



HAL
open science

Evaluation de structures en béton armé atteintes de réaction sulfatique interne

Yvan Thiebaut

► **To cite this version:**

Yvan Thiebaut. Evaluation de structures en béton armé atteintes de réaction sulfatique interne. Génie civil. Université Paul Sabatier - Toulouse III, 2018. Français. NNT : 2018TOU30271 . tel-02366251

HAL Id: tel-02366251

<https://theses.hal.science/tel-02366251>

Submitted on 15 Nov 2019

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

En vue de l'obtention du
DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE
Délivré par l'Université Toulouse 3 - Paul Sabatier

Présentée et soutenue par
Yvan THIEBAUT

Le 23 novembre 2018

**Evaluation des structures en béton armé atteintes de
réaction sulfatique interne**

Ecole doctorale : **MEGEP - Mécanique Energétique Génie Civil Procédés**

Spécialité : **Génie civil**

Unité de recherche :

LMDC - Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions de Toulouse

Thèse dirigée par
Alain SELLIER

Jury

M. François TOUTLEMONDE, Rapporteur
M. Farid BENBOUDJEMA, Rapporteur
M. Eric GARCIA-DIAZ, Président
M. Alain SELLIER, Directeur de thèse
M. Stéphane MULTON, Co-directeur de thèse
Mme Laurie LACARRIERE, Co-directrice de thèse

RESUME

La réaction sulfatique interne (RSI) est une pathologie conduisant au gonflement et à la dégradation du béton de certains ouvrages. En tant que gestionnaire d'ouvrages, VINCI doit assurer la sécurité des usagers et des biens. Pour cela, une évaluation de l'aptitude au service des ouvrages concernés est nécessaire. Ce travail a pour but d'améliorer la modélisation des phénomènes mécaniques induits par la formation d'ettringite différée, notamment sous contrainte. Une campagne expérimentale a été réalisée sur éprouvettes prismatiques en béton réactif libres de contraintes, armées uniaxialement, armées triaxialement et soumises à un chargement uniaxial de compression de 14,5 MPa. Les phénomènes expansifs sont relativement isotropes en l'absence de contraintes et atteignent 0,6 % en fin de réaction. Le bridage induit par la présence des armatures conduit à une diminution importante des déformations dans les directions concernées, sans impact majeur sur le gonflement dans les directions libres : les déformations du béton initiées par la RSI sont de fait anisotropes sous chargement anisotrope. Une fissuration préférentielle est observée parallèlement à la direction gênée. L'application d'un chargement uniaxial de compression à hauteur de 14,5 MPa entraîne un raccourcissement du béton dans la direction chargée, les déformations de fluage masquant les éventuelles expansions. La décharge de ces corps d'épreuve après environ 420 jours d'immersion a provoqué une reprise des gonflements de l'ordre de 0,10 % en 3 jours dans la direction chargée, sans effet visible dans les autres directions. Au cours des 200 jours suivants, des gonflements longitudinaux et transversaux similaires en termes de cinétique et d'amplitude ont été observés. Ce phénomène a été attribué au renouvellement de l'eau de conservation ayant eu lieu au moment de la décharge, en particulier à une réaccélération du lessivage des alcalins. L'endommagement induit par la RSI sur le béton a été caractérisé par le biais d'essais de compression, traction par fendage et mesures de module d'Young avant et après gonflement. L'effet de la RSI sur l'adhérence acier-béton a également été mesuré par le biais d'essais pull-out. Si la contrainte maximale d'adhérence est finalement peu impactée par des déformations longitudinales de l'ordre de 0,25 %, le module de cisaillement de l'interface acier-béton est quant à lui affecté par la RSI. L'ensemble des données expérimentales recueillies ont permis d'alimenter un modèle chemo-poromécanique de RSI prenant en compte l'ensemble des phénomènes impliqués dans le comportement du béton armé (plasticité, endommagement, fluage, retrait, armatures réparties...). La capacité du modèle à reproduire les résultats expérimentaux a donné satisfaction. Une loi de blocage de la précipitation d'ettringite différée en présence d'alcalins a été proposée et a permis de modéliser la reprise des gonflements après renouvellement de l'eau de conservation. Le modèle a ensuite été appliqué à un fût de pile de pont atteint de RSI. Une méthodologie de calibration faisant

intervenir un essai d'expansion résiduelle sur carotte et les indices de fissuration mesurés sur le parement de l'ouvrage a été utilisée. La capacité du modèle à lier la fissuration localisée et diffuse, l'endommagement et le fluage conduit à une estimation pertinente de l'état de contrainte dans l'ouvrage, malgré une trop forte localisation de certaines fissures. L'impact de la porosité initiale, en particulier dans le cas de béton avec air entrainé, sur les amplitudes de gonflement a été discuté. Ce modèle, outil de requalification des ouvrages, peut également servir de base de calcul dans la perspective de travaux de réhabilitations et de renforcement.

ABSTRACT

Delayed ettringite formation is a pathology leading to swelling and degradation of the concrete of certain structures. As structure manager, VINCI must ensure the safety of users and goods. To do so, an assessment of the serviceability of affected structures is necessary. This work aims to improve the modeling of mechanical phenomena induced by delayed ettringite formation, especially under stress. An experimental campaign was carried out on prismatic reactive concrete specimens. Some were plain, uniaxially reinforced, triaxially reinforced and subjected to an uniaxial compressive loading of 14.5 MPa. Expansions appeared fairly isotropic in stress-free conditions and reached 0,6 %. Restraint due to reinforcements led to decreased strains in the restrained directions. Expansions were only slightly impacted in transversal free directions. Therefore, DEF expansion under uniaxial stress is anisotropic. Cracks were observed parallel to the restrained direction. For prestressed concrete, creep strains hid possible strains induced by DEF. These specimens were unload after 420 days of immersion in water. It led to a strain increase of about 0,10 % in 3 days in the loaded direction, without any effect on transversal directions. Similar kinetic and range of expansion was measured in both longitudinal and transversal throughout the 200 following days. This phenomenon was understood as the consequence of an alkali leaching acceleration after storage water renewal that occurred during specimens unloading. DEF induced damage on concrete was characterize through compressive tests, brazilian tensile tests and Young modulus measurements before and after expansions. DEF effect on steel-concrete bond behavior was also measured through pull-out tests. Maximal steel-concrete bond stress appears slightly impacted by longitudinal expansions of about 0.25 %, but the bond shear modulus decreases significantly after DEF. All collected experimental data were used to fit a poromechanical model of DEF taking into account all the phenomena involved in the of reinforced concrete behavior (plasticity, damage, creep, shrinkage, distributed reinforcements...). The model ability to reproduce the experimental results is satisfactory. An adaptation of the model was proposed to block the secondary ettringite precipitation in the presence of alkalis and allows to model the expansion resumption of the specimens after renewal of the water conservation. The model was then applied to a DEF affected bridge column. A calibration methodology involving a residual core expansion test and some cracking index measured on the structure facing was used. The model ability to take into account localized and diffuse cracking, damage and creep leads to a relevant assessment of the stress state in the structure, despite cracks over-localization. The impact of initial porosity, particularly in the case of concrete containing entrained air, on the swelling amplitudes was discussed. This model is a

requalification tool for structures and can also be used as a basis for calculation in the context of structures rehabilitation and strengthening.

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier M. François Toutlemonde et M. Farid Benboudjema d'avoir accepté d'examiner cette thèse et pour leurs remarques pertinentes et constructives. Je remercie également M. Eric Garcia d'avoir assuré la présidence du jury et contribuer à la richesse des discussions.

Je souhaiterais exprimer ma plus profonde gratitude à l'égard de mes directeurs de thèse, Alain Sellier, Stéphane Multon et Laurie Lacarrière. Par leurs conseils, leur bienveillance, leur disponibilité et leur soutien, ils ont fait de ces trois ans de collaboration une formidable expérience, motivante et enrichissante.

Je voudrais également remercier l'ensemble des membres du groupe VINCI ayant participé au déroulement de cette thèse : Laurent Boutillon, Lionel Linger (VINCI Construction Grands Projets), François Cussigh (VINCI Construction France), Djemal Belili (Cofiroute) et Sofiane Hadji (Sixence Concrete). Outre le soutien logistique, leurs compétences, leur grande expérience et le regard industriel qu'ils ont porté sur le sujet ont permis une définition claire des objectifs et ont considérablement enrichi ce travail. Je tiens tout particulièrement à exprimer ma gratitude à Laurent et Lionel pour la confiance qu'ils m'ont accordée et je me réjouis de la poursuite de notre collaboration.

Une partie des résultats de ce manuscrit a été obtenue dans le cadre du stage d'Etienne Barré au sein de la Direction Scientifique de VINCI Construction Grands Projets et du LMDC. L'application du modèle à un ouvrage n'aurait pas été possible sans la curiosité, l'implication et le sérieux dont il a fait preuve. Qu'il en soit ici sincèrement remercié.

Je tiens à remercier l'ensemble du personnel du LMDC de Toulouse (personnel scientifique, technique et de support). Par leur bienveillance et leur professionnalisme, ils ont tous contribué à la qualité de mon environnement de travail au cours de ces trois années. Merci tout particulièrement à Carole, Yann, Maud, Vanessa et René pour leur aide et leurs conseils au cours de la conception et de la réalisation de la campagne expérimentale.

Pour les agréables moments partagés pendant ces trois ans : Alexandre, Hognon, Kouka, Tam, Julie, Pierre, Bernard, Mathilde, Billy, Moustapha, Rudy, Billy, Sophie, Laurent, Célestine, Thomas W, Thomas B, Arthur, Florent, Lucie, Théo, Raphaëlle, Marlène, Sylvain, Hugo, Ponleu, Babacar, Aurélie, Gaël, Nuraziz, Célimène, Chantal et tous les doctorants et post-doctorants du laboratoire.

Je ne pourrais clore ces remerciements sans évoquer les personnes qui m'entourent depuis des années et qui font mon bonheur.

Mes amis, pour tous les moments de détente, quels qu'ils soient : Antho, Margaux, Sysy, La Guiche, Cédric, Julia, Philippe, Nina, Nico, Vince, Arnaud, Guigui, Charles, La Choule, Antonio, Jot, Loulou, Raphaël, Yann, Labat, JP, Emeryck, Lucas, Woody, Chambault, Loubout, Flo, Théo...

Mes parents, pour leur soutien dans tous mes projets passés et futurs. Mes frères et sœurs, pour les longues heures de jeux, de discussion et de rigolade.

A Elsa pour le soutien inconditionnel et quotidien. Merci de poursuivre l'aventure à mes côtés.

TABLES DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	13
Chapitre 1 : ETAT DE L'ART	19
1. Introduction du chapitre	20
2. Physico-chimie du phénomène de Réaction Sulfatique Interne.....	21
2.1. Généralités concernant l'ettringite.....	21
2.1.1. Composition chimique	21
2.1.2. Stabilité de l'ettringite dans les matériaux cimentaires	22
2.2. Mécanismes réactionnels	23
2.2.1. Phénomènes de dissolution-précipitation.....	23
2.2.2. Disponibilités des ions réactifs pour la formation d'ettringite différée	23
2.3. Mécanismes d'expansion.....	27
2.3.1. Absorption d'eau par l'ettringite colloïdale	27
2.3.2. Phénomène de double couche électrique.....	28
2.3.3. Pression de cristallisation.....	28
2.4. Paramètres influençant la cinétique et le volume d'ettringite différée créé	34
2.4.1. Composition chimique et formulation du béton.....	34
2.4.2. Conditions thermiques au jeune âge.....	41
2.4.3. Environnement	42
2.4.4. Altérations antérieures	45
2.5. Modèles physico-chimiques de RSI	46
2.5.1. Modèles thermodynamiques	46
2.5.2. Modèles statistiques	46
2.5.3. Modèles cinétiques.....	47
3. Comportement mécanique des bétons atteints de RSI.....	48
3.1. Etudes expérimentales sur éprouvettes de laboratoire.....	48
3.1.1. Gonflement libre	48
3.1.2. Effets d'un confinement sur le gonflement	53
3.2. Etudes expérimentales sur structures de laboratoire.....	60
3.3. Modèles mécaniques de RSI.....	62
3.3.1. Modèles mésoscopiques pour la prédiction des gonflements à l'échelle du matériau	62
3.3.2. Modèles à déformations imposées pour la prédiction du comportement résiduel des structures	63
3.3.3. Modèles poromécaniques pour la prédiction du comportement résiduel de structures	65
4. Conclusion du chapitre.....	66

Chapitre 2 : PROGRAMME EXPERIMENTAL - DEFINITION, MATERIAUX ET PROCEDURES.....	71
1. Introduction du chapitre	72
2. Objectifs de l'étude	73
2.1. Pertinence du programme expérimental vis-à-vis des ouvrages atteints	73
2.2. Effets des contraintes sur le béton atteint de RSI	73
2.3. Caractérisation de l'ancrage acier-béton en contexte RSI.....	74
3. Mise en œuvre et caractérisation.....	74
3.1. Echantillonnage et nomenclature des corps d'épreuve.....	75
3.2. Matériaux.....	78
3.2.1. Béton.....	78
3.2.2. Armatures.....	79
3.3. Conditions de cure et de conservation des corps d'épreuve	81
3.4. Dispositions constructives	82
3.4.1. Ferrailage des corps d'épreuve et plats de confinement.....	82
3.4.2. Application de la précontrainte	86
3.4.3. Corrosion des pièces métalliques émergées et immergées.....	87
4. Méthodes de suivi des corps d'épreuve	89
4.1. Qualification du suivi massique.....	90
4.2. Qualification du suivi dimensionnel.....	90
4.2.1. Déformations du béton.....	90
4.2.2. Déformations des armatures.....	92
4.3. Caractérisation mécanique du béton.....	93
4.3.1. Modules d'Young, résistances à la compression et à la traction par fendage	93
4.3.2. Caractérisation de l'adhérence acier-béton	94
4.4. Observation des corps d'épreuve.....	97
4.4.1. Cartographie des fissures à l'œil nu	98
4.4.2. Cartographie des fissures et analyse d'images	99
4.4.3. Observations au MEB	100
4.5. Qualification du suivi chimique.....	102
4.5.1. Cinétique de lessivage des alcalins	102
4.5.2. Localisation et disponibilité des alcalins vis-à-vis de la RSI	103
5. Conclusion du chapitre.....	105
Chapitre 3 : EFFET DES CONTRAINTES SUR UN BETON ATTEINT DE RSI	109
1. Introduction du chapitre	110
2. Expansions des corps d'épreuve	111
2.1. Comportement des corps d'épreuve cylindriques.....	112

2.1.1.	Suivi dimensionnel et massique des corps d'épreuve cylindriques	112
2.1.2.	Analyse mécanique des corps d'épreuve cylindriques	114
2.2.	Comportement des corps d'épreuve prismatiques	116
2.2.1.	Suivi dimensionnel des corps d'épreuve prismatiques	116
2.2.2.	Analyse mécanique des corps d'épreuve prismatiques	122
2.3.	Confrontation à des modèles empiriques de gonflement gêné	156
2.3.1.	Modèle de Charlwood et al	156
2.3.2.	Modèle de Karthik et al	158
3.	Fissuration des corps d'épreuve	162
3.1.	Apparition des premières fissures	162
3.2.	Généralisation de la fissuration	165
3.3.	Stabilisation de la fissuration	167
3.4.	Cartographie de fissuration et analyse d'images	169
4.	Observations au MEB-EDS	171
4.1.	Observations sur surface polie après gonflement libre	171
4.2.	Observations sur surface polie après gonflement gêné triaxialement	173
4.3.	Observations de l'empreinte laissée par les armatures dans le béton	176
5.	Evolution des caractéristiques mécaniques du béton	177
5.1.	Effets des conditions de cure et de la RSI sur les résistances et module	177
5.1.1.	Effet de la teneur en alcalins sur les résistances et module du béton	178
5.1.2.	Effet du traitement thermique sur les résistances et module du béton	179
5.1.3.	Effet de l'immersion sur les résistances et module du béton	179
5.1.4.	Effet de la RSI sur les résistances et module du béton	181
5.1.5.	Conclusion concernant l'évolution des caractéristiques mécaniques du béton avant et après immersion 182	
5.1.6.	Mesures de déformations instantanées à charge et décharge des éprouvettes L14,5-TØ	182
5.2.	Comportement du béton armé atteint de RSI	184
5.2.1.	Essais de tirants sur éprouvettes armées	184
5.2.2.	Essais de pull-out	187
6.	Lessivage des alcalins du béton	190
6.1.	Teneur en alcalins dans l'eau de conservation	190
6.2.	Mesures directes de teneur en alcalins du béton	192
6.2.1.	Teneur initiale en alcalins	193
6.2.2.	Teneur résiduelle en alcalins après 450 jours d'immersion	193
6.2.3.	Teneur en alcalins à 28 jours	195
6.3.	Synthèse de l'étude concernant le lessivage des alcalins	196
7.	Conclusion du chapitre	198

Chapitre 4 : MODELISATION CHEMO-POROMECHANIQUE DE L'EFFET DES CONTRAINTES SUR UN BETON ATTEINT DE RSI.....	209
1. Introduction du chapitre	210
2. Modèle chemo-poromécanique des bétons atteints de RSI	212
2.1. Volume d'ettringite différée formé.....	212
2.1.1. Quantités d'hydrates théoriques déterminées à partir de la composition chimique initiale du ciment anhydre	213
2.1.2. Détermination de la température seuil de dissolution/précipitation des hydrates	214
2.1.3. Réactions chimiques en période chaude ($T > T_{th, d}$).....	215
2.1.4. Réactions chimiques en période froide ($T < T_{th, d}$).....	217
2.1.5. Volume de produit expansif formé.....	220
2.2. Formulation poromécanique du modèle de RSI	220
2.2.1. Pression intraporeuse induite par la RSI	221
2.2.2. Critère de fissuration diffuse induite par la RSI.....	222
2.2.3. Endommagement induit par la RSI	226
2.3. Plasticité, endommagement, fluage et retrait.....	227
2.3.1. Schéma rhéologique	227
2.3.2. Plasticité macroscopique	229
2.3.3. Retrait.....	230
2.3.4. Fluage.....	231
2.3.5. Endommagement	231
2.4. Modélisation des armatures et de la précontrainte pour le recalcul d'ouvrages.....	232
2.4.1. Revue des méthodes de modélisation des armatures et de la précontrainte dans la littérature.....	233
2.4.2. Modélisation des armatures et de la précontrainte par méthode dite des armatures « réparties ».....	234
2.5. Présentation d'un outil tableur utilisé pour le calage et les études complémentaires....	236
3. Application du modèle chemo-poromécanique aux corps d'épreuve libres, armés et chargés de laboratoire.....	237
3.1. Modélisation physico-chimique des corps d'épreuve.....	237
3.1.1. Définition des paramètres pour la modélisation physico-chimique des corps d'épreuve.....	238
3.1.2. Modélisation du lessivage des alcalins.....	239
3.1.3. Volume d'ettringite différée formé	243
3.2. Modélisation poromécanique des corps d'épreuve.....	244
3.2.1. Paramètres matériaux pour le calcul des gonflements induits par la RSI.....	245
3.2.2. Méthodologie de calage des corps d'épreuve.....	247
3.2.3. Déformations des corps d'épreuve.....	248
3.2.4. Contraintes induites dans les corps d'épreuve	252
3.2.5. Endommagement des corps d'épreuve.....	257
3.2.6. Bilan de la modélisation des corps d'épreuve	259

3.2.7.	Modification du modèle chimique de RSI pour la prise en compte de l'effet de la teneur en alcalins sur l'amplitude de gonflement	260
3.2.7.1.	Loi de blocage de la précipitation d'ettringite différée en fonction de la teneur en alcalins	260
4.	Application à un ouvrage réel atteint de RSI	265
4.1.	Présentation de l'ouvrage	267
4.1.1.	Géométrie et ferrailage de l'ouvrage.....	267
4.1.2.	Chargement mécanique de l'ouvrage	268
4.1.3.	Instrumentation de l'ouvrage et diagnostics RSI.....	269
4.1.4.	Exploitation des données in situ en vue de la modélisation de l'ouvrage	274
4.2.	Obtention des données d'entrée du modèle chemo-poromécanique	276
4.2.1.	Modélisation thermique au jeune âge.....	277
4.2.2.	Modélisation des transferts hydriques	285
4.2.3.	Modélisation du lessivage des alcalins.....	288
4.3.	Modélisation chemo-poromécanique de l'ouvrage	288
4.3.1.	Méthodologie de calage et de validation du modèle	289
4.3.2.	Champs de précipitation de l'ettringite différée au sein du fût	291
4.3.3.	Analyse de la fissuration	291
4.3.4.	Analyse de la déformation du fût	296
4.3.5.	Analyse des contraintes dans le béton.....	296
4.3.6.	Analyse des contraintes dans les armatures	299
4.3.7.	Endommagement du béton.....	300
4.3.8.	Discussion concernant la modélisation chemo-poromécanique de l'ouvrage atteint de RSI	301
5.	Conclusion du chapitre.....	306
	CONCLUSION GENERALE	315
	PERSPECTIVES	323
	BIBLIOGRAPHIE	329
	ANNEXES	351

INTRODUCTION GENERALE

La réaction sulfatique interne (RSI) est une pathologie susceptible de conduire à la dégradation du béton de certains ouvrages. Elle résulte de la déstabilisation de l'ettringite primaire, hydrate normalement formé au cours de la prise du ciment, suite à une élévation de la température du matériau. A long terme, la mobilisation tardive des ions sulfate relargués au cours de la période chaude conduit à la formation différée d'ettringite dans la matrice durcie du matériau. Cette réaction chimique se manifeste le plus souvent à l'échelle macroscopique par des phénomènes de gonflement, de fissuration et de dégradation des performances mécaniques du béton. Pour les gestionnaires d'ouvrages tels que VINCI, la requalification et la prédiction du comportement des structures atteintes constituent un enjeu majeur. A ce titre, les modèles de calcul aux éléments finis utilisés doivent permettre une évaluation des performances des ouvrages à moyen terme de manière à garantir leur sûreté et peuvent aider dans le choix des solutions de réparations. Pour cela, une compréhension fine des phénomènes chimiques et mécaniques impliqués dans la RSI est nécessaire.

La complexité des mécanismes à l'origine de la RSI a été mise en évidence par de nombreuses recherches à l'échelle microscopique. Les causes de la réaction ainsi que les principaux paramètres l'influençant ont ainsi été déterminés. Plus récemment, la confrontation aux ouvrages atteints a poussé certains auteurs à s'intéresser au cas de RSI sous chargement mécanique extérieure ou induit par la présence d'armatures via des études à différentes échelles et sur différents matériaux cimentaires. L'effet d'un confinement uniaxial homogène par ferrailage passif externe sur mortier immergé a été étudié sur des prismes ($40 \times 40 \times 160$ mm) atteints de RSI (Bouzabata *et al.*, 2012b) et sur des cylindres creux (30 mm de diamètre, 2,5 mm d'épaisseur et 70 mm de hauteur) atteints de réaction sulfatique externe (Müllauer *et al.*, 2013). D'autres études ont porté sur des poutres en béton armé ($610 \times 914 \times 5486$ mm et $250 \times 500 \times 3000$ mm) soumises à des conditions mécaniques et hydriques hétérogènes (Deschenes *et al.*, 2009; Karthik *et al.*, 2016b; Martin, 2010). Pour toutes ces études, les déformations ont diminué dans les directions confinées. Toutefois, les travaux de Bouzabata *et al.* et de Müllauer *et al.*, menés sur mortier, ne peuvent être généralisés au béton. De plus, seul le confinement uniaxial a été investigué. Les résultats de (Deschenes *et al.*, 2009; Karthik *et al.*, 2016b; Martin, 2010) sur poutres armées dans les trois directions sont quant à eux largement impactés par des gradients thermiques, hydriques et mécaniques, ce qui complique leur analyse et permet difficilement d'en déduire par analyse directe une loi mécanique permettant la détermination du comportement des bétons affectés par la RSI en fonction des contraintes.

Dans ce contexte, l'un des principaux objectifs du travail présenté dans ce manuscrit est la mise en œuvre d'une campagne expérimentale visant à étendre les résultats de Bouzabata et al à des bétons. Pour cela, des corps d'épreuve libres, armés uniaxialement, triaxialement et soumis à un chargement uniaxial de compression, conservés en conditions thermiques, mécaniques et de saturation homogènes, ont été étudiés. Des prismes en béton réactif (100 × 100 × 500 mm) ont été soumis à un traitement thermique représentatif de l'élévation de la température susceptible de se produire au cœur d'une pièce massive coulée en place puis immergée en eau dans le but de provoquer la RSI et de permettre le lessivage des alcalins. Ce lessivage a conduit à une hétérogénéité des conditions chimiques et donc des gonflements. La concentration en alcalins dans l'eau de conservation a été mesurée régulièrement tout au long du suivi des déformations des différents corps d'épreuve. Des essais de caractérisation mécanique ont été menés pour quantifier l'endommagement du béton induit par la RSI. Parallèlement, l'adhérence acier-béton en contexte RSI a été évaluée par le biais d'essais d'arrachement.

L'objectif principal de ce travail est la modélisation de structures en béton armé atteintes de RSI. Dans ce but, les données collectées dans le cadre de la campagne expérimentale ont été réutilisées pour alimenter un modèle chimique semi-empirique de RSI (Sellier & Multon, 2018) et caler et valider un modèle poromécanique prenant en compte l'ensemble des phénomènes impliqués dans le comportement du béton (Sellier *et al.*, 2013a, 2013b, 2016), y compris l'apparition d'une pression intraporeuse suite à la précipitation tardive d'ettringite. Les résultats obtenus sont confrontés aux résultats expérimentaux. Une modification du modèle chimique de RSI est proposée pour améliorer la capacité du modèle à reproduire les pentes résiduelles de gonflement observées après ralentissement des phénomènes expansifs. Une partie d'ouvrage a ensuite été étudiée. Il s'agit du fût d'une pile de pont partiellement immergée pour lequel une RSI a été diagnostiquée en 2010 grâce à des analyses au MEB (microscope électronique à balayage) et à un essai d'expansion résiduelle. L'exploitation de ces données a permis d'évaluer la réactivité du béton utilisé et de modéliser l'ouvrage. Les résultats numériques ont été confrontés aux relevés in situ, notamment les indices de fissuration ayant fait l'objet d'un suivi régulier à partir de 2010. La capacité du modèle à reproduire et prédire le comportement de l'ouvrage est analysée et discutée. Plusieurs pistes de développement du modèle chemo-poromécanique sont évoquées.

La première partie de ce manuscrit est dédiée à la revue de l'état de l'art permettant d'introduire tous les éléments nécessaires à la compréhension des travaux réalisés. Après une brève présentation de la composition chimique et du domaine de stabilité de l'ettringite au sein de matériaux

cimentaires, les mécanismes réactionnels à l'origine de la formation différée d'ettringite sont abordés. Il est ensuite question des différents mécanismes d'expansion proposés dans la littérature. Une liste exhaustive des paramètres influençant la cinétique et le volume d'ettringite différée formé est ensuite dressée et commentée en regard des connaissances disponibles. Pour conclure sur les aspects physico-chimiques de la RSI, les modèles permettant de calculer le volume d'ettringite différée formé sont exposés. Les phénomènes mécaniques induits par la RSI sont ensuite abordés, notamment via les études expérimentales sur éprouvettes de laboratoire en gonflement libre et gêné d'une part et sur structures de laboratoire d'autre part. Ce chapitre est conclu par la présentation des modèles permettant de reproduire le comportement mécanique (déformations et endommagement) des matériaux atteints de RSI.

Le second chapitre définit le programme expérimental retenu. Il est notamment question des matériaux utilisés, des dispositifs de confinement des corps d'épreuve, de leurs conditions de cure et conservation, des méthodes de qualification et d'analyses ainsi que de la mise en œuvre des essais de caractérisation.

