déplacements en bouts de réparation (**variation des conditions limites**). Afin de réduire la fissuration, nous étudions l'effet de l'utilisation d'un **treillis anti-retrait**. Nous voyons que ce treillis a un **effet seulement s'il est placé très proche de la surface**. Ainsi, un treillis placé à 10 mm de la surface permet de réduire de 20% la fissuration. Enfin, nous confirmons que le séchage et la fissuration en découlant modifient très peu le comportement sous chargement quasi-statique ainsi que le processus de rupture de l'élément réparé.

Ces résultats numériques montrent le **bénéfice** pouvant être tirés de l'**outil numérique**. Nous avons ainsi complété la campagne expérimentale et généré une banque de données consistante sur le comportement des réparations structurales en béton.

Recherches futures

Dans cette étude, notre connaissance et notre compréhension des phénomènes régissant le comportement des réparations structurales en béton ont progressé. Néanmoins certains points restent à éclaircir ou à étudier.

Du point de vue expérimental, il serait nécessaire d'**approfondir l'étude du fluage en traction**. Un effort particulier, déjà partiellement entrepris, doit être effectué pour **débuter les essais au plus tôt**. Toutefois, il ne faut pas négliger le comportement à long terme. Il nous parait pertinent et nécessaire de **caractériser le comportement vieillissant du fluage** afin de mieux appréhender l'effet du chargement à différents âges sur le comportement des éléments réparés. Au sujet des **interfaces béton jeune − béton vieux**, nous avons dû revoir à la baisse nos exigences et nous n'avons pas caractérisé ni évalué l'influence de la qualité des interfaces. Il serait donc important de terminer la caractérisation entreprise. La recherche de délaminage à l'aide de la technique des ondes ultra-sonores n'a pas semblé concluante compte tenu des faibles ouvertures constatées. La modification de la technique (enregistrement plus précis, récepteurs et émetteurs plus petits, ondes de cisaillement ...) peut permettre une meilleure précision de mesure. D'autres techniques peuvent être envisagées : **thermographie infra-rouge** (Carino, 1992), capteur équipé de jauges de déformations ... Afin de compléter la gamme des matériaux de réparation utilisés, il pourrait être judicieux de **tester des bétons à retrait compensé** (Blais, 2001), des **bétons à hautes performances voire à très hautes performances** ... La **caractérisation des bétons projetés vis à vis du retrait endogène et du fluage** est nécessaire sachant que cette technique est de plus en plus utilisée (Beaupré et Lacombe, 2000).

Du **point de vue numérique**, les modèles peuvent être **compléter et affiner** pour prendre en compte des effets ou couplages supplémentaires. Par exemple, nous n'avons pas pris en compte l'**effet de l'humidité relative initiale sur le fluage propre**, ou le phénomène de **rupture différée** observé dans le cas des essais de fluage en traction. L'effet du niveau de charge n'a pas été introduit non plus. Toutefois, la nécessité de prendre en compte tous ces phénomènes (déjà modélisés ou non) doit être évaluée. Une étude d'influence plus poussée doit être entreprise. Il n'est pas utile de modéliser tous les phénomènes physiques connus si leurs effets sont négligeables sur la réponse que nous attendons. Néanmoins, il nous semble impossible d'éviter de modifier la prise en compte des **effets non-homogène de l'hydratation** pour modéliser par exemple les bétons à retrait compensé. En effet, le gonflement dû à la formation d'ettringite et permettant de compenser le retrait, dépend fortement du taux d'humidité dans le matériau (Blais, 2001). Dans la couche de réparation, l'humidité n'est pas homogène et il faut compléter le modèle pour prendre de ces effets sur les réactions chimiques. Afin de modéliser une réparation en fibre supérieure (zone de compression en cas de chargement mécanique en flexion), il sera nécessaire de modéliser le **phénomène de refermeture de fissures**. Un modèle d'endommagement à deux variables d'endommagement peut être envisagé (La Borderie, 1991). Enfin, une

modélisation tridimensionnelle peut compléter la compréhension du comportement à long terme de réparations plus complexes que celles étudiées dans ce travail.

Références

- Abdel-Halim, M. A. H. et H. Schorn (1989). Strength evaluation of shotcrete-repaired beams. *ACI structural journal 86*(3).
- ACI 224R-90 (1992). Control of cracking in concrete structures. In *ACI manual of concrete Practice, part 3*. American concrete institute, Detroit, MI, USA.
- ACI 318-89 (1992). Building code requirements for reinforced concrete. In *ACI manual of concrete practice, part 3*. American concrete institute, Detroit, MI, USA.
- Acker, P. (1987). *The mechanical behavior of concrete : contributions of the physico-chemical approach*. Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées.
- Acker, P. (2001). Micromechanical analysis of creep and shrinkage mechanisms. In Z. B. F.J. Ulm et F. Wittmann (Eds.), *Creep, shrinkage and durability mechanics of concrete and other quasi-brittle materials.*, pp. 15–26. Proceeding of the sixth international conference CONCREEP-6@MIT, 20-22 August 2001.
- Acker, P. et M. Moranville-Regourd (1992). Physicochemical mechanisms of concrete cracking. In J. P. Skalny (Ed.), *Materials Science of Concrete, vol. II*. American ceramic society.
- Acker, P. et F.-J. Ulm (2001). Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements. *Nuclear engineering and Design 203*(2-3).
- Aitcin, P. et J. Baron (1996). *Les bétons : bases et données pour leur formulation*, Chapitre : Les adjuvants normalisés pour bétons, pp. 87–131. Association technique de l'industrie des liants hydrauliques.
- Ali, Y. A.-Z. et R. Ambalavanan (1999). Flexural behaviour of reinforced concrete beams repaired with styrene-butadiene rubber latex, silica fume and methylcellulose repair formulations. *Magazine of concrete research 51*(2).
- Almusallam, A. A., A. S. Al-Gahtani, M. Maslehuddin, M. M. Khan, et A. R. Aziz (1997). Evaluation of repair materials for functional improvement of slabs and beams with corroded reinforcement. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings 122*(1).
- Alvaredo, A. M. (1994). *Drying shrinkage and crack formation*. Ph. D. thesis, Swiss federal institute of technology, Zurich, Swiss confederation.
- ASTM C597 (1990). Test method for pulse velocity through concrete. In *Annual Book of ASTM Standards, vol 04.02*. Philadelphia.
- Austin, S., P. Robins, et Y. Pan (1995). Tensile bond testing of concrete repairs. *Materials and structures 28*(179).
- BAEL (1991). *Béton armé aux états limites*. Ministère de l'équipement, du logement, et des transports, France.
- Baroghel-Bouny, V. (1994). *Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons - Méthodes, analyse, interprétations*. Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chausées.
- Baron, J. (1982). *Le béton hydraulique*, Chapitre 27 : Les retraits de la pâte de ciment, pp. 485–501. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.

- Baron, J. (1996). *Les bétons : bases et données pour leur formulation*, Chapitre : Les additions normalisées pour les bétons, pp. 47–63. Association technique de l'industrie des liants hydrauliques (ATHIL).
- Bažant, Z. et E.-P. Chen (1997). Scaling of structural failure. *Applied Mechanics Reviews ASME 50*(10).
- Bažant, Z. P. (1972). Thermodynamics of interacting continua with surfaces and creep analysis of concrete structures. *Nuclear engineering and design 20*, 477–505.
- Bažant, Z. P. (1988). *Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete. ...*
- Bažant, Z. P. et J. C. Chern (1985). Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism. *Materials and structures 18*(103).
- Bažant, Z. P., A. B. Hauggaard, S. Baweja, et F. J. Ulm (1997). Microprestress-solidification theory for concrete creep. 1: Aging and drying effects. *Journal of enfineering mechanics 23*(11).
- Bažant, Z. P. et L. J. Najjar (1972). Non-linear water diffusion in non-saturated concrete. *Materials and structures 5*(25).
- Bažant, Z. P. et S. Prasannan (1989). Solidification theory for concrete creep. 1: Formulation. *Journal of engineering mechanics 115*(8).
- Bažant, Z. P., S. Sener, et J. K. Kim (1986). Effect of cracking on drying permeability and diffusivity of concrete. *ACI materials journal* (84), 351–357.
- Bažant, Z. P. et Y. Xi (1994). Drying creep of concrete: constitutive model and new experiments separating its mechanims. *Materials and structures 27*(165).
- Beaupré, D. (1994). *Rheology of high performance shotcrete*. Ph. D. thesis, University of British Columbia, Canada.
- Beaupré, D., F. Chapdelaine, L. Molez, et B. Bissonnette (2000). Polyolefin fiber reinforced shotcrete as a repair material. Rapport de recherche, Centre de recherche interuniversitaire sur le béton, Université Laval.
- Beaupré, D. et P. Lacombe (2000). Exposed aggregate wet shotcrete. *Concrete International 22*(6).
- Beneet, E. W. et D. R. Loat (1970). Shrinkage and creep of concrete as affected by the fineness of portland cement. *Magazine of concrete research 22*(71).
- Bernard, O. (2000). *Comportement à long terme d'éléments de structures formés de bétons d'âges différents*. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Swiss confederation.
- Betterton, R. M., M. J. Knutson, et V. J. Marks (1985). Fibrous portland cement concrete overlay research in greene county, iowa. In *Transportation research record 1040*. Transportation research board, Washington, D.C. tiré de (Lau et coll., 1994).
- Bissonnette, B. (1996). *Le fluage en traction: un aspect important de la problématique des réparations minces en béton*. Ph. D. thesis, Université Laval, Québec, Canada.
- Bissonnette, B. et E. Cloutier (1999). Compatibilité déformationnelle de bétons de réparation - projet expérimental du passage inférieur de Lorimier - Masson. Rapport de recherche GCT-99-XX, soumis à la Ville de Montréal, Département Génie Civil, Université Laval, Québec, Canada.
- Bissonnette, B. et M. Pigeon (1995). Tensile creep at early ages of ordinary, silica fume and fiber reinforced concretes. *Cement and concrete research 25*(5).
- Blais, S. (2001). Étude sur l'utilisation des BRC pour des réparations minces en béton. Mémoire de DEA, École normale supérieure, France.

- Boily, D. (1999). Étude expérimentale du comportement viscoélastique du béton de ciment en traction. Mémoire de DEA, École normale supérieure de Cachan, France.
- Boily, D. (2002). Fluage en traction des bétons de réparation. Mémoire de maîtrise (M.Sc.), Université Laval, Québec, Canada.
- Bournazel, J. P. (1992). *Contribution à l'étude du caractère thermomécanique de la maturation du béton*. Thèse de doctorat, Université Paris 6.
- Brooks, J. J. et A. M. Neville (1977). A comparison of creep, elasticity and strength of concrete in tension and in compression. *Magazine of concrete research 29*(100).
- Buil, M. (1990). Étude numérique simplifiée de l'influence de l'effet de fissuration superficielle du béton dans des essais de fluage de dessication récents. *Materials and structures 23*(137).
- Cabrera, J. G. et A. S. Al-Hasan (1997). Performance properties of concrete repair materials. *Construction and building materials 11*(5-6).
- Cardon, A. H. et C. C. Hiel (1986). Durability analysis of adhesive joints. In *RILEM symposium « Resin adherence to concrete »*. Paris, France. tiré de Emmons et Vaysburd (1994).
- Carino, N. J. (1992). Recent developments in nondestructive testing of concrete. In *Advances in concrete technology*, pp. 281–328. Canada center for mineral and energy technology, Ottawa, Canada.
- Carles-Gibergues, A. et M. Pigeon (1992). *La durabilité des bétons*, Chapitre 7 : La durabilité des bétons en ambiance hivernale rigoureuse. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Sous la direction de J. Baron et J.-P. Ollivier.
- Cleland, D. J. et A. E. Long (1997). The pull-off test for concrete patch repairs. *Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs 122*(Nov.).
- Coussy, O., V. Baroghel-Bouny, P. Dangla, et M. Mainguy (2000). Évalution de la perméabilité à l'eau liquide des bétons à parir de leur perte de masse durant le séchage. *Revue française de Génie Civil 5*(1-2, Numéro spécial, « Transfert 2000 »), 97–108. tiré de Witasse (2000).
- Cusson, D. (2001). La réparation durable des structures de béton passe par l'éducation et le transfert de la technologie. *Innovation en construction 6*(3). IRC, CNRC-NRC.
- Davis, R. E. et H. E. Davis (1931). Flow of concrete under the action of sustained loads. *ACI proceeding 27*, 837.
- Davis, R. E., H. E. Davis, et E. H. Brown (1937). Plastic flow and volume changes of concrete. *ASTM proceeding 37 (part 2)*, 317–330. tiré de Bissonnette (1996).
- de Larrard, F. et P. Tondat (1993). Sur la contribution de la topologie du squelette granulaire à la résistance en compression du béton. *Materials and structures 26*, 505–516.
- Decter, M. H. et C. Keeley (1997). Durable concrete repair - importance of compatibility and low shrinkage. *Construction and building materials 11*(5-6).
- Denarié, E. (2000). *Étude expérimentale des couplages viscoélasticité - croissance des fissures dans les béton de ciment*. Thèse de doctorat, École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse.
- Domone, P. L. (1974). Uniaxial tensile creep and failure of concrete. *Magazine of concrete research 26*(88).
- Duval, R. et H. Hornain (1992). *La durabilité du béton*, Chapitre 9 : La durabilité du béton vis-à-vis des eaux agressives. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Sous la direction de J. Baron et J.-P. Ollivier.
- El-Baroudy, H. F. (1940). *The strength, shrinkage and creep of concrete as affecting the design of reinforced concrete structures containing liquid*. Ph. D. thesis, University of London. tiré de Bissonnette (1996).
- Emberson, N. K. et G. C. Mays (1996). Significance of property mismatch in the patch repair of structural concrete. part 1,2,3. *Magazine of concrete research 48*(174).