L'effet des contraintes sur les gonflements induits par la RSI est abordé dans un troisième temps. Les résultats expérimentaux obtenus sur les prismes réactifs libres, armés uniaxialement et triaxialement, et chargés uniaxialement en compression sont présentés et discutés. Deux hypothèses sont proposées pour expliquer certains des phénomènes expansifs constatés, notamment l'existence de pentes résiduelles de gonflement, la reprise de gonflement après renouvellement de l'eau de conservation en fin de suivi et le comportement des prismes chargés uniaxialement en compression après la décharge. Les modèles empiriques de gonflement gêné proposés par (Charlwood *et al.*, 1992) et par (Karthik *et al.*, 2016a, 2018) sont ensuite appliqués aux résultats expérimentaux pour évaluer leur capacité à reproduire les déformations induites par la RSI en fonction du type de confinement appliqué. Les profils de fissuration des corps d'épreuve relevés à l'œil nu sont présentés et accompagnés des résultats obtenus par analyse d'images, avant la présentation des analyses faites au MEB-EDS (microscope électronique à balayage couplé à la spectroscopie à rayons X à dispersion d'énergie). Il est ensuite question de l'évolution des caractéristiques mécaniques du béton au cours de l'immersion et du développement de la RSI. Viennent ensuite les résultats obtenus lors des essais de caractérisation de l'interface acier-béton en contexte RSI. Les différentes mesures effectuées dans le cadre du suivi de la teneur en alcalins dans le matériau concluent ce chapitre.

Le dernier chapitre débute par la présentation détaillée du modèle chimique de RSI et de la partie du modèle poromécanique dédiée à la prise en compte de cette pathologie. Ces modèles sont ensuite

appliqués aux corps d'épreuve réalisés dans le cadre de la campagne expérimentale. Un paramètre gérant l'anisotropie des gonflements sous confinement anisotrope est calibré grâce à ces essais. Une amélioration de la prise en compte de l'effet des alcalins sur la formation d'ettringite différée est proposée, calibrée sur les essais de (Famy *et al.*, 2001) et appliquée aux corps d'épreuve. Enfin, le cas d'une pile de pont atteinte de RSI a été modélisé. Dans un premier temps, l'élévation de la température au jeune âge en raison de l'exothermie des réactions d'hydratation est simulée à l'aide d'un modèle d'hydratation développé par (Buffo-Lacarrière *et al.*, 2007). Le champ de dissolution de l'ettringite primaire est ainsi déterminé. Un modèle de diffusion-convection est ensuite utilisé pour reproduire les mouvements d'eau dans l'ouvrage et accéder au champ de degré de saturation au cours du temps. A partir de ces calculs et des résultats d'un essai d'expansion résiduelle mené en 2010, la simulation du comportement de l'ouvrage est menée depuis la date de coulage en 2001 jusqu'en 2027. Les profils de fissuration obtenus numériquement sont comparés aux relevés in situ, notamment les indices de fissurations mesurés entre 2010 et 2018.

Enfin, les conclusions de ces travaux sont synthétisées dans une dernière partie. Un certain nombre de perspectives, tant expérimentales que numériques, sont évoquées.

Chapitre 1 : ETAT DE L'ART

1. Introduction du chapitre

La RSI, pour réaction sulfatique interne, ou DEF, pour Delayed Ettringite Formation, est une réaction endogène se produisant dans la matrice cimentaire. Cette pathologie résulte de la mobilisation tardive, sous forme d'ettringite dite différée, des ions sulfate et aluminates initialement présents dans la solution interstitielle du matériau suite à une élévation de la température du béton. Si la formation d'ettringite dite primaire au moment de l'hydratation du ciment est reconnue comme bénéfique car permettant une régulation de la vitesse de prise du matériau, son apparition tardive est source de dommages importants dans les matériaux cimentaires durcis. En effet, la cristallisation de ce nouveau constituant dans la matrice durcie du matériau conduit, à moyen ou long terme, à un gonflement de ce dernier. Les désordres occasionnés sur les structures se manifestent par une fissuration macroscopique induite par les gradients de gonflement (typiquement entre cœur et peau) et par une microfissuration diffuse du matériau pouvant mener, par coalescence, à une fissuration macroscopique. Si le phénomène de réaction sulfatique interne n'a été identifié qu'à la fin des années 1980, grâce aux observations faites par (Tepponen, 1987) et (Heinz & Ludwig, 1987) sur des éléments en béton préfabriqué, de nombreux cas avérés de réaction sulfatique interne ont été observés en France, notamment sur structures massives coulées en place (Divet, 2001), et dans le monde, y compris sur des structures toujours en service de nos jours (Godart, 2017). Les conditions nécessaires à son développement sont liées principalement à la composition chimique du ciment, à une élévation de la température à un moment donné de la vie du matériau, et à la présence d'eau. Cela dit, de nombreux autres paramètres impactent la formation d'ettringite différée. Les mécanismes réactionnels ainsi que l'influence de ces paramètres seront abordés dans une première partie de ce chapitre. Les modèles physico-chimiques proposés dans la littérature seront également présentés. Outre les travaux visant à une meilleure compréhension des phénomènes physico-chimiques de dissolution et de précipitation de l'ettringite, la réaction sulfatique interne a, depuis plusieurs dizaines d'années, fait l'objet d'études portant sur le développement de modèles prédictifs de résistance et durabilité des matériaux et structures atteints. Pour cela, les conséquences mécaniques de cette réaction sur des éprouvettes et structures de laboratoire ont dû être étudiées. De fait, dans ce chapitre, un intérêt tout particulier a été porté d'une part sur ces campagnes expérimentales et d'autre part sur les modèles mécaniques et poromécaniques développés en vue de permettre le recalcul et la prédiction du comportement des structures atteintes.

2. Physico-chimie du phénomène de Réaction Sulfatique Interne

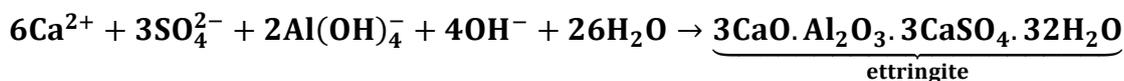
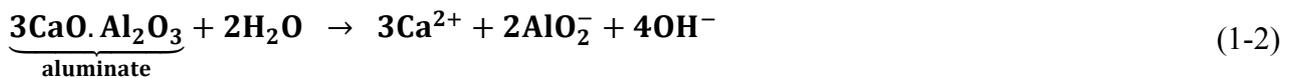
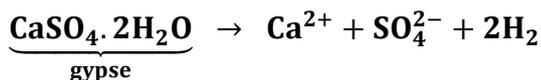
2.1. Généralités concernant l'ettringite

2.1.1. Composition chimique

L'ettringite est le produit d'une réaction naturelle se produisant au sein des matériaux cimentaires, soit au cours de l'hydratation, soit de manière différée (Baron *et al.*, 1992). La formule chimique de l'ettringite, ou « trisulfoaluminate de calcium hydraté », est exprimée par l'expression (1-1).



La littérature fait état de trois types d'ettringite : ettringite primaire, ettringite secondaire et ettringite différée (Arliguie & Hornain, 2007). Elles ne se différencient ni par leur composition chimique ni par leur minéralogie mais par la date et les conditions de cristallisation. La formation d'ettringite primaire (1-2) se produit lors de la période initiale d'hydratation du ciment, suite à la solubilisation du gypse et des aluminates tricalciques (C_3A en notation cimentière). Cette combinaison de réactions chimiques permet de réguler la prise du ciment en évitant l'hydratation directe, très exothermique, de l'aluminate tricalcique. La cristallisation se produisant avant le durcissement de la pâte, la formation d'ettringite au cours de l'hydratation du ciment ne conduit à aucun phénomène d'expansion dommageable pour le matériau.



L'ettringite secondaire peut se former de manière plus tardive suite à un apport externe en ions sulfate. La cristallisation de cette espèce peut conduire à l'apparition de pressions de cristallisation provoquant de l'expansion. Enfin, la formation de l'ettringite différée a pour origine des réactions plus complexes. Une élévation de la température au cours de l'histoire du béton provoque la non-formation et/ou la dissolution de l'ettringite primaire. Le retour à température ambiante et une humidité relative élevée permettent la formation de cristaux d'ettringite dans le béton durci. Cette cristallisation en milieu confiné peut donner lieu à des phénomènes de gonflement dommageables

pour le matériau. C'est ce type de phénomène, connu sous le nom de Réaction Sulfatique Interne ou RSI (Delayed Ettringite Formation ou DEF en anglais), dont il est question dans ces travaux.

2.1.2. Stabilité de l'ettringite dans les matériaux cimentaires

Au sein des matériaux cimentaires, l'ettringite est généralement stable à température ambiante. Sa constante de solubilité avoisine 10^{-45} à 25°C (Damidot *et al.*, 1992; Lothenbach & Winnefeld, 2006; Perkins & Palmer, 1999; Warren & Reardon, 1994). En effet, outre les ions calcium présents en excès dans de nombreux matériaux cimentaires, les ions sulfate relargués par la dissolution du gypse, des héli-hydrates et/ou de l'anhydrite et les ions aluminates issus de la solubilisation des aluminates tricalciques sont souvent présents en quantité suffisante pour permettre la stabilité de l'ettringite à 20°C comme illustré par (Damidot & Glasser, 1992, 1993). Ces mêmes auteurs ont étudié la stabilité de l'ettringite à 50 et 85°C et ont constaté une diminution de son domaine de stabilité au profit d'espèces telles que les monosulfoaluminates de calcium hydraté, la Portlandite et les hydrogrenats. La teneur en ions sulfate minimale pour stabiliser l'ettringite à 85°C est ainsi environ 50 fois plus élevée qu'à 25°C à teneurs en ions calcium et aluminates constantes. Une relation entre la solubilité de l'ettringite et l'inverse de la température a été proposée par (Perkins & Palmer, 1999) sur la base de résultats expérimentaux obtenus entre 5 et 75°C (Figure 1-1). La solubilité augmente avec l'augmentation de la température.

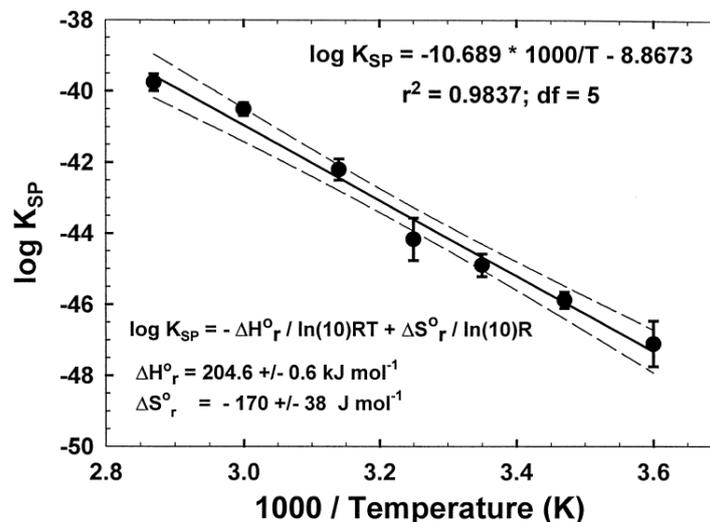


Figure 1-1. Dépendance de la solubilité de l'ettringite à la température (Perkins & Palmer, 1999).

D'autres paramètres impactent la stabilité de l'ettringite et donc sa solubilité. Ainsi, les alcalins, naturellement présents dans le béton sous forme de sulfate de sodium et de potassium, sont très solubles et contribuent à élever le pH de la pâte. De fait, (Damidot & Glasser, 1993) ont montré que

l'augmentation de la teneur en alcalins contribuait à élever la solubilité de l'ettringite dans le béton en jouant sur les phénomènes d'absorption des ions sulfate par les C-S-H.

2.2. Mécanismes réactionnels

2.2.1. Phénomènes de dissolution-précipitation

Si la formation d'ettringite différée est, au moins en partie, induite par une conversion des monosulfoaluminates préexistants, le mécanisme mis en jeu a été l'objet de débats. La formation d'ettringite différée a ainsi longtemps été attribuée à un mécanisme topochimique de type solide-solide à partir des monosulfoaluminates préexistants, par absorption d'eau et d'ions sulfate. Outre le fait que la présence de monosulfoaluminates à l'issue de l'échauffement ne soit pas systématiquement observée, les remarques formulées par (Mehta, 1983) concernant les différences significatives existant entre leur structure cristalline et celle de l'ettringite ont remis en cause cette théorie. Un consensus concernant la manière dont s'effectue cette conversion des monosulfoaluminates en ettringite a plus tard été adopté autour d'un mécanisme de dissolution-précipitation, suite aux observations expérimentales de (Barbarulo, 2002; Famy, 1999; Scrivener & Taylor, 1993) notamment. La généralisation de ces conclusions à l'ensemble des phénomènes conduisant à la formation d'ettringite différée a été rendue possible par la définition précise des domaines de stabilité des principales espèces impliquées en fonction de leur environnement (cf. Chapitre 1 §2.1.2). Un mécanisme général de développement de la RSI est proposé par (Famy *et al.*, 2001; Scrivener *et al.*, 1999; Scrivener & Taylor, 1993; Taylor *et al.*, 2001) prenant effectivement en compte le rôle joué par la dissolution des monosulfoaluminates dans la disponibilité des ions réactifs. La notion d'équilibre thermodynamique y est fondamentale. En effet, ce sont les perturbations de cet équilibre qui entraîneraient tour à tour la dissolution et la précipitation des espèces.

2.2.2. Disponibilités des ions réactifs pour la formation d'ettringite différée

2.2.2.1. Enrichissement de la solution interstitielle en ions sulfate

D'après les constatations expérimentales de (Hanehara *et al.*, 2008; Shimada & Young, 2004), la solution interstitielle constituerait un réservoir très important d'ions sulfate issus de la dissolution des phases primaires. La concentration en ions sulfate en solution peut constituer un indicateur de réactivité du matériau selon Hanehara *et al.* Ces auteurs supposent que la lenteur des cinétiques de

diffusion des espèces dans le matériau expliquerait la formation tardive d'ettringite, sans prendre en compte l'effet des alcalins sur ces cinétiques. Pourtant, la notion de concentration en ions sulfate dans la solution interstitielle apparaît indissociable de la concentration en alcalins, comme démontré par (Famy *et al.*, 2001). En effet, plus la teneur en alcalins est faible, plus la désorption des ions sulfate hors des C-S-H est facilitée (ce point sera abordé en détail dans le paragraphe suivant). Le lessivage des alcalins a donc probablement un rôle majeur sur la cinétique de formation de l'ettringite différée.

Par ailleurs, les teneurs en ions sulfate de la solution interstitielle extraite d'un matériau soumis ou non à un traitement thermique ont été mesurées à différentes échéances par (Wieker *et al.*, 1992). Environ 24 heures après application du traitement thermique, un excès d'ions sulfate a été détecté dans le matériau chauffé par rapport à celui conservé à température ambiante. Pourtant, cette teneur en ions sulfate avait diminué et retrouvé une valeur normale quelques jours plus tard, bien avant que les premiers signes d'expansion aient été observés. Les travaux menés par (Divet, 2001) sur l'absorption des ions sulfate sur des C-S-H synthétisés en suspension ont mis en évidence le caractère quasi-instantané de ce phénomène dans ces conditions opératoires. Ceci tend donc à démontrer que la solution interstitielle ne s'enrichit en ions réactifs que très temporairement, avant que ceux-ci précipitent sous forme de monosulfoaluminates ou soient absorbés dans les hydrates préexistants. Les calculs prenant en compte les équilibres thermodynamiques des différents hydrates ainsi que les capacités de sorption des C-S-H montrent que la fraction d'ions restant en solution est très inférieure à la quantité absorbée dans les C-S-H (Salgues, 2013). Le rôle prépondérant des phénomènes de fixation et de formation de monosulfoaluminates sur la disponibilité des ions réactifs pour la formation d'ettringite différée est ainsi admis par une grande majorité d'auteurs, l'enrichissement de la solution interstitielle apparaissant comme un phénomène transitoire.

2.2.2.2. Rôle des C-S-H

L'influence des C-S-H dans le stockage puis le relargage des ions sulfate et aluminate a été mis en évidence par (Barbarulo *et al.*, 2007; Divet & Randriambololona, 1998; Escalante-Garcia & Sharp, 1999; Famy, 1999; Fu *et al.*, 1994; Lewis *et al.*, 1995; Scrivener & Taylor, 1993; Taylor *et al.*, 2001; Yang *et al.*, 1999a). Une part importante des ions sulfate et aluminate libérés par la dissolution des phases primaires suite à l'élévation de la température est absorbée dans les C-S-H en raison de la sursaturation de la solution interstitielle. La capacité d'absorption des C-S-H est d'autant plus importante que la température et le pH sont élevés au sein du matériau (Divet & Randriambololona, 1998; Divet, 2001). Les ions sulfate sont faiblement liés au niveau des

interfeuillets des C-S-H, ce qui permet leur relargage lorsque les conditions thermodynamiques le permettent. (Lawrence, 1999) suppose que la cinétique de diffusion pilotant la libération des ions sulfate serait toutefois beaucoup plus lente que la cinétique d'absorption, contribuant à l'effet différé de la formation de l'ettringite. Ce phénomène pourrait toutefois être lié aux effets du lessivage des alcalins. Une fraction des ions aluminates absorbés pourrait également avoir été piégée dans les interfeuillets des C-S-H (Lognot *et al.*, 1998). Cela-dit, la majorité seraient plutôt fixés dans la structure cristalline des C-S-H en se substituant à la silice (Pardal *et al.*, 2009; Richardson, 1999) et ne pourraient pas être relargués en solution du fait de la force des liaisons chimiques créées.

2.2.2.3. Rôle des hydrogrenats

Les hydrogrenats sont des hydrates naturellement présents en faible proportion dans les matériaux cimentaires. L'élévation de température contribue à l'augmentation des teneurs en ions constitutifs des hydrogrenats par dissolution de l'ettringite primaire et favorise de fait leur formation (Deschner *et al.*, 2013). Les ions aluminates participant à la formation de ces hydrates sont alors piégés de façon irréversible même après retour à température ambiante (Dilnesa *et al.*, 2014; Flint & Wells, 1941; Marchese & Sersale, 1969; Yang *et al.*, 1999a). La quantité d'ettringite différée formée peut donc s'en trouver diminuée par manque d'ions aluminates. Ce phénomène pourrait être à l'origine de l'effet pessimum de gonflement observé notamment par (Brunetaud, 2005; Kchakech, 2015; Taylor *et al.*, 2001; Toutlemonde *et al.*, 2017) en fonction de l'énergie fournie au matériau : un allongement de la durée d'échauffement du béton au-delà d'une certaine valeur conduit ainsi à une diminution du potentiel de gonflement. Toutefois, dans la plupart des cas, en raison d'une cinétique de formation relativement lente même à température élevée, la quantité d'ions aluminates piégés dans ces hydrates reste nettement inférieure à celle absorbée dans les C-S-H.

2.2.2.4. Effet de la dissolution des monosulfoaluminates

Un phénomène de conversion des monosulfoaluminates en ettringite après cure dans les matériaux cimentaires expansifs a souvent été constaté expérimentalement (Gollop & Taylor, 1992; Shimada & Young, 2004; Taylor *et al.*, 2001). Ces auteurs ont supposé qu'il s'agissait de monosulfoaluminates primaires non dissous, dans la mesure où les observations avaient été faites immédiatement après la fin de la cure thermique. Il pourrait toutefois s'agir de monosulfoaluminates secondaires, apparus par combinaison des ions calcium, aluminates et sulfate relargués par la dissolution de l'ettringite primaire (Salgues, 2013; Salgues *et al.*, 2014). En effet, la

Figure 1-2, obtenue à partir du modèle thermodynamique de Salgues, illustre la précipitation de monosulfoaluminates secondaires après la fin de la cure puis d'ettringite par la suite, par conversion de ces monosulfoaluminates secondaires. La présence de monosulfoaluminates, qu'ils soient primaires ou secondaires n'est associée à aucun phénomène expansif (Lewis *et al.*, 1994).

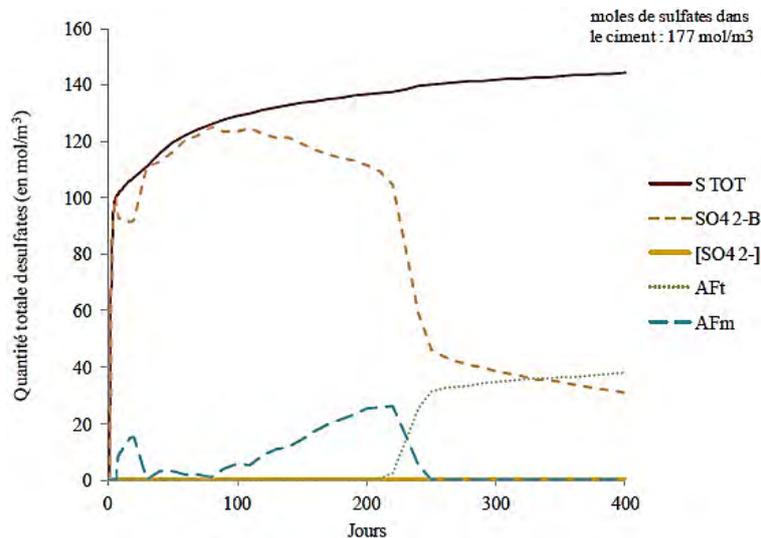


Figure 1-2. Modélisation de l'évolution des quantités des phases sulfatées (**S TOT** = ions sulfate totaux, **SO42-B** = ions sulfate absorbés par les C-S-H, **[SO42-]** = ions sulfate en solution, **AFt** = ettringite formée, **AFm** = monosulfoaluminates formés) pendant le développement de la RSI (Salgues, 2013).

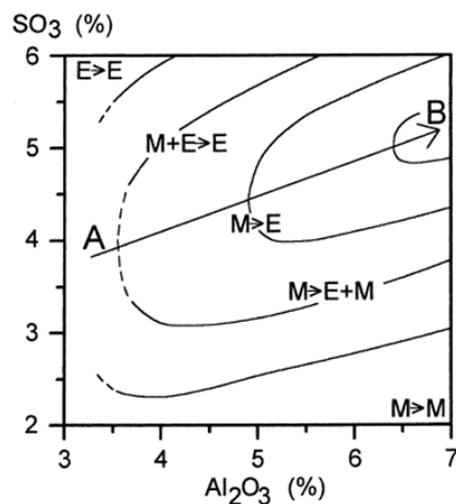


Figure 1-3. Stabilité du monosulfoaluminate et de l'ettringite en fonction de la teneur en SO₃ et Al₂O₃ de la solution interstitielle (Taylor *et al.*, 2001).

Le relargage en solution des ions sulfate absorbés dans les C-S-H conduirait à la dissolution des monosulfoaluminates, ce qui expliquerait leur disparition à long terme. Cette dissolution pourrait entraîner la libération d'ions aluminate et sulfate, à raison d'une mole de chacun de ces réactifs par mole de monosulfoaluminate dissoute, qui pourraient se combiner aux ions sulfate en excès pour

former de l'ettringite occasionnant les gonflements. La stabilité des monosulfoaluminates serait liée au rapport Al_2O_3/SO_3 dans la solution interstitielle (Figure 1-3). Ainsi, si la teneur en ions aluminates dans la solution interstitielle est très supérieure à la teneur en ions sulfate, les monosulfoaluminates restent stables à long terme. Ceci peut notamment expliquer l'inhibition des phénomènes expansifs en présence de métakaolins, riches en ions aluminates.

2.2.2.5. Effet de la dissolution d'autres hydrates

La consommation d'ions calcium induite par la formation tardive d'ettringite conduit à un appauvrissement de la solution interstitielle en calcium, ce qui entraîne une dissolution progressive de la Portlandite, dont la présence est liée à l'importance du rapport Ca/Si (Kunther *et al.*, 2015) dans les matériaux cimentaires à base de ciment Portland notamment. Ce phénomène de dissolution peut être favorisé par le lessivage des alcalins dans la mesure où la solubilité de la Portlandite est d'autant plus élevée que la teneur en alcalins est faible (Duchesne & Reardon, 1995; Fratini, 1949).

(Collepari, 1999) avance l'hypothèse d'un relargage tardif des ions sulfate contenus dans le ciment (présents sous forme de gypse, d'hémihydrate ou d'anhydrite) ou éventuellement piégés dans le clinker. L'élévation de la température pendant la période de prise du matériau cimentaire perturberait les réactions d'hydratation et la dissolution du C_3A notamment, qui pourrait donc s'effectuer de manière tardive et alimenter la RSI (Divet & Randriambololona, 1998).

Enfin, une partie des ions réactifs peuvent provenir de la dissolution de cristaux d'ettringite différée thermodynamiquement instables suite à l'appauvrissement local en ions réactifs de la solution interstitielle, à l'augmentation de la température (Barbarulo *et al.*, 2005; Kchakech, 2015) et/ou à une augmentation locale de la pression intraporeuse (Brunetaud, 2005; Scherer, 2004).

2.3. Mécanismes d'expansion

2.3.1. Absorption d'eau par l'ettringite colloïdale

Sur la base d'équations stœchiométriques impliquées dans la formation d'ettringite au sein de trois ciments expansifs différents, (Mehta, 1973) démontre que la formation d'ettringite différée conduit à une diminution du volume des espèces chimiques impliquées de l'ordre de 7 à 8 %. Fort de ce constat, il propose un mécanisme expansif alternatif axé autour de plusieurs hypothèses :

- Seule l'ettringite colloïdale (dite également massive ou amorphe à contrario de l'ettringite aciculaire) est capable de provoquer des phénomènes expansifs importants.

- L'ettringite colloïdale n'est source de gonflement du matériau que si celui-ci est exposé à une source d'eau externe. La structure des cristaux d'ettringite, chargés négativement en surface (Moore & Taylor, 1968), conduirait à l'absorption d'une grande quantité de molécules d'eau. L'accroissement du volume des cristaux serait à l'origine des phénomènes expansifs. (Mehta, 1973) n'écarte pas la possibilité d'effets expansifs induits par les phénomènes répulsifs de double couche électrique consécutif à cette absorption d'eau.

2.3.2. Phénomène de double couche électrique

Les conclusions tirées par (Olphen, 1963) concernant les phénomènes répulsifs des grains d'argile en présence d'eau ont été étendues aux cristaux d'ettringite : la structure des cristaux d'ettringite, la surface spécifique élevée de ceux de petite dimension, la proximité d'un fluide chargé en ions et le lessivage des alcalins favoriseraient l'absorption des ions disponibles. Ce phénomène permettrait de diminuer l'énergie de surface des petits cristaux (Min & Mingshu, 1994) tout en générant des forces répulsives importantes, à tel point que les forces initiées par la double couche électrique prendraient le pas sur les forces de Van der Waals (Li *et al.*, 1996). Ainsi, le gonflement serait initié par une augmentation de la distance entre les particules d'ettringite. Toutefois, ce phénomène ne semble pas conduire à de fortes expansions dans les matériaux cimentaires (Lea, 1971).

2.3.3. Pression de cristallisation

La théorie de la pression de cristallisation de l'ettringite différée a été formulée à partir de principes thermodynamiques tels que la loi de Correns (1-3), relation thermodynamique liant la pression engendrée par la précipitation d'un sel au taux de sursaturation C/C_s de la solution (Correns, 1949), grâce aux contributions successives de (Ping & Beaudoin, 1992a, 1992b; Scherer, 2004) :

$$p = \frac{RT}{V} \ln \left(\frac{C}{C_s} \right) \quad (1-3)$$

Dans cette expression, R est la constante des gaz parfaits, T la température absolue, V le volume molaire du sel, C la concentration du sel dans la solution et C_s la concentration du sel à saturation. Si tous les auteurs s'accordent sur l'existence et l'importance des pressions de cristallisation dans les gonflements générés par la RSI, il y a débat concernant le lieu préférentiel dans lequel elles se développent.