- Emmons, P. H. (1993). *Concrete repair and maintenance illustrated.* Kingston, MA 02364-0800 (USA): R. S. Means company, inc.
- Emmons, P. H. et A. M. Vaysburd (1994). Factor affecting the durability of concrete repair: the contractor's viewpoint. *Construction and building materials 8*(1).
- Faucon, P., J. M. Delaye, J. Virlet, J. F. Jacquinot, et F. Adenot (1997). Study of the structural properties of $C - S - H(I)$ by molecular dynamics simulation. *Cement and concrete research 27*(10).
- Feldman, R. F. et P. J. Sereda (1968). A model for hydrated portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties. *Materials and structures 6*, 509–519.
- Felt, E. J. (1956). Resurfacing and patching concrete pavement with bonded concrete. *Proceeding of highway research board.*
- Feylessoufi, A., F. Cohen Tenoudjib, V. Morinb, et P. Richard (2001). Early ages shrinkage mechanisms of ultra-high-performance cement-based materials. *Cement and concrete research 31*(11).
- Fichant, S. (1996). *Endommagement et anisotropie induite du béton de structures. Modélisation approchées.* Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan.
- Fokwa, D. (1992). *Matériaux hétérogènes : analyse expérimentale et modélisation numérique par une approche hierarchique.* Thèse de doctorat, Université Paris 6, École normale supérieure de Cachan.
- Fraay, A. L., J. M. Bijen, et Y. M. de Haan (1989). The reaction of fly ash in concrete : a critical examination. *Cement and concrete research 19*(2).
- Gaidis, J. M. et E. M. Gartner (1989). Hydration mechanisms, II. In *Materials sciences of concrete*, pp. 9–39.
- Gamble, B. R. et L. J. Parrott (1978). Creep of concrete in compression during drying and wetting. *Magazine of concrete research 30*(104).
- Garboczi, E. J. et D. P. Bentz (1996). Modelling of the microstructure and transport properties of concrete. *Construction and Building Materials 10*(5).
- Gartner, E. M. et J. M. Gaidis (1989). Hydration mechanisms,. In *Materials sciences of concrete*, pp. 95–125.
- Gérard, B. (1996). *Contribution des couplages mécanique-chimie-transfert dans la tenue à long terme des ouvrages de stockages de déchets radioactifs.* Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan, France.
- Glucklich, J. et O. Ishai (1962). Creep mechanism in cement mortar. *Journal of the american concrete institute 59*(34).
- Granger, L. (1996). *Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : analyse et modélisation.* Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, Paris, France.
- Granger, L. (1997). *Calcul des ouvrages de construction*, Chapitre 14 : Ouvrages en béton soumis aux effets du fluage, pp. 614–654. Hermès. sous la direction de M. Prat.
- Guénot-Delahaie, I. (1996). *Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre.* Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, Paris, France.
- Guo, X. H., F. Tin-Loi, et H. Li (1999). Determination of quasibrittle fracture law for cohesive crack models. *Cement and concrete research 29*(7).
- Hansen, T. C. (1960). Creep and stress relaxation of concrete: a theorical and experimental investigation. *Proceeding of Swedish cement and concrete research institute at the Royal institute of technology* (31), 112. tiré de Gamble et Parrott (1978).

- Hansen, T. C. (1986). Physical structure of hardened cement paste. a classical approach. *Materials and Structures 19*(114).
- Hellmich, C. et F.-J. U. H. A. Mang (1999). Multisurface chemoplasticity. I : Material model for shotcrete. *Journal of engineering mechanics june*, 692–701.
- Hordijk (1991). *Local approach to fatigue of concrete*. Ph. D. thesis, Delft University of Technology, The Netherlands.
- Hua, C., P. Acker, et A. Ehrlacher (1995). Analyses and models of the autogenous shrinkage of hardening cement paste. i. modelling at macroscopic scale. *Cement and concrete research 25*(7).
- Hua, C., A. Ehrlacher, et P. Acker (1997). Analyses and models of the autogenous shrinkage of hardening cement paste. II. modelling at the scale of hydrating grains. *Cement and concrete research 27*(2).
- Huber, H. (1991). Untersuchungen zum verformungsverhalten von jungem spritzbeton im tunnelbau (investigations concerning the deformation behavior of young shotcrete in tunnelling). Master's thesis, University of Innsbruck, Austria. tiré de Hellmich et Mang (1999).
- Hundt, J. et H. Kantelberg (1978). Sorptionsuntersuchungen and zementstein, zementmörtel and beton. *Schriftenreihe deutscher ausschuss für stahlbeton*. tiré de Alvaredo (1994).
- Hutchinson, R. L. (1982). Resurfacing with portland cement concrete. In *NCHRP synthesis of highway practice 99*. Transportation research board, Washington, D.C.
- Jeanvoine, E. et A. de Gayffier (1995). La thermique transitoire et le couplage faible thermique-mécanique dans CASTEM2000. Rapport de recherche DMT/95-134, Commissariat à l'énergie atomique, direction des réacteurs nucléaires.
- Jeknavorian, A. A. et E. F. Barry (1999). Determination of durability-enhancing admixtures in concrete by thermal desorption and pyrolysis gas chromatography-mass spectrometry. *Cement and concrete research 29*(6).
- Johansen, R. et C. H. Best (1962). Creep of concrte with and without ice in the system. *RILEM bulletin* (16), 47–57.
- Jolin, M. (1999). *Mechanisms of placement and stability of dry process shotcrete*. Ph. D. thesis, University of British Columbia, Canada.
- Kachanov, L. M. (1986). *Introduction to continuum damage mechanics*. Martinus Nijhoff Publishers.
- Kovler, K. (1995). Interdependence of creep and shrinkage for concrete under tension. *Journal of materials in civil engineering*, 96–101.
- La Borderie, C. (1991). *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de strucutres en béton*. Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan.
- Lacombe, P., D. Beaupré, et N. Pouliot (1999). Rheology and bonding characteristics of self-leveling concrete as a repair concrete. *Materials and structures 32*(222).
- Lassabatere, T. (1994). *Couplage hydromécanique en milieu poreux non saturé avec changement de phase : application au retrait de dessiccation*. Thèse de doctorat, Ecole nationale des ponts et chaussée, Paris, France.
- Lau, C. M., T. F. Fwa, et P. Paramasivam (1994). Interface shear stress in overlaid concrete pavements. *Journal of transportation engineering 120*(2).
- Laurence, O. (2001). *La fissuration due au retrait restreint dans les réparations minces en béton: apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation*. Thèse de doctorat, Université Laval, Canada, École nationale des ponts et chaussées, France.

- Le Chatelier, E. (1900). Sur les changements de volume qui accompagnent le durcissement des ciments. *Bulletin de la société pour l'encouragement de l'industrie nationale* 5^{ieme} *série*(tome 5). tiré de Acker (1987).
- Lemaître, J. et J. L. Chaboche (1985). *Mécanique des matériaux solides*. Dunod.
- Li, Z. X. et J. C. Qian (1992). A creep model for concrete with damage in axial and lateral directions. *Theorical and applied fracture mechanics 17*, 115–120.
- Lorentz, E. (1996). Modélisations opérationneles de l'endommagement. Rapport de recherche HI-74/96/012/0, Direction des études et recherches, département mécanique et modèles numériques, électricité de France.
- Lura, P., O. M. Jensen, et K. van Breugel (2003). Autogenous shrinkage in high-performance cement paste: An evaluation of basic mechanisms. *Cement and Concrete Research 33*(2), 223–232.
- Malier, Y. (Ed.) (1992). *High performance concrete. From material to structure.* E & FN Spon.
- Mangat, P. S. et M. S. Elgarf (1999). Strength and serviceability of repaired reinforced concrete beams undergoing reinforcement corrosion. *Magazine of concrete research 51*(2).
- Mangat, P. S. et M. C. Limbachiya (1997). Repair material properties for effective structural application. *Cement and concrete research 27*(4).
- Maso, J. C. (1982). *Le béton hydraulique*, Chapitre : La liaison pâte - granulats, pp. 247–259. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.
- Mazars, J. (1984). *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture de béton de structure*. Thèse de doctorat, Université Paris VI, France.
- Mehta, P. K. et P. J. M. Monteiro (1993). *Concrete: microstructure, properties and materials* (2nd ed.). The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Mindess, S. (1994). Mechanical properties of the interfacial transition zone. *ACI special publication on interface fracture and bond SP-156*. tiré de Vervuurt (1997).
- Ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer (2001). Grands agrégats économiques de la construction.
- M.T.Q. (1996). *Manuel d'entretien des structures*. Ministère des Transports du Québec.
- M.T.Q. (1997). *Cahier des charges et devis généraux*. Ministère des Transports du Québec, Les publications du Québec.
- Neville, A. M. (1996). *Properties of concrete* (4th ed.). John Wiley & Sons, Inc.
- Nounu, G. et Z.-U.-H. Chaudhary (1999). Reinforced concrete repairs in beams. *Construction and building materials 13*, 195–212.
- O'Brien, K. J., P. H. Bischoff, et T. W. Bremner (1997, may 27-30). Preliminary study of freeze-thaw effects on reinforced concrete beams under load. In *Congrès annuel de la société canadienne de génie civil*. Sherbrooke, Québec, Canada.
- Ollivier, J. P. (1981). *Contribution à l'étude de l'hydratation de la pâte de ciment portland au voisinage des granulats*. Thèse de doctorat, Université Paul Sabatier, Toulouse, France.
- Ong, K. C. G., P. Paramasivam, et M. Subramanian (1997). Cyclic behavior of steel-fiber mortar overlaid concrete beams. *Journal of materials in civil engineering 21*(Feb.).
- Parrott, L. J. (1970). Some observations on the components of creep in concrete. *Magazine of concrete research 22*(72).
- Pickett, G. (1942). The effect of change in moisture-content of the creep of concrete under a sustained load. *Journal of the american concrete institute 13*(4).
- Pijaudier-Cabot, G. (1996). *Damage based models*. Janovice - Cracow, Poland: Summer course on mechanics of concrete.

- Pijaudier-Cabot, G. et Z. P. Bažant (1987). Nonlocal damage theory. *J. of Engrg. Mech. 113*.
- Pijaudier-Cabot, G., J. Mazars, et Pulikowski (1991). Steel-concrete bond analysis with non local continuous damage. *Journal of structural engineering 117*(3).
- Pleau, R. et M. Pigeon (1996). The use of the flow length concept to assess the efficiency of air entrainment with regards to frost durability .1. description of the test method. *Cement concrete and agregates 18*(1).
- Pleau, R., M. Pigeon, J.-L. Laurencot, et R. Gagné (1996). The use of the flow length concept to assess the efficiency of air entrainment with regards to frost durability .2. experimental results. *Cement concrete and aggregates 18*(1).
- Powers, T. C. (1965). Mechanisms of shrinkage and reversible creep of hardened cement paste. In Cement et concrete association (Eds.), *The structure of concrete and its behaviour under load*, pp. 319–344. London. tiré de Guénot-Delahaie (1996).
- Powers, T. C. et T. L. Brownyard (1946-1947). Studies of the physical properties of hardened portland cement paste (9 parties). *Journal of the american concrete institute 43*. Tiré du cours «durabilité des bétons» de J. Marchand (1998), Université Laval.
- Press, W. H., S. A. Teukolsky, W. T. Vetterling, et B. P. Flannery (2001). *Numerical recipes in fortran 77 : the art of scientific computing* (2nd ed.). The Pitt Building, Trumpington street, Cambridge CB2 1RP 40 West 20th Street, New York, NY 10011-4211, USA: Press syndicate of the university of Cambridge.
- Ramtani, S. (1990). *Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral*. Thèse de doctorat, Université Paris 6, École normale supérieure de Cachan.
- Regourd, M. et E. Gautier (1980). Comportement des ciments soumis au durcissement accéléré. *Annales de l'ITBTP série béton*, 83–96.
- Reynouard, J. M. et M. Lemaire (1997). *Calcul des ouvrages de construction*, Chapitre 9 : Modélisation des ouvrages en béton armé, pp. 333–390. Hermès. sous la direction de M. Prat.
- Roberty, P. et J. Shaw (1997). Materials for the repair and protection of concrete. *Construction and building materials 11*(5-6).
- Ross, A. D. (1958). Creep of concrete under variable stress. *Journal of the american concrete institute 54*.
- Rossi, P. (1989). Description de la fissuration d'un matériau granulaire. apport du modèle stochastique. *Bulletin de liaison du laboratoire central des ponts et chaussées, spécial XV*.
- Rossi, P. et P. Acker (1988). A new approach to the basic creep and relaxation of concrete. *Cement and concrete reseach 18*(5).
- Rossi, P., N. Godart, J. L. Robert, J. P. Gervais, et D. Bruhat (1994). Investigation of basic creep of concrete by acoustic emission. *Materials and Structures 27*(173).
- Rossi, P. et X. Wu (1992). A probabilistic model for material behaviour analysis and appraisement of the concrete structures. *Magazine of concrete research 44*(161).
- Ruetz, W. (1968). A hypothesis for the creep of hardened cement paste and the influence of simultaneous shrinkage. In *The structure of concrete and its behaviour under load*, pp. 365–387. Cement and concrete association, London.
- Salençon, J. (1993). *Cours de calcul des structures anélastiques : viscoélasticité*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Sansalone, M., J.-M. Lin, et W. B. Streett (1998). Determining the depth of surface-opening cracks using impact-generated stress waves and time-of-flight techniques. *ACI materials journal 95*(2).

- Saouridis, C. (1988). *Identification et numérisation objective des comportements adoucissants : une approche multi-échelle de l'endomagement du béton.* Thèse de doctorat, Université Paris VI, Paris, France.
- Saucier, F. (1990). *La durabilité de l'adhérence des réparations en béton.* Ph. D. thesis, Université Laval, Québec, Canada.
- Saucier, F., M. Pigeon, et M. Cameron (1991). Air-void stability, part v: temperature, general analysisand performance index. *ACI materials journal 88*(1).
- Scrivener, K. (1989). The microstructure of concrete. In *Materials science of concrete*, pp. 127–161.
- Scrivener, K. L. et P. L. Pratt (1987). Pore structure and materials properties, vol. pp. 61–68. Chapman & Hall, London.
- Shoya, M., S. Sugita, et T. Sugawara (1990). Admixtures for concrete : improvement of properties. In E. Vasquez (Ed.), *Proceedings of the international Rilem symposium*, pp. 484. Chapman and Hall, London, Barcelona. Tiré de Jeknavorian et Barry (1999).
- Sicard, V., J.-F. Cubaynes, et G. Pons (1996). Modélisation des déformations différées des bétons à hautes performances: relation entre le retrait et le fluage. *Materials and structures 29*(190).
- Silfwerbrand, J. (1990). Improving concrete bond in repaired bridge decks. *Concrete international 12*(9).
- Silfwerbrand, J. et J. Paulsson (1998). Better bonding of bridge deck overlays. *Concrete International* (Octobre).
- Skalny, J. et J. S. Pierce (1998, 5-6 octobre). Sulfate attack issues. In *Quebec seminar on sulfate attack mechanisms.* Québec, Canada.
- Soroka, I. (1993). *Concrete in hot environnements.* E & FN SPON. tiré de Bernard (2000).
- Talbot, C., M. Pigeon, D. Beaupré, et D. R. Morgan (1994). Influence of surface preparation on long-term bonding of shotcrete. *ACI material journal* (Nov.-Dec.).
- Terrien, M. (1980). Émission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction. *Bulletin de liaison des ponts et chaussées 105*, 65–72.
- Thelandersson, S., A. Martensson, et O. Dahlblom (1988). Tension softening and cracking in drying concrete. *Materials and structures 21.*
- Therrien, J. (2001). étude de l'évolution des propriétés de transfert hygrométrique d'un mortier au jeune âge. Mémoire de maîtrise (M.Sc.), Université Laval, Québec, Canada.
- Torrenti, J.-M. (1992). La résistance du béton au très jeune âge. *Bullerin de liaison du laboratoire des ponts et chaussées* (179), 31–41.
- Troxell, G. E., J. M. Raphael, et R. E. Davis (1958). Long-time creep and shrinkage tests of plain concrete and reinforced concrete. *Proc. ASTM 58*, 1101–1120.
- Ulm, F.-J. (1999). Couplages thermochémomécanique dans les bétons :un premier bilan. Mémoire d'habilitation à diriger des recherches, Université de Marne la Vallée. Rapport provisoire.
- Ulm, F. J. et P. Acker (1997). Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussees, Special XX*, 73–82.
- US Department of commerce (2000). 1997 economic census, construction. Economics and statistics administration, US Census Bureau.
- van Breugel, K. (1991). *Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials.* Ph. D. thesis, Delft University. tiré de Guénot-Delahaie (1996).
- van Mier, J. G. M. (1991). Mode I fracture of concrete : discontinuous crack growth and crack interface grain bridging. *Cement and concrete research 21*, 1–15.

- van Mier, J. G. M. (1997). *Fracture processes of concrete: assessment of material parameters for fracture models.* CRC Press.
- Verbeck, G. J. et R. A. Helmuth (1968). Structures and physical properties of cement paste. In *Proceding of 5th international symposium on the chemistry of cement, vol.*, pp. 1–32. Tokyo. tiré de Neville (1996).
- Vervuurt, A. (1997). *Interface fracture in concrete.* Ph. D. thesis, Faculty of civil engineering, Delft University of technonlogy, The Netherlands.
- Wall, J. S. et N. G. Shrive (1988). Factors affecting bond between new and old concrete. *ACI materials journal March-April.*
- Ward, M. A. et D. J. Cook (1969). The mecanism of tensile creep in concrete. *Magazine of concrete research 21*(69).
- Witasse, R. (2000). *Contribution à la compréhension du comportement d'une coque d'aéro-réfrigérant vieilli : définition d'un état initial, influence des effets différés sous sollicitations hydro-mécaniques.* Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Lyon.
- Wittmann, F. H. (1968). Surface tension, shrinkage and strength of hardened cement paste. *Materials and structures Nov.-Dec.*(6).
- Wittmann, F. H. (1982). Creep and shrinkage mechanisms. In Z. P. Bažant et F. H. Wittmann (Eds.), *Creep and shrinkage in concrete structures*, pp. 129–161. John Wiley & sons Ltd.
- Yuan, Y.-S. et M. Marosszeḱy (1994). Restrained shrinkage in repaired reinforced concrete elements. *Materials and structures 27.*
- Zuber, B. (2003). *Vers une modélisation du comportement des matériaux cimentaires exposés au gel.* Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan (France) et Université Laval (Québec, Canada).

Annexes

Annexe A

Caractéristiques des bétons du substrat

Tab. A.1 – *Caractéristiques visées du béton prêt à l'emploi*

E/C	Air (%)	f_c (MPa)
0,4	5 à 8	35

Tab. A.2 – *Caractéristiques du béton frais*

Coulée n°	Température (°C)	Slump (mm)	Air (%)	Masse volumique (KG/m3)
1	-	110	4,3	2365
2	24	80	4,6	-
3	23,5	115	6	2298
4	19	90	4,5	-
5	21,5	120	5	2355
6	23,5	110	5,6	2298

Tab. A.3 – *Résistance en compression à 28 jours*

Coulée n°	f_c (MPa)
1	40,3
2	46,7
3	42,0
4	44,8
5	40,7
6	35,3

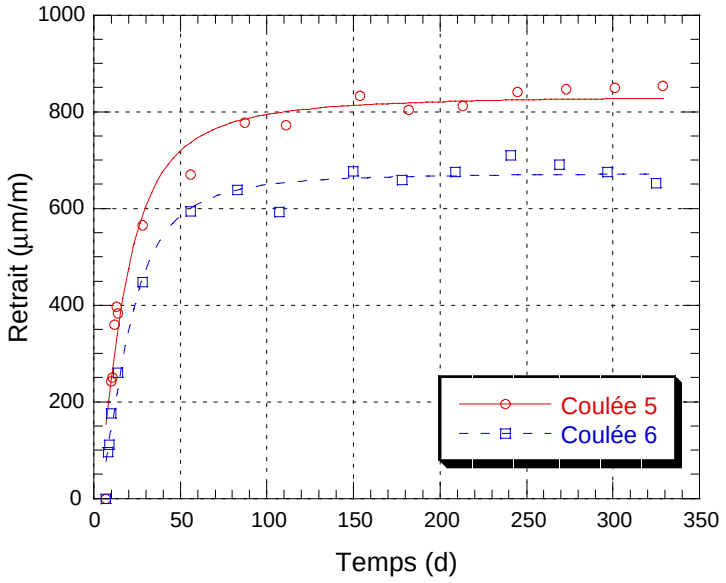


FIG. A.1 – *Retrait de séchage du béton constituant initialement les poutres*

Annexe B

Vérification de l'hypothèse de la méthode de détermination des profils de teneur en eau

Dans le chapitre 4, une hypothèse importante est faite pour calculer les profils de teneur en eau : la teneur en humidité à une profondeur donnée est indépendante de l'épaisseur totale de l'éprouvette. Un calcul par différences finies est effectué ici afin de confirmer cette hypothèse. Nous nous plaçons dans le cas d'une équation de diffusion classique à une dimension.

$$k\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}D(u)\frac{\partial u}{\partial x}$$

La schéma explicite employé est alors le suivant :

$$k\frac{u_j^{n+1} - u_j^n}{\Delta t} = \frac{D_{j+1/2}(u_{j+1}^n - u_j^n) - D_{j-1/2}(u_j^n - u_{j-1}^n)}{(\Delta x)^2}$$

avec $D_{j+1/2} = \frac{1}{2}\left[D(u_{j+1}^n) + D(u_j^n)\right]$ et $D_{j-1/2} = \frac{1}{2}\left[D(u_j^n) + D(u_{j-1}^n)\right]$

Deux cas peuvent être abordés : le coefficient de diffusion D est constant ; le coefficient de diffusion dépend de u. Dans le premier cas nous avons évidemment $D_{j+1/2} = D_{j-1/2} = D$. Les conditions limites sont $u = 0{,}5$ à droite et $\partial u/\partial x = 0$ à gauche. Le calcul est alors effectué pour des longueurs de 100, 80, 60, 40 et 20 pour le deux cas. Les résultats sont présentés aux figures B.1 et B.2 pour un nombre arbitraire d'itérations.

Dans le cas du coefficient de diffusion constant, nous constatons que les profils sont très dépendants de la longueur totale prise en compte. L'hypothèse n'est donc pas valable dans ce cas.

Dans le cas du coefficient de diffusion non constant, nous avons pris $D(u)$ sous la forme suivante (Bažant et Najjar, 1972) :

$$D(u) = D_0\left(\alpha_0 + \frac{1-\alpha_0}{1+\left(\frac{1-u}{1-u_c}\right)^n}\right) \text{ avec } \alpha_0 = 0{,}075\,;\ u_c = 0{,}9 \text{ et } n = 15$$

Avec cette expression de D, la diffusion est « rapide » pour des valeurs de u supérieures à 0,9 et « lente » pour des valeurs inférieures (le coefficient de diffusion est divisé par plus de 10). Nous voyons alors que dans les couches supérieures le profil dépend peu de la longueur totale prise en compte. La courbe noire sur les deux figures montre le profil obtenu selon la méthode

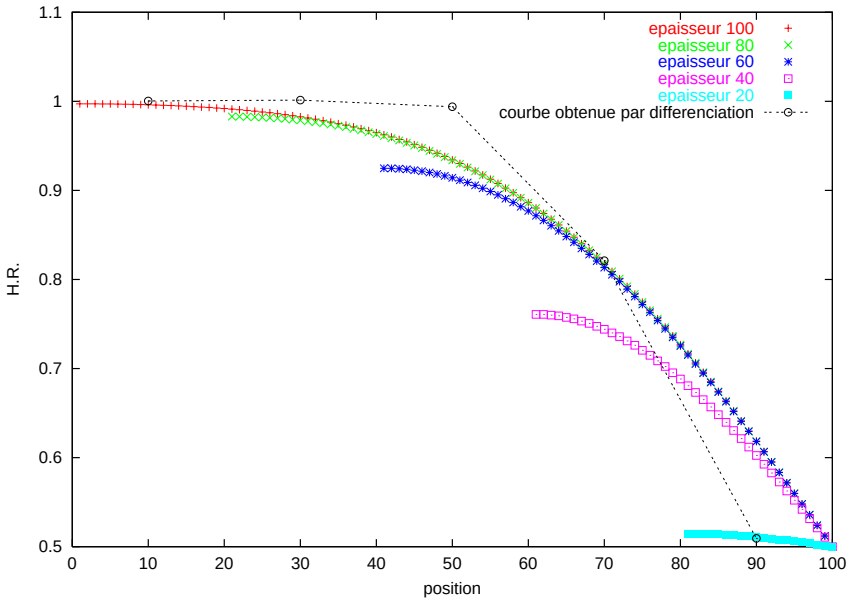


FIG. B.1 – *Profil d'humidité dans les prismes de différentes épaisseurs pour un coefficient de diffusion constant*

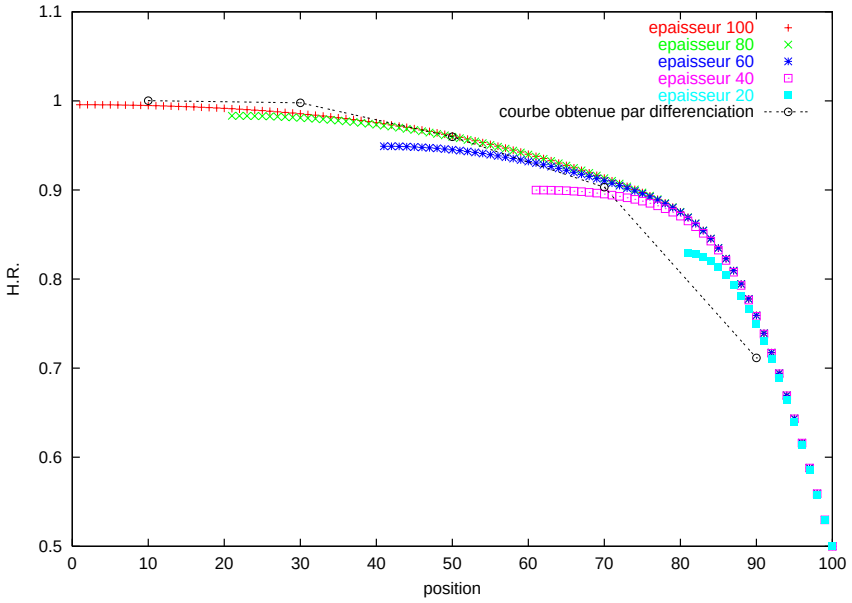


FIG. B.2 – *Profil d'humidité dans les prismes de différentes épaisseurs pour un coefficient de diffusion non constant*

décrite dans le paragraphe 4.6. Nous voyons donc sur la figure B.2 que l'hypothèse est valable et que la méthode donne de bons résultats.

Annexe C

Conditions de température et d'humidité dans le laboratoire

La partie du laboratoire où les poutres réparées sont conservées n'est pas de contrôlée en température ou en humidité. Les figures suivantes donnent l'évolution de la température et de l'humidité au cours du temps. Sur ces graphiques sont représentée les valeurs brutes acquises à l'aide de petit « data logger », ainsi que le signal filtré par l'intermédiaire d'une transformé de Fourrier où l'on a conservé uniquement les fréquences « significatives ». Les différentes variations correspondent aux modifications saisonnières (période de l'ordre de l'année), aux périodes d'ouverture et de fermeture du hall, etc.