2.3.3.1. Gonflement à l'interface pâte-granulats

Les premières observations d'ettringite différée dans le béton l'ont été au niveau de l'interface pâte-granulats (Heinz & Ludwig, 1987). Par la suite, toutes les observations faites sur matériaux cimentaires expansifs atteints de RSI ont fait état de présence massive de cristaux en pourtour des granulats. Les expansions induites par la RSI ont donc été tout naturellement attribuées au phénomène de cristallisation à cet emplacement. Le mécanisme selon lequel le gonflement généré par la RSI aurait pour origine la formation d'ettringite au niveau de l'interface pâte/granulats s'appuie sur l'hypothèse de développement de fortes pressions de cristallisation dans les pores de grandes dimensions. Les observations effectuées attestent de la présence d'ettringite dite comprimée autour des granulats (Aubert *et al.*, 2009; Heinz & Ludwig, 1987; Leklou *et al.*, 2008; Shao *et al.*, 1997; Yang *et al.*, 1996). Si la fissuration de la pâte, comblée par des cristaux d'ettringite, a bien été observée, elle l'a été pour des niveaux d'expansion déjà très importants et bien après les premières observations d'ettringite à l'interface pâte/granulats (Leklou *et al.*, 2008). Par ailleurs, les observations faites par (Barbarulo, 2002; Odler & Chen, 1995) mettent en évidence des cinétiques de gonflement ralenties pour les pâtes de ciment par rapport aux bétons, ce qui atteste que, si la présence de granulats n'est pas indispensable, elle joue un rôle important dans le développement des phénomènes délétères de la RSI. Les observations expérimentales de (Brunetaud, 2005; Yang *et al.*, 1999b; Malbois *et al.*, 2017) ont montré que le type de granulats utilisés pouvait avoir une incidence sur l'apparition d'ettringite à l'interface pâte/granulats et sur l'importance les phénomènes expansifs. Ces travaux confirment l'importance du rôle des granulats sur les expansions induites par la RSI. (Diamond, 1996) observe également d'importantes différences de comportement entre des bétons atteints de RSI composés de granulats siliceux et calcaires.

2.3.3.2. Gonflement homogène de la pâte

Les principales réserves exprimées concernant le mécanisme de gonflement au droit de l'interface pâte-granulats touchent aux considérations thermodynamiques d'apparition des pressions de cristallisation. En effet, selon (Scherer, 1999), les conditions thermodynamiques locales de formation de l'ettringite laissent penser qu'elle se produirait sous forme de cristaux aciculaires orientés parallèlement à l'interface pâte-granulats. Cette disposition permettrait une consommation de la sursaturation en espèces sans toutefois provoquer de phénomènes expansifs. (Famy & Taylor, 2001) remettent en cause le développement de fortes pressions de cristallisation dans ces zones devant l'importance des degrés de saturation en espèces nécessaires à leur apparition. Le mécanisme de RSI proposé par (Famy *et al.*, 2001; Scrivener *et al.*, 1999; Scrivener & Taylor,

1993; Taylor *et al.*, 2001) est basé sur un gonflement homogène de la pâte. La déstabilisation de l'ettringite primaire consécutive à l'élévation de la température dans le matériau conduit à un relargage massif d'ions calcium, aluminates et sulfates dans la solution interstitielle. Comme évoqué précédemment (cf. Chapitre 1 §2.2.2.2), ces ions seraient en grande partie absorbés dans les C-S-H ou précipités sous forme de monosulfoaluminates dans les nano- et micropores de la pâte. Lorsque les conditions thermodynamiques permettent un relargage des ions sulfate piégés dans les C-S-H (typiquement après retour en température), des cristaux d'ettringite se forment de façon localisée, à proximité immédiate des sources d'ions réactifs que sont les C-S-H et les monosulfoaluminates (Figure 1-4). L'ettringite étant ainsi répartie de manière homogène dans la pâte de ciment, cela conduirait à un gonflement homogène de cette dernière. Les difficultés à observer des cristaux de monosulfoaluminates et d'ettringite dans les C-S-H externes seraient dues à la résolution des appareils de laboratoire au regard de la taille de ces cristaux, inférieure au micromètre (Brunetaud, 2005).

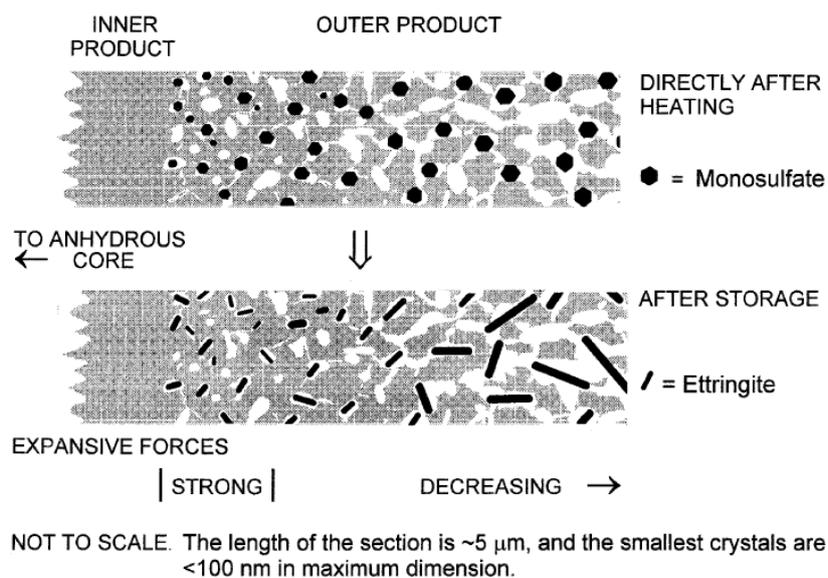


Figure 1-4. Mécanisme d'expansion par conversion du monosulfoaluminate dans les CSH externes (Taylor *et al.*, 2001).

L'observation précoce d'ettringite au droit de l'interface pâte/granulats aurait pour origine le décollement des granulats sous l'effet du gonflement homogène de la pâte (Figure 1-5). Une relation a pu être établie par (Johansen *et al.*, 1993) entre la taille des granulats et la largeur du décollement, ce qui conforte la théorie du gonflement homogène de la pâte. L'ettringite s'y formerait, une fois cette fissuration initiée, par dissolution des plus petits cristaux et recristallisation sous forme de cristaux plus volumineux (Barbarulo, 2002). Ce processus ne contribuerait a priori pas aux expansions (Figure 1-6).

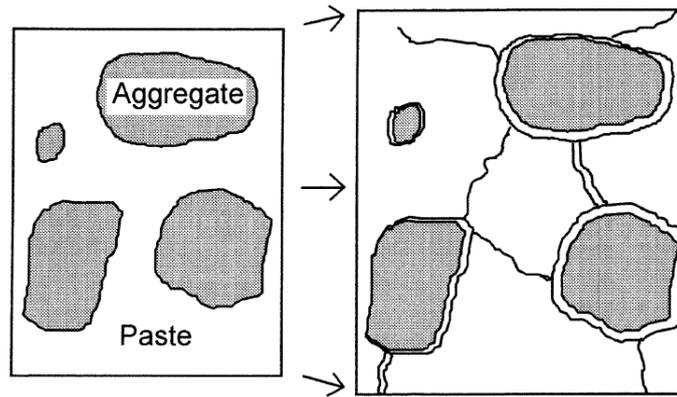


Figure 1-5. Décollement de l'interface pâte/granulats sous l'effet du gonflement homogène de la pâte (Taylor *et al.*, 2001).

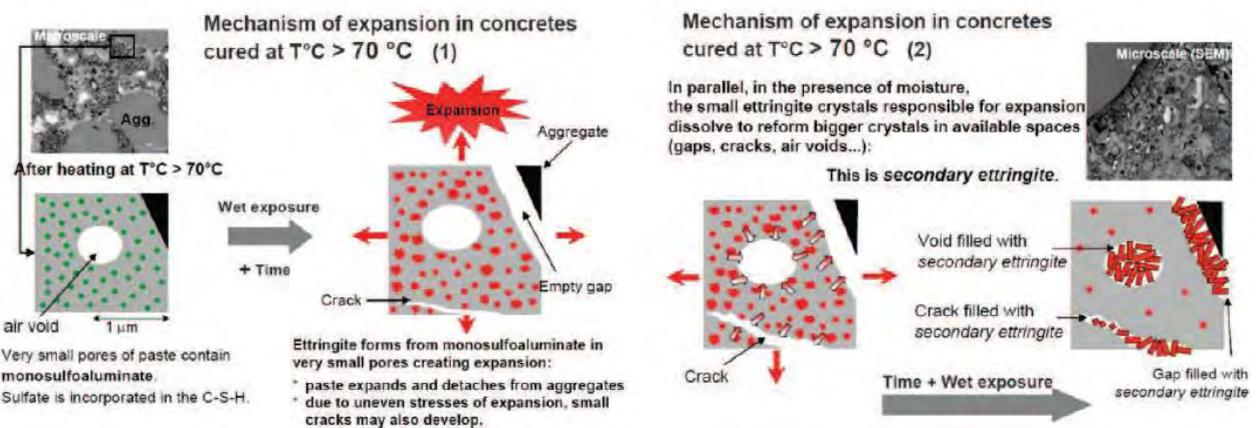


Figure 1-6. Mécanismes de gonflement homogène de la pâte et de dissolution/recristallisation de l'ettringite (Famy *et al.*, 2002).

L'approche thermodynamique de (Scherer, 2004), basée notamment sur la loi de (Correns, 1949) (1-3), a permis de valider analytiquement le mécanisme de gonflement homogène de la pâte. La solubilité d'un cristal augmente avec la pression à laquelle il est soumis. Il y aurait ainsi compétition entre la formation d'ettringite dans les nanopores des C-S-H et dans les macropores. Le premier phénomène est conforme au mécanisme de précipitation d'ettringite suite au relargage des ions sulfate absorbés dans les C-S-H et à la dissolution des monosulfoaluminates décrit par (Scrivener & Taylor, 1993). L'analyse thermodynamique de Scherer semble confirmer l'apparition de pressions de cristallisation dans les nanopores suffisantes pour induire une fissuration de la matrice cimentaire. Une morphologie d'ettringite dite massive ou amorphe est associée à ces pressions. Le phénomène de formation d'ettringite dans les macropores serait quant à lui lié à l'existence de gradients de concentration en ions réactifs dans la solution interstitielle entre les nanopores (sursaturation) et les macropores (faible concentration). La fissuration de la matrice cimentaire aurait pour conséquence de permettre la migration de ces ions, avec toutefois une

cinétique de diffusion de l'ordre de plusieurs semaines. Selon la loi de Correns (1-3), la précipitation d'ettringite dans les macropores (pression faible) se produit pour une saturation en ions réactifs nettement plus faible que dans les nanopores (pression élevée). L'ettringite précipiterait donc dans les macropores sans élévation de la pression et sans aggraver les phénomènes expansifs. Cette précipitation contribue à maintenir les gradients de concentration et le flux d'ions réactifs entre les nanopores et les macropores. De plus, le départ de ces ions perturbe l'équilibre thermodynamique au sein des nanopores en y diminuant la sursaturation. De fait, les nanocristaux d'ettringite voient leur solubilité augmenter et sont peu à peu dissous, ce qui réalimente le phénomène par libération d'ions réactifs.

Cette théorie ne fait toutefois pas consensus dans la communauté scientifique et est remise en cause par plusieurs auteurs (Diamond, 1996, 2002; Fu *et al.*, 1995). (Lawrence, 1995; Petrov, 2003) évoquent la dispersion des résultats expérimentaux de gonflement menés avec une même pâte cimentaire en fonction des caractéristiques des granulats et l'influence de la présence d'air dans les phénomènes expansifs. En effet, une augmentation du volume d'air entraîné, constituant des pores de plutôt grande dimension au regard de ceux impliqués dans le gonflement homogène de la pâte selon (Scherer, 2004), peut provoquer ainsi une diminution voir inhibition des phénomènes expansifs. Ces observations semblent remettre en cause la théorie du gonflement homogène de la pâte.

2.3.3.3. Mécanismes combinés de gonflement de la pâte et de l'interface pâte-granulats

Une incompatibilité des mécanismes de gonflement vus précédemment n'étant pas établie, (Brunetaud, 2005) propose un mécanisme combiné associant les gonflements homogènes de la pâte et ceux localisés au droit de l'interface pâte-granulats. Le développement des phénomènes expansifs suivrait la chronologie suivante (Figure 1-7) :

- La phase initiale : elle correspond à la période d'instabilité de l'ettringite primaire, le plus souvent associée à une élévation de la température. Les ions libérés par la dissolution de l'ettringite sont absorbés par les C-S-H, mobilisés pour former des monosulfoaluminates ou dispersés dans la solution interstitielle. Le retour à température ambiante marque la fin de cette phase, avec une sursaturation de la solution interstitielle vis-à-vis de l'ettringite.
- Une période latente : durant cette période dite latente ou d'incubation, le phénomène de RSI est extrêmement lent (la cinétique dépendant de l'activation initiale et de la structure des C-S-H). La sursaturation progressive de la solution interstitielle par relargage des ions absorbés dans les

C-S-H et par la dissolution des monosulfoaluminates provoque la cristallisation de l'ettringite. Peu à peu, des pressions de cristallisation apparaissent, fonctions du taux de sursaturation et du volume disponible au sein de la pâte cimentaire, et entraînent des expansions limitées mais homogènes. Ces expansions sont d'autant plus faibles que les propriétés de diffusion du matériau sont élevées : elles contribuent en effet à réduire les gradients de concentration entre pores et ainsi à diminuer le taux de sursaturation. S'inspirant du mécanisme proposé par (Taylor *et al.*, 2001), Brunetaud estime que la cristallisation de l'ettringite pourrait se produire préférentiellement dans les pores des C-S-H. Cela dit, il évoque la possibilité d'un autre site d'expansion au sein des grains de Hadley. Leur formation est issue d'un décollement entre l'auréole d'hydrates et le grain de ciment anhydre, laissant une coque de C-S-H vide après réaction totale des constituants. Ces grains de Hadley sont répartis de manière homogène dans la pâte cimentaire et présentent des caractéristiques favorables au développement de l'ettringite (présence d'AFm après échauffement). Le gonflement homogène engendré provoque finalement une fissuration autour des inclusions non gonflantes comme les granulats, marquant ainsi la fin de la période de latence.

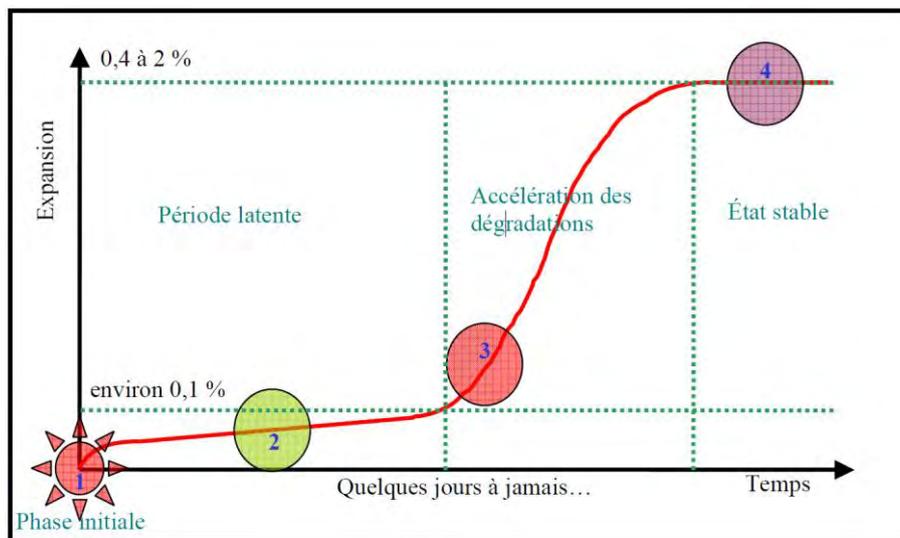


Figure 1-7. Mécanisme combiné de gonflement homogène de la pâte et de l'interface pâte - granulats (Brunetaud, 2005).

- Une phase d'accélération des dégradations : une accélération des phénomènes expansifs est explicable par une modification rapide des efforts internes due à la fissuration de l'interface pâte-granulats. En effet, dès la fissuration initiée, les contraintes s'intensifient avant d'être libérées par la propagation de la fissure et l'ouverture de l'interface. Par ailleurs, les cavités de tailles importantes ainsi créées sont susceptibles de faciliter les apports en eau et les transferts ioniques au sein du matériau. Le taux de sursaturation nécessaire à la croissance des cristaux

d'ettringite dans une cavité étroite (comme les pores des C-S-H) est bien plus élevé que dans une cavité plus volumineuse (comme celles apparues autour des granulats après fissuration). Il s'ensuit une dissolution et une migration de l'ettringite depuis les pores des C-S-H vers les cavités nouvellement créées. Ce phénomène ne conduirait pas à un accroissement significatif des expansions. En revanche, le matériau se fragilisant, il résiste de moins en moins bien aux pressions de cristallisation (baisse du module dynamique). Ainsi, de plus petites pressions de cristallisations sont nécessaires pour poursuivre la dégradation du matériau. Le phénomène de dégradation est auto-entretenu et amplifié dans la mesure où des pressions de cristallisation plus faibles requièrent de plus faibles sursaturations et donc un plus faible potentiel. Or une diminution du potentiel entraîne une augmentation du flux d'ions libérés par les C-S-H et contribue à entretenir le phénomène.

- Une stabilisation progressive : le retour à un équilibre total du potentiel est nécessaire à la stabilisation progressive du phénomène. Cela se produit lorsque l'ensemble des ions sulfate initialement absorbés par les C-S-H lors de l'échauffement a été consommé, ou bien lorsque le matériau parvient enfin à résister au gonflement. Une expansion résiduelle est toutefois observable et pourrait être due aux phénomènes de dissolution/migration/reprécipitation des cristaux de petites dimensions.

2.4. Paramètres influençant la cinétique et le volume d'ettringite différée créée

2.4.1. Composition chimique et formulation du béton

2.4.1.1. Teneur en ions sulfate

En comparant le comportement de mortiers réalisés à partir de trois types de ciment différents, (Barbarulo *et al.*, 2005) ont cherché à évaluer entre autres l'influence de la teneur en ions sulfate sur les phénomènes expansifs provoqués par la formation différée d'ettringite (Figure 1-8). Comme attendu, le développement de la réaction sulfatique interne semble directement conditionné, en tant qu'élément constitutif de l'ettringite, par la quantité d'ions sulfate internes disponibles. Ainsi, les mortiers formulés à partir de ciments à faible teneur en ions sulfate (**mortar type 20M**) présentent une expansion quasi nulle, au contraire des formulations à moyenne et forte teneur en ions sulfate (**mortar type 30, mortar type 10**).

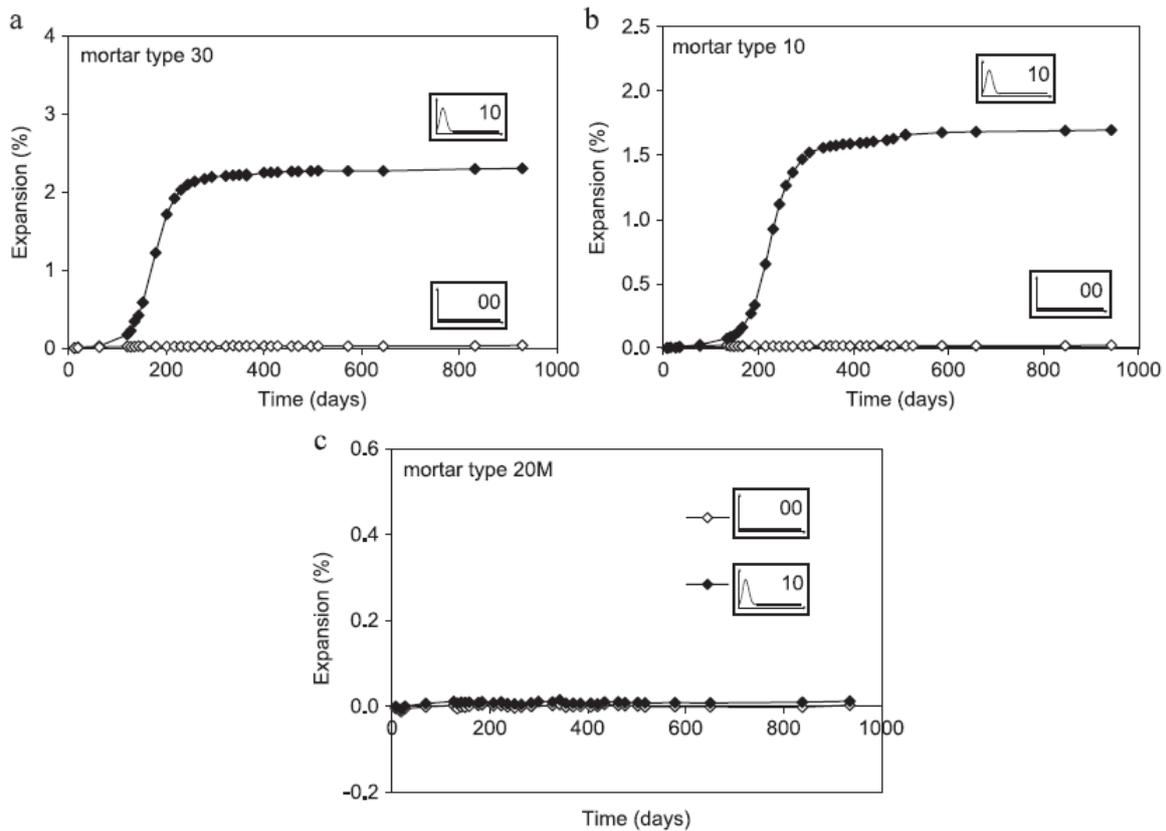


Figure 1-8. Expansions de mortiers à forte (a.), moyenne (b.) et faible (c.) teneurs en ions sulfate soumis à un traitement thermique (cycle 10) ou non (cycle 00) au jeune âge (Barbarulo *et al.*, 2005).

Les influences conjointes de plusieurs paramètres liés notamment au ciment utilisé ont été étudiées plus récemment par (Brunetaud, 2005; Pavoine *et al.*, 2012). Lors de ces travaux, l'expansion d'échantillons a été mesurée en fonction de la teneur en sulfate, de la teneur en alcalins, de la surface spécifique Blaine du ciment et de la température de cure (75 ou 85°C). Pour des niveaux de paramètres constants, une forte teneur initiale en sulfate est associée à des phénomènes expansifs amplifiés par rapport à un ciment pauvre en ions sulfate. En conclusion, les ions sulfate constituent généralement la principale espèce limitante de la réaction sulfatique interne dans les matériaux cimentaires. Une augmentation de la teneur en ions sulfate du ciment conduit à une aggravation du phénomène de réaction sulfatique interne (sous réserve de conditions favorables à son développement).

2.4.1.2. Teneur en ions aluminat et en oxyde de fer

Le développement de la réaction sulfatique interne est conditionné, au même titre que les ions sulfate, par la présence d'ions aluminat. Les résultats obtenus par (Brunetaud, 2005; Pavoine *et al.*, 2012) font état de gonflements plus importants pour les formulations riches en ions aluminat par rapport aux formulations présentant une faible teneur. Cette espèce est naturellement présente dans

les ciments sous forme combinée de C₃A et de C₄AF notamment. Lors d'une réaction tardive, la solubilisation du monosulfoaluminate, de reliquats d'aluminates tricalciques anhydres ou d'aluminates tétracalciques hydratés sont autant de sources potentielles d'ions aluminate. Les teneurs en ions sulfate et aluminate sont souvent associées sous la forme d'un facteur SO₃/Al₂O₃ ayant une influence majeure, mais pour lors difficilement quantifiable, sur la formation d'ettringite différée selon (Taylor *et al.*, 2001).

Par ailleurs, de nombreux auteurs ont constaté la présence d'ions fer en substitution des ions aluminate dans ces hydrates (Black *et al.*, 2006; Brown, 1993; Collepardi *et al.*, 1979; Csizmadia *et al.*, 2001; Emanuelson & Hansen, 1997; Fukuhara *et al.*, 1981; Taylor, 1997). De l'ettringite, du monosulfoaluminate et du monocarbonate ont été synthétisés uniquement en présence d'ions aluminate d'un côté et d'oxyde de fer de l'autre. Les produits de solubilité ont ainsi pu être déterminés et comparés (Tableau 1-1), démontrant que la coexistence des phases ferriques et alumineuses est possible du point de vue thermodynamique. En effet, les ordres de grandeurs des produits de solubilité des deux phases sont similaires. Les investigations menées par (Möschner *et al.*, 2009) en synthétisant de l'ettringite à partir de différents ratios $X_{Al} = Al / (Al + Fe)$ allant de 0,0 à 1,0 avec des pas de 0,1 ont mis en évidence à la diffractométrie de rayons X (DRX) l'existence d'un seuil de miscibilité pour des valeurs de X_{Al} comprises entre 0,3 et 0,6 : une majorité d'ettringite ferrique a été observée en-dessous de ce seuil, et une majorité d'ettringite alumineuse au-dessus. Ces résultats expérimentaux, même s'ils ne peuvent pas être comparés aux conditions thermodynamiques présentes au sein d'un matériau cimentaire, démontrent la possibilité de voir coexister ces deux phases. Le recours à des ciments riches en ions fer dans le cadre de formulation de béton est de fait susceptible de conduire à une augmentation du risque RSI.

Tableau 1-1. Produits de solubilité des hydrates ferriques et alumineux.

	Fe-	Al-
Ettringite	$10^{-44,0 \pm 0,7}$ (Möschner <i>et al.</i> , 2008)	$10^{-44,9}$ (Perkins & Palmer, 1999)
Monosulfoaluminate	$10^{-33,2 \pm 0,5}$ (Möschner <i>et al.</i> , 2008)	$10^{-29,3 \pm 0,5}$ (Matschei <i>et al.</i> , 2007)
Monocarbonate	$10^{-35,5 \pm 0,3}$ (Möschner <i>et al.</i> , 2008)	$10^{-31,5}$ (Möschner <i>et al.</i> , 2009)

Les cinétiques de formation de ces phases apparaissent en revanche très différentes. (Perkins & Palmer, 1999) ont ainsi constaté que lorsque de l'ettringite alumineuse était synthétisée, un équilibre était atteint entre 4 et 6 jours après introduction des espèces réactives. Cet équilibre ne serait atteint qu'au-delà de 180 jours pour de l'ettringite ferrique selon (Möschner *et al.*, 2008). Ces résultats mettent donc en avant des cinétiques de formation d'ettringite beaucoup plus rapides en

présence d'ions aluminates qu'en présence d'oxyde de fer. Cette conclusion peut être a priori étendue aux phases monosulfoaluminates et monocarbonates. Les observations expérimentales d'une pente résiduelle en fin de gonflement (après la phase dite d'accélération des gonflements) pourraient être liées à la mobilisation tardive des ions fer pour former de l'ettringite. La distinction entre ions aluminates et oxyde de fer est rarement faite dans la littérature en ce qui concerne la RSI. Pour cette raison, la dénomination « ions aluminates » est utilisée dans ce mémoire pour désigner les ions métalliques réactifs, prenant en compte autant les ions aluminates que les oxydes de fer.

2.4.1.3. Teneur en alcalins

Les travaux de (Adamopoulou *et al.*, 2011; Famy *et al.*, 2001; Katsioti *et al.*, 2011; Lewis *et al.*, 1995) ont mis en avant l'influence de la teneur en alcalins des matériaux cimentaires sur les phénomènes expansifs dus à la réaction sulfatique interne. Comme évoqué précédemment (cf. Chapitre 1 §2.1.2), la présence de cette espèce dans la matrice cimentaire contribue à augmenter le pH et à accroître la solubilité de l'ettringite. A court terme, une forte teneur en alcalins contribue donc à la dissolution massive de l'ettringite primaire. Selon (Divet & Randriambololona, 1998), la capacité d'absorption des C-S-H apparaît être fortement dépendante de la teneur en alcalins du matériau. Ces auteurs évoquent un accroissement des forces ioniques : avec l'augmentation de la teneur en alcalins, les forces de Van der Waals seraient prépondérantes par rapport aux forces répulsives de Coulomb, favorisant ainsi l'absorption des ions sulfate. A long terme, le lessivage des alcalins, eux-mêmes très solubles, en présence d'eau produit l'effet inverse, avec une diminution du pH et de la solubilité de l'ettringite. Finalement, plus leur teneur est importante au jeune âge, plus la quantité d'ions réactifs issus de la dissolution de l'ettringite primaire (ions sulfate et aluminates notamment) est élevée en solution, augmentant ainsi la quantité d'ettringite pouvant potentiellement être formée après lessivage. Cette conclusion est appuyée par les résultats de (Brunetaud, 2005; Pavoine *et al.*, 2012), pour lesquels le gonflement des échantillons est aggravé par une forte teneur en alcalins, les conditions de conservation n'ayant a priori pas empêché leur lessivage. (Martin *et al.*, 2013) soulignent l'importance de prendre en compte l'évolution des teneurs en alcalins des ouvrages atteints de RSI pour prédire leur comportement.