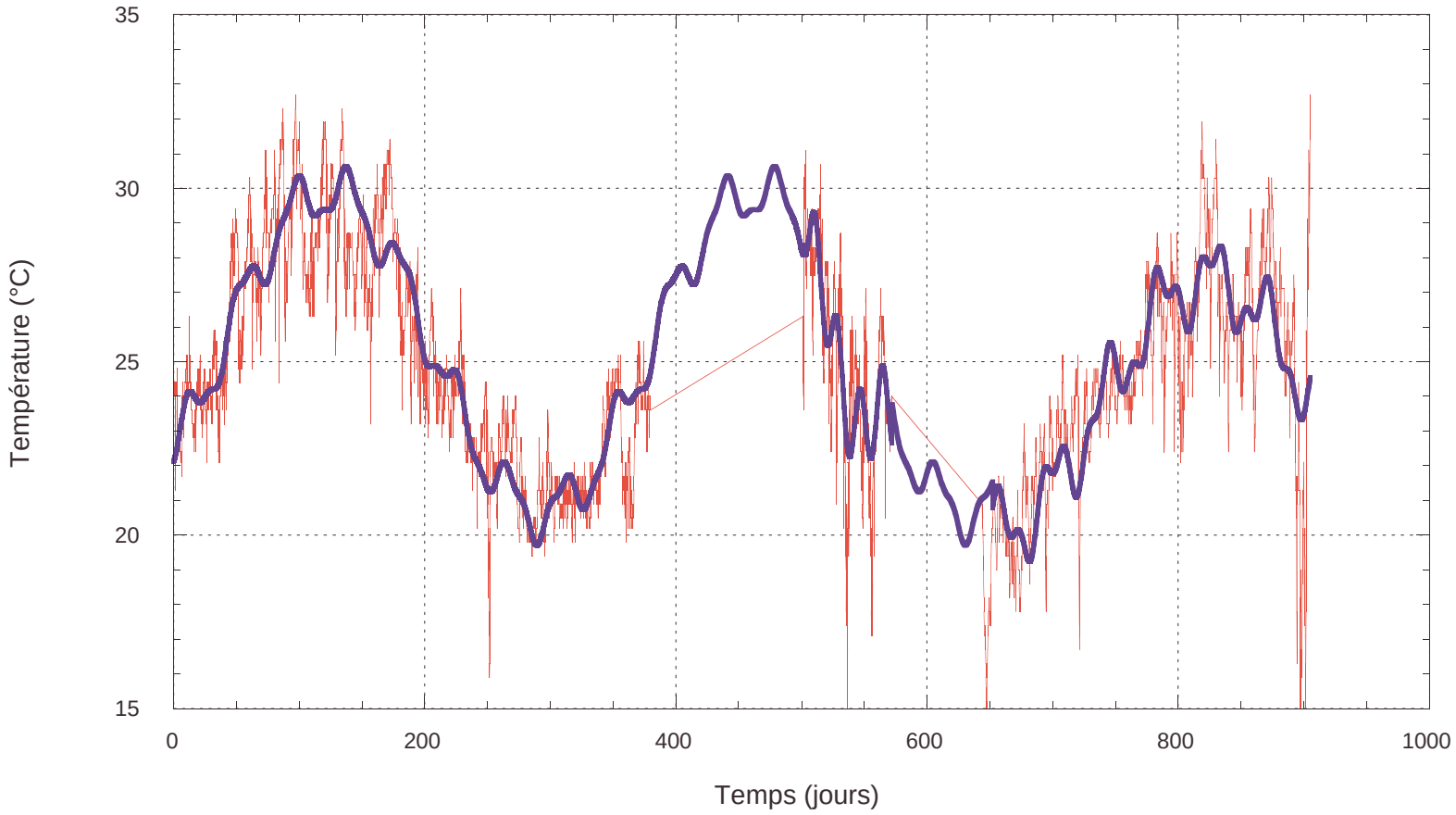


FIG. C.1 – *Conditions de température dans le laboratoire*

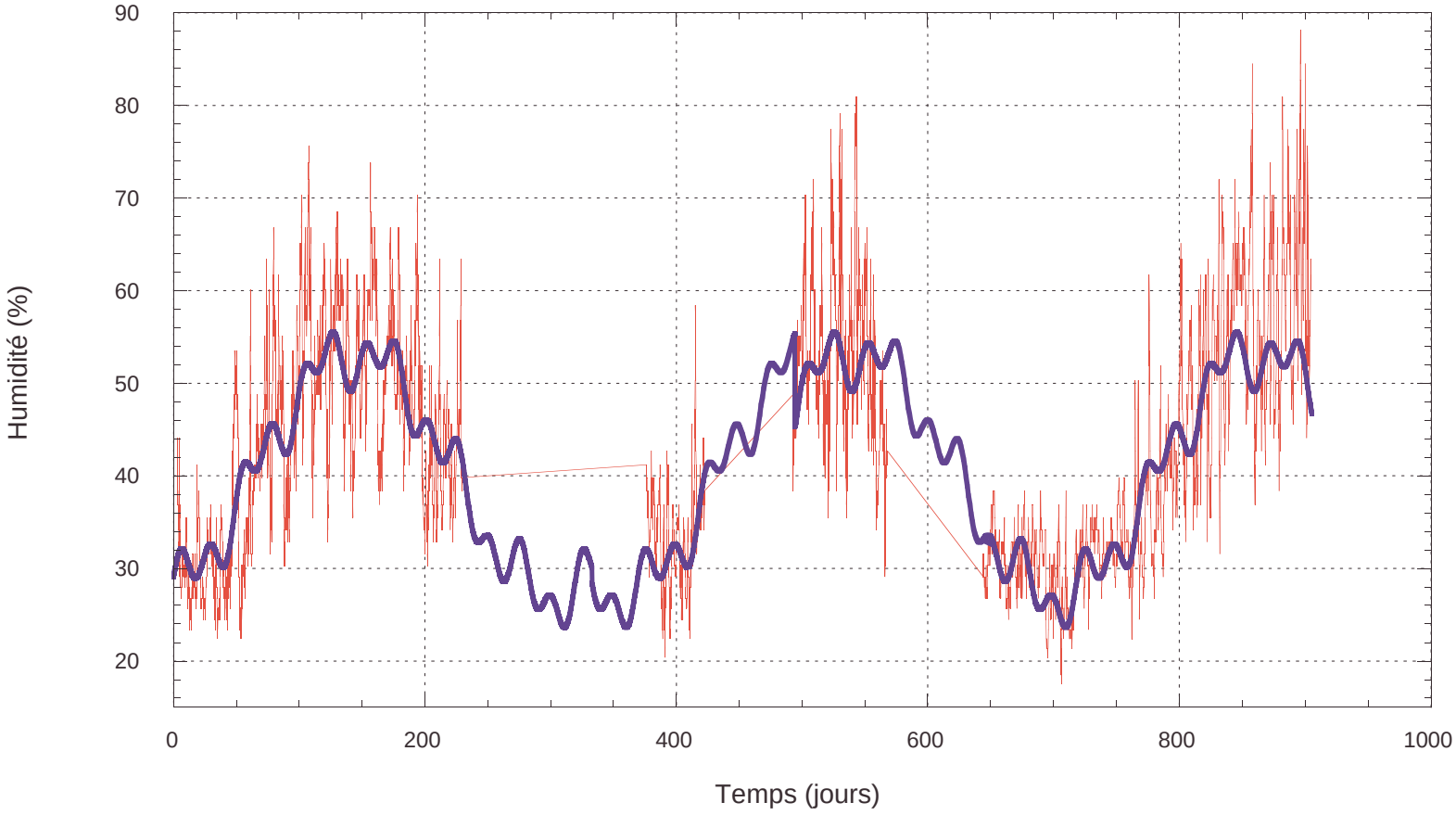


FIG. C.2 – *Conditions d'humidité dans le laboratoire*

Annexe D

LVDT

Nous présentons dans cette annexe les mesures effectuées, sur la sections des poutres soumises à de la flexion, à l'aide de capteurs de déplacement à induction (Linear Variable Differential Transformer). Le détails de la procédure expérimentale est donnée au paragraphe 5.5.

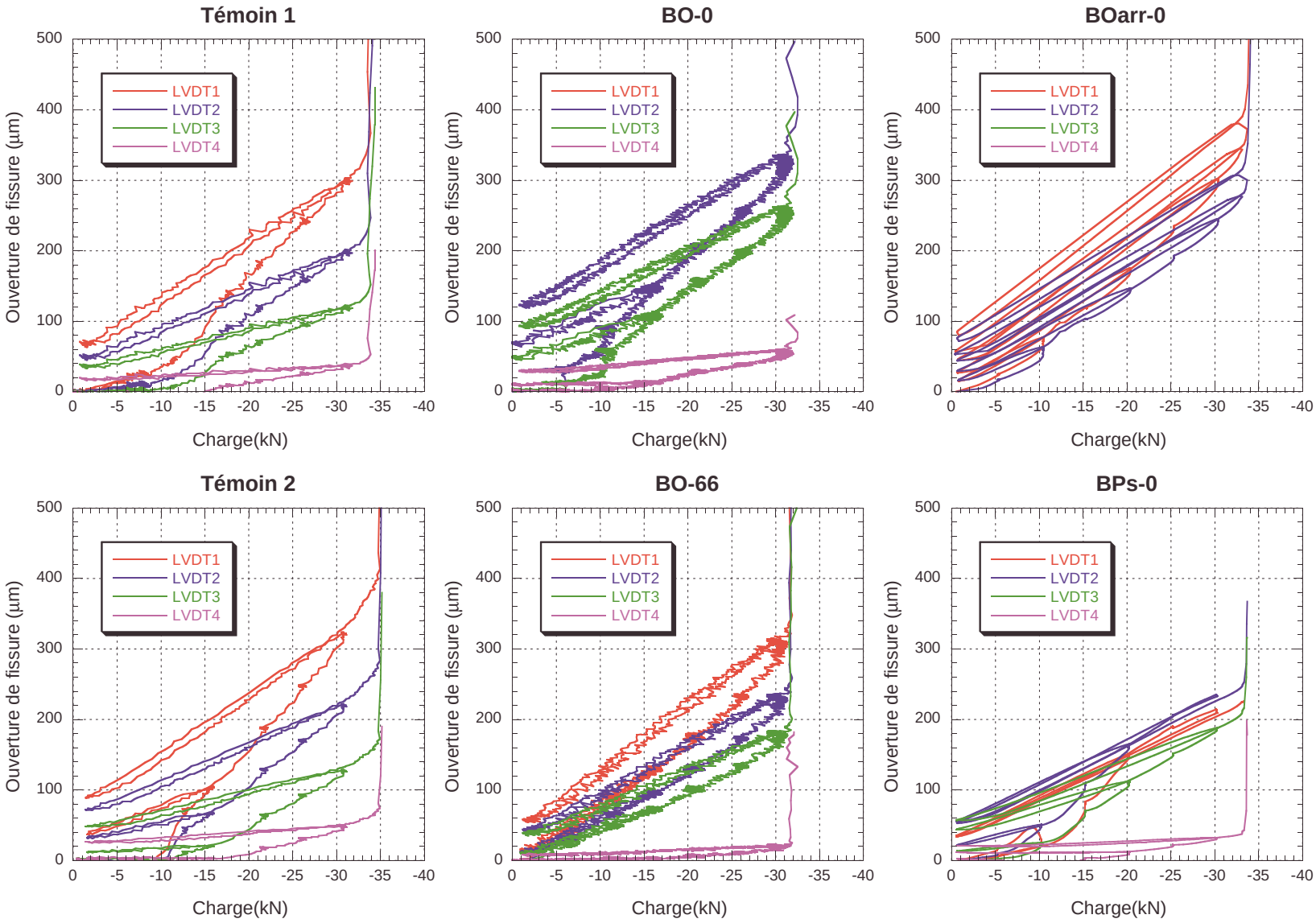


FIG. D.1 – *Mesures effectuées avec les LVDT*

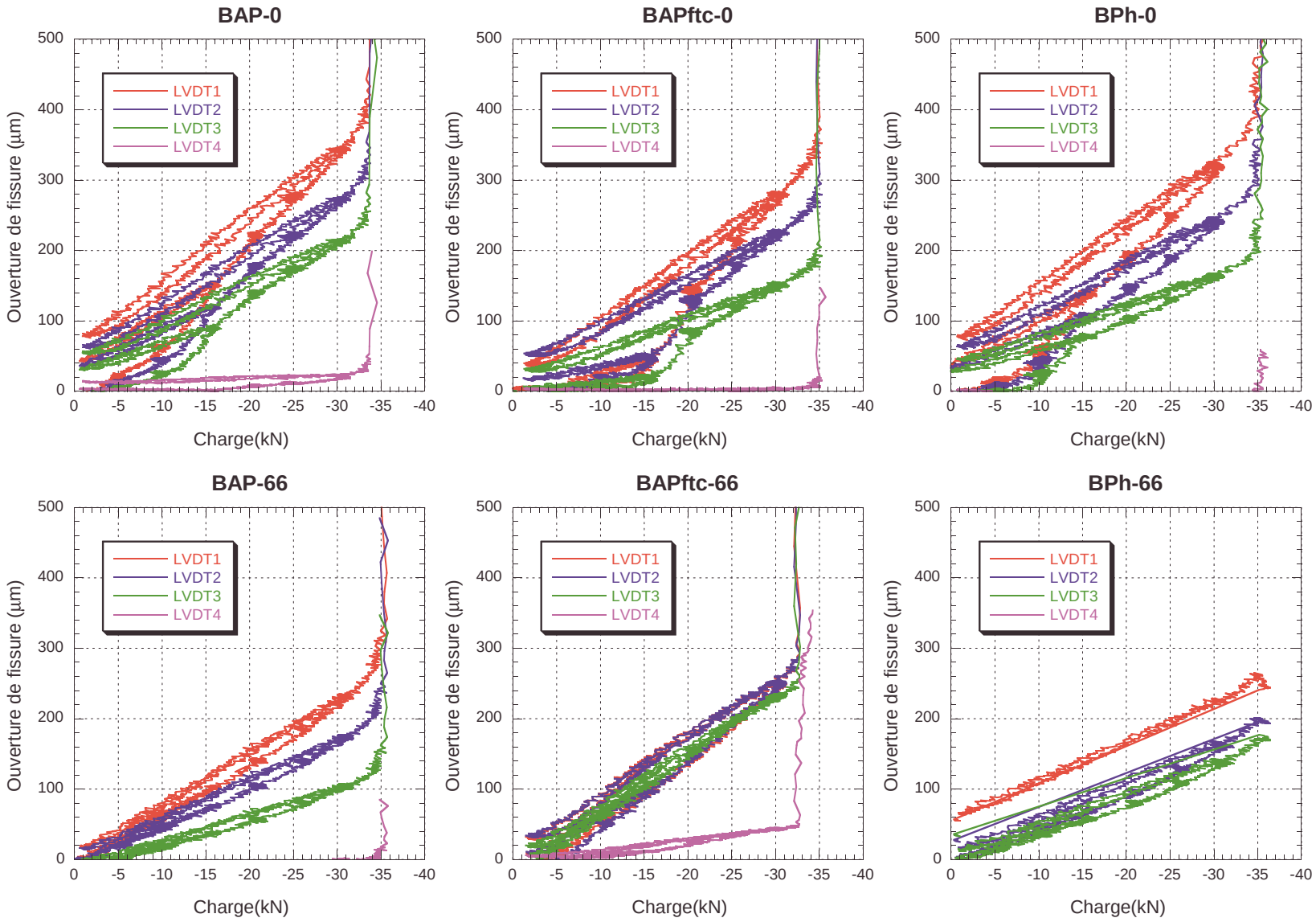


FIG. D.2 – *Mesures effectuées avec les LVDT*

Annexe E

Faciès de fissuration

Cette annexe contient les faciès de fissuration obtenus pour les réparations dans les trois cas de chargement : séchage seul, séchage et chargement mécanique à 33% de la charge ultime théorique et enfin séchage et chargement mécanique à 66% de la charge ultime théorique.

Il faut tout d'abord noter que dans le cas du séchage seul, les réparations effectuées avec le BO et le BOarr n'ont pas présenté de fissuration visible avec une loupe de grossissement 20×. Pour le BPs la fissuration observée dans le cas du séchage seul est très faible (3 à 4 fissures avec une ouverture inférieure à $15\mu m$). Dans la suite, seuls les faciès de fissuration pour les réparations effectuées avec le BAP, le BAPftc, et le BPh sont présentés.

Pour les cas avec chargement mécanique, seules les réparations effectuées avec le BO, le BAP, le BAPftc, et le BPh ont été étudiées.

Dans les figures suivantes, nous donnons l'ouverture moyenne (5 points de mesure sur la longueur de la fissure) de chaque fissure en fonction de sa position sur l'axe longitudinal de la réparation. L'origine de cet axe est située au droit d'un des points d'application des charges (figure E.1). Ainsi les fissures situées entre 0 et 1300 mm apparaissent dans la zone de moment constant tandis les fissures en dehors de cet intervalle sont crées dans les zones de moment linéaire croissant et décroissant. Dans le cas du séchage seul, bien qu'il n'y ait pas de chargement, nous avons conservé ce repérage.

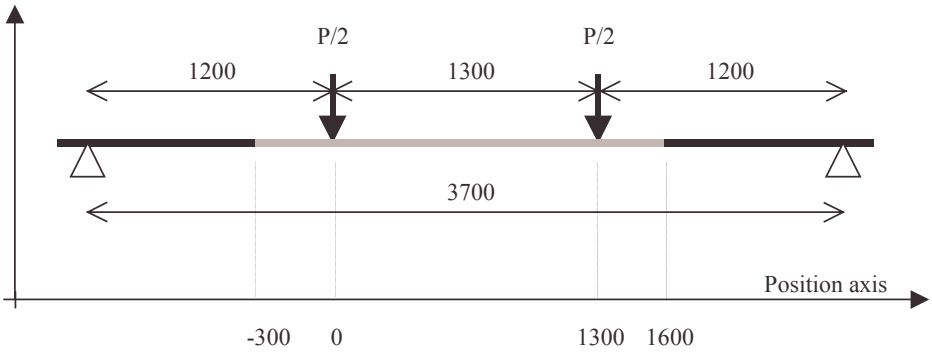


FIG. E.1 – *Chargement 4 points des réparations et définition de l'axe de repérage de la position des fissures*

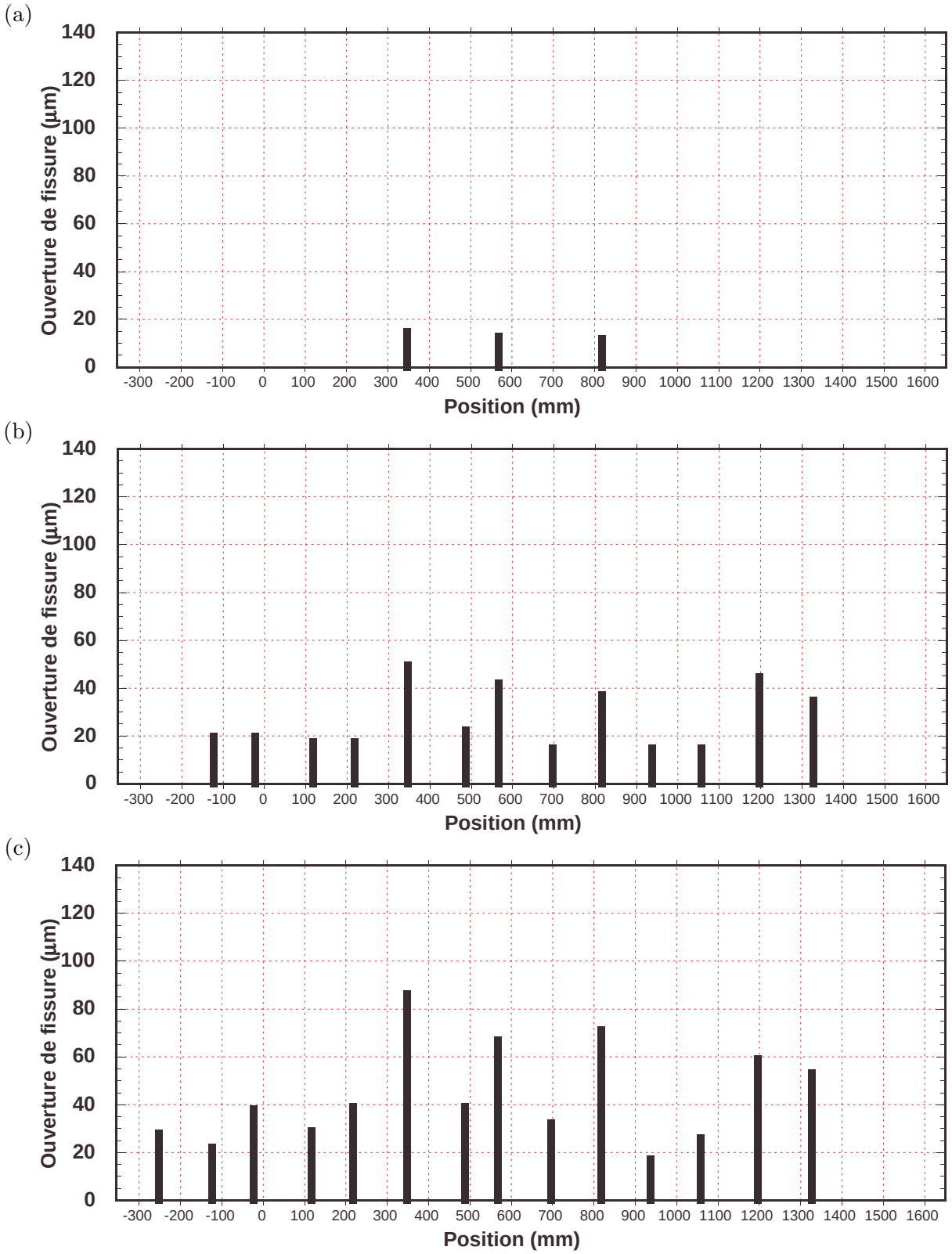


FIG. E.2 – *Faciès de fissuration pour une réparation en BAP pour un temps de séchage de 7 jours (a), 2 mois (b) et 4 mois (c)*

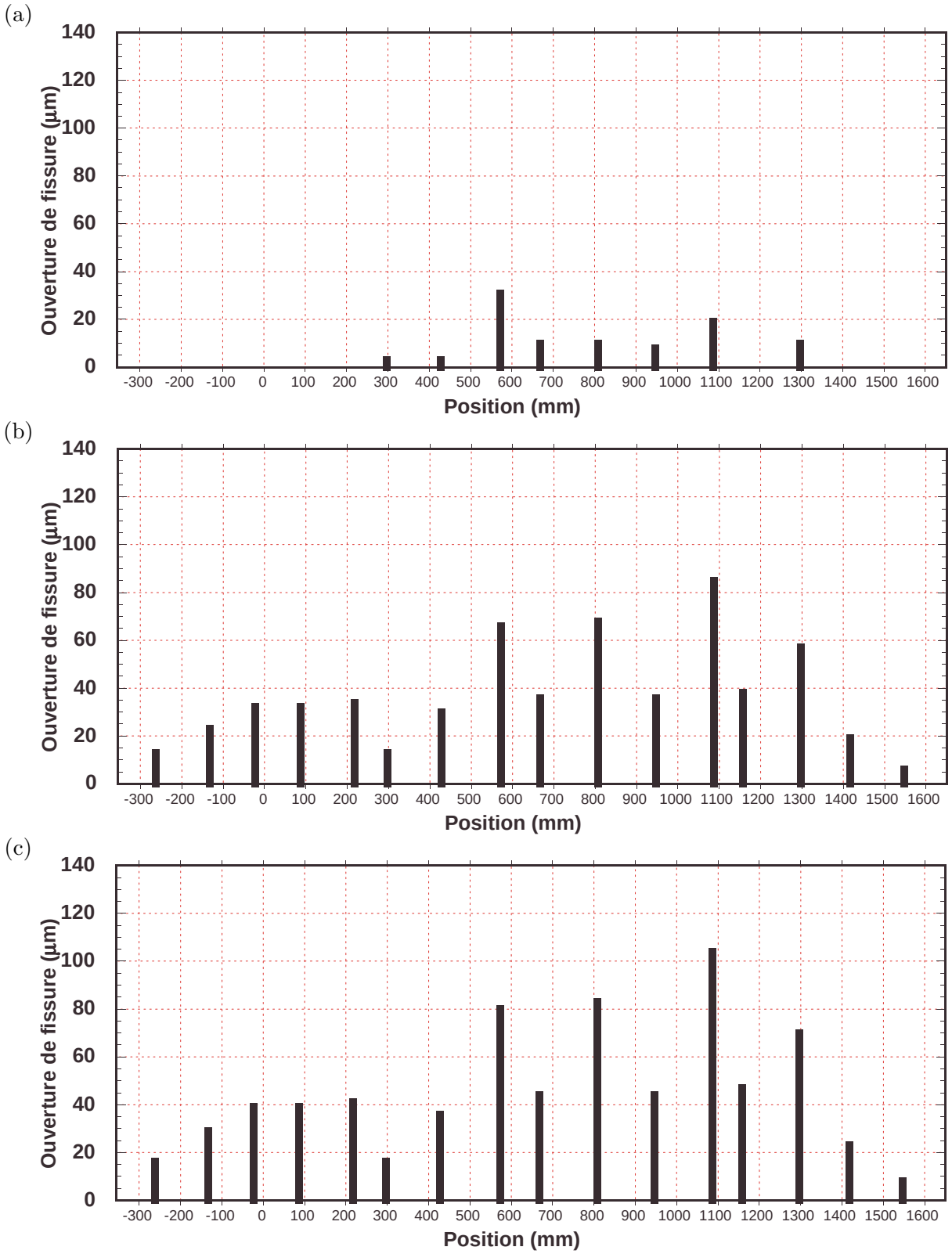


FIG. E.3 – *Faciès de fissuration pour une réparation en BAPftc pour un temps de séchage de 7 jours (a), 2 mois (b) et 4 mois (c)*

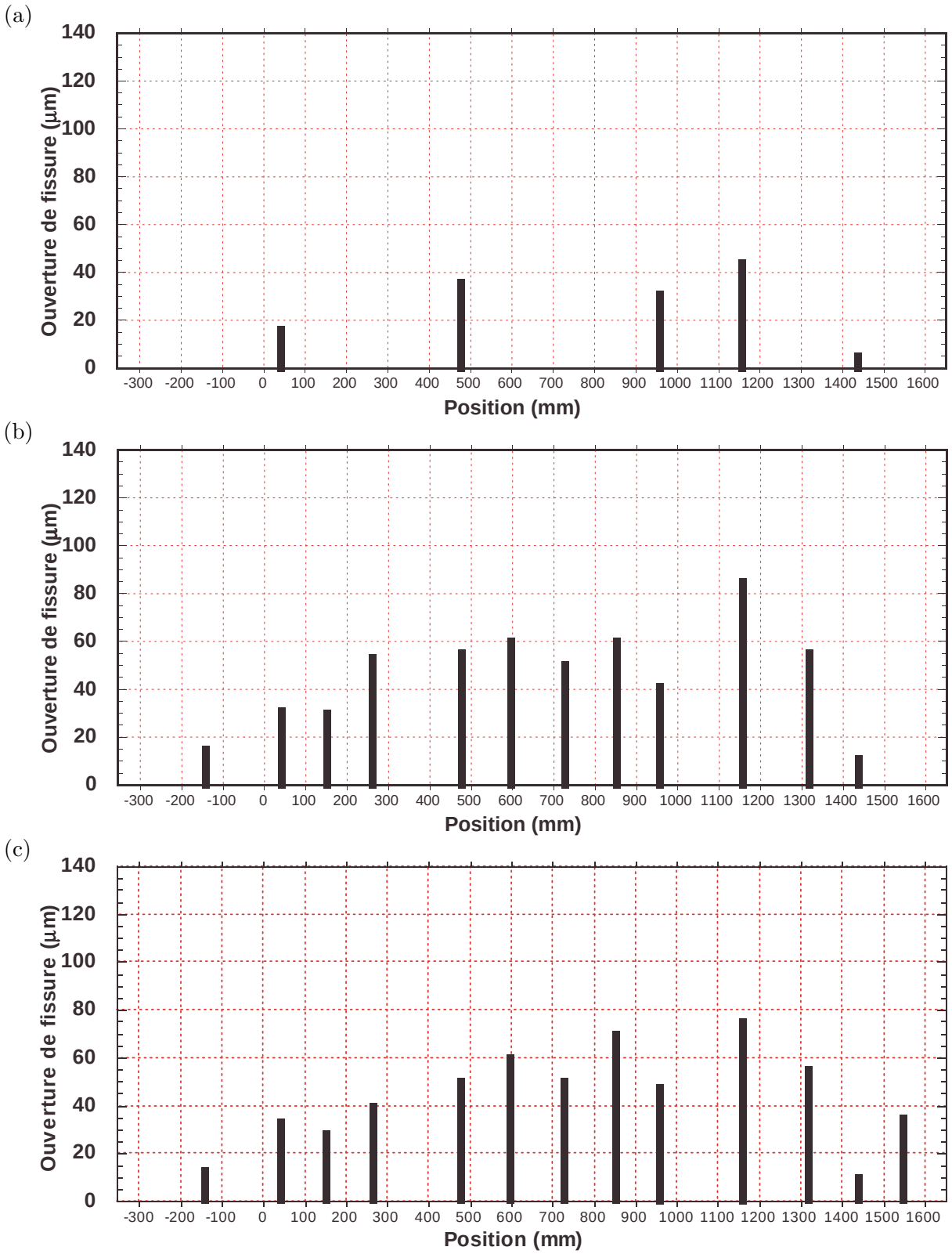


FIG. E.4 – *Faciès de fissuration pour une réparation en BPh pour un temps de séchage de 7 jours (a), 2 mois (b) et 4 mois (c)*