(Escadeillas *et al.*, 2007) se sont intéressés aux différents types de sels de sulfate susceptibles de mener à la formation d'ettringite différée. Des ajouts de sulfate de calcium CaSO_4 ou de sulfate de sodium Na_2SO_4 ont été faits en proportions identiques dans la composition de mortiers. Après cure et conservation immergée des échantillons pendant 800 jours à 20°C, l'expansion a été mesurée. Il apparaît, après cure et conservation des échantillons en eau pendant 800 jours à 20°C, que la

présence de sulfate de calcium n'a pas permis le développement de la réaction sulfatique interne, alors même que la présence de sulfate de sodium conduit à des gonflements très importants. Ces disparités démontrent bien l'impact significatif des alcalins, ici sous forme d'ions sodium, dans le développement de la réaction sulfatique interne.

2.4.1.4. Finesse du ciment

La surface spécifique Blaine du ciment semble être un facteur contribuant au développement de la réaction sulfatique interne. En effet, les expérimentations de (Brunetaud, 2005; Pavoine *et al.*, 2012) ont démontré que l'augmentation de la surface Blaine contribue à l'accentuation des phénomènes délétères. Ces auteurs avancent comme explication possible à cet effet l'influence indirecte des ions aluminates. L'activation des phases aluminates les moins réactives comme le C_4AF , favorisée par une surface Blaine plus importante, conduirait à une augmentation de la quantité d'aluminate remobilisable ensuite au cours de la formation d'ettringite différée. Selon (Tosun, 2006), des cinétiques d'hydratation différentes sont à l'origine de ces effets. La formation d'ettringite primaire, se produisant autour des grains, tend à ralentir du fait de la difficulté pour l'eau d'atteindre le ciment non hydraté présents au sein des grains volumineux. Ainsi, des grains plus grossiers permettent, dans les premiers temps de la formation d'ettringite différée, une cristallisation aux effets néfastes limités pour le matériau du fait de la porosité élevée de la matrice. L'initiation de la réaction sulfatique interne est cependant plus rapide, l'intrusion d'eau étant facilitée par la plus forte porosité. Dans le cas d'une surface spécifique Blaine élevée, donc en présence de grains de volume réduit, la porosité de la matrice cimentaire est très fine. Par conséquent, l'intrusion d'eau est plus lente, retardant le développement de la réaction sulfatique interne. Une porosité plus fine implique également une hydratation rapide pouvant conduire à des élévations de température plus importantes que dans le cas d'un ciment plus grossier avec des conséquences pouvant être néfastes en termes de potentiels de RSI (Pavoine, 2003).

2.4.1.5. Formulation du béton

2.4.1.5.1. Dosage en ciment et rapport eau/ciment

La température atteinte par un matériau cimentaire lors de son hydratation est indirectement liée à son dosage en ciment : plus la quantité de ciment par unité de volume est élevée plus la chaleur d'hydratation produite est importante et est susceptible de contribuer à l'apparition et au développement de la réaction sulfatique interne. D'autre part, la teneur en ions réactifs dans le

matériau augmente également avec la proportion de ciment introduite. En effet, le ciment constitue le plus souvent la principale source d'ions sulfate, aluminates et calcium. Il en va de même pour les ions alcalins, qui, bien que non réactifs, conditionnent la stabilité de l'ettringite. Enfin, la compacité du matériau est impactée par le dosage en ciment. Ainsi, au même titre que la finesse du ciment (Taylor *et al.*, 2001), ce paramètre modifie les capacités de transfert poreux et la vulnérabilité du matériau vis-à-vis des intrusions d'eau.

Dans la mesure où le rapport Eau/Ciment impacte la porosité du matériau au même titre que la finesse et le dosage en ciment, les effets sur le développement de la RSI sont similaires. La réduction de ce rapport induit en effet une diminution de la porosité dans le matériau durci. Les mécanismes de transfert poreux sont donc rendus plus difficiles, ralentissant la cinétique de formation de l'ettringite différée (Petrov, 2003). En revanche, la faible porosité amoindrit le rôle de vase d'expansion qu'elle peut jouer, en particulier dans les premiers temps de la réaction, et pourrait conduire à des gonflements plus rapides et importants une fois le phénomène de réaction sulfatique interne enclenché (Brunetaud *et al.*, 2006; Stark *et al.*, 1992).

2.4.1.5.2. Nature des granulats

(Grabowski *et al.*, 1992) remarquent que le gonflement du béton peut être plus important que celui de la pâte de ciment associée. Pour ces auteurs, l'auréole de transition entre la pâte et les granulats est susceptible d'être altérée par le phénomène de RSI et contribuerait à accentuer le gonflement du béton. Le déchaussement des granulats serait notamment engendré par les forces d'expansion générées dans la pâte par la RSI. Les vides créés, facilitant les transferts au sein du matériau, seraient alors des sites privilégiés de cristallisation, notamment d'ettringite différée non expansive.

Les phénomènes d'expansion semblent plus marqués et/ou plus rapides avec les granulats siliceux qu'avec les granulats calcaires (Brunetaud, 2005; Brunetaud *et al.*, 2006; Grattan-Bellew *et al.*, 1998; Hanehara *et al.*, 2008). Selon (Grabowski *et al.*, 1992), ces phénomènes sont liés au déchaussement des granulats sous l'effet du gonflement de la pâte. Cette différence de comportement entre granulats siliceux et calcaires peut provenir d'une liaison moins forte au niveau de l'interface avec la pâte (Taylor *et al.*, 2001), les premiers n'étant pas chimiquement réactifs avec la pâte de ciment contrairement aux seconds, notamment après cure (Brunetaud, 2005).

Les phénomènes d'expansion pourraient également être impactés par la finesse des granulats utilisés. Cependant, les résultats expérimentaux disponibles dans la littérature restent très disparates et contradictoires (Al Shamaa, 2012; Fu *et al.*, 1997; Grattan-Bellew *et al.*, 1998; Heinz *et al.*, 1999) : le rôle joué par la taille des granulats n'est pas clairement identifié à ce jour.

2.4.1.5.3. Additions minérales

L'étude de l'effet inhibiteur des additions minérales n'est pas l'objet des travaux menés au cours de la thèse. Par ailleurs, les phénomènes à l'origine de ces inhibitions ne sont pas complètement connus. Pour ces raisons, les mécanismes à l'œuvre ne sont qu'évoqués dans ce manuscrit.

De nombreux auteurs ont étudié l'impact des principales additions minérales sur la RSI. Leurs travaux successifs ont permis notamment de définir des seuils d'inhibition de la pathologie : substitution de l'ordre de 10 à 20% de la masse de ciment CEM I pour les métakaolins et les fumées de silice, de 15 à 20% pour les cendres volantes et de 35 à 45% pour les laitiers de hauts fourneaux (Linger *et al.*, 2013; Silva *et al.*, 2010). Les mécanismes contribuant à la réduction du potentiel voire à l'inhibition de la RSI sont multiples et concomitants. Une liste non exhaustive est dressée ci-dessous :

- Dilution des espèces réactives tels que les ions sulfate, alcalin et aluminat (Cao *et al.*, 1997; Monteiro & Kurtis, 2003; Taylor, 1997).
- Densification de la pâte et diminution de la perméabilité (Lee *et al.*, 2005; Monteiro & Kurtis, 2003; Ramlochan *et al.*, 2003; Taylor, 1997) : ralentissement des phénomènes de diffusion d'eau et d'ions (et notamment des phénomènes de lessivage des alcalins) au sein du matériau.
- Teneur élevée en ions aluminat dans le matériau, ce qui pourrait stabiliser le monosulfaluminat aux dépens de l'ettringite (Ramlochan *et al.*, 2003) : mécanisme induit par la substitution de ciment par des additions riches en ions aluminat telles que les cendres volantes, les laitiers de haut fourneau et les métakaolins.
- Consommation de Portlandite et fixation des alcalins dans les C-S-H sous l'effet des réactions pouzzolaniques (Cao *et al.*, 1997; Silva *et al.*, 2010; Silva *et al.* 2017). La diminution de la teneur en alcalins dans la solution porale suite à ces phénomènes favorise la non-dissolution des phases AFm et AFt primaires au jeune âge et peut ainsi diminuer la quantité d'espèces disponibles pour la formation d'ettringite différée.
- Libération massive des ions sulfate en solution suite à la précipitation d'hémi ou de monocarbonates dans le cas d'additions calcaires (Matschei *et al.*, 2007; Poppe & De Schutter, 2005).

En ce qui concerne les fillers calcaires, leur introduction dans la formulation des bétons par ailleurs réactifs vis-à-vis de la RSI aurait plutôt tendance à accroître les amplitudes finales des expansions (Al Shamaa *et al.*, 2016; Silva *et al.*, 2010). Leur ajout n'entraîne toutefois pas l'apparition de la RSI dans les bétons n'étant pas initialement susceptibles de développer cette pathologie.

2.4.2. Conditions thermiques au jeune âge

2.4.2.1. Température maximale

L'élévation de la température au jeune âge, condition nécessaire au développement de la réaction sulfatique interne, peut être due à un traitement thermique (préfabrication) ou à l'exothermie naturelle du matériau cimentaire. De nombreuses études ont porté sur la détermination d'un seuil de température permettant le déclenchement de la réaction sulfatique interne dans le matériau. La valeur seuil fait débat auprès des auteurs, mais se situe aux alentours de 65-70°C (Barbarulo *et al.*, 2005; Hanehara *et al.*, 2008; Heinz & Ludwig, 1987; Kelham, 1996; Lawrence, 1995, 1999; Odler & Chen, 1995; Petrov & Tagnit-Hamou, 2006; Shayan & Ivanusec, 1996; Tosun, 2006; Zhang *et al.*, 2002b). Une température maximale plus élevée induirait une amplification du phénomène de réaction sulfatique interne selon (Famy, 1999; Fu *et al.*, 1997; Lawrence, 1995). D'autres travaux ont mis en avant un impact sur la cinétique de réaction : celle-ci se produirait plus tôt et se développerait plus rapidement lorsque la température de cure est élevée (Hanehara *et al.*, 2008; Heinz & Ludwig, 1987; Meland *et al.*, 1997; Ramlochan *et al.*, 2003). L'application d'une cure thermique sur des mortiers âgés sains semble avoir un effet similaire à un échauffement au jeune âge : (Barbarulo, 2002; Barbarulo *et al.*, 2005; Brunetaud, 2005; Kchakech, 2015) ont tous observé des phénomènes expansifs importants sur matériaux sains échauffés tardivement. Par ailleurs, lors de la phase d'échauffement, l'apparition de gradients thermiques trop importants peut mener à la microfissuration du matériau, accroissant ainsi sa perméabilité et donc sa vulnérabilité vis-à-vis des intrusions d'eau, favorisant le développement de la RSI dans le cas de bétons potentiellement réactifs.

2.4.2.2. Durée d'échauffement

L'existence d'un pessimum du couple température-durée de palier a été étudié par (Brunetaud, 2005; Kchakech, 2015; Taylor *et al.*, 2001) notamment. Une aggravation des amplitudes de gonflement est observée en fonction de l'allongement des durées de cure, jusqu'à une certaine valeur au-delà de laquelle le phénomène expansif est atténué. Au vue de l'impact de ce paramètre, température et durée de cure doivent être considérées comme un couple et non plus comme deux paramètres indépendants (Brunetaud, 2005). Cette association ramène d'ailleurs à la notion d'énergie apportée au matériau par le biais de la cure et nécessaire à la déstabilisation de l'ettringite primaire mis en évidence par (Kchakech, 2015). Une relation a pu être établie par cet auteur entre l'amplitude de gonflement et l'énergie utile apportée au matériau (au-delà d'une température dépendant du matériau considéré et de sa teneur en alcalins en particulier). Comme évoqué

précédemment (cf. Chapitre 1 §2.2.2.3), cette énergie utile interviendrait d'une part dans la déstabilisation des hydrates sulfoaluminate primaires, mais également dans la formation d'hydrogrenats, réduisant ainsi la quantité d'ions aluminate disponibles pour la formation différée d'ettringite (Toutlemonde *et al.*, 2017).

2.4.3. Environnement

2.4.3.1. Conditions hydriques

Le développement de la réaction sulfatique interne est directement affecté par le degré de saturation du matériau, lui-même conditionné par le niveau d'humidité relative environnante. Ainsi, seul un environnement humide, soumis à des venues d'eau ou immergé, de manière permanente ou intermittente, permet la formation d'ettringite différée. La valeur d'humidité relative permettant un développement conséquent de la RSI sur un intervalle de temps défini par les conditions d'essais en laboratoire (généralement entre 6 et 24 mois) est proche de 92% selon (Graf, 2007), 95% selon (Martin, 2010) et 98% selon (Al Shamaa *et al.*, 2015). (Graf, 2007), dont le traitement thermique appliqué se rapproche de celui effectué sur un élément préfabriqué en usine, note qu'en dessous de 92% d'humidité relative, quasiment aucun phénomène expansif n'est détecté en 4 ans de suivi. Au-dessus de cette valeur, la réaction sulfatique interne semble se développer librement. A une humidité relative de 98%, les échantillons de (Al Shamaa *et al.*, 2015) présentent un gonflement très lent et constant (Figure 1-9).

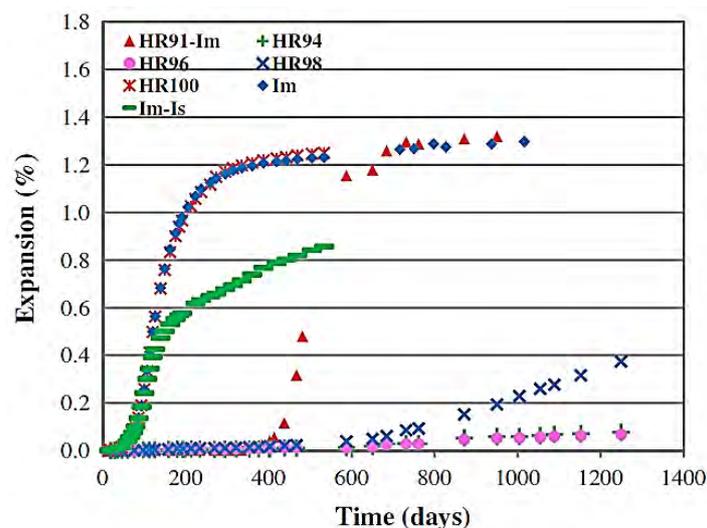


Figure 1-9. Expansions en fonction des conditions de conservation des corps d'épreuve (Al Shamaa *et al.*, 2015) (**HR** = humidité relative, **Im** = immergé, **Is** = isolé).

Une humidité relative extérieure de 100% conduit à des gonflements très rapides et importants, similaires à ceux obtenus sur les échantillons immergés. Le cas d'un échantillon maintenu à une humidité relative égale à 91% puis immergé met en lumière l'effet latent du phénomène de formation d'ettringite différée. En effet, les conditions de formation d'ettringite différée n'étant pas réunies avant immersion, aucun gonflement n'était observable. En revanche, l'immersion de l'échantillon a permis l'introduction d'eau en quantité suffisante dans le matériau pour permettre la formation d'ettringite différée. Le gonflement évolue alors de la même manière que pour les échantillons initialement immergés.

Selon (Taylor *et al.*, 2001), la cinétique de formation de l'ettringite différée est plus lente pour un élément maintenu à l'air, même avec un taux d'humidité élevé, que pour un élément immergé. Pourtant les résultats de (Al Shamaa *et al.*, 2015) ont mis en évidence le contraire en comparant des mortiers immergés et conservés à 100 % d'humidité relative. Les amplitudes de gonflement sont également identiques. Selon ces auteurs, la présence d'eau est primordiale à de nombreux égards. Premièrement, les molécules d'eau interviennent largement dans la constitution de l'ettringite, à raison de trente-deux molécules d'eau par molécule d'ettringite. De plus, l'eau joue un rôle important dans la diffusion des agents chimiques du matériau et dans le lessivage des alcalins, ce qui contribue indirectement à la formation de l'ettringite (cf. Chapitre 1 §2.4.1.3). La prise en compte de l'évolution du champ de teneur en eau d'un matériau apparaît primordiale dans le contexte du recalcul et de la prédiction du comportement d'ouvrages atteints de RSI (Martin *et al.*, 2013). L'apparition de fissures du fait du gonflement du matériau a notamment des conséquences majeures sur les propriétés de transfert.

2.4.3.2. Température extérieure

Dans le cas d'une élévation de la température due à l'exothermie du matériau, la température extérieure au jeune âge a un impact important sur les échanges calorifiques au cours de l'hydratation mais surtout sur la température initiale du béton frais lorsque aucun moyen spécifique n'est mis en œuvre (refroidissement des granulats, gâchage à l'eau froide ou glace pilée, utilisation d'azote liquide et à posteriori refroidissement dans la masse). Ainsi, les ouvrages coulés en été par fortes chaleurs sont particulièrement sujets à la RSI puisque la température maximale à cœur est accrue pour une même formulation d'une part et parce que l'évacuation de la chaleur d'hydratation n'est pas optimale et conduit à un refroidissement plus lent du matériau d'autre part.

La température à long terme, dite température de conservation dans le cas d'études de laboratoire, semble également influencer la formation d'ettringite différée dans les matériaux cimentaires. Les

expériences menées par (Famy, 1999; Flatt & Scherer, 2008) ont montré l'absence de gonflement lorsque les échantillons de mortiers sont conservés à 38°C après cure, au contraire des corps d'épreuve conservés à 20°C. La solubilité de l'ettringite augmentant avec l'élévation de la température, la conservation à 38°C a pu suffire à empêcher sa reprécipitation tardive. Toutefois, les résultats obtenus par (Leklou, 2008; Baghdadi, 2008) mettent en évidence un effet opposé de la température de conservation sur la cinétique de gonflement. Les échantillons réactifs conservés à 20°C présentent un gonflement plus tardif et légèrement plus lent que ceux conservés à 40°C. Les amplitudes de gonflement après 300 jours de conservation sont cela dit identiques. Le suivi d'un troisième lot d'échantillons a montré qu'une température de conservation de 60°C a tendance à supprimer le gonflement, sans doute en raison de l'accroissement trop important de la solubilité de l'ettringite. L'existence d'une plage de température de conservation optimale pour le développement de la réaction sulfatique interne peut s'expliquer par une compétition entre cinétique de réaction et cinétique de diffusion au sein du matériau. En effet, la stabilité de l'ettringite est impactée d'une part par la température (une température basse favorise la recristallisation de l'ettringite), et d'autre part par la teneur en alcalins du matériau (une concentration faible favorise la reprécipitation). Le phénomène de diffusion des ions étant accéléré par une augmentation de la température, la conservation des corps d'épreuve à 40°C a pu contribuer à accélérer le lessivage des alcalins et donc des cinétiques de gonflement. Les mesures de quantité d'alcalins lessivés effectuées par (Leklou, 2008) semblent confirmer cette théorie. Les travaux de (Petrov, 2003) ont démontré une accélération des phénomènes expansifs lorsque le matériau est soumis à des cycles de 10°C à 50°C pendant la période de conservation. Les résultats obtenus par (Baghdadi, 2008) semblent montrer que la conservation à 38°C accélère la cinétique de gonflements pour les éprouvettes ayant subi un traitement thermique au jeune âge de 72 heures à 85°C et de 120 heures à 80°C, mais qu'elle a un effet opposé lorsque les éprouvettes ont été chauffées pendant 24 heures ou 72 heures à 80°C. La période de latence est systématiquement plus courte à 38°C qu'à 20°C, ce qui pourrait être dû à un lessivage plus rapide des alcalins. Ce dernier point paraît d'ailleurs être confirmé par les résultats de (Martin, 2010), bien qu'ils aient été menés sur une formulation réactive vis-à-vis de la Réaction Alcali-Granulats (ou RAG) et de la RSI : la diminution de la période de latence et l'accélération des expansions observées à 38°C sont associées à une diminution de plus de 60% de la teneur en alcalins dans le matériau en 60 jours environ contre seulement 30% à 20°C à même échéance. Les amplitudes de gonflement semblent cela dit moins marquées à 38°C qu'à 20°C, ce qui peut être dû à la diminution du potentiel de RAG du fait du lessivage des alcalins. En conclusion, à partir des données expérimentales relativement peu fournies à ce sujet, l'impact de la température montre des résultats contradictoires qui peuvent être liés à des phénomènes de couplage

et d'interdépendance avec les autres paramètres influents (composition du béton, cycle thermique au jeune âge). La méthode d'essai de performance LPC 66 (Pavoine & Divet, 2007) préconise une température de conservation des éprouvettes de 20°C après applications de cycle humidification en eau à 20°C - séchage à 38°C et 30 % d'humidité relative.

2.4.4. Altérations antérieures

2.4.4.1. Microfissuration antérieure

Les travaux menés par (Ekolu *et al.*, 2007; Escadeillas *et al.*, 2007; Petrov & Tagnit-Hamou, 2004) concernant l'influence d'une microfissuration préalable (induite par application de traitements thermiques ou de cycles de gel-dégel selon les cas) sur le développement de la réaction sulfatique interne dans les mortiers ont permis de conclure sur ce point. La microfissuration antérieure semble ainsi faciliter les transferts au sein du matériau et favoriser notamment le lessivage des alcalins. Ceci contribue alors à une initiation et un développement accélérés des phénomènes délétères.

2.4.4.2. Concomitance avec la Réaction Alkali-Granulats

(Diamond & Ong, 1993) remarquent que la réaction alcali-granulats a tendance à se développer avant la réaction sulfatique interne. A long terme, la réaction alcali-granulats consommerait les alcalins présents au sein de la matrice cimentaire. L'effet sur la concentration en alcalins dans la solution interstitielle serait dès lors favorable à la précipitation d'ettringite. Ceci pourrait expliquer les nombreux cas de concomitance entre ces deux phénomènes. Les dégradations occasionnées par la réaction alcali-granulats sont aggravées lorsque le gonflement dû à la réaction sulfatique interne se produit à son tour. Ainsi, la fissuration induite par réaction alcali-granulats favorise le développement ultérieur de la réaction sulfatique interne (Taylor *et al.*, 2001). Toutefois, il semble qu'il y ait un degré critique de microfissures dans les mortiers atteints de réaction alcali-granulats qui permet ultérieurement une expansion maximale due à la formation ettringite (Ekolu *et al.*, 2007). Au-delà de ce niveau critique, toute augmentation supplémentaire de microfissures réduit l'amplitude d'expansion. Les travaux de (Martin, 2010) sur un matériau atteint de réaction alcali-granulats et de RSI ont mis en lumière un comportement expansif plus marqué que dans le cas d'une RSI seule lorsque les conditions de conservation (100% d'humidité relative en l'occurrence) permettent non seulement le développement de ces pathologies mais limitent aussi le départ des alcalins.

2.5. Modèles physico-chimiques de RSI

2.5.1. Modèles thermodynamiques

La plupart des modèles thermodynamiques proposés dans la littérature s'appuient sur les produits de solubilité des différentes phases stables d'un système (Damidot & Glasser, 1992, 1993; Flatt & Scherer, 2008). A partir de ces données, ces modèles évaluent la quantité d'ettringite pouvant être formée et ainsi le potentiel de gonflement d'origine chimique. Flatt & Scherer ont poursuivi les travaux menés par (Scherer, 2004) concernant le mécanisme de gonflement induit par la RSI. En s'appuyant sur les notions thermodynamiques et mécaniques de stabilité et de pressions de cristallisation, ces auteurs ont pu estimer la contrainte de traction moyenne pouvant être générée dans la matrice cimentaire d'un matériau atteint en fonction de sa composition chimique. Cependant, ce type de modèle ne permet pas d'accéder à la cinétique de gonflement du matériau car l'environnement du matériau n'est pas considéré. Cet aspect a été introduit par (Salgues *et al.*, 2014) par le biais de plusieurs équations prenant en compte les conditions d'expositions et les transferts ioniques. Le modèle obtenu est toutefois hautement non-linéaire ce qui constitue un obstacle majeur à son utilisation pour le recalcul et la prédiction du comportement des ouvrages atteints.

2.5.2. Modèles statistiques

La recherche de corrélation entre paramètres de composition du béton visant à prédire le développement de la RSI a fait l'objet de nombreux travaux. Nombre d'entre eux font intervenir la composition chimique du ciment mais ne sont utilisables que pour un cycle thermique et des conditions de conservation particulières (Kelham, 1996; Lawrence, 1995; Mulongo & Ekolu, 2013a, 2013b). Ainsi, un indice de gonflement défini par l'équation (1-4) a été proposé par (Zhang *et al.*, 2002b). La valeur de cet indice, déterminée en fonction des données chimiques du ciment, permet de prédire l'apparition d'expansion pour un cas unique de cure et de conservation (85°C et 100% d'humidité relative).

$$DEF_{\text{index}} = \left(\frac{SO_3}{Al_2O_3} \right)_{\text{molaire}} \times \left(\frac{(SO_3 + C_3A)_{\text{bogue}}}{10} \right) \times \sqrt{\%Na_2O_{\text{eq}}} \quad (1-4)$$

(Brunetaud *et al.*, 2006) ont cherché à démontrer l'influence et les interactions de différents paramètres, tels que la température et la durée de cure, le rapport E/C, la composition du ciment et la nature des granulats, sur la formation d'ettringite différée en s'appuyant sur le principe des plans d'expériences. Les résultats obtenus mettent en lumière les fortes interactions existant entre ces

paramètres. Les lois qui en sont issues peuvent toutefois permettre d'évaluer de manière statistique l'amplitude de gonflement d'un béton. Les auteurs précisent que le domaine d'utilisation de ce modèle reste restreint à des matériaux similaires à ceux utilisés pour cette étude, en termes de composition chimique et d'échauffement notamment.

Finalement, les modèles statistiques permettent l'étude couplée de paramètres liés à la composition du béton mais leur domaine d'utilisation reste souvent restreint. De plus, la cinétique de réaction n'est pas retranscrite. Dans le cadre de la requalification de structures atteintes de RSI, il est impératif d'avoir accès à la cinétique de réaction pour évaluer la progression des désordres au cours du temps.

2.5.3. Modèles cinétiques

2.5.3.1. Modèles cinétiques empiriques

(Baghdadi *et al.*, 2007a, 2007b; Brunetaud, 2005) proposent de calculer l'avancement de réaction $\xi(t)$ à partir d'une loi mathématique (1-5) basée sur les travaux de Larive pour l'alcali-réaction (Larive, 1997). Les temps caractéristique τ_{car} et de latence τ_{lat} permettent de caler le démarrage et la cinétique de la réaction, alors que φ et δ ont été introduits pour reproduire la pente résiduelle parfois observée expérimentalement en fin de suivi d'éprouvettes atteintes de RSI. Ce modèle décrit une courbe de comportement approchée et pourrait permettre de prédire le gonflement en conditions environnementales non maîtrisées à l'aide de relations empiriques traduisant la dépendance de chaque paramètre à la température et au degré de saturation.

$$\xi(t) = \frac{1 - e^{-\frac{t}{\tau_{car}}}}{1 + e^{-\frac{t - \tau_{lat}}{\tau_{car}}}} \times \left(1 + \frac{\varphi}{\delta + t}\right) \quad (1-5)$$

En s'appuyant sur la notion d'énergie utile E_U apportée au matériau au cours du cycle thermique, (Kchakech, 2015) propose de calculer un indice de déstabilisation d'ettringite I_{AFt} (1-6).

$$I_{AFt} = SO_3 \times \left(1 - e^{-\frac{E_U \times Na_2O_{eq}}{A}}\right) \times Al_2O_3 \times e^{-\frac{E_U \times Na_2O_{eq}}{B}} \quad (1-6)$$

$$E_U = \begin{cases} \int (T(t) - T_0) dt & \text{si } T(t) > T_0 \\ 0 & \text{si } T(t) \leq T_0 \end{cases}$$

Celui-ci dépend également des teneurs initiales en ions sulfate, aluminat, alcalin et de deux paramètres de calage **A** et **B**. L'énergie utile E_U correspond à la partie positive de l'aire comprise

entre la courbe de température et la droite correspondant à la température seuil T_0 . La cinétique de gonflement est déterminée empiriquement à partir de l'énergie utile E_U .