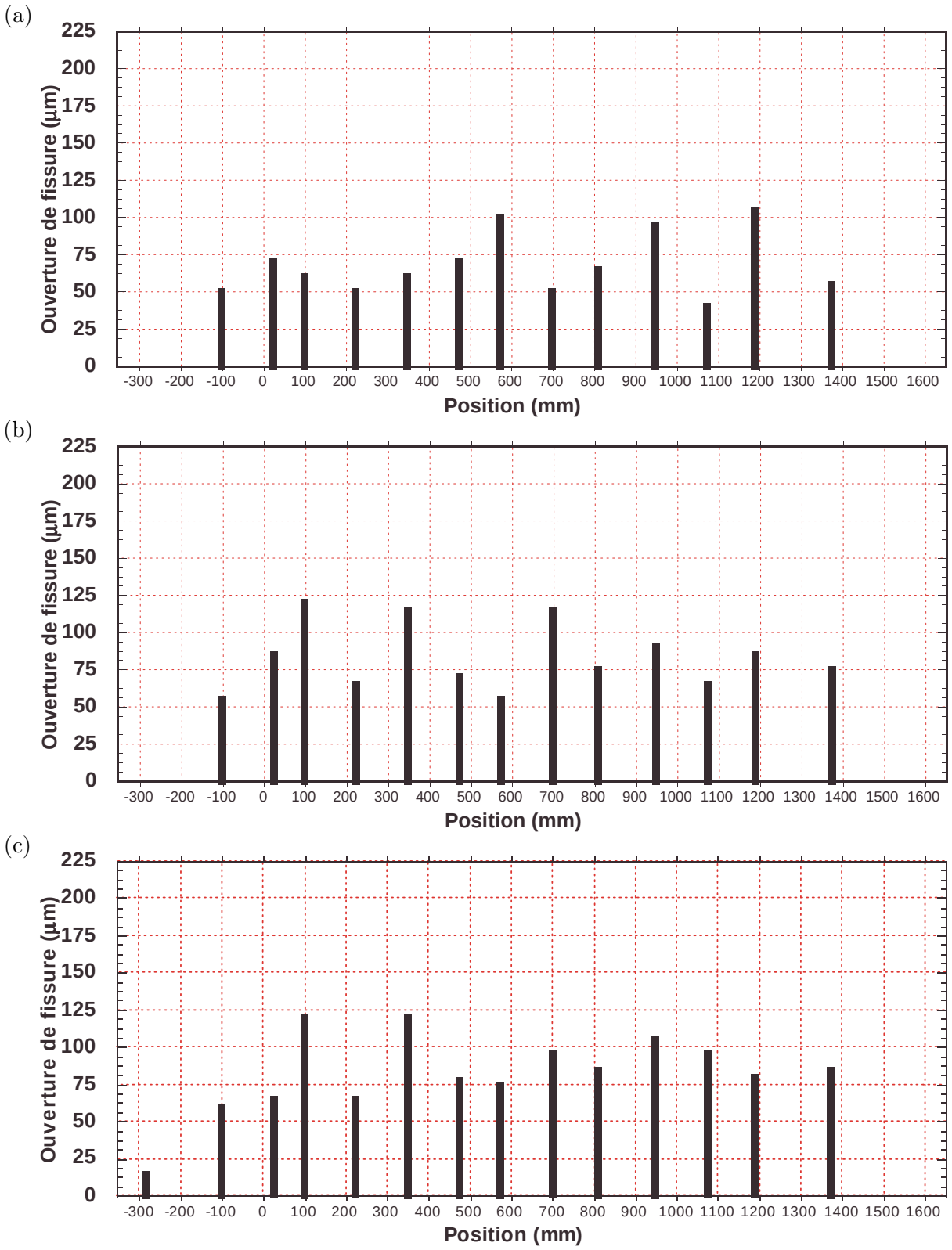


FIG. E.5 – *Faciès de fissuration pour une réparation en BO chargée à 10 kN à la fin du chargement (a) , après 2 mois (b) et après 4 mois (c)*

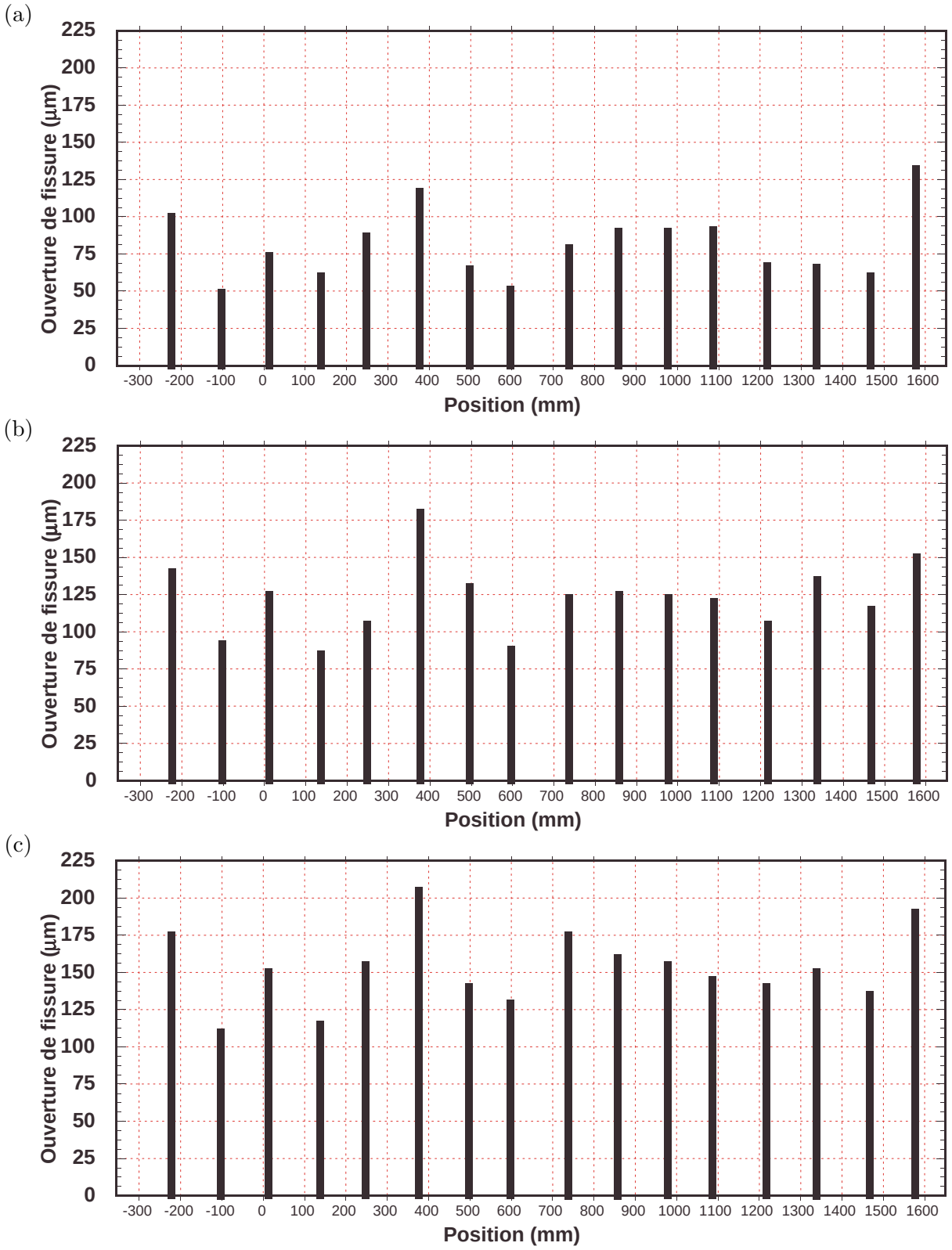


FIG. E.6 – *Faciès de fissuration pour une réparation en BAP chargée à 10 kN à la fin du chargement (a) , après 3 mois (b) et après 6 mois (c)*

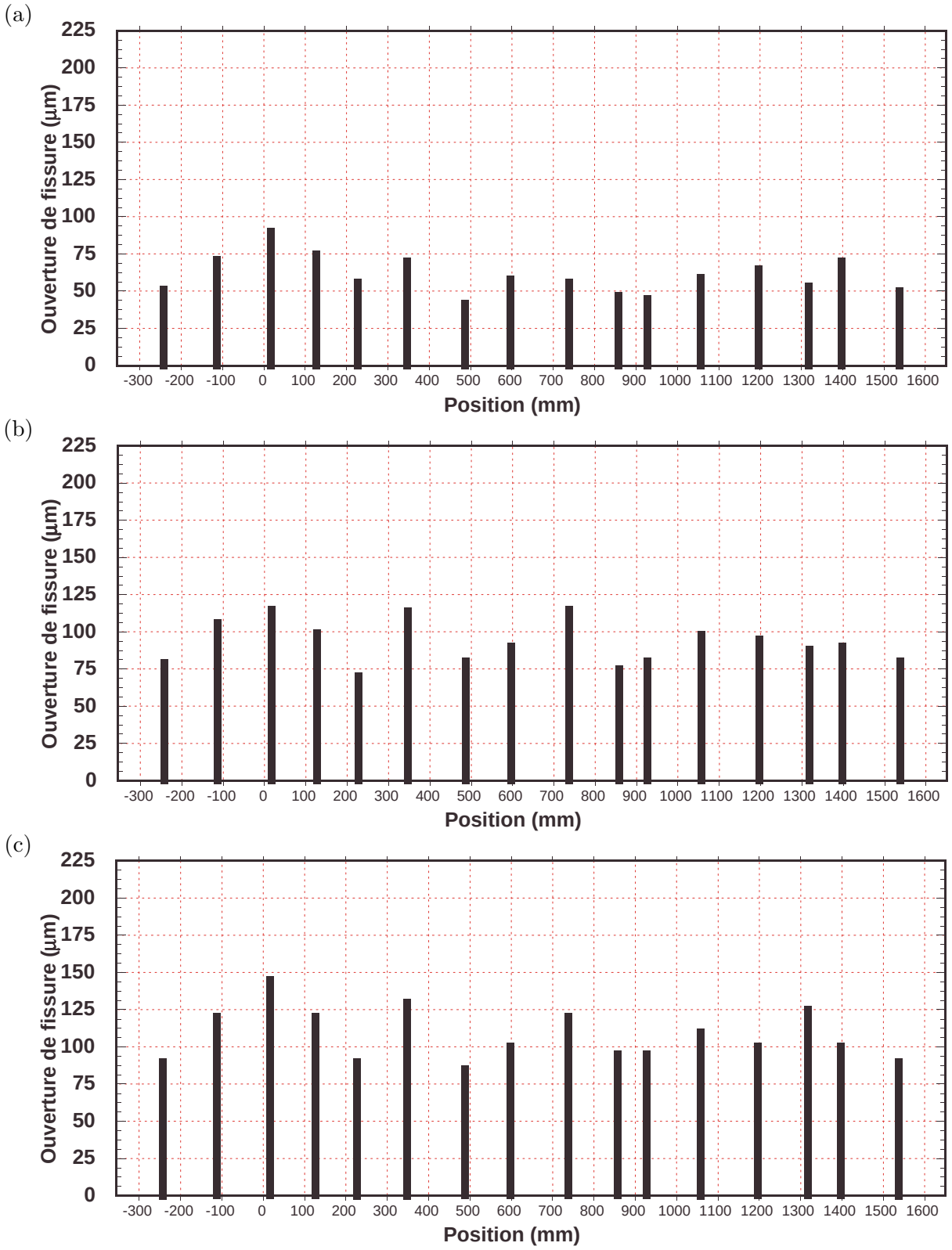


FIG. E.7 – *Faciès de fissuration pour une réparation en* BAPftc *chargée à* 10 *kN à la fin du chargement (a) , après 3 mois (b) et après 6 mois (c)*