2.5.3.2. Modèles cinétiques phénoménologiques

Une approche différente a été proposée par (Bary, 2008) dans le contexte de l'étude des attaques sulfatiques externes. La dissolution et la décalcification des hydrates primaires sont gérées par le biais de la concentration en calcium dans la solution porale. Par ailleurs, les teneurs en ions sulfate dans le matériau pilotent les phénomènes de formation de gypse et de d'ettringite. Ce modèle permet de reproduire les pressions de cristallisation de l'ettringite dans la matrice cimentaire, en se basant sur la loi thermodynamique de Correns (1-3) et plus particulièrement sur les notions combinées de sursaturation et de confinement des cristaux. Les transferts ioniques au sein du matériau permettent de gérer la cinétique de gonflement.

Une simplification du modèle thermodynamique de (Salgues, 2013; Salgues *et al.*, 2014) a été proposée par (Sellier & Multon, 2018). La dissolution des hydrates sulfoalumineux primaires y est couplée à une possible fixation des ions aluminate pendant la période d'échauffement. Les phénomènes de fixation des ions aluminate, la température seuil et la cinétique de dissolution sont liés à la teneur en alcalins. En période froide, les alcalins jouent également un rôle sur le déclenchement et la cinétique de précipitation de l'ettringite différée. Les effets de l'eau et de la température sont également pris en compte. Les ions impliqués dans la formation d'ettringite différée sont supposés aussi bien provenir de la conversion des monosulfoaluminates que du relargage des ions absorbés de manière réversible dans les C-S-H. L'évolution au cours du temps du nombre de moles d'ettringite différée formées est ainsi déterminée.

3. Comportement mécanique des bétons atteints de RSI

3.1. Etudes expérimentales sur éprouvettes de laboratoire

3.1.1. Gonflement libre

3.1.1.1. Expansions des corps d'épreuve

La compréhension des mécanismes aux échelles mésoscopiques et microscopiques a nécessité de nombreuses études expérimentales de gonflement libre de matériaux cimentaires. En effet, les

conditions nécessaires et/ou favorables à l'apparition de la réaction sulfatique interne ont ainsi pu être cernées et quantifiées (cf. Chapitre 1 §2.4). Certains des résultats de la littérature seront présentés plus avant dans ce chapitre pour mettre en lumière différents aspects du comportement des matériaux atteints de RSI. La majorité des essais de laboratoire présentent des gonflements compris entre 0,4% et 2% de gonflement, avec une évolution sigmoïde caractéristique des réactions de gonflement interne (RAG ou RSI). Les expansions en conditions libres de contraintes apparaissent relativement isotropes avec un rapport entre déformations transversales et longitudinales compris entre 0,85 et 1,1 (Bouzabata *et al.*, 2012b; Burgher *et al.*, 2008). Seuls certains des essais disponibles dans la littérature ont fait l'objet d'un suivi dimensionnel suffisamment long pour établir l'existence d'une pente résiduelle de gonflement après la phase d'accélération et l'atteinte d'un palier. Les essais de (Bouzabata *et al.*, 2012a) mettent en évidence des phénomènes d'expansion résiduelle qui semblent ralentir progressivement et atteindre un palier environ 300 jours après la fin de la phase d'accélération des gonflements des éprouvettes. La majorité des éprouvettes de (Barbarulo, 2002; Kchakech, 2015; Lewis *et al.*, 1995; Martin, 2010) présentant une cinétique de gonflement rapide et les amplitudes importantes sont associées à une pente résiduelle faible et un palier atteint entre 100 à 300 jours après la fin de la phase d'accélération des expansions. L'étude de (Leklou, 2008) paraît d'ailleurs mettre en évidence un lien entre l'importance des phénomènes d'expansion résiduelle et la cinétique de gonflement. Pourtant, quelques-uns des corps d'épreuve très expansifs de (Kchakech, 2015) présentent une pente plus marquée et une stabilisation tardive. Les tendances sont tout aussi disparates lorsque les gonflements sont plus lents et modestes, même s'ils se caractérisent souvent par une poursuite des expansions résiduelles sur une période plus longue et une stabilisation plus tardive des gonflements. La loi de gonflement empirique proposée par (Brunetaud, 2005) lie la présence d'une pente résiduelle à la pente de la phase d'accélération des dégradations sans que des mécanismes réactionnels puissent justifier cette hypothèse. Cela dit, les expansions sont bien reproduites, y compris les phénomènes résiduels. Par la suite, il suggère que les phénomènes expansifs se poursuivent du fait de la dissolution-migration-reprécipitation des cristaux d'ettringite les plus petits, rendus instables par le rééquilibrage des teneurs en ions réactifs dans la porosité, sans apport d'ions des C-S-H. En conclusion, au vu des résultats disponibles dans la littérature, il ne semble pas possible d'établir de relation directe entre l'allure de la pente résiduelle de gonflement d'une part et l'amplitude et la cinétique de gonflement pendant la phase d'accélération des expansions d'autre part.

3.1.1.2. Fissuration de surface des corps d'épreuve

La détection des premières fissures sur éprouvettes de laboratoires réactives a lieu le plus souvent au cours de la phase d'accélération des expansions : (Escadeillas *et al.*, 2007) constate leur apparition à partir de 0,15% de gonflement, (Baghdadi, 2008) entre 0,5% et 0,6%, (Aubert *et al.*, 2009) à partir de 0,23%, (Al Shamaa, 2012) avant 0,25%, (Bouzabata *et al.*, 2012a) après environ 0,5% et (Kchakech, 2015) autour de 0,8%. Les seuils de gonflement à partir desquels les premières fissures sont détectées sur éprouvettes de laboratoire apparaissent très dispersés. Ceci s'explique par les caractéristiques des matériaux (résistance à la traction, taille des granulats, teneur en alcalins...), les dimensions des éprouvettes étudiées et les conditions de conservation, ces deux derniers points jouant sur les gradients de déformations entre peau et cœur. Au-delà d'un certain niveau de gonflement, l'incompatibilité des déformations entre pâte et granulats non gonflants pourrait conduire à une fissuration localisée autour des granulats, expliquant ainsi les différences entre mortiers et bétons.

L'importance des gradients de teneur en alcalins induits par le lessivage est également une explication possible à la dispersion des seuils d'apparition des premières fissures visibles. En effet, lors d'essais de laboratoire, l'élévation de la température est relativement homogène dans le matériau car imposée artificiellement : la peau est donc le siège de gonflements rapides puisque la teneur en alcalins y diminue plus rapidement qu'à cœur lors de la conservation en eau. Ce gradient de gonflement entraîne une mise en traction du cœur et en compression de la surface des échantillons, ce qui a pour effet de retarder l'apparition de fissures visibles en peau. Ce n'est qu'une fois que les gradients de teneur en alcalins ont diminué que les fissures apparaissent. La taille réduite des corps d'épreuve conduit en général à un faïençage régulier et dense (écartement entre fissures de l'ordre de quelques millimètres à plusieurs centimètres), dépendant bien sûr du matériau, du niveau d'expansion et des conditions de conservation.

A noter, ces phénomènes sont opposés sur les ouvrages massifs coulés en place. L'élévation de la température étant due à l'exothermie de la réaction, seul le cœur de l'ouvrage est susceptible d'être atteint de RSI. Les gradients de gonflement entraînent ainsi une mise en traction de la peau et en compression du cœur dès le démarrage de la RSI (indépendamment du chargement mécanique et des contraintes induites par l'éventuelle présence d'armatures), ce qui conduit à une fissuration importante et précoce du parement des ouvrages.

3.1.1.3. Relation entre prise de masse et expansions

Les phénomènes expansifs induits par le développement de la RSI dans les matériaux cimentaires immergés ou exposés à une ambiance très humide s'accompagnent systématiquement d'une prise de masse. Une relation de proportionnalité entre ces gains de masse et les déformations a d'ailleurs été établie expérimentalement (en dehors des éventuels effets de prise d'eau initiaux) bien que les valeurs de pente de la droite des déformations en fonction de la variation de masse soient assez disparates en fonction du matériau considéré, du traitement thermique appliqué et des conditions de conservation (Al Shamaa *et al.*, 2015; Barbarulo, 2002; Bouzabata *et al.*, 2012a; Kchakech, 2015; Martin, 2010; Pavoine *et al.*, 2012). La prise d'eau initiale est également assez variable selon les études, mais semble être liée aux conditions de conservation précédant le démarrage du suivi. En effet, plus le séchage du matériau a été favorisé pendant cette période, plus le gain de masse initial est marqué.

3.1.1.4. Effets des expansions sur les propriétés mécaniques du matériau

Les mécanismes de gonflement décrits précédemment s'appuient sur une rupture locale du matériau sous l'action des pressions de cristallisation de l'ettringite différée. Ces phénomènes se traduisent par une dégradation du matériau à l'échelle macroscopique. L'évolution des résistances à la compression sur mortiers réactifs en fonction du niveau d'expansion met en évidence une diminution de l'ordre de 40 % pour des expansions de 0,7 % par rapport à un matériau non réactif à même échéance (Bouzabata *et al.*, 2012a). (Pavoine, 2003) observe quant à lui une chute de 75 % entre la résistance à la compression à 28 jours et celle mesurée après une expansion de 1,6 %. La dégradation des matériaux atteints de RSI est le plus souvent étudiée par le biais de l'évolution de leur module d'élasticité dynamique, en raison du caractère non-destructif de ces essais (Brunetaud *et al.*, 2008; Pavoine *et al.*, 2012; Zhang *et al.*, 2002a). Les phénomènes expansifs supérieurs à 0,1 % sont systématiquement associés à une diminution progressive du module dynamique (Figure 1-10).

Cette chute n'est que très limitée pour les matériaux présentant une cinétique d'expansion lente et linéaire, alors qu'elle est importante pour les matériaux dont la cinétique de gonflement est rapide et sigmoïdale. Ces différences de comportement seraient dues au remplissage des fissures par les cristaux d'ettringite différée. La réaugmentation du module dynamique observée par ces auteurs à partir d'un certain niveau de déformations semble valider cette hypothèse. (Brunetaud *et al.*, 2008) proposent une relation liant l'évolution du module dynamique à la pente maximale de la courbe des déformations, après avoir constaté que la fin de la diminution du module dynamique coïncide avec

l'inflexion de la courbe de gonflement. Un lien entre le module dynamique et l'amplitude de déformations a également été établi par (Zhang *et al.*, 2002a).

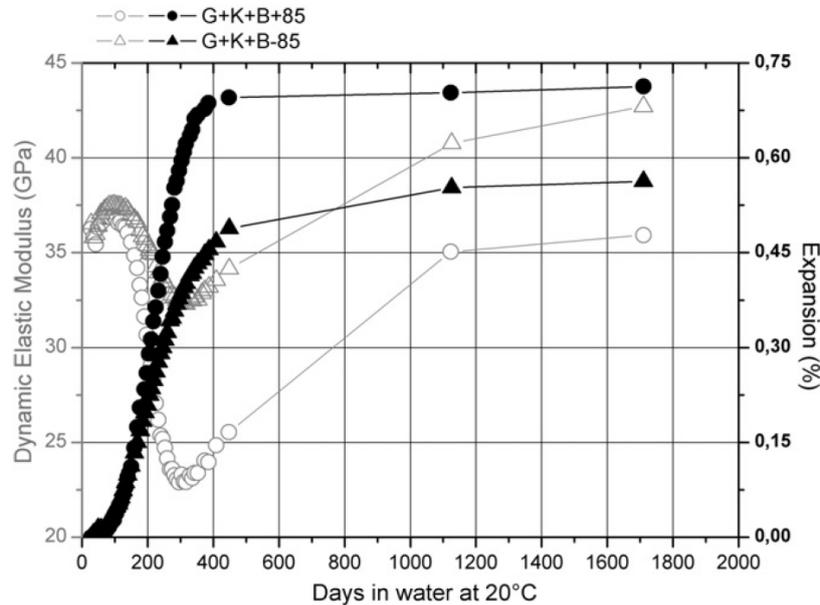


Figure 1-10. Evolution du module dynamique de bétons atteints de RSI présentant des cinétiques d'expansion différentes (Pavoine *et al.*, 2012).

Bien que plusieurs lois aient été proposées, les résultats des études expérimentales concernant l'évolution des caractéristiques mécaniques des matériaux cimentaires atteints de RSI restent difficiles à exploiter en raison de protocoles d'essais différents d'une campagne à l'autre et surtout des interactions entre phénomènes aux conséquences mal définies. Les évolutions du module d'Young, du module dynamique, des résistances à la compression, à la traction par fendage ou par flexion, difficilement comparables entre elles, ont été indifféremment investiguées. De fait, la base de données expérimentales reste réduite pour chacune de ces grandeurs, ce qui freine la pleine compréhension des phénomènes en jeu.

La période de conservation des corps d'épreuve s'accompagne inévitablement d'une maturation du matériau du fait de la poursuite des réactions d'hydratation, avec un impact non négligeable sur ses performances mécaniques. Ces effets de maturation sont souvent quantifiés par le biais d'essais de caractérisation sur matériau non échauffé, mais conservé dans les mêmes conditions que les échantillons réactifs. Pourtant, l'application du traitement thermique modifie les cinétiques d'hydratation et biaise donc ces résultats (Kchakech, 2015). Il est ainsi établi que l'échauffement au jeune âge accélère les réactions d'hydratation selon le principe de thermoactivation (Arrhenius, 1889), le degré d'avancement des réactions en fin de cure sera donc plus avancé que sur les éprouvettes témoins conservées à 20°C. La comparaison des propriétés mécaniques des éprouvettes curées thermiquement ou non curée doit donc se faire en utilisant le temps équivalent et non l'âge

depuis le coulage. De plus, l'élévation de la température induit un endommagement thermique du matériau (observé de l'ordre de 15% à 80°C pour un BHP (Ladaoui *et al.*, 2013). A ce titre, le type de traitement thermique appliqué peut donc avoir plus d'un impact sur l'évolution des caractéristiques mécaniques.

D'ailleurs, un phénomène indirect lié à la teneur en alcalins dans le matériau peut également être impacté par le cycle thermique subi. En effet, la teneur en alcalins semble avoir un effet majeur sur certaines caractéristiques mécaniques des matériaux cimentaires (Jawed & Skalny, 1978; Sant *et al.*, 2012; Smaoui *et al.*, 2005). Le lessivage des alcalins pourrait donc jouer un rôle majeur dans l'évolution de ces caractéristiques. Or, le traitement thermique pourrait avoir un effet sur la mobilité des alcalins via les phénomènes de sorption de ces espèces sur les hydrates. Il apparaît donc extrêmement complexe, au sein d'une même étude, de déterminer les effets de la RSI sur les propriétés mécaniques des matériaux indépendamment des autres phénomènes évoqués. A plus forte raison, le comparatif entre les résultats disponibles dans la littérature et obtenus à partir de protocole d'essais très différents (composition chimique du matériau, traitement thermique, séchage, conditions hydriques et thermiques de conservation, ...) s'en trouve donc complexifié.

3.1.2. Effets d'un confinement sur le gonflement

3.1.2.1. Confinement uniaxial

Le caractère anisotrope des expansions induites par la RSI sous chargement anisotrope a été étudié par (Bouzabata *et al.*, 2012a) sur des éprouvettes prismatiques 40 × 40 × 160 mm de mortier. Deux niveaux de ferrailage passif externe ont été appliqués pour gêner les gonflements : un premier constitué de quatre tiges filetées en acier de 2 mm de diamètre (noté **4D2**), un second de quatre tiges de 5 mm de diamètre (noté **4D5**), ce qui correspond respectivement à des taux de ferrailage de 0,8% et 4,9%. Les résultats obtenus ont été comparés à ceux obtenus sur des éprouvettes libres de contraintes (noté **Free**). Le recours à un ferrailage externe a permis de s'affranchir des phénomènes d'adhérence acier-béton (Figure 1-11).

Les déformations longitudinales et transversales ont été mesurées de manière « traversantes », c'est-à-dire entre deux surfaces situées de part et d'autre des corps d'épreuve. Les déformations libres apparaissent relativement isotropes avec un rapport entre déformations transversales et longitudinales proche de 0,9 (Figure 1-12). En revanche, les lots **4D2** et **4D5** présentent une forte diminution des déformations longitudinales : les rapports $\epsilon_{tr}/\epsilon_{lg}$ sont respectivement inférieurs à 0,30 et 0,10. Les déformations longitudinales ont été réduites d'environ 70 % pour un taux de

ferrailage de 0,8 % (**4D2**) et de plus de 92 % pour un taux de ferrailage de 4,9 % (**4D5**). La fissuration est apparue majoritairement dans la direction longitudinale de ces éprouvettes (fissures parallèles à la direction de ferrailage), au contraire des éprouvettes libres de contraintes pour lesquelles aucune direction préférentielle de fissuration n'a été observée.

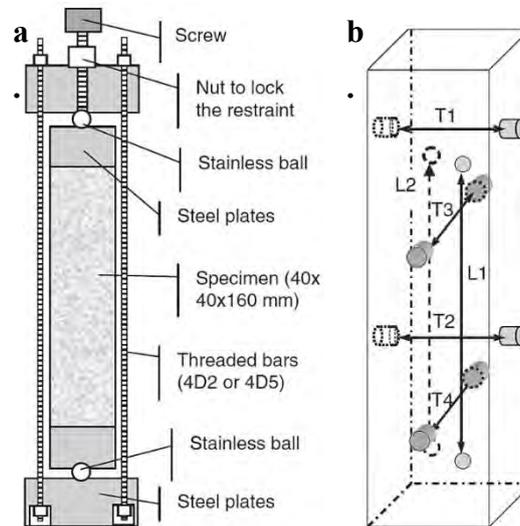


Figure 1-11. Dispositif permettant de gêner le gonflement longitudinal par ferrailage passif externe (a.), mesures de déformations dans les directions longitudinales et transversales des corps d'épreuve (b.) (Bouzabata *et al.*, 2012a).

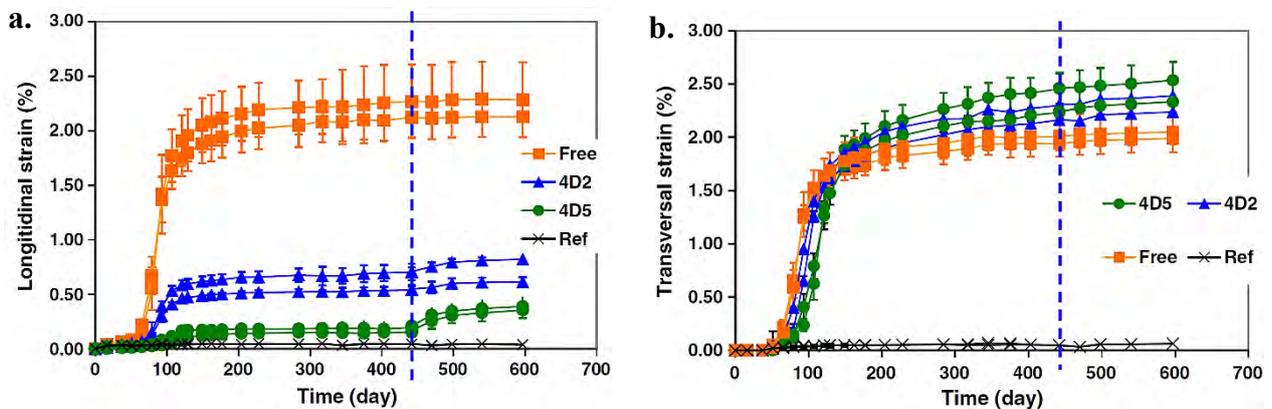


Figure 1-12. Déformations longitudinales (a.) et transversales (b.) des corps d'épreuve. La ligne pointillée bleu indique la date à laquelle a été effectuée la décharge (Bouzabata *et al.*, 2012a).

Ces résultats démontrent le caractère fortement anisotrope des phénomènes expansifs induits par la RSI sous chargement anisotrope, déjà constaté sur ouvrages, notamment dans le cas de bétons précontraints. Par ailleurs, ils ont également mis en évidence une forte diminution des déformations dans les directions chargées, associée à un phénomène de report partiel de ces déformations dans les directions transversales libres de contraintes. En effet, les déformations transversales apparaissent légèrement supérieures lorsque le gonflement longitudinal est gêné (augmentation de l'ordre de 10 à

15 % par rapport au lot **Free**), sans toutefois compenser la diminution des déformations longitudinales. Le volume de déformations induit par la RSI diminue donc en présence d'un chargement. Ce volume de déformations semble par ailleurs quasiment stabilisé après 442 jours d'immersion quelles que soient les conditions de chargement, bien que les gonflements transversaux semblent se poursuivre avec une pente résiduelle d'autant plus forte que les déformations longitudinales ont été gênées. Les directions libres des éprouvettes confinées uniaxialement présentent une pente résiduelle de gonflement plus importante que les éprouvettes non confinées et une stabilisation a priori plus tardive. Le confinement uniaxial a pu conduire à l'apparition de pressions de cristallisation supérieures à celles apparues dans un mortier libre, ce qui a sans doute favorisé les phénomènes de dissolution/migration/précipitation des cristaux d'ettringite sous contrainte, selon la théorie proposée par Brunetaud. La décharge des éprouvettes **4D2** et **4D5** n'a semble-t-il entraîné aucune reprise des gonflements (Bouzabata et al attribuent la légère augmentation des déformations consécutives à la décharge à des phénomènes élastiques et de fluage).

Les contraintes initiales dans les éprouvettes ont été déterminées par Bouzabata et al à partir des déformations élastiques mesurées lors de la mise en charge et avoisinaient 0,9 MPa et 2,0 MPa respectivement pour les cas **4D2** et **4D5**. Les contraintes maximales, calculées à partir des déformations élastiques à décharge et en prenant en compte la diminution du module d'Young du mortier du fait de la RSI, atteignaient 1,6 MPa et 4,2 MPa respectivement pour les lots **4D2** et **4D5**.

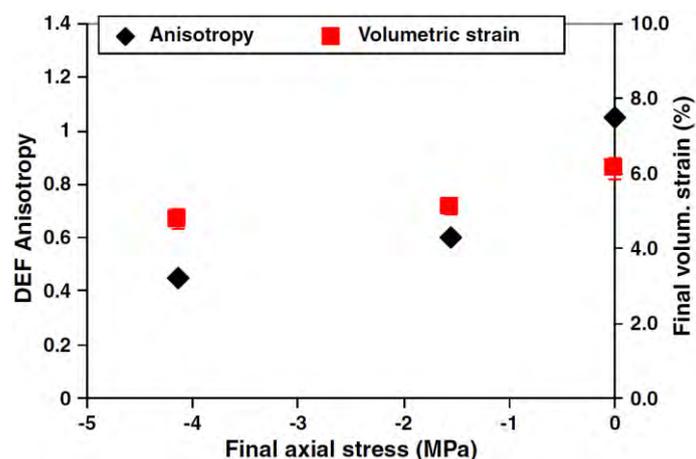


Figure 1-13. Coefficient d'anisotropie des expansions de RSI et volume de déformations exprimés en fonction de la contrainte longitudinale finale appliquée (Bouzabata *et al.*, 2012a).

Ces auteurs ont cherché à confronter les contraintes longitudinales finales avec l'anisotropie des gonflements d'une part, et les déformations volumiques finales d'autre part (Figure 1-13). Le manque de points expérimentaux ainsi que la présence d'une pré-charge longitudinale ne permettent

pas de conclure sur l'existence de relations directes entre ces grandeurs mais ces travaux constituent une base de travail importante sur un sujet jusqu'alors non étudié.

Les effets d'un ferrailage uniaxial passif externe ont également été étudiés par (Müllauer *et al.*, 2013) sur des cylindres de mortier creux (30 mm de diamètre extérieur, 70 mm de hauteur et une paroi de 2,5 mm d'épaisseur) atteints de réaction sulfatique externe. Les résultats obtenus peuvent être comparés à des déformations induites par la RSI grâce à la finesse des cylindres : le gonflement induit par la réaction sulfatique externe peut être supposé homogène dans le matériau, comme cela se produit dans les éprouvettes de laboratoires atteintes de RSI. En revanche, les amplitudes de gonflement libre, atteignent 8% du fait de l'apport externe d'ions sulfate. Les déformations ont été mesurées sur les tiges en acier jouant le rôle de ferrailage passif externe, ou, dans le cas des gonflements libres, sur les ressorts reliant les disques entourant les éprouvettes. Quoi qu'il en soit, les valeurs maximales de déformations longitudinales diminuent de plus de 98% pour un taux de ferrailage longitudinal de 3,3% (tige en acier de 3 mm de diamètre). Si ces diminutions des déformations confirment l'effet des contraintes sur les gonflements induits par la RSI, les valeurs obtenues semblent incohérentes vis-à-vis des valeurs mesurées par Bouzabata et al (diminution d'environ 92% des déformations longitudinales pour un taux de ferrailage de 4,9%). Une instabilité mécanique des cylindres gonflants sous l'effet de la charge longitudinale de compression induite pourrait expliquer ces valeurs. En effet, des voilements locaux de la paroi ont pu se produire en raison de la finesse de la paroi. Dans ce cas, les déformations longitudinales mesurées sur les tiges en acier n'étaient pas représentatives des déformations longitudinales réelles des cylindres. Le blocage radial des parois par les disques disposés à chaque extrémité a pu favoriser ce phénomène. Cette hypothèse semble d'ailleurs confortée par deux observations :

- Müllauer et al ont constaté la rupture de certaines des éprouvettes du fait de ce phénomène de voilement (Figure 1-14).

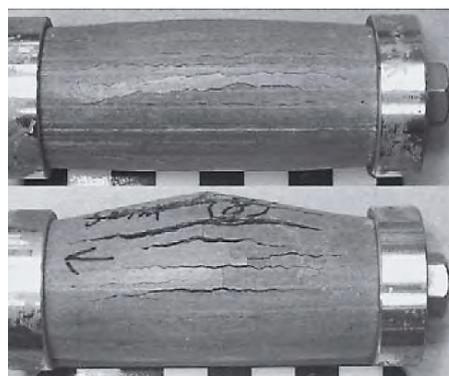


Figure 1-14. Exemples de rupture des cylindres atteints de RSE par effet de voilement des parois (Müllauer *et al.*, 2013).

- Le rapport entre déformations longitudinales libres et sous charge semble être relativement constant sur les premiers points de mesures après immersion : la diminution des déformations du fait de la présence des tiges en acier apparait proche de 85% pour un taux de ferrailage de 3,3%. Ces résultats semblent plus cohérents vis-à-vis de ceux obtenus par Bouzabata et al notamment.

Müllauer et al ont également cherché à lier les contraintes induites (déterminées analytiquement à partir des déformations des tiges en acier constituant le ferrailage passif externe) dans le mortier par le confinement longitudinal aux déformations libres mesurées à même échéance (Figure 1-15). Cette relation semble relativement linéaire jusqu'à une déformation d'environ 0,4% avant de s'infléchir progressivement : pour une même variation de déformations libres, la variation de contraintes induites a tendance à diminuer. Les effets de voilement locaux de la paroi des cylindres pourraient être à l'origine de cette non-linéarité.

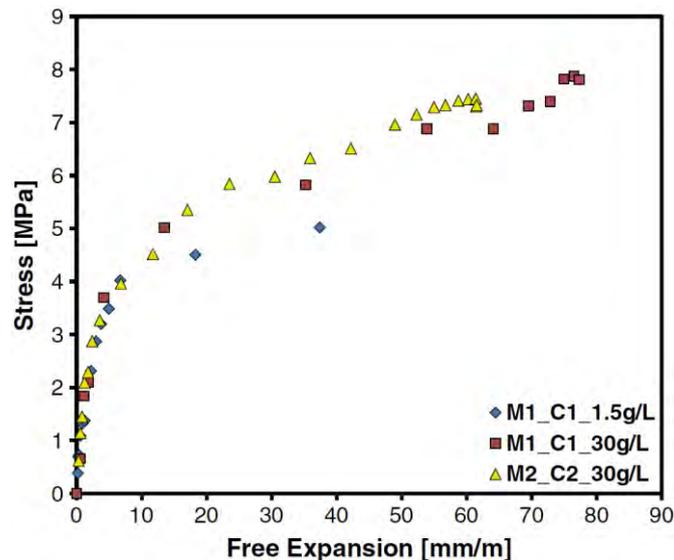


Figure 1-15. Contraintes longitudinales calculées dans le mortier en fonction des expansions libres quel que soit le type de mortier et de conservation considéré (Müllauer *et al.*, 2013).

3.1.2.2. Confinement triaxial

(Brunetaud, 2005) a mené des essais de confinement triaxial sur éprouvettes de mortier composées pour un tiers d'ettringite calcinée, un tiers de sable et un tiers d'eau (dopée en KOH) en cours d'hydratation. L'hydratation de l'ettringite calcinée a conduit à des phénomènes expansifs sans commune mesure avec les matériaux cimentaires atteints de RSI. Si ces essais ont permis de valider l'existence de mécanismes de gonflement par pression de cristallisation de l'ettringite, plutôt que

par l'effet des forces colloïdales, la nature du matériau et l'importance des expansions ne permettent pas de comparer les phénomènes mécaniques observés à ceux rencontrés sur des bétons courants.

Un essai de confinement triaxial sur un béton réactif, dont l'amplitude de gonflement libre avoisine 1,2 % après 180 jours d'immersion dans de l'eau de chaux, a été réalisé par (Burgher *et al.*, 2008) grâce à une cellule triaxiale dite de Hoek usuellement utilisée pour la caractérisation du comportement des roches sous charge multiaxiale (Hoek & Franklin, 1968). L'essai étant mené à volume constant, la grandeur de sortie est la pression de confinement nécessaire à l'inhibition des gonflements radiaux du matériau. Les résultats obtenus semblent montrer qu'un confinement anisotrope ne conduit à quasiment aucun gonflement dans la direction la plus chargée (peu ou pas d'augmentation de pression de confinement axial) mais n'empêche pas le gonflement dans les autres directions (augmentation de la pression de confinement radial). Ces résultats sont toutefois à considérer avec précautions dans la mesure où des cycles de perte et regain de pression inexplicables ont été observés en fin d'essais. Ils apparaissent d'ailleurs contradictoires vis-à-vis d'une autre étude de Burgher et al portant sur des poteaux miniatures armés triaxialement et précontraints uniaxialement atteints de RSI. Le chargement longitudinal de compression ainsi que le taux de ferrailage, plus élevés dans cette direction que dans les autres, ont conduit à une diminution des gonflements longitudinaux par rapport aux transversaux. Ces résultats ne peuvent pas être confrontés aux autres résultats de la littérature dans la mesure où le potentiel de gonflement libre du matériau n'est pas connu. Quoi qu'il en soit, le caractère anisotrope des expansions induites par la RSI sous confinement anisotrope a toutefois été démontré par ces deux campagnes expérimentales.

Une étude au cours de laquelle différentes quantités de fibres en acier ont été introduites dans la formulation d'un béton réactif vis-à-vis de la RSI a également été réalisée par Burgher et al. Le recours à des fibres peut être considéré comme un confinement isotrope puisqu'elles sont a priori orientées aléatoirement dans le matériau. Ainsi, même si les déformations n'ont été mesurées que dans la direction longitudinale, elles peuvent être supposées égales dans les directions transversales. L'introduction de fibres métalliques à hauteur de 1,5 % du volume de béton entraîne une diminution de l'ordre de 80 % des déformations longitudinales des éprouvettes par rapport à celles n'en contenant pas. Les gonflements longitudinaux des éprouvettes contenant 0,5 % et 1,0 % de fibres ont également été impactés, avec des diminutions respectives proches de 40 % et de 75 %. Cette diminution des gonflements par la présence des fibres met en lumière les effets d'un confinement sur les expansions induites par la RSI. Une corrélation semble d'ailleurs exister entre ces valeurs et celles obtenues par Bouzabata et al, malgré les disparités entre les matériaux et les méthodes de confinement. Une campagne similaire a été menée par ces auteurs en confinant le gonflement du béton à l'aide d'armatures internes. Les déformations mesurées dans chacune des directions

confirment les tendances observées dans les études précédentes (Figure 1-16). Les expansions libres avoisinent 0,9 % après 15 mois de suivi. Dans la direction verticale, une réduction de 95 % des déformations est observée pour les éprouvettes armées avec des taux de ferrailage de 2,20 % et de 2,29 % par rapport aux déformations libres. Cette diminution est moindre dans la direction transversale, de l'ordre de 60 % pour les éprouvettes faiblement armées (taux de ferrailage transversal égal à 0,29 %) et de 88 % pour les corps d'épreuve plus fortement armés (taux de ferrailage transversal égal à 0,70 %). Le caractère anisotrope des expansions mesurées semble directement lié à l'anisotropie de confinement des corps d'épreuve. Le rapport d'anisotropie $\varepsilon_{tr}/\varepsilon_{lg}$ est proche de 0,85 pour le cas non armé, avoisine 0,35 pour le lot le plus ferrillé (2,29 % longitudinalement et 0,70 % transversalement) et chute à 0,10 pour le cas présentant la plus forte anisotropie de ferrailage (2,20 % longitudinalement et 0,29 % transversalement).

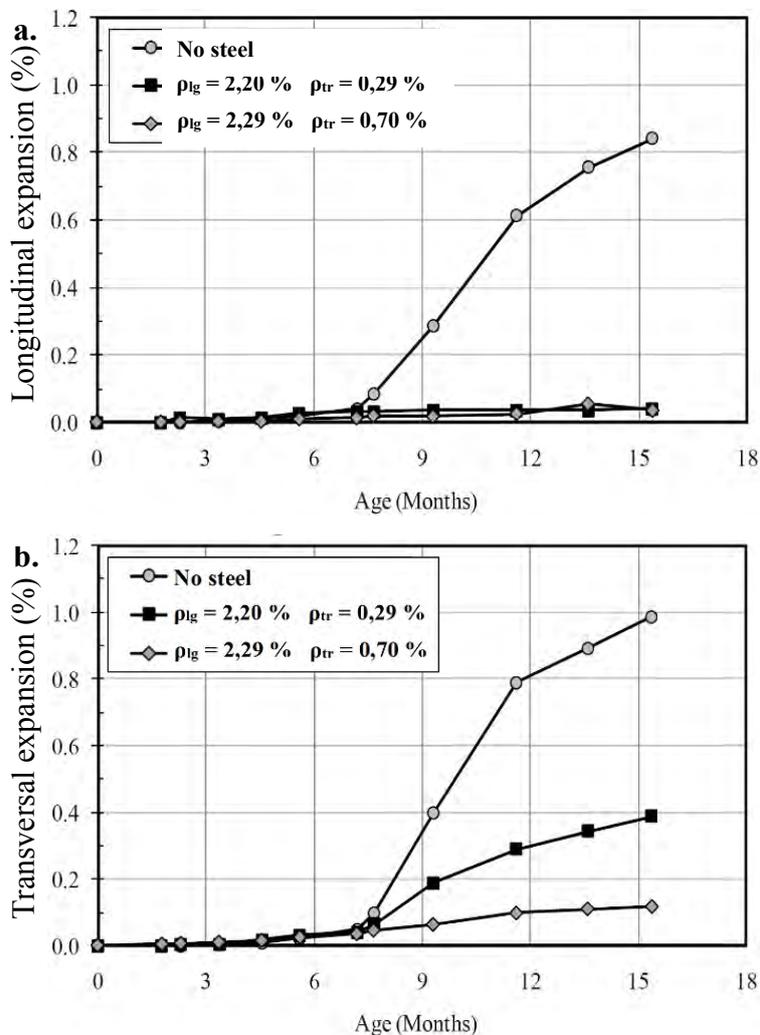


Figure 1-16. Déformations longitudinales (a.) et transversales (b.) des cylindres non armés et armés (Burgher *et al.*, 2008).

3.2. Etudes expérimentales sur structures de laboratoire

Une étude expérimentale des effets de la RSI sur des poutres confectionnées en laboratoire a été réalisée par (Martin, 2010). Parmi le grand nombre de résultats apportés, ne sont présentés dans cette revue bibliographique que ceux en lien direct avec le programme expérimental défini dans le chapitre 2 de ce manuscrit. Trois poutres de $3,00 \times 0,25 \times 0,50$ m ont été fabriquées, instrumentées et suivies pendant plus de deux ans : une poutre non armée, une faiblement armée et une fortement armée (Figure 1-17). Un traitement thermique représentatif de l'échauffement subi par le cœur d'une pièce massive durant l'hydratation a été appliqué. Les mesures d'expansions en conditions libres de contraintes font état d'amplitudes de gonflement avoisinant 1,5 %. Les poutres ont été disposées sur des appuis glissants situés à mi-hauteur et soumises à leur poids propre. La portée entre appuis est de 2,80 m. Un gradient de séchage vertical a été imposé en immergeant les 70 mm inférieurs de la poutre dans l'eau et en exposant la face supérieure de la poutre à une atmosphère à 30 % d'humidité relative. Trois couches d'aluminium autoadhésif ont été disposées sur les faces latérales pour les protéger de la dessiccation. La face supérieure a été remouillée à partir de 427 jours de conservation.

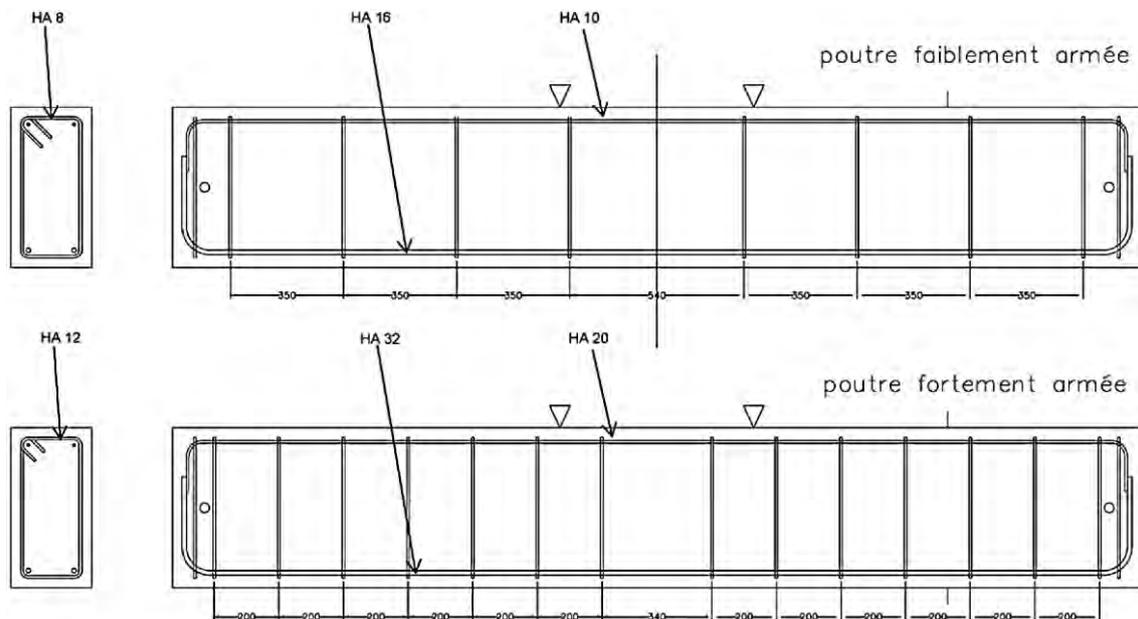


Figure 1-17. Plans de ferrailage des poutres faiblement armée et fortement armée (Martin, 2010).

Le développement préférentiel de la RSI en partie basse de la poutre non armée, du fait de la présence d'eau, a conduit à sa rupture en flexion sous poids propre en 330 jours. La présence des armatures dans les poutres armées a radicalement modifié leur comportement. En effet, les phénomènes expansifs en partie basse des poutres ont conduit à une mise en tension des armatures inférieures : Martin parle de « précontrainte chimique » car elle a pour origine l'avancement de la

réaction. Le gonflement en partie inférieure de la poutre est ralenti du fait de la contrainte de compression induite dans le béton par la mise en tension des aciers. En revanche, les phénomènes expansifs se poursuivent sans être gênés dans les zones non armées et suffisamment saturées, notamment à mi-hauteur de la poutre. Ce gradient de gonflement est à l'origine d'une inversion progressive de la flèche des poutres. Cette zone, non expansive en raison des conditions hydriques défavorables à la RSI, ne peut supporter les déformations imposées par le gonflement de la partie centrale de la poutre et rompt. D'importantes fissures structurelles transversales apparaissent ainsi en partie supérieure des poutres (Figure 1-18). Lors de l'exploitation numérique de ces essais, Martin souligne la difficulté à convenablement quantifier certains phénomènes tels que les évolutions des champs de teneur en eau et en alcalins dans les poutres. A ces difficultés s'ajoutent le manque de données disponibles dans la littérature concernant le comportement mécanique du béton armé et/ou précontraint atteint de RSI.



Figure 1-18. Fissuration transversale supérieure de la poutre fortement armée (Martin, 2010).

Par ailleurs, (Deschenes *et al.*, 2009; Karthik *et al.*, 2016b; Martin, 2010) ont également étudié le comportement structurel de poutres armées et précontraintes de laboratoires atteintes de réaction alcali-granulats et de RSI concomitantes. De même, des piles de pont miniatures (réduites d'un facteur d'échelle de 1/3,67) ont été étudiées dans le cadre d'une étude sur les effets couplées de ces deux pathologies (Burgher *et al.*, 2008). Si les conséquences mécaniques de ces phénomènes semblent relativement similaires, le rôle de chacun dans le comportement général de ces structures est difficile à définir. Dans le contexte du recalcul de structures atteintes de telles pathologies, il apparaît prématuré de s'intéresser à ce genre d'étude avant d'avoir validé les lois de comportement des matériaux cimentaires atteints, en particulier pour la RSI, moins documentée et étudiée que la RAG. D'autant que les questions soulevées dans la section précédente concernant les phénomènes de migration d'ions et d'eau concernent aussi ces structures et que leur impact sur les deux pathologies peut être contradictoire.

3.3. Modèles mécaniques de RSI

Deux approches permettant de reproduire les gonflements induits par la RSI peuvent être distinguées : les modèles mésoscopiques ayant pour but de modéliser le comportement des matériaux cimentaire à une échelle fine et les modèles ayant pour but de calculer des ouvrages.

3.3.1. Modèles mésoscopiques pour la prédiction des gonflements à l'échelle du matériau

Différents modèles mésoscopiques ont été proposés dans la littérature pour modéliser les réactions de gonflement interne à l'échelle du matériau. Cette démarche a été initiée par (Dunant & Scrivener, 2010) pour la modélisation aux éléments finis étendus de la réaction alcali-granulats. Ce modèle fait la distinction entre les différentes phases existant dans le matériau (granulats, pâte, gel silico-alcalin, fissures). L'endommagement et le gonflement du matériau ont pour origine le centre des granulats. Un autre modèle a été développé par (Alnaggar *et al.*, 2013, 2017) pour l'alcali-réaction. Une déformation imposée dans les granulats retranscrit les effets de gonflement ayant lieu à l'interface granulats-pâte. Les phénomènes de retrait et de fluage ainsi que les effets de la température et de la saturation sont pris en compte. Ces modèles restent difficilement transposables au cas de la RSI en raison de l'origine différente des gonflements (cf. Chapitre 1 §2.3).

Un modèle méso-macro aux éléments finis dédié à la RSI a été proposé par (Roubin *et al.*, 2014) sur la base des travaux de (Benkemoun *et al.*, 2010). Deux matériaux sont considérés : la matrice et les granulats. Pour alléger le coût numérique lié aux nombres d'éléments, la géométrie est créée en utilisant la triangulation de Delaunay et les hétérogénéités dues aux inclusions sphériques sont introduites par le biais de discontinuités du champ de déformations au niveau des barres des éléments traversant une interface granulats-matrice. La gestion des discontinuités à l'échelle mésoscopique permet tout de même d'accéder à une rupture macroscopique du matériau, quel que soit le type de sollicitation mécanique macroscopique considéré. La RSI est modélisée par une expansion homogène de la matrice. Les gonflements macroscopiques sont retardés par les inclusions et il s'ensuit un décollement rapide des granulats avant propagation des fissures dans la matrice. L'endommagement macroscopique est reproduit ainsi que les ouvertures de fissures. (Eddy *et al.*, 2017) ont proposé un modèle mésoscopique formé de corps rigides assemblés pour les réactions de gonflement interne. Le maillage, composé d'éléments de 2 à 3 mm, est créé en utilisant la décomposition de Voronoi et le contour des granulats est explicitement maillé. Les corps rigides ainsi créés possèdent chacun six degrés de libertés, trois en translation et trois en rotation autour de

points situés à l'intérieur du corps considéré, et sont connectés entre eux par trois liaisons élastiques, deux en cisaillement et une pour l'effort normal. Ces liaisons élastiques permettent d'appliquer au matériau une déformation imposée représentative du gonflement de la pâte. Cependant, selon Eddy et al, les expansions induites par la RSI s'avèrent être assez mal reproduites par ce modèle.

(Idiart *et al.*, 2011) proposent un modèle chemo-mécanique mésoscopique 2D de réaction sulfatique externe (RSE) qui pourrait être utile pour reproduire des gonflements de RSI. Deux phases sont considérées : la matrice de mortier et les granulats de grandes dimensions dont les contours sont maillés explicitement. La partie mécanique du modèle est développée sur le principe d'interfaces sans épaisseur entre les éléments disposés à la frontière entre matrice et granulats et au sein de la matrice pour la prise en compte de la fissuration (López *et al.*, 2008a, 2008b). Le comportement des éléments d'interface est défini par une loi élasto-plastique tirée des travaux de (Carol Ignacio *et al.*, 1997), où la plasticité est associée à l'ouverture de fissures. Le fluage de la matrice est également pris en compte via une loi de comportement viscoplastique de type Maxwell. Les limites de ce modèle (résolution en 2D, absence d'endommagement chimique, conditions aux limites mécaniques non prises en compte...) restreignent toutefois son utilisation à un champ réduit d'applications.

Un modèle micro-poromécanique multi-échelle de RAG a été proposé par (Charpin & Ehlacher, 2012, 2014; Esposito & Hendriks, 2016) conformément à la théorie formulée par (Dormieux *et al.*, 2006). Le béton est modélisé à l'échelle mésoscopique comme un matériau hétérogène composé d'une matrice (pâte de ciment) et d'inclusions (granulats), et ses propriétés macroscopiques sont déterminées en considérant un volume élémentaire représentatif (VER). La fissuration peut ainsi être prise en compte, y compris en présence de chargement extérieurs. La relation entre expansions et endommagement du matériau conduit toutefois à une surestimation de ce dernier.

3.3.2. Modèles à déformations imposées pour la prédiction du comportement résiduel des structures

Les besoins des gestionnaires d'ouvrages atteints de RSI en termes de recalcul et de prédiction du comportement des structures ont poussé de nombreux auteurs à développer des modèles adaptés à de telles applications. Plusieurs d'entre eux proposent une approche simplifiée issue des travaux sur les ouvrages endommagés par la réaction alcali-granulats (RAG) basée sur l'application d'un gonflement imposé du matériau. Cette simplification des mécanismes de gonflement permet d'utiliser ces modèles pour la RAG et la RSI moyennant quelques modifications mineures.

Ainsi les travaux de (Charlwood *et al.*, 1992; Léger *et al.*, 1996) réalisés pour la RAG pourraient éventuellement être étendus aux ouvrages atteints de RSI. Charlwood et al proposent, sur la base d'études réalisées sur des ouvrages hydroélectriques atteints de RAG, une relation entre la cinétique de gonflement induit par cette pathologie et la contrainte uniaxiale de compression appliquée dans une direction donnée. Ce modèle reproduit le comportement anisotrope du béton gonflant sous sollicitations anisotropes. Dans le modèle de (Léger *et al.*, 1996) prenant en compte les effets de la température et de l'humidité sur les gonflements, les déformations sont imposées de manière anisotrope en fonction de l'état de contraintes grâce à la loi de Charlwood et al.

Dernièrement, (Karthik *et al.*, 2016a, 2018) ont proposés un modèle mécanique semi-empirique permettant de reproduire le comportement d'un ouvrage armé et précontraint atteint de RSI en s'appuyant sur le principe de conservation de l'énergie de déformations des matériaux : l'énergie nécessaire au gonflement d'un béton libre de contraintes est égale à l'énergie nécessaire au gonflement d'un béton armé et/ou chargé mécaniquement. La résolution de cette équation suppose une homogénéité du matériau, ce qui implique un fractionnement de la structure en sous-zone en fonction du ferrailage, du chargement, des conditions de saturation, de la température... Les déformations libres du matériau doivent être connues.

Le modèle chemo-mécanique de RAG développé par (Baghdadi *et al.*, 2007a, 2007b) repose sur la prise en compte de l'endommagement du matériau à partir de l'amplitude de gonflement via un critère de plasticité. Il s'inscrit dans la continuité des travaux menés par (Li & Coussy, 2002, 2004; Ulm *et al.*, 2000). L'anisotropie de gonflement induite par l'état de contraintes dans le matériau est prise en compte (Seignol *et al.*, 2009). Une relation linéaire lie la contrainte appliquée au fluage (Kawabata *et al.*, 2017).

Un modèle mécanique simplifié de RSE a été développé par (Ikumi *et al.*, 2016). Le différentiel de gonflement entre la surface et le cœur des ouvrages conduit à l'apparition de contraintes. Trois modes de rupture sont envisagés : rupture en traction du cœur du matériau, rupture en cisaillement et en traction de l'interface entre la peau et le cœur du matériau. En revanche, aucun mode de rupture ne prend en compte la microfissuration de peau induite par compression, supposée négligeable du point de vue du comportement structurel du matériau. Le module d'élasticité est toutefois impacté par un endommagement en compression. Les effets des contraintes sur les directions d'expansion ne sont pas pris en compte.

L'application d'un gonflement imposé du matériau pour la modélisation de la RSI constitue une première approche usuellement utilisée par les ingénieurs, mais ne prenant pas en compte l'ensemble des phénomènes impliqués dans le comportement des bétons atteints.

3.3.3. Modèles poromécaniques pour la prédiction du comportement résiduel de structures

Le recours aux modèles poromécaniques permet de prendre en compte l'effet de la pression interne au matériau générée par les réactions chimiques. Les déformations induites par les réactions chimiques sont donc calculées à partir des contraintes effectives dans la matrice. Certains des modèles développés pour la RAG peuvent être utilisés pour la RSI et sont présentés dans cette partie.

(Comi *et al.*, 2009) a développé un modèle poromécanique simplifié de RAG où le matériau est décomposé en deux phases : la matrice solide et la porosité homogénéisées d'une part, et la porosité remplie de gel de réaction d'autre part. Le matériau est supposé se déformer de manière élastique. Un endommagement isotrope affecte le comportement élastique du béton atteint de RAG sur la base des travaux de (Comi & Perego, 2001). Deux variables d'endommagement isotrope sont calculées, une en traction et une en compression, les effets des refermetures de fissures étant négligés. Ces travaux ont été poursuivis par (Pignatelli *et al.*, 2013) en intégrant cette fois deux types de porosité : la porosité initiale du matériau remplie de gel et la porosité créée par l'endommagement chimique de RAG. Cet endommagement isotrope est calculé directement à partir de l'avancement chimique de la réaction.

Une approche poromécanique simplifiée a été proposée par (Dormieux *et al.*, 2004) en vue de modéliser les phénomènes mécaniques induits par la RAG. Le remplissage des pores par le gel silico-alcalin est une condition nécessaire au démarrage à l'apparition d'une pression interne et impose de définir le réseau poreux. Ce modèle s'appuie sur une hypothèse d'élasticité de la matrice cimentaire sous l'action de la pression interne induite par la formation des produits de réaction au sein des pores.

(Gu *et al.*, 2017) ont proposé un modèle basé sur le gonflement homogène de la pâte et sur un mécanisme de croissance contrôlée de l'ettringite, tant pour la modélisation de la réaction sulfatique interne qu'externe. L'ettringite est supposée se former préférentiellement dans les gros pores avant de progressivement investir les plus petits. Une approche poroélastique est considérée pour accéder au gonflement du matériau.

Dans le modèle poromécanique proposé par (Grimal *et al.*, 2008a, 2008b), la pression du gel formé par l'alcali-réaction dans le matériau est exprimée en fonction de l'avancement de la réaction chimique. Elle dépend également du volume maximal de gel formé par la réaction, de grandeurs poromécaniques telles que le module et le coefficient de Biot et du volume créé par les déformations. L'augmentation de la pression du fait de l'avancement de la réaction est ainsi ralentie

d'une part par le remplissage d'une partie de la porosité initiale du matériau (ce qui permet notamment de reproduire le temps de latence avant l'observation des premiers gonflements) et d'autre part par le remplissage du volume créé par les déformations du matériau. Les phénomènes de fluage, d'endommagement et de RAG sont simulés conjointement grâce à un couplage entre le comportement rhéologique et les mécanismes d'endommagement du béton (Capra *et al.*, 2000; Capra & Sellier, 2002).

Le modèle proposé par Grimal *et al.* a été repris et modifié par (Morenon *et al.*, 2017; Salgues *et al.*, 2014; Sellier & Multon, 2018) pour modéliser les gonflements induits par la RAG et la RSI. La distinction est désormais faite entre les déformations plastiques induites par ces réactions chimiques d'une part et les déformations élastiques, plastiques induites par le chargement extérieur et de fluage d'autre part. Les déformations plastiques sont liées à plusieurs critères de plasticité anisotropes : le dépassement d'un de ces critères entraîne la propagation d'une déformation plastique jusqu'à rétablissement d'un équilibre. La pression porale est liée aux déformations plastiques de RSI ou de RAG via une loi de comportement à écrouissage positif.

4. Conclusion du chapitre

Le développement de la réaction sulfatique interne au sein des matériaux cimentaires se traduit, à l'échelle macroscopique, par des phénomènes de gonflement et de fissuration remettant en cause la durabilité des ouvrages atteints.

La première partie de cette étude bibliographique a été consacrée à la compréhension des phénomènes physico-chimiques aboutissant à ces désordres. Les mécanismes réactionnels à l'origine de la formation d'ettringite différée ont été identifiés. L'importance des notions thermodynamiques de stabilité, de dissolution et de précipitation des espèces pour la compréhension des phénomènes a été mise en lumière. La déstabilisation de certains hydrates primaires au cours de l'échauffement du matériau conduit ainsi à un relargage d'ions en solution. Une partie de ces ions est absorbée dans les hydrates stables en température tels que les C-S-H et les hydrogrenats, tandis que d'autres précipitent sous forme de monosulfoaluminates. Une modification de l'équilibre thermodynamique local, induite par le retour en température du matériau, le lessivage des alcalins et une saturation de la porosité, conduit à un relargage progressif de ces ions réactifs dans la solution interstitielle, jusqu'à sursaturation et précipitation d'ettringite différée. Ce phénomène s'accompagne des premiers gonflements. Un consensus semble avoir été trouvé dans la littérature autour du mécanisme à l'origine des expansions : la cristallisation tardive d'ettringite dans les pores

du matériau durci induit le développement de pressions porales susceptibles de générer des contraintes de traction orthoradiales supérieures à la résistance à la traction de la matrice cimentaire et conduisant au gonflement du matériau. Les principaux paramètres influençant l'initiation et le développement de la réaction sulfatique interne ont été identifiés. La composition chimique et l'histoire thermique du matériau apparaissent comme les caractéristiques ayant la plus grande importance vis-à-vis de l'amplitude et de la cinétique de la réaction. La présence d'eau semble également primordiale. La détermination du potentiel chimique et de la cinétique de gonflement a fait l'objet de nombreux modèles numériques. Les limites des modèles statistiques et empiriques ont été présentées. Si les modèles thermodynamiques sont nettement plus complexes et consommateurs de ressource informatique, ils peuvent être utilisés sur un large spectre de matériaux. La simplification du modèle thermodynamique de (Salgues *et al.*, 2014) sous la forme d'un modèle semi-empirique proposé par (Sellier & Multon, 2018), auquel ont été intégrés les résultats de (Al Shamaa *et al.*, 2015; Brunetaud *et al.*, 2006; Famy *et al.*, 2001; Kchakech, 2015; Martin, 2010), semble répondre aux exigences du recalcul d'ouvrages en béton armé et précontraint.