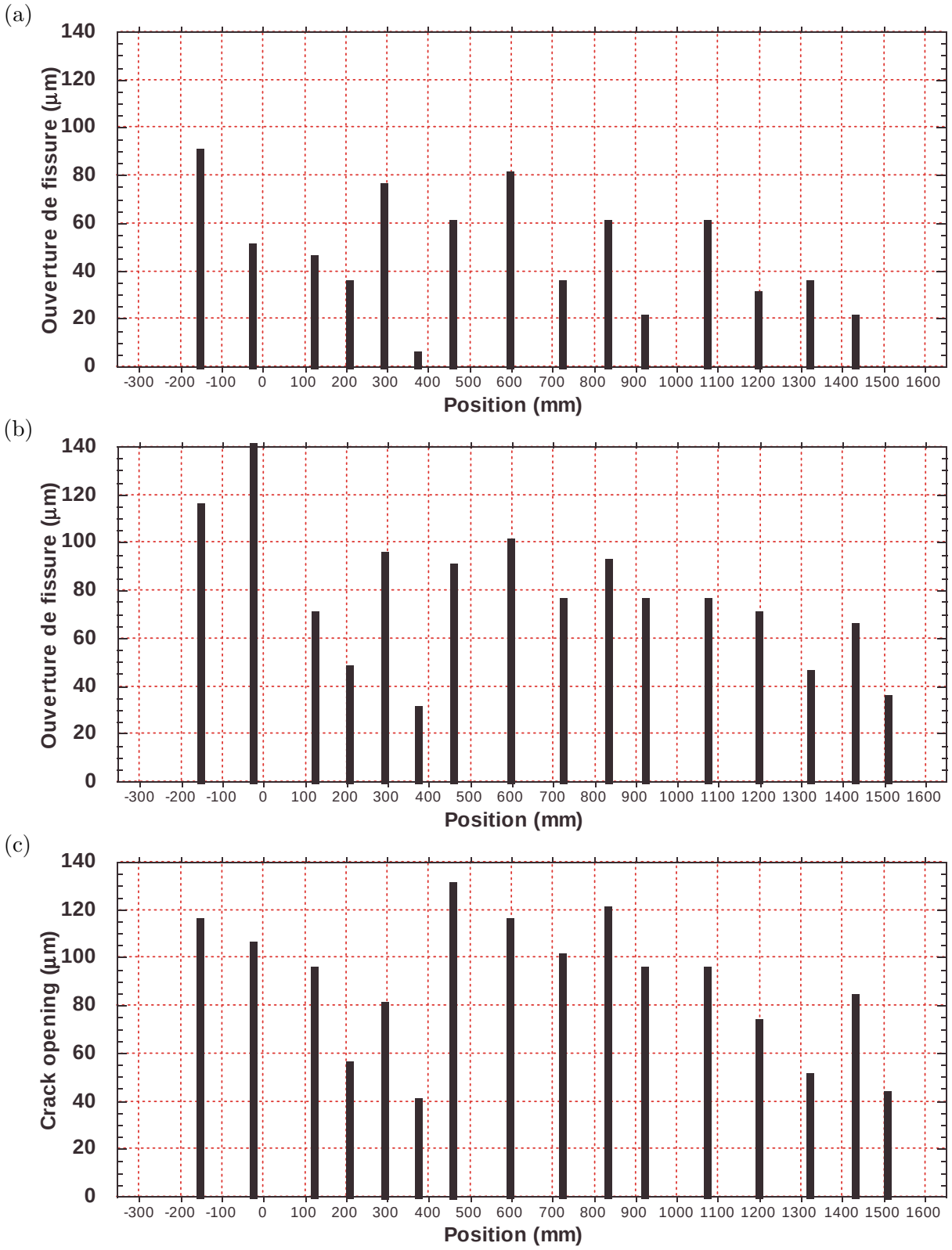


FIG. E.8 – *Faciès de fissuration pour une réparation en BPh chargée à 10 kN à la fin du chargement (a) , après 2 mois (b) et après 4 mois (c)*

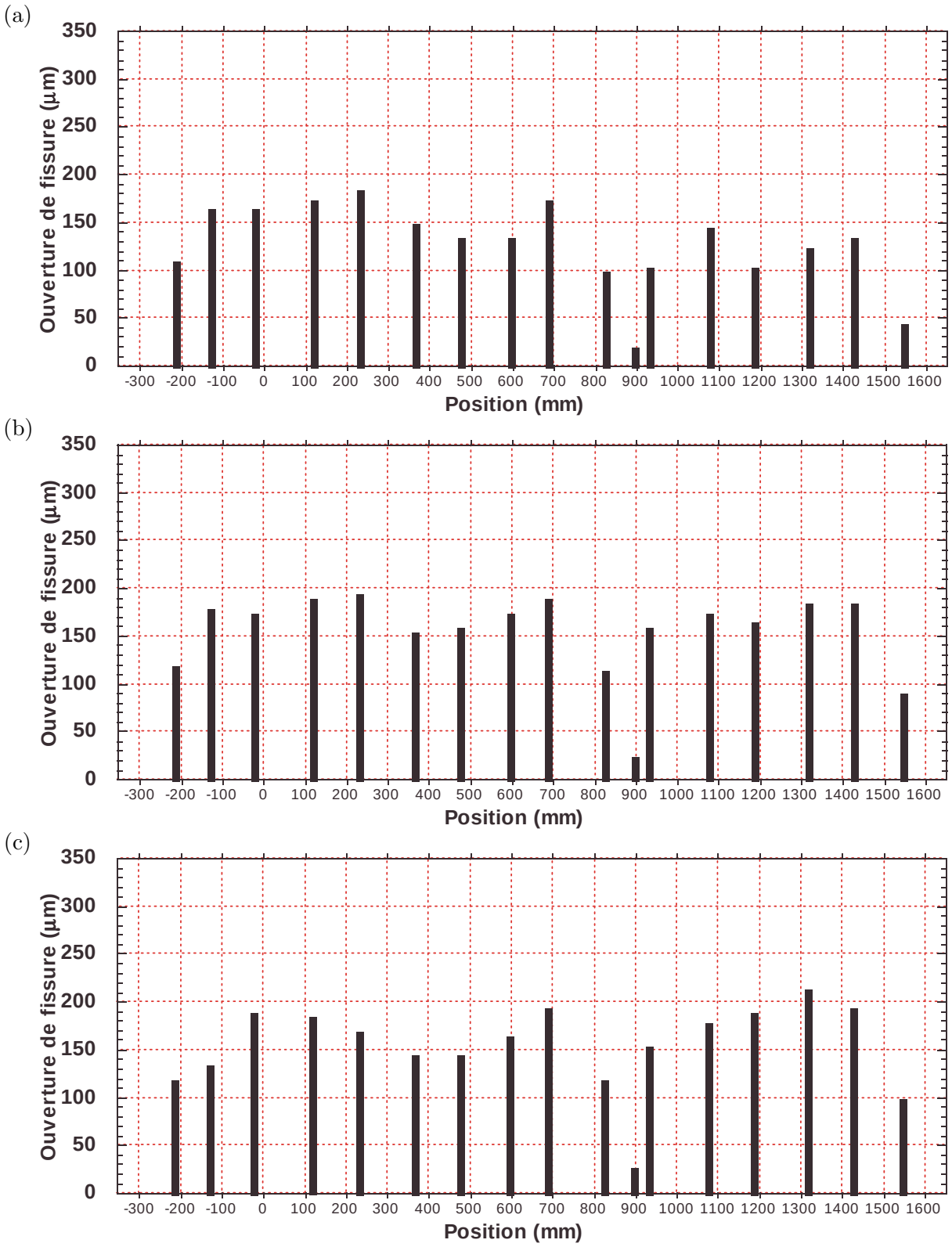


FIG. E.9 – *Faciès de fissuration pour une réparation en BO chargée à 20 kN à la fin du chargement (a) , après 1,5 mois (b) et après 3 mois (c)*

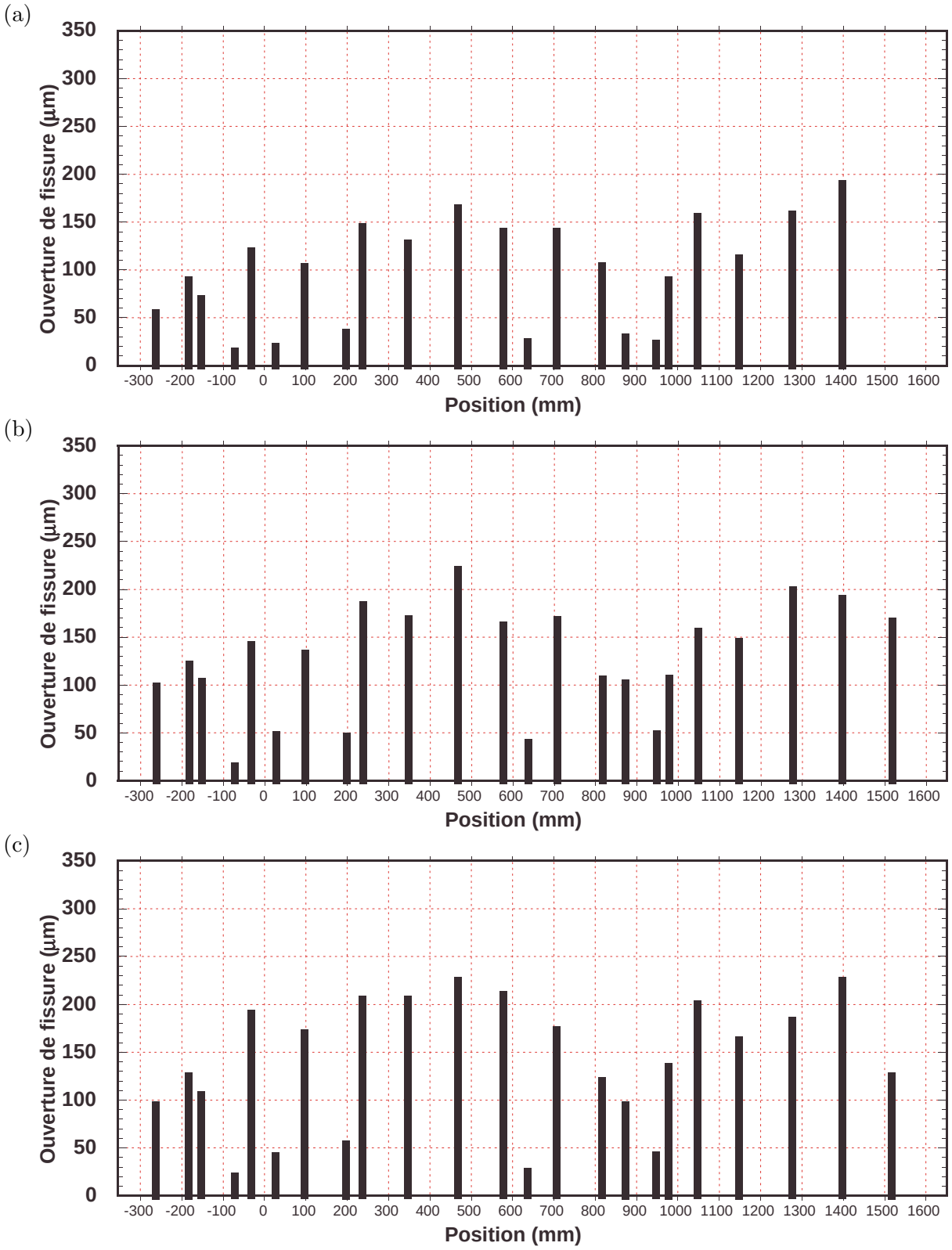


FIG. E.10 – *Faciès de fissuration pour une réparation en BAP chargée à 20 kN à la fin du chargement (a) , après 3 mois (b) et après 6 mois (c)*

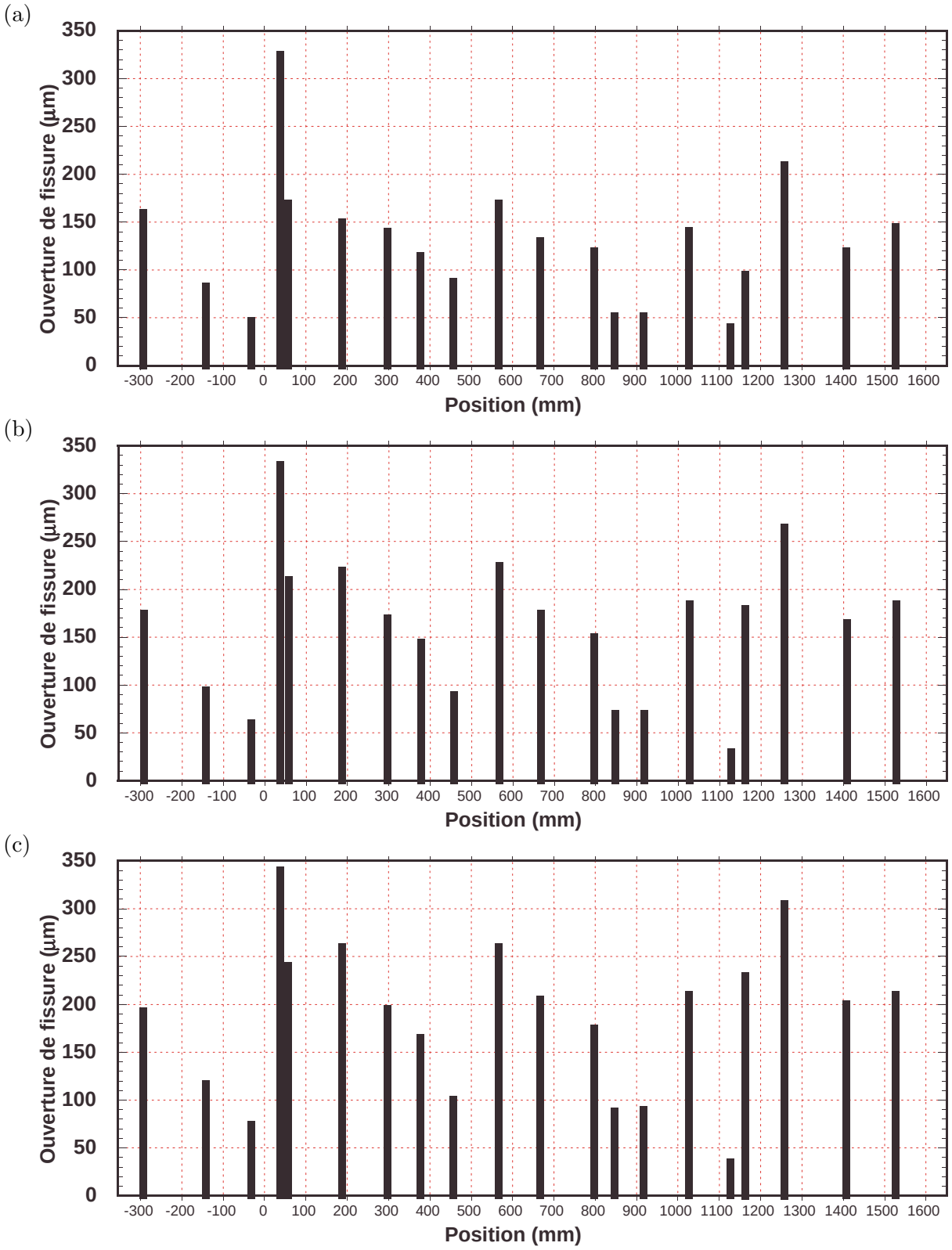


FIG. E.11 – *Faciès de fissuration pour une réparation en BAPftc chargée à 20 kN à la fin du chargement (a) , après 3 mois (b) et après 6 mois (c)*