Une revue des connaissances disponibles sur le comportement mécanique des matériaux atteints de RSI a été faite dans un second temps. Un large panel d'études expérimentales menées sur éprouvettes de laboratoire a été présenté. Les expansions, la fissuration de surface, la relation entre prise de masse et gonflement ainsi que la caractérisation mécanique des matériaux atteints ont été abordées grâce à quelques-uns des essais de gonflement libre disponibles dans la littérature. Les travaux de (Bouzabata *et al.*, 2012a; Müllauer *et al.*, 2013) ont permis de mettre en lumière le caractère anisotrope des matériaux cimentaires atteints de RSI soumis à un chargement mécanique uniaxial. Le confinement triaxial de bétons réactifs a été étudié par (Burgher *et al.*, 2008) tantôt par l'ajout de fibres métalliques, d'armatures et par application d'un chargement mécanique. Une forte réduction du volume de déformations est observée lorsque le gonflement est confiné triaxialement. Le cas des essais sur structures de laboratoires de (Martin, 2010) a ensuite été abordé. Enfin, les principaux modèles numériques développés pour simuler le comportement des matériaux cimentaires atteints de RAG ou de RSI, que ce soit à l'échelle du matériau ou de la structure, ont été présentés. Les modèles à l'échelle mésoscopique permettent une amélioration de la compréhension des phénomènes touchant les matériaux cimentaires atteints de RSI et jouent notamment un rôle majeur dans l'interprétation des essais sur éprouvettes de laboratoire. Toutefois, ils restent inadaptés à des applications industrielles dans le cadre de calculs de structures. La notion de pression de cristallisation de l'ettringite différée ainsi que les analogies entre RAG et RSI peuvent conduire à l'extension des modèles poromécaniques pour la RAG vers la problématique de la RSI. Ainsi, les modèles de (Comi *et al.*, 2009; Grimal *et al.*, 2008a, 2008b) ont introduit la distinction entre

contraintes effectives et totales, ce qui a permis de distinguer la fissuration localisée (ou macroscopique), due au chargement mécanique et/ou aux gradients de gonflement entre parties d'ouvrages, et la fissuration diffuse induite directement par les pressions de RAG. Les modifications successives apportées par d'autres auteurs ont permis d'aboutir à une modélisation pertinente des réactions de gonflements avec notamment une prise en compte toujours plus complète des phénomènes qui y sont associés (endommagements, fluage, anisotropie...).

L'élaboration de modèles de recalcul et de prédictions des phénomènes expansifs dont peuvent être atteints les ouvrages nécessite le couplage de deux types de modèles : un modèle physico-chimique permettant d'accéder à un potentiel chimique de gonflement déterminé sous la forme d'un volume d'ettringite différée formée et un modèle rendant compte des dommages générés par la réaction sur la structure. Le recours au modèle chemo-poromécanique de (Salgues, 2013; Salgues *et al.*, 2014), simplifié du point de vue chimique par (Sellier & Multon, 2018) et amélioré du point de vue mécanique par (Morenon *et al.*, 2017), a été privilégié en raison de sa capacité à prendre en compte l'ensemble des phénomènes touchant le béton y compris en contexte RSI (plasticité, endommagements localisé et diffus, anisotropie, fluage, retrait...). Le recours à des modèles numériques prédictifs nécessite en amont de nombreuses données expérimentales permettant d'une part de caler le modèle et d'autre part de valider son efficacité et sa pertinence, avant d'envisager le recalcul de structures. A ce titre, une campagne expérimentale constituée d'éprouvettes en béton armé est menée dans le but de disposer d'éléments de validation supplémentaires. Elle doit permettre d'évaluer le comportement d'un béton gonflant en présence d'une armature longitudinale noyée, couplée ou non à un dispositif de frettage transversal. Il apparaît également nécessaire de caractériser les effets du gonflement sur l'adhérence acier-béton. Ce point présente une importance capitale dans la mesure où aucune étude n'a porté à ce jour sur les conséquences des expansions induites par la RSI sur l'ancrage acier-béton. Les données recueillies dans le cadre de cette étude expérimentale doivent permettre d'approfondir la prise en compte des armatures sur le développement des expansions au sein des structures et constituer l'ultime étape avant l'utilisation du modèle pour le recalcul d'ouvrage.

**Chapitre 2 : PROGRAMME
EXPERIMENTAL - DEFINITION,
MATERIAUX ET PROCEDURES**

1. Introduction du chapitre

L'utilisation de modèles de RSI en contexte industriel suppose qu'ils soient performants sur un large faisceau d'application pour répondre aux exigences des gestionnaires d'ouvrages. Leur conception nécessite de fait une pleine compréhension des mécanismes tant physico-chimiques que mécaniques. Les données recueillies in situ au cours de la vie des ouvrages atteints doivent nécessairement être complétées par des cas d'application dits de laboratoire. En effet, contrairement aux applications directes sur ouvrages, la maîtrise des conditions de confection, de conservation, de chargement et de suivi des corps d'épreuve permet dans un premier temps de faciliter la compréhension des phénomènes à l'œuvre pour ce type de pathologie. Par la suite, les résultats peuvent être utilisés dans le cadre de processus de conception et d'évaluation d'outils numériques visant à reproduire le comportement physique des matériaux. Le programme expérimental proposé dans ce manuscrit s'inscrit dans ces démarches.

Ce second chapitre aborde les moyens et méthodes retenus pour satisfaire les objectifs de l'étude expérimentale. Ceux-ci répondent à un certain nombre d'interrogations soulevées par la revue de l'état de l'art proposée dans le Chapitre 1. Ainsi, d'un point de vue mécanique, le suivi dimensionnel de prismes en béton armé uniaxialement et triaxialement réactif doit permettre d'approfondir l'étude de l'effet du confinement sur les expansions induites par la RSI. Le cas d'un béton soumis à une forte contrainte uniaxiale, tel que cela peut être le cas dans une poutre précontrainte, est également investigué. L'interaction entre gonflement et fissuration du matériau est étudiée par le biais de la caractérisation des faciès de fissuration à différentes échéances. Une approche plus qualitative est également proposée via des observations au microscope électronique à balayage notamment. La question des conséquences de la RSI sur l'adhérence acier-béton, n'ayant fait à ce jour l'objet d'aucune étude dédiée, apparaît primordiale pour le recalcul d'ouvrages en béton armé et est donc investiguée grâce à des essais spécifiques de type pull-out. Enfin, les aspects physico-chimiques liés à la présence et au lessivage des alcalins du béton sont également abordés et font l'objet d'un suivi particulier.

La première partie de ce chapitre explicitera plus en détails les principaux objectifs scientifiques du programme expérimental. Une importance particulière sera ensuite accordée aux contraintes et motivations qui ont dicté le choix de certaines dispositions expérimentales. Les conditions d'essais ainsi que les matériaux utilisés seront également détaillés. Enfin, la dernière partie sera dédiée aux méthodologies de suivi des corps d'épreuve.

2. Objectifs de l'étude

Les objectifs de cette étude, définis en fonction des manques mis en évidence dans la revue de l'état de l'art, sont présentés dans cette partie.

2.1. Pertinence du programme expérimental vis-à-vis des ouvrages atteints

Comme explicité en introduction de ce chapitre, la finalité de cette étude expérimentale est de fournir des données sur le comportement mécanique du béton armé et précontraint atteint de RSI en vue de la modélisation d'ouvrages concernés par cette pathologie. De fait, tout au long de la conception du programme expérimental décrit dans ce manuscrit, une attention particulière a été apportée à la cohérence de celui-ci vis-à-vis des cas d'ouvrages atteints. Cela vaut aussi bien pour les types de ferraillements et chargements retenus que pour les matériaux utilisés et leurs conditions de cure. Toutefois, les contraintes inhérentes aux essais de laboratoire, qu'elles soient logistiques ou temporelles, ont parfois dicté les solutions à adopter, notamment un dopage initial en alcalins et des conditions de conservation propres à accélérer et amplifier la réaction ou encore une géométrie d'éprouvettes et un type de ferraillement permettant la mise en œuvre des essais.

2.2. Effets des contraintes sur le béton atteint de RSI

Le principal objectif scientifique de cette étude expérimentale est d'appréhender les effets des contraintes sur un matériau atteint de RSI. En effet, quel que soit le type de la structure considérée, celle-ci est soumise à un état de contrainte la plupart du temps hétérogène et variable dans le temps, dépendant de ses conditions de fonctionnement. Cette variabilité spatiale et temporelle de l'état de contrainte, couplée aux effets des conditions climatiques auxquelles est confrontée la structure, impose de caractériser le comportement du béton expansif sous contraintes par le biais d'études de laboratoire pour lesquels les phénomènes sont découplés. Comme cela a été présenté dans le Chapitre 1, des études à une échelle de mini-structures soumises à une dégradation sous contraintes existent (Karthik *et al.*, 2016b; Martin, 2010) mais les poutres de laboratoire présentent des états hydriques et mécaniques hétérogènes et ces études sont donc difficilement exploitables pour accéder directement à une loi de comportement du matériau réactif en fonction de l'état de contrainte. Certains travaux ont été menés dans des conditions hydriques et mécaniques homogènes (Bouzabata *et al.*, 2012a; Müllauer *et al.*, 2013) mais ils ont été réalisés sur mortiers (et avec un

choix de dimensions d'éprouvettes pour Müllauer qui peut être sujet à instabilités) et les contraintes étaient appliquées seulement axialement, alors que le champ de contraintes dans des poutres armées pourra être tridimensionnel du fait de la présence des cadres. Aucune étude de laboratoire de ce type n'a été menée sur béton dont le potentiel de gonflement libre est connu par ailleurs, ce qui constitue un frein à la modélisation des effets de la RSI sur ouvrages. Ainsi, le programme expérimental vise à caractériser l'anisotropie des gonflements induits par la RSI en étendant les résultats de (Bouzabata *et al.*, 2012a; Müllauer *et al.*, 2013) à des corps d'épreuve en béton en conditions de gonflement libre, gênée uniaxialement ou gênée triaxialement.

Par ailleurs, le suivi d'ouvrages précontraints atteints de RSI amène à s'interroger sur l'existence d'un seuil de chargement inhibant les expansions. De fait, un cas de béton fortement précontraint uniaxialement est également étudié. Une contrainte comprise entre 12 et 15 MPa a été visée.

2.3. Caractérisation de l'ancrage acier-béton en contexte RSI

Les conditions d'adhérence entre armatures et béton dans une structure en béton armé impactent directement l'état de contraintes du matériau et donc son aptitude au service. Or ces conditions d'adhérence sont elles-mêmes dépendantes de nombreux paramètres tels que, entre autres, la géométrie des armatures, leur type et longueur d'ancrage, les conditions de coulage, la résistance mécanique du béton, le type de sollicitations, etc. Dans le cas de la RSI, la cristallisation de l'ettringite différée dans la matrice durcie du matériau induit des surpressions porales conduisant à un endommagement diffus du béton. La perte de résistance mécanique qui en découle peut avoir des effets néfastes sur la qualité de l'ancrage des armatures. Toutefois, en présence d'un fretage transversal, le confinement triaxial du béton expansif pourrait éventuellement conduire à une meilleure cohésion acier-béton. A ce titre, le programme expérimental présenté dans ce manuscrit s'attache à tenter de caractériser l'ancrage acier-béton en contexte RSI.

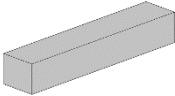
3. Mise en œuvre et caractérisation

Les différents corps d'épreuve associés aux objectifs précédemment définis sont présentés dans un premier temps. Les matériaux, conditions de cure et de conservation et les dispositions constructives retenues sont ensuite exposés.

3.1. Echantillonnage et nomenclature des corps d'épreuve

La section des corps d'épreuve a été définie de façon à garantir la bonne mise en place du béton dans les moules, conformément aux recommandations de la norme NF EN 206-1. D'autre part, l'élanement des corps d'épreuve a été dicté par la nécessité d'avoir un ancrage satisfaisant des armatures longitudinales. De ce fait, un format d'éprouvettes prismatiques de 100 × 100 × 500 mm en béton a été retenu pour cette étude. Quelles que soient les conditions de chargement et de ferrailage, les essais ont été doublés. La nomenclature retenue pour les corps d'épreuve prismatiques indique la direction considérée (**L** = longitudinale ; **T** = transversale) et le taux de ferrailage ou de précontrainte associé à chaque direction (**Ø** = non armée, non chargée ; **1,1%** = armée à raison de 1,1% de la section de béton ; **14,5** = précontrainte à 14,5 MPa). Ainsi, le suivi dimensionnel a été effectué pendant environ 450 jours, à minima, sur les corps d'épreuve réactifs suivants (Tableau 2-1).

Tableau 2-1. Corps d'épreuve prismatiques.

LØ-TØ	L1,1%-TØ	L1,1%-T0,7%	L14,5-TØ
			
Suivi dimensionnel en conditions de gonflement libre	Suivi dimensionnel en conditions de gonflement gêné uniaxialement. Qualification de l'ancrage acier-béton	Suivi dimensionnel en conditions de gonflement gêné triaxialement. Qualification de l'ancrage acier-béton	Suivi dimensionnel en conditions de gonflement sous charge uniaxiale

- L'étude des expansions induites par la RSI en conditions libres de contraintes a été réalisée au moyen de deux éprouvettes 100 × 100 × 500 mm en béton non armé, notées **LØ-TØ**.
- Deux autres éprouvettes de mêmes dimensions, armées longitudinalement par une barre d'acier standard HA de 12 mm de diamètre, et notées **L1,1%-TØ** ont permis d'étudier le gonflement gêné uniaxialement du béton. Les conséquences sur l'ancrage acier-béton ont été investiguées via des essais de tirants et d'arrachement à l'issue du gonflement.
- Le gonflement gêné triaxialement et la qualité de l'ancrage acier-béton associé ont été étudiés au moyen de deux éprouvettes 100 × 100 × 500 mm armées longitudinalement (une barre d'acier standard HA de 12 mm de diamètre) et transversalement (dispositifs de frettage en acier

inoxydable de 2 mm d'épaisseur et 5 mm de large espacés tous les 23 mm en moyenne, obtenus par découpe d'un profilé carré creux, et désignés par commodité dans ce manuscrit par le terme « plats »), notées L1,1%-T0,7%.

- Enfin, des essais de gonflement sous contrainte uniaxiale constante de 14,5 MPa ont été effectués sur deux éprouvettes 100 × 100 × 250 mm en béton non armé, notées L14,5-T0. L'élanement de ces corps d'épreuve a été réduit d'une part pour des raisons d'encombrement et d'autre part pour prévenir d'éventuelles instabilités mécaniques.

Par ailleurs, la caractérisation du comportement du béton avant et après gonflement a nécessité la conception d'éprouvettes dédiées (Tableau 2-2). Les conditions de cure (**C** = chauffée à 80°C ; **NC** = non chauffée), de conservation (**I** = immergée ; **NI** = non immergée) et le taux de ferrailage (**Ø** = non armée ; **L1,1%** = armée longitudinalement à raison de 1,1% de la section de béton) sont indiquées par la nomenclature.

Tableau 2-2. Corps d'épreuve de caractérisation.

NC-NI-Ø C-NI-Ø	NC-NI-L1,1% C-NI-L1,1%	NC-I-Ø	C-I-Ø
			
Caractérisation du béton sain et chauffé à 28 jours	Caractérisation de l'ancrage acier-béton sain et chauffé après 450 jours de séchage	Suivi dimensionnel et caractérisation d'un béton « témoin » après 450 jours d'immersion	Suivi dimensionnel et caractérisation d'un béton réactif après 450 jours d'immersion

- Sept éprouvettes cylindriques $\phi 110 \times 220$ mm, notées NC-NI-Ø, n'ayant pas subi de traitement thermique ont permis la caractérisation des propriétés mécaniques du béton sain à 28 jours, via des mesures de module d'Young et de résistances à la compression (sur 4 éprouvettes) et à la traction par fendage (sur 3 éprouvettes).
- Sept éprouvettes cylindriques de mêmes dimensions, notées C-NI-Ø, ont subi le cycle thermique décrit au Chapitre 2 §3.3 et ont donné accès au module d'Young et aux résistances à la compression (sur 4 éprouvettes) et à la traction par fendage (sur 3 éprouvettes) du béton endommagé thermiquement à la même date.
- Sept éprouvettes cylindriques $\phi 110 \times 220$ mm, notées NC-I-Ø, n'ayant pas subi de traitement thermique et ayant été immergées pendant 447 jours ont permis la caractérisation du béton non

réactif à l'issue de la période de conservation, via des mesures de module d'Young et de résistances à la compression (sur 4 éprouvettes) et à la traction par fendage (sur 3 éprouvettes).

- Sept éprouvettes cylindriques de mêmes dimensions, notées **C-I-Ø**, ont subi le traitement thermique et ont été immergées pendant 447 jours. Ainsi, elles ont donné accès au module d'Young et aux résistances à la compression (sur 4 éprouvettes) et à la traction par fendage (sur 3 éprouvettes) du béton réactif à l'issue de la période de conservation.
- Deux éprouvettes 100 × 100 × 500 mm armées longitudinalement et curées à 20°C, notées **NC-NI-L1,1%**, ont permis d'évaluer la qualité de l'ancrage acier-béton sain par des essais de tirants et d'arrachement effectués après 450 jours de séchage.
- En menant les mêmes essais sur deux éprouvettes similaires soumises au cycle de cure à 80°C et notées **C-NI-L1,1%**, la qualité de l'ancrage acier-béton endommagé thermiquement après 450 jours de séchage a pu être estimée.

Le Tableau 2-3 inventorie les corps d'épreuve fabriqués, la dénomination associée, ainsi que les principales informations concernant leur géométrie et leur histoire.

Tableau 2-3. Nomenclature des corps d'épreuve.

Nomenclature	Nb	Géométrie (mm)	T _{max} cure	Conservation	Ferrailage et précontrainte
NC-NI-Ø	7	φ110×220	20 °C	28j	-
C-NI-Ø	7	φ110×220	80 °C (*)	28j	-
NC-I-Ø	7	φ110×220	20 °C	Immergé (≈ 450j)	-
C-I-Ø	7	φ110×220	80 °C (*)	Immergé (≈ 450j)	-
NC-NI-L1,1%	2	100×100×500	20 °C	20°C-50%HR (≈ 450j)	1HA12 longitudinal
C-NI-L1,1%	2	100×100×500	80 °C (*)	20°C-50%HR (≈ 450j)	1HA12 longitudinal
LØ-TØ	2	100×100×500	80 °C (*)	Immergé (≈ 450j)	-
L1,1%-TØ	2	100×100×500	80 °C (*)	Immergé (≈ 450j)	1HA12 longitudinal
L1,1%-T0,7%	2	100×100×500	80 °C (*)	Immergé (≈ 450j)	1HA12 longitudinal et 17 plats inox (2 × 5 mm)
L14,5-TØ	2	100×100×250	80 °C (*)	Immergé (≈ 450j)	Charge longitudinale de 14,5 MPa

(*) : cf. Figure 2-4 ci-après pour la définition du traitement thermique.

Par ailleurs, une série de corps d'épreuve issue d'une gâchée différente a subi un cycle thermique non conforme en raison d'une panne de l'enceinte climatique. Les éprouvettes prismatiques permettant de suivre le gonflement libre, gêné uniaxialement et triaxialement ont tout de même été conservées et suivies. Les résultats correspondants à ce lot d'éprouvettes apparaissent en Annexe 1 de ce manuscrit.

3.2. Matériaux

3.2.1. Béton

Une formulation de béton réactive mais cohérente vis-à-vis des bétons utilisés traditionnellement sur ouvrages a été retenue. L'ensemble des résultats présentés dans le corps de ce manuscrit fait référence à une seule et même gâchée d'environ 0,15 m³ de béton. Dans le cas contraire, cela est explicitement spécifié. Le programme expérimental a été réalisé avec un béton présentant un rapport eau efficace/ciment de 0,48 et une teneur en ciment de 410 kg/m³ (Tableau 2-4). Des granulats siliceux, provenant de la carrière Palvadeau et qualifiés comme étant non-réactifs vis-à-vis de la Réaction Alkali-Silice (NF P 18-590), ont été utilisés. Le liant est un ciment Portland ordinaire (CEM I 52,5 R).

Tableau 2-4. Formulation du béton.

Constituants	Proportion (kg/m³)
Ciment CEM I	410
Eau efficace	197
Granulats siliceux 0/0,315	93,5
Granulats siliceux 0,315/1	174
Granulats siliceux 1/2	184
Granulats siliceux 2/4	196
Granulats siliceux 4/8	188
Granulats siliceux 8/12,5	878
Addition de NaOH	5.0

Le

Tableau 2-5 présente la composition chimique du ciment obtenue par spectrométrie d'émission optique (ou ICP-OES pour Inductively Coupled Plasma Optical Emission Spectrometry), dont le principe de fonctionnement sera présenté plus avant (cf. Chapitre 2 §4.5.2), et analyse chromatographique.

Tableau 2-5. Composition chimique du ciment (%).

	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O*	Na ₂ O _{eq} *
ICP-MS et chromatographie	20,1	4,52	2,37	64,6	0,78	3,19	0,16	0,15	0,25

* teneurs avant addition de NaOH

Le rapport molaire entre les ions aluminates Al₂O₃ et les ions sulfate SO₄²⁻ était de l'ordre de 1,1. De fait, le nombre maximal de moles d'ettringite pouvant être formées était limité par la quantité d'ions sulfate, puisque le ciment utilisé est un ciment Portland riche en ions calcium Ca²⁺ (qui ne peuvent donc pas être limitants dans ce cas). Ainsi, la quantité maximale d'ettringite pouvant être formée était de l'ordre de 55 moles. Par ailleurs, un ajout d'hydroxyde de sodium, NaOH, a été réalisé à hauteur de 1,22 % de la masse de ciment, soit 5,0 kg/m³ de béton. La teneur totale en alcalins équivalents dans le béton atteignait donc 158 mol/ m³ de béton. Un affaissement au cône d'Abrams de 16 cm a été obtenu lors du coulage, ce qui a permis la bonne mise en œuvre du béton.

3.2.2. Armatures

Les armatures longitudinales utilisées sont des barres à haute adhérence (comportant des verrous conformément aux normes NF A 35-016 et NF A 35-027) de 12 mm de diamètre nominal en acier au carbone. Des essais de traction ont été réalisés sur deux échantillons d'armatures. L'évolution des contraintes en fonction des déformations a été tracée sur la Figure 2-1.

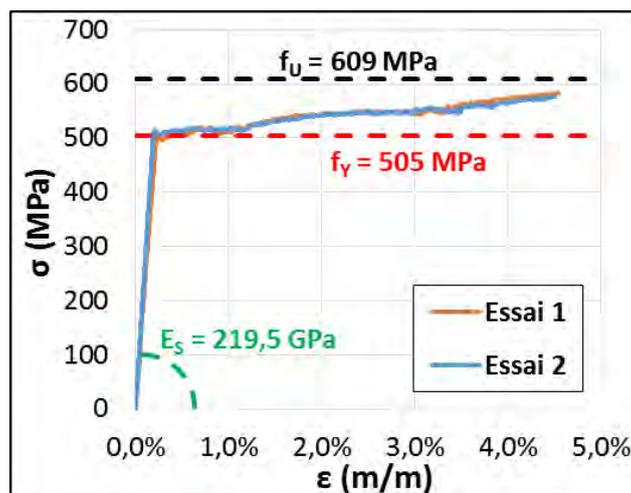


Figure 2-1. Comportement en traction des armatures longitudinales en acier.

Les déformations n'ont pas pu être mesurées jusqu'à la rupture des barres en raison de la plage de fonctionnement des capteurs. Toutefois, les essais ont été poursuivis de manière à déterminer la

résistance ultime de l'acier. Le module d'Young, la limite d'élasticité et la contrainte ultime atteignent respectivement 220 GPa, 505 MPa et 609 MPa.

Les plats transversaux de largeur 5 mm ont été obtenus par découpe d'un profilé creux de section carrée $100 \times 100 \times 2$ mm en acier inoxydable (Figure 2-2).

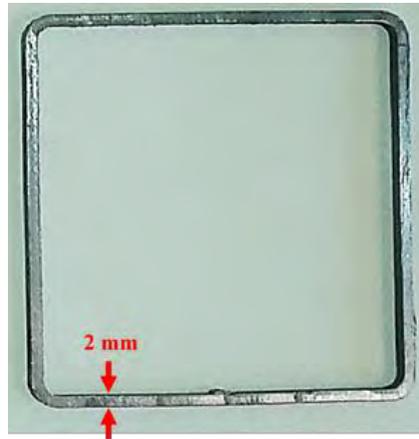


Figure 2-2. Plats transversaux en acier inoxydable ($100 \times 100 \times 5$ mm, ép. 2 mm).

La nuance d'acier inoxydable est de type AISI 304. La géométrie du profilé ayant servi à la fabrication des plats transversaux a complexifié la mise en œuvre des essais de traction nécessaires à la caractérisation du matériau. En effet, la découpe des échantillons n'a pas pu être réalisée sous eau : la libération des contraintes internes couplée aux effets thermiques consécutifs au découpage d'une portion du profilé entraîne un rapprochement des bords découpés qui sont alors susceptibles de brider la lame de la scie, empêchant la poursuite de la découpe et risquant d'endommager le système de découpe. Les deux échantillons de $300 \times 60 \times 2$ mm sur lesquels ont été réalisés les essais ont donc été découpés à la disqueuse à main, sans dispositif de refroidissement. Le comportement du matériau a de fait pu être impacté par la forte élévation locale de la température. L'évolution des contraintes en fonction des déformations a été tracée sur la Figure 2-3.

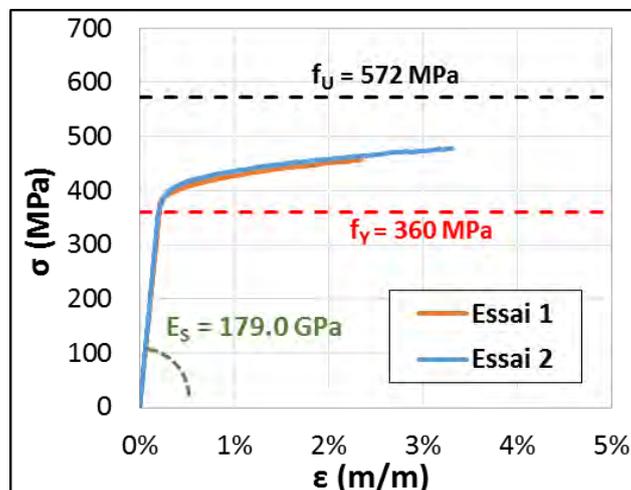


Figure 2-3. Comportement en traction des plats transversaux en acier inoxydable.

Les déformations n'ont pas pu être mesurées jusqu'à la rupture des échantillons en raison de la plage de fonctionnement des capteurs. Toutefois, les essais ont été poursuivis de manière à déterminer la résistance ultime de l'acier. Le module d'Young, la limite d'élasticité et la contrainte ultime atteignent respectivement 179 GPa, 360 MPa et 572 MPa.