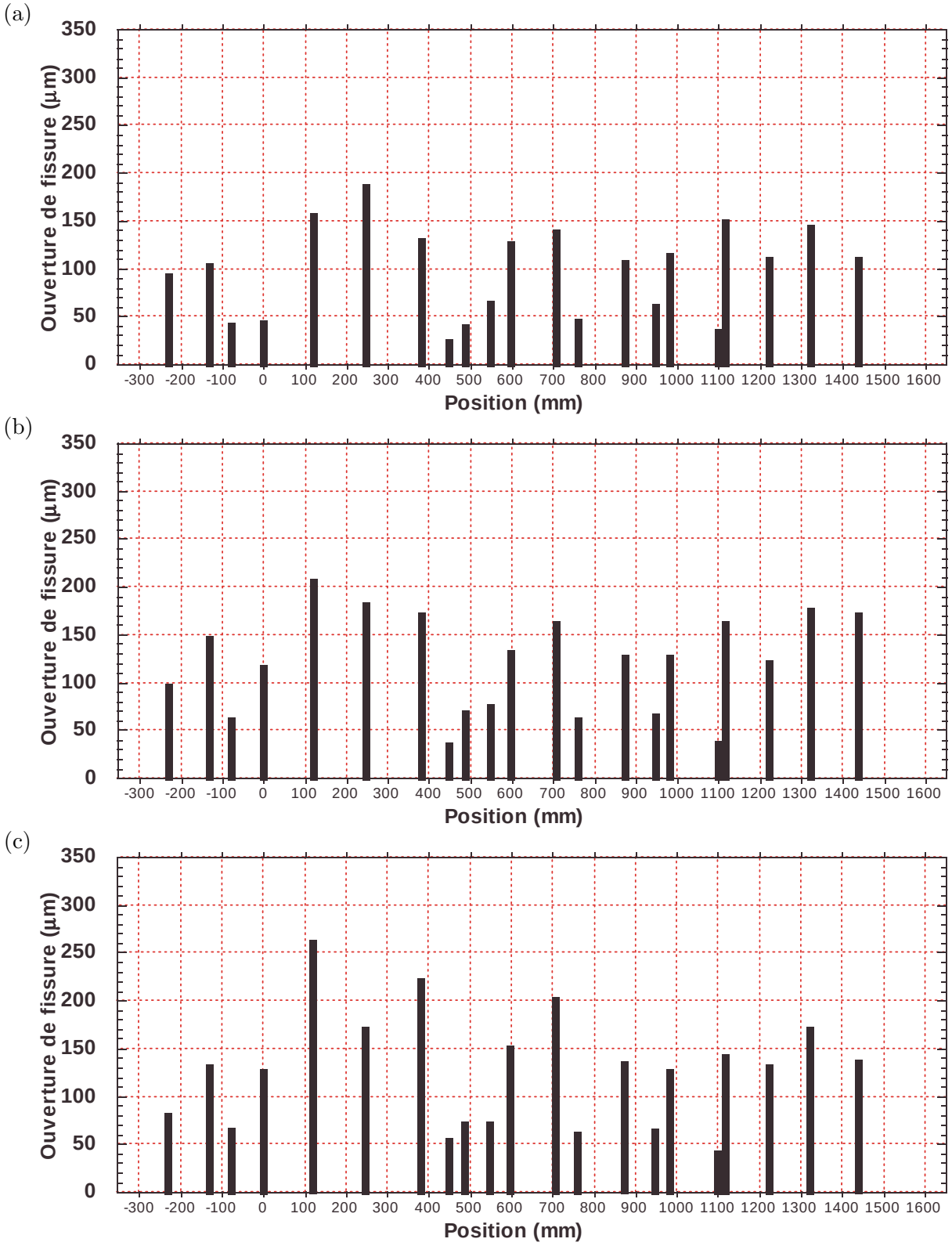


FIG. E.12 – *Faciès de fissuration pour une réparation en BPh chargée à 20 kN à la fin du chargement (a) , après 1,5 mois (b) et après 3 mois (c)*

Annexe F

Résolution numérique de l'équation de diffusion de l'humidité

Pour résoudre l'équation de diffusion non linéaire, nous réécrivons l'équation 6.14 sous sa formulation faible :

$$\int_{\Omega} \left(\frac{\partial h_r}{\partial t} \right) \wp d\Omega - \int_{\Omega} [\nabla(D(h_r)\nabla h_r)] \wp d\Omega = 0 \tag{F.1}$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit la fonction $\wp$. En effectuant une intégration par partie, nous obtenons l'équation suivante :

$$\int_{\Omega} \left(\frac{\partial h_r}{\partial t} \right) \wp d\Omega - \int_{\Omega} [D(h_r)\nabla h_r] \nabla \wp d\Omega + \int_{\partial\Omega} [D(h_r)\nabla h_r] n \wp d\Gamma = 0 \tag{F.2}$$

Le terme sous l'intégrale de surface correspond au flux normal à la surface exposée (orientée par le vecteur n). A partir de l'équation 6.17, nous obtenons :

$$\int_{\Omega} \left(\frac{\partial h_r}{\partial t} \right) \wp d\Omega - \int_{\Omega} [D(h_r)\nabla h_r] \nabla \wp d\Omega + \int_{\partial\Omega} \beta (h_r^{\Gamma} - h_r^{a}) \wp d\Gamma = 0 \tag{F.3}$$

L'approximation par éléments finis sur un élément à n noeuds consiste à dire que l'humidité relative dans un élément peut s'écrire, dans un élément, en fonction des valeurs nodales h_{ri} et des fonctions de formes $N_i(x)$.

$$h_r(x,t) = \sum_{i=1}^{n} h_{ri}(t) N_i(x) \tag{F.4}$$

En substituant l'équation F.4 dans l'équation F.3, Nous obtenons le système d'équations différentielles suivant :

$$\mathbf{C}\dot{H} + \mathbf{K}(H)H = F \tag{F.5}$$

où $\mathbf{C}$ est la matrice de capacité, $\mathbf{K}$ la matrice de conductivité, et F, H et $\dot{H}$ sont des vecteurs. Les éléments des matrices et des vecteurs sont les suivants:

$$c_{ij} = \int_{\Omega} N_i N_j d\Omega \tag{F.6}$$

$$k_{ij} = -\int_{\Omega} \nabla N_i (D \nabla N_j) d\Omega + \int_{\partial\Omega} \beta N_i N_j d\Gamma \tag{F.7}$$

$$f_i = \int_{\partial\Omega} \beta H_\Gamma N_i d\Gamma \tag{F.8}$$

L'intégration est effectuée grâce à l'algorithme DUPONT2 (Jeanvoine et de Gayffier, 1995) qui est caractérisé par la famille de relations suivante :

$$\frac{1}{\Delta t}\mathbf{C}(H^{n+1} - H^n) + \mathbf{K}\left[\left(\frac{1}{2} + a\right) H^{n+1} + \left(\frac{1}{2} - 2a\right) H^n + aH^{n-1}\right] = F \tag{F.9}$$

Les matrices $\mathbf{C}$ et $\mathbf{K}$ sont évaluées

- soit à l'humidité $H = (1-b)H^n + b(2H^n - H^{n-1})$
- soit au temps $t = (1-b)t^n + bt^{n+1}$

a et b sont les coefficients de relaxation et de sous relaxation. Ils sont compris entre 0 et 1.Dans notre étude nous prenons $a = 0{,}25$ et $b = 0{,}5$.

Cet algorithme, à deux pas de temps, est non itératif, inconditionnellement stable et donne une très bonne précision.

La procédure DUPONT2 doit être couplée, pour le démarrage et les changements de pas de temps, à une procédure à un pas de temps. Nous utilisons la théta-méthode caractérisée par la relation suivante :

$$\frac{1}{\Delta t}C(H^{n+1} - T^n) + K\left[\theta H^{n+1} + (1-\theta)\, H^n\right] = F \tag{F.10}$$

Le coefficient θ est pris égal a 0,5 dans cette étude. Nous retombons donc sur un schéma dit de Crank-Nicolson. Les matrices et les vecteurs sont évalués aux températures T ou aux temps t définis comme précédemment.

Annexe G

Localisation et problèmes numériques associés

Mise en évidence expérimentale

Lors d'essai de traction, on peut observer l'augmentation du nombre de fissures et de leur longueur. Les zones influencées par les fissures grandissent, et commencent à s'influencer les unes et les autres. Les fissures se rejoignent, et leur propagation devient instable. Le processus de propagation des fissures s'accélère. La conséquence la plus importante de cette instabilité est la localisation des déformations. La fissuration se fera uniquement dans une petite zone, où les fissures propageront et se rejoindront. Toutes les fissures parallèles à cette zone cesseront de se propager à cause de la redistribution des efforts vers la zone de localisation.

Mise en évidence théorique

Prenons l'exemple classique de la barre en traction constitué d'un matériau dont la loi de comportement est bilinéaire.

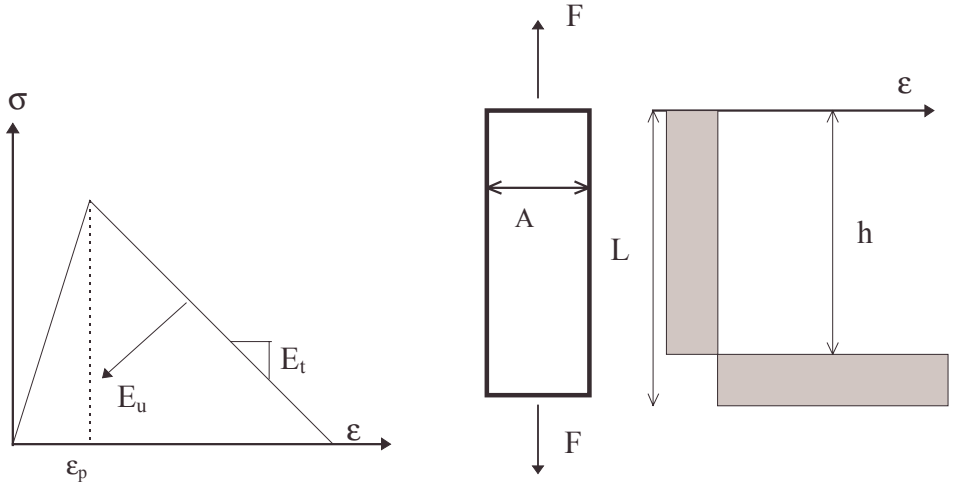


Fig. G.1 – *Loi de comportement adoucissante bilinéaire; Essai de traction; Localisation des déformations.*

L'essai est contrôlé en déplacement. Pour u tel que $\varepsilon = u/L < \varepsilon_p$ la solution est unique et on obtient $\sigma = E_u\varepsilon$. Pour des déformations supérieures à ε_p la solution n'est plus unique. Supposons que pour $x \in [0,h]$ la raideur du matériau soit E_u et que pour $x \in]h,L]$ elle soit E_t.

$$\begin{cases} d\sigma = E_u d\varepsilon_u \quad \text{pour} \quad x \in [0,h] \\ d\sigma = E_t d\varepsilon_t \quad \text{pour} \quad x \in]h,L] \\ du = h d\varepsilon_{\mathrm{u}} + (L-h) d\varepsilon_{\mathrm{t}} \end{cases} \tag{G.1}$$

On obtient ainsi la variation de l'effort :

$$dF = A \frac{E_u E_t}{h E_t + E_u (L-h)} du \tag{G.2}$$

Cette solution est obtenue quelque soit h. Le nombre de solutions est donc infini dès que l'éprouvette entre en régime adoucissant. Parmi l'infinité des solutions possibles, celle que choisira le solide est le chemin d'équilibre stable, celui qui minimise le travail des forces extérieures : stabilité au sens de Gibbs. Dans le cas étudié, le travail des forces est minimal si h tend vers L. La réponse de la structure est donc un déchargement selon le même pente qu'au chargement (l'aire sous la courbe est nulle). Lors d'une simulation numérique la longueur h va être déterminée par le maillage. La solution est donc dépendante du maillage.

Annexe H

Paramètres pour la modélisation numérique

	Paramètre de la loi d'endommagement							
	E_∞ (GPa)	A_t	B_t	A_c	B_c	β	κ_0	l_c (mm)
Substrat	35	0,9	8000	1,276	1768	1,06	1,10E-04	30
BO	39,3	0,9	8000	1,276	1768	1,06	1,10E-04	30
BAP	44,6	0,9	8000	1,276	1768	1,06	1,10E-04	30
BPs	39,5	0,9	8000	1,276	1768	1,06	1,10E-04	30
BOarr	38,6	0,9	8000	1,276	1768	1,06	1,10E-04	30
BAPftc	37,7	0,9	8000	1,276	1768	1,06	1,10E-04	30
BPh	37,5	0,66	8000	1,276	1768	1,06	1,10E-04	30

Évolution temporelle des propriétés mécaniques et physiques				
	E_∞ (GPa)	D_0 $(mm^2/jours)$	m_1	m_2
Substrat	35	25	0	1
BO	39,3	13	0,541	1,197
BAP	44,6	45	0,583	1,713
BPs	39,5	20	0,695	1,494
BOarr	38,6	13	0,489	1,644
BAPftc	37,7	20	0,698	0,896
BPh	37,5	43	0,317	2,315

	Transport hydrique				
	Diffusion				Convection
	D_0 $(mm^2/jours)$	a	h_c	n	β
Substrat	25	0,05	0,75	16	5
BO	13	0,11	0,78	6	5
BAP	45	0,02	0,88	16	5
BPs	20	0,002	0,86	16	5
BOarr	13	0,1	0,76	6	5
BAPftc	20	0,055	0,81	10	5
BPh	43	0,06	0,75	16	5

	Fluage propre	Évolution temporelle des C_μ				
	$c_{\text{pâte}}$	Temps (jours)				
BO	1	τ_μ	0,25	3	7	14
BAP	1,14	0,05	22	44,8	81	120,2
BPs	0,5	0,5	41,1	80,2	143,7	258,6
BOarr	1	5	24,7	48,3	86,4	155,2
BAPftc	1,27	50	13,4	26	48,4	84,1
BPh	1,17	500	11,3	22,6	35,4	71,2

	Fluage de séchage	Retrait de séchage
	κ_{fs} (MPa^{-1})	α_h $(\mu m/m)$
BO	1,25E-04	1250
BAP	2,75E-04	3600
BPs	0,90E-04	2300
BOarr	1,25E-04	1000
BAPftc	2,75E-04	2800
BPh	3,40E-04	1800