3.3. Conditions de cure et de conservation des corps d'épreuve

Outre le choix de la formulation du béton, des dispositions ont été prises pour permettre mais également accélérer le gonflement des corps d'épreuve. Ainsi, environ 80 minutes après coulage, une partie des corps d'épreuve a subi un traitement thermique s'étendant sur 14 jours dans une seule et même enceinte climatique à humidité contrôlée. Le cycle de température imposé correspond à une histoire thermique pouvant être observée au cœur de pièces massives (plus petite dimension d'environ 2 m) en béton (avec des dosages en ciment importants et l'usage de ciments Portland) au cours de l'hydratation (Pavoine, 2003) : augmentation de 20 à 80 °C en 33 heures, diminution plus lente de 80 à 72 °C en 63 heures, et retour de 72 °C à 20 °C en 240 heures. Ce traitement thermique a été effectué en conditions endogènes : les éprouvettes étaient scellées au moyen de couvercles en bois disposés sur les moules et étanchéifiées à l'aide de joints en silicone. De plus, une humidité relative élevée (de l'ordre de 95 % d'humidité relative) a été maintenue dans l'enceinte climatique tout au long du cycle pour limiter les gradients hydriques entre le béton et l'atmosphère de l'enceinte. Des mesures de température faites lors d'une étude précédente avaient permis de confirmer que celle-ci était identique en tout point (même béton, bien que d'une autre gâchée, même enceinte climatique, même consignes d'humidité et de température, même moules...). Les résultats avaient fait état d'écart entre consigne et mesures n'excédant jamais 2°C. Dans le même temps, les autres corps d'épreuve, issus de la même gâchée, ont été conservés en conditions endogènes à 20°C. A l'issue du traitement thermique, l'ensemble des corps d'épreuve, ayant subi ou pas le cycle thermique, a été conservé à 20°C et 50 % d'humidité relative pendant 14 jours. Ainsi, 28 jours après leur coulage, les éprouvettes ont été immergées dans un bac de conservation dont l'eau, non renouvelée et brassée, a été maintenue à 38°C pour accélérer les phénomènes de gonflement. Un couvercle a été disposé sur le bac de conservation pour limiter l'évaporation de l'eau. Le volume d'eau, d'environ 0,28 m³ a été maintenu constant tout au long du suivi. Le rapport entre le volume de béton immergé et le volume d'eau du bac de conservation était de 0,23. La Figure 2-4 synthétise les évolutions des conditions de température, de conservation et de chargement mécanique (dans le cas des éprouvettes précontraintes) après coulage. Les éprouvettes prismatiques libres [L0-T0](#) et précontraintes [L14,5-T0](#) uniaxialement ont fait l'objet d'une

extension du suivi d'environ 180 jours, suite à la décharge de ces dernières. Après retrait de la charge, les deux lots ont été ré-immersés dans un bac de conservation contenant environ 0,09 m³ d'eau préalablement renouvelée et maintenue à 38 °C.

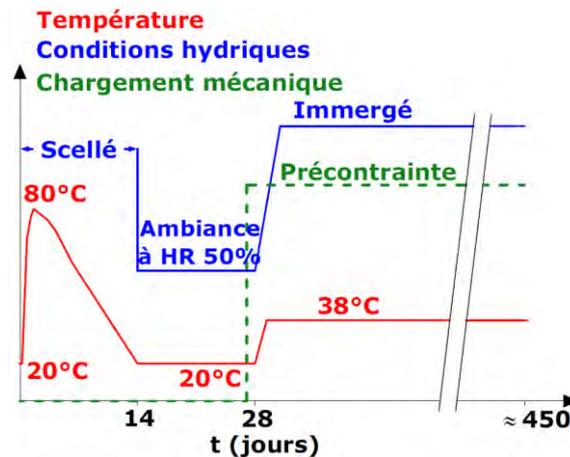


Figure 2-4. Histoire thermo-hydro-mécanique des corps d'épreuve réactifs.

3.4. Dispositions constructives

Le ferrailage des corps d'épreuve, le système de maintien de la précontrainte et les précautions prises contre la corrosion des pièces métalliques sont détaillées tour à tour dans cette partie.

3.4.1. Ferrailage des corps d'épreuve et plats de confinement

Le ferrailage longitudinal interne constitué d'une armature passive de diamètre 12 mm correspond à un taux de ferrailage de 1,14%. Des platines d'about de 100 × 100 × 20 mm ont été disposées aux extrémités des éprouvettes dont le gonflement est gêné uniaxialement (**L1,1%-T0**) ou triaxialement (**L1,1%-T0,7%**) (Figure 2-5).

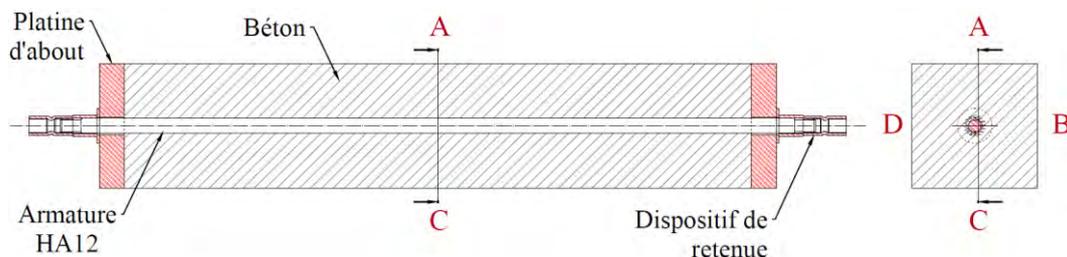


Figure 2-5. Prismes armés uniaxialement **L1,1%-T0**.

Leur maintien était assuré par un système d'entretoise en appui sur un coupleur d'armatures jouant ici le rôle d'écrou. Ce dispositif a pour objectifs d'empêcher la désolidarisation du béton et de

l'armature longitudinale, empêchant ainsi le glissement de cette dernière, et d'homogénéiser les contraintes longitudinales induites par le gonflement gêné de l'éprouvette. Cela revient donc à considérer un milieu semi-infini dans la direction longitudinale, tel que cela peut être le cas au cœur d'une poutre armée.

Le rôle premier du coupleur est l'aboutage d'armatures nécessaires à la réalisation des essais de tirant à l'issue du gonflement. La mise en traction de l'armature longitudinale requiert une longueur nue supérieure à 300 mm de part et d'autre des éprouvettes pour permettre un serrage adéquat dans les mors de la machine de traction (Figure 2-6).

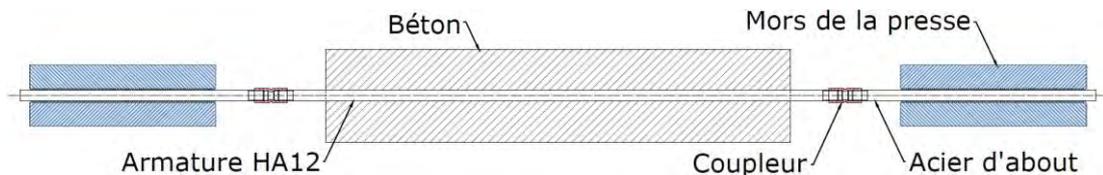


Figure 2-6. Disposition de coupleurs et d'aciers d'about pour les essais de tirants sur éprouvettes armées longitudinalement **L1,1%-TØ**.

Le recours à un dispositif d'aboutage a été rendu obligatoire par les dimensions de l'enceinte climatique et du bac de conservation, celles-ci ne permettant pas d'y disposer des corps d'épreuve dont la longueur excède 700 mm. La caractérisation de l'ancrage acier-béton sain ou endommagé thermiquement a été faite sur le même type d'éprouvettes armées longitudinalement (**NC-NI-L1,1%** et **C-NI-L1,1%**) que pour l'étude du gonflement gêné uniaxialement, mais sans disposition de platines d'about, inutiles dans ces cas-là.

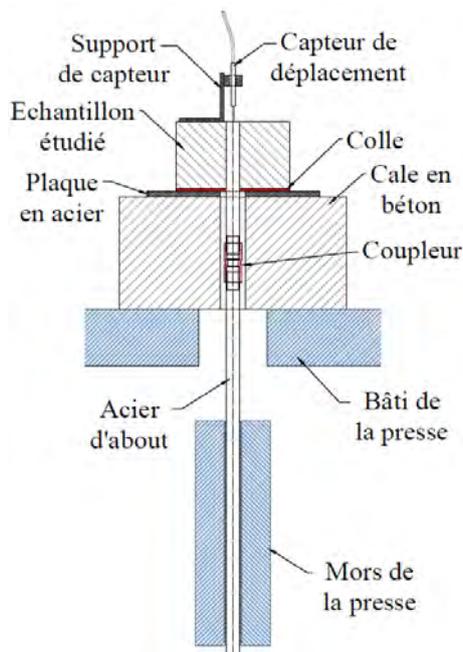


Figure 2-7. Disposition de coupleurs et d'aciers d'about pour les essais de pull-out sur éprouvettes armées longitudinalement **L1,1%-TØ** préalablement débitées.

Suite à ces essais de tirants, les extrémités des éprouvettes ont été débitées et ont fait l'objet d'essais d'arrachement. Pour cet essai également, une longueur d'acier nue supérieure à 300 mm est nécessaire pour un serrage adéquat dans les mors de la machine de traction (Figure 2-7), et ce de part et d'autre des éprouvettes puisque les deux extrémités sont soumises à des essais pull-out. La caractérisation de l'ancrage acier-béton sain ou endommagé thermiquement a été faite sur des échantillons extraits du même type d'éprouvettes armées longitudinalement (NC-NI-L1,1% et C-NI-L1,1%) que pour l'étude du gonflement gêné uniaxialement.

Concernant le frettage transversal des corps d'épreuve L1,1%-T0,7%, le recours à un ferrailage passif interne « standard » tel qu'utilisé sur structures a dû être écarté. En effet, les prescriptions normatives concernant l'enrobage des armatures et leur rayon de courbure minimal conduisent à une zone confinée par la présence des cadres d'à peine un tiers du volume total de l'éprouvette, comme illustré par la Figure 2-8. L'effet du confinement sur les gonflements s'en serait trouvé considérablement réduit, d'autant que les mesures des déformations transversales sont effectuées en surface des éprouvettes, une zone de béton non confinée. De fait, un frettage passif externe constitué d'anneaux carrés a été retenu.

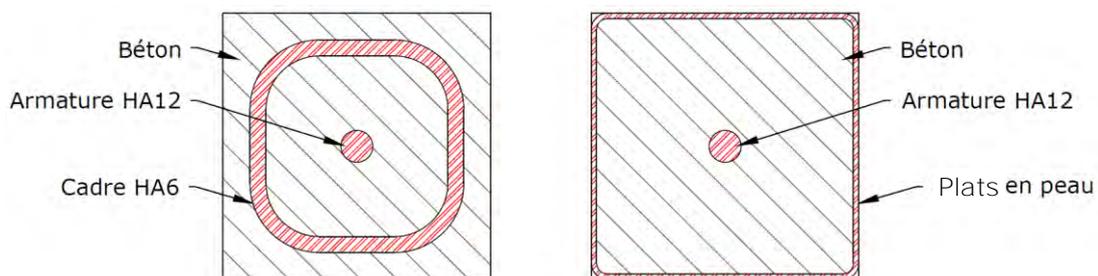


Figure 2-8. Sections confinées avec ferrailage passif interne et ferrailage passif externe.

Le taux de ferrailage équivalent dans la direction transversale est de 0,68% contre 1,14% dans la direction longitudinale de manière à induire des niveaux de confinement différents selon les directions considérées. Ce choix est justifié par les ferrailages couramment utilisés pour les poutres, avec une direction principale fortement ferrillée, contribuant à accroître la résistance à la flexion de la structure, et des directions transversales qui le sont moins, car ne reprenant que les efforts tranchants. Toutefois, le taux de ferrailage transversal qui est généralement préconisé pour le dimensionnement des poutres est très faible (de l'ordre de 0,3 %). Dans le cadre de cette étude, il était primordial d'avoir un confinement suffisant dans les directions transversales pour se démarquer du cas des éprouvettes dont le gonflement est gêné uniaxialement (L1,1%-T0). C'est pourquoi un taux de ferrailage transversal nettement plus élevé que pour les applications courantes a été retenu pour cette étude. Le nombre, les dimensions et l'écartement des anneaux plats ont été déterminés en fonction de différents paramètres. Premièrement, l'homogénéité des contraintes

généralisées par le gonflement transversal gêné est directement impactée par la répartition des anneaux plats. Deuxièmement, l'écartement entre les anneaux plats devait être suffisant pour permettre le coulage du béton dans les moules, sachant que le diamètre maximal des granulats utilisés est de 12,5 mm. Enfin, la proportion entre surface d'éprouvette non-exposée et surface d'éprouvette exposée au contact de l'eau devait être suffisamment faible pour ne pas ralentir de manière significative le lessivage des alcalins en phase de conservation. Finalement, le nombre et la disposition des anneaux plats retenus pour les corps d'épreuve sont illustrés par le biais de la Figure 2-9. La position des anneaux plats a été légèrement ajustée de manière à permettre la disposition des plots d'extensométrie (cf. Chapitre 2 §4.2.1), tout en maintenant au maximum une homogénéité du confinement transversal.

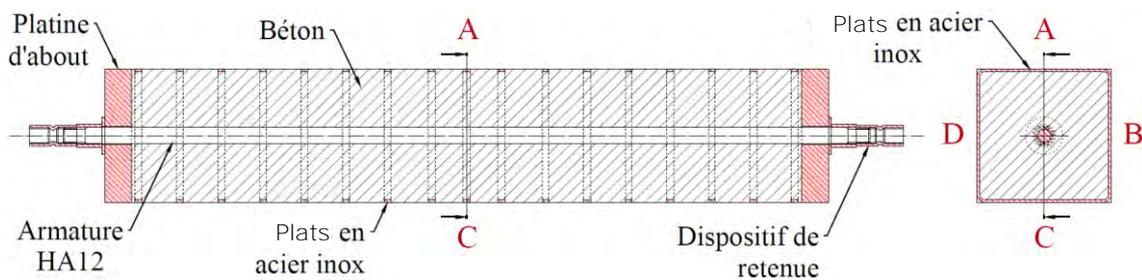


Figure 2-9. Prismes armés uniaxialement L1,1%-T0,7%.

La Figure 2-10 présente conjointement les schémas et photographies des trois lots de corps d'épreuve libres et armés.

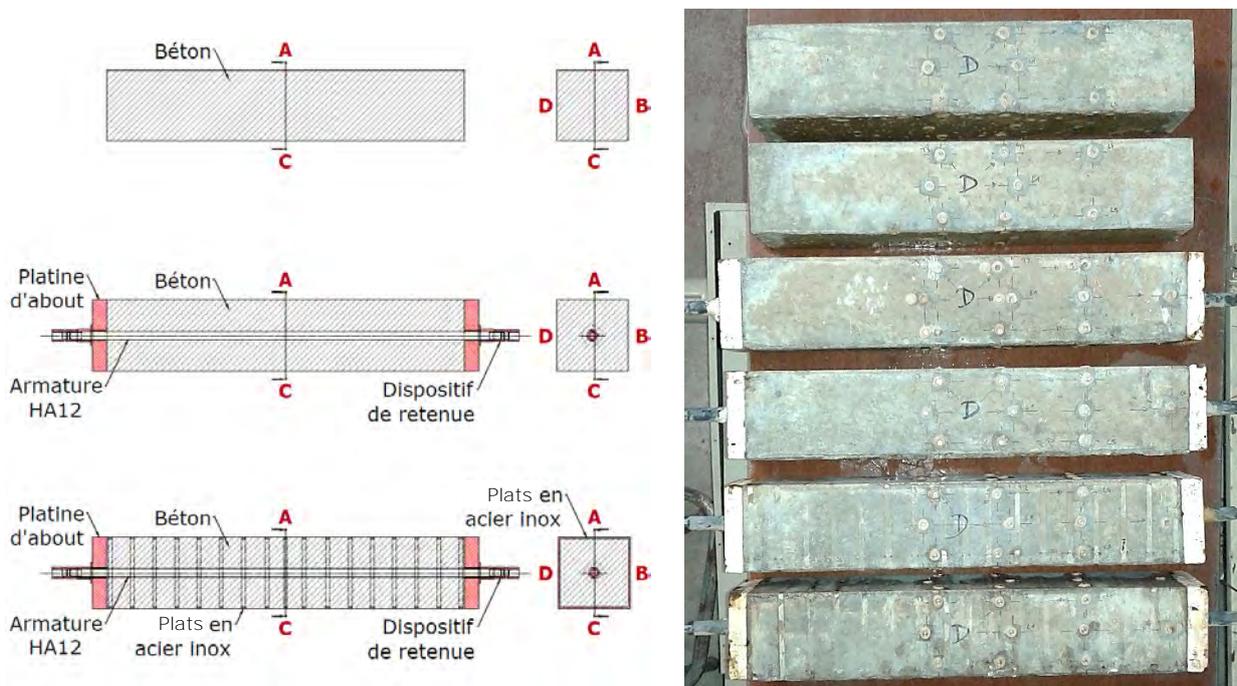


Figure 2-10. Prismes libres L0-T0, armés uniaxialement L1,1%-T0 et triaxialement L1,1%-T0,7%.

3.4.2. Application de la précontrainte

Les corps d'épreuve en béton précontraint uniaxialement à 14,5 MPa (L14,5-TØ) se veulent représentatifs du comportement des ouvrages précontraints. La contrainte dans le béton a été maintenue constante au moyen d'un système hydraulique similaire à ceux utilisés pour l'étude du fluage du béton, composé de deux bâtis rigides, de deux vérins (un pour chaque éprouvette) ainsi que d'une pompe et d'un accumulateur à azote. Ainsi, la contrainte appliquée pouvait être maintenue constante quelles qu'aient pu être les déformations du béton (gonflement ou fluage) et le déplacement induit des pistons. En effet, sans moyen pour maintenir la contrainte constante, le gonflement aurait eu pour conséquence d'augmenter la contrainte dans le béton alors que le fluage aurait conduit à une diminution de la contrainte par relaxation du béton. La pression dans le circuit a été contrôlée par un manomètre tous les 15 jours en moyenne, sans nécessiter de corrections au cours des 450 jours de suivi. La Figure 2-11 présente un schéma du circuit hydraulique et des photographies du dispositif expérimental en fonctionnement. Un schéma et une photo d'un banc de précontrainte en fonctionnement sont proposés Figure 2-12.

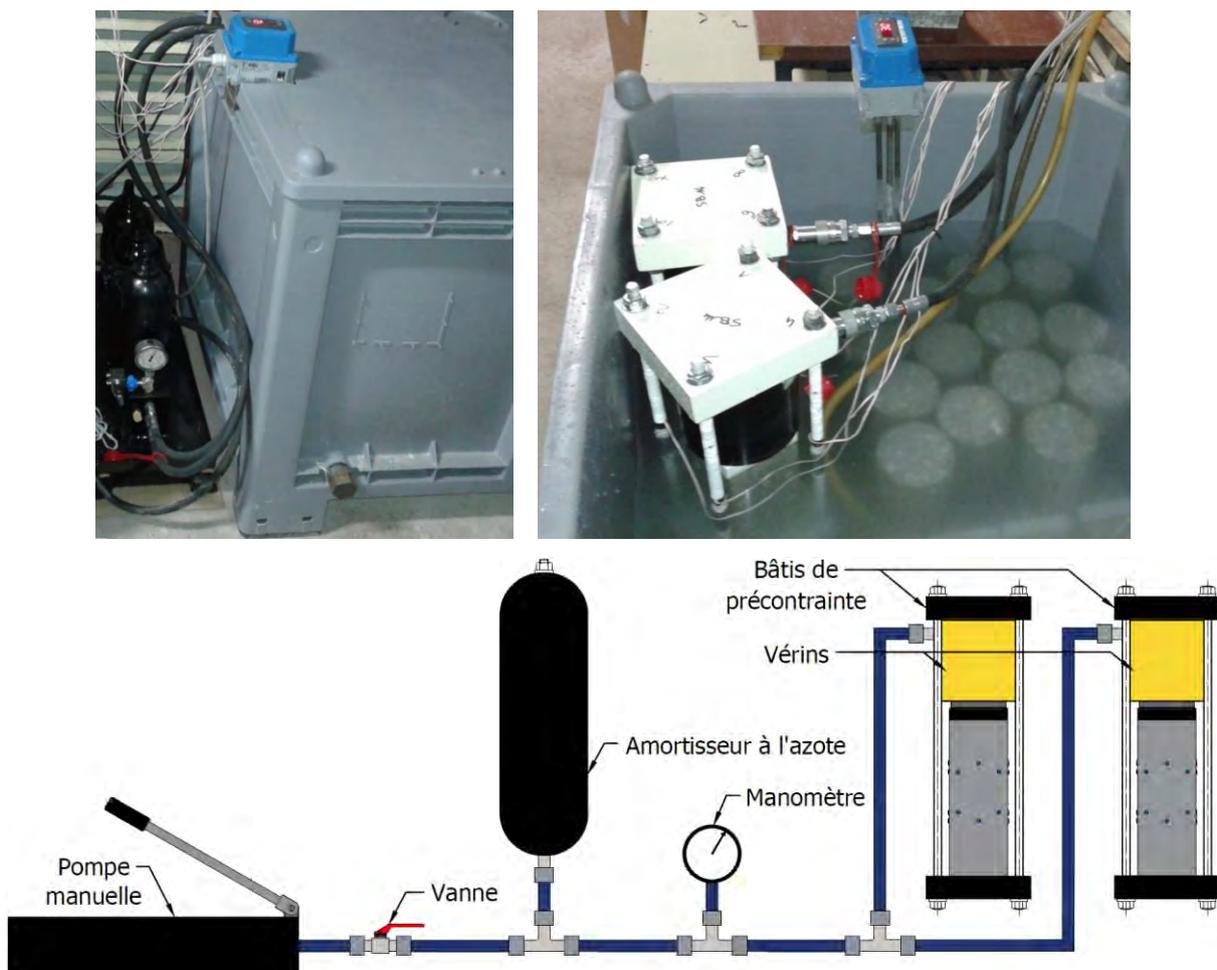


Figure 2-11. Photographies du dispositif expérimental en cours de fonctionnement. Circuit hydraulique de précontrainte des corps d'épreuve L14,5-TØ.

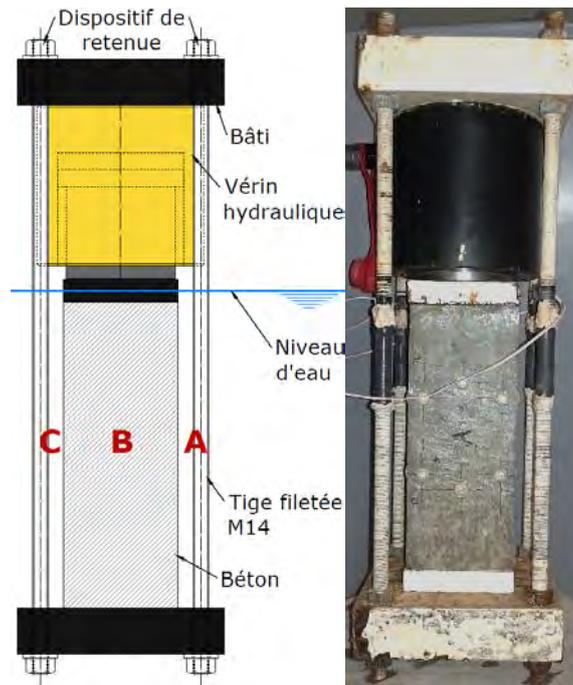


Figure 2-12. Prisme précontraint uniaxialement à 14,5 MPa [L14,5-TØ](#).

Par ailleurs, des jauges de déformations ont été disposées sur chacune des tiges filetées des bâtis pour y estimer les contraintes de traction. Le suivi régulier de ces déformations a confirmé le maintien du chargement tout au long de la période de conservation. Les bancs de précontrainte ainsi constitués ont été chargés 24 heures avant immersion, pour éviter les effets de fluage thermique transitoire (Cagnon *et al.*, 2015). Pour des questions de durabilité des bâtis, ils ont été disposés de telle manière à permettre l'immersion des corps d'épreuve en béton tout en maintenant les vérins émergés. Les éprouvettes ont été déchargées après 421 jours d'immersion. Les déformations à décharge ont été mesurées avant de ré-immérer les corps d'épreuve dans une eau préalablement renouvelée. Le suivi régulier des déformations a alors été repris jusqu'à atteindre plus de 590 jours d'immersion en cumulé.

3.4.3. Corrosion des pièces métalliques émergées et immergées

La conservation des corps d'épreuve dans de l'eau chauffée à 38°C pendant plus d'un an a conduit à prendre des dispositions pour limiter la corrosion des pièces métalliques. Les éléments en acier des bancs de précontraintes, destinés à être immergés pendant plus d'un an, qui plus est à 38°C, nécessitent une protection anticorrosion très particulière. La norme ISO 8504-2 recommande notamment une préparation de surface spécifique permettant une accroche parfaite du produit de protection sur le support. Malgré ces précautions, la manipulation régulière des bancs pour permettre le suivi dimensionnel des corps d'épreuve les expose à l'abrasion et aux chocs, mettant en

péril cette protection. Face aux délais et difficultés de mise en œuvre et compte-tenu des incertitudes concernant l'efficacité d'une protection normalisée, une protection sommaire à base de peinture anticorrosion a été privilégiée. Le recours à des éléments en acier inoxydable avait été préalablement écarté en raison du risque de grippage entre tiges filetées et écrous (la corrosion des pièces plus massives telles que les plaques métalliques des bâtis ne risquant pas de mettre en péril l'expérience). Les pièces émergées, notamment la partie supérieure des bâtis de précontrainte, ont dû être protégées de la même manière que les parties immergées pour les préserver de l'ambiance humide régnant dans le bac de conservation entre le couvercle et le niveau d'eau du fait de l'évaporation de cette dernière.

Pour les aciers longitudinaux, la solution d'utiliser des aciers ordinaires a été retenue. Les extrémités de ces aciers, hors du béton, étant susceptibles d'être corrodées, une protection a été réalisée à l'aide de gaines thermo-rétractables associées à des joints de silicone, l'objectif étant ainsi de bloquer mécaniquement l'accès à l'eau de la portion filetée. Des tests sur portions d'armatures ont été réalisés préalablement au coulage des corps d'épreuve et ont démontré l'efficacité de cette méthode. La mise en œuvre de cette protection vis-à-vis du dispositif de retenue longitudinal est illustrée par la Figure 2-13. Les zones siliconées y apparaissent en bleu. Par ailleurs, des « bandes grasses » ont été appliquées sur le filetage pour assurer une protection supplémentaire.

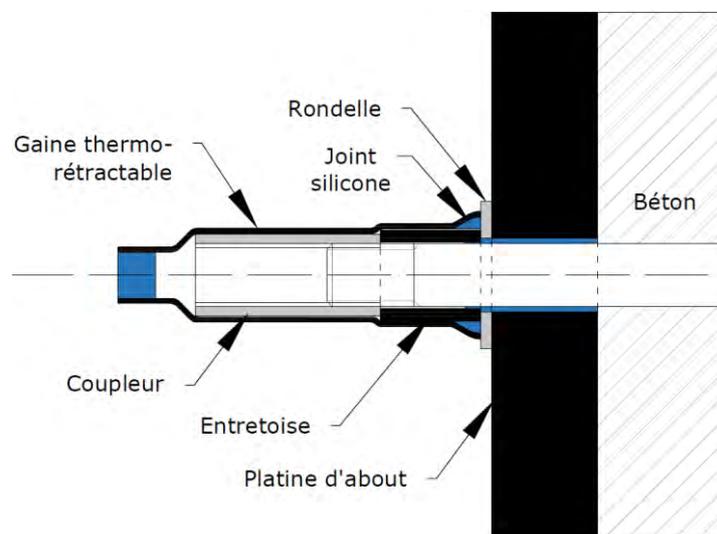


Figure 2-13. Protection des armatures longitudinales hors du béton avec dispositif de retenue et d'homogénéisation des contraintes

En ce qui concerne la durabilité des plats transversaux, l'utilisation d'acier inoxydable a été privilégiée. En effet, le coulage du béton en contact direct avec ces éléments est très défavorable à l'utilisation de protections de surface. Outre une modification des liaisons mécaniques acier-béton, ce type de protection est susceptible d'être altéré par les interactions physiques et chimiques des

deux matériaux (pénétration d'agents chimiques, abrasion, cisaillement des surfaces...). La nuance d'acier inoxydable retenue pour la constitution des plats est la nuance 304, adaptée aux environnements chimiques non pollués.

Le retour d'expérience concernant les dispositions prises pour limiter la corrosion des éléments métalliques est globalement positif. En effet, si les bâtis des bancs de précontrainte ont souffert de la corrosion malgré les précautions prises, celle-ci est restée très superficielle et n'a pas mis en péril le dispositif. La protection des zones filetées par gaines thermo-rétractables, joints en silicone et « bandes grasses » a donné pleine satisfaction et a permis d'aboutir les armatures pour réaliser les essais de tirant à l'issue de la période de conservation (Figure 2-14).



Figure 2-14. Mise en œuvre de la protection des armatures longitudinales hors du béton. Etat du filetage après 452 jours d'immersion.

4. Méthodes de suivi des corps d'épreuve

Dans cette partie, sont présentés les moyens mis en œuvre pour effectuer :

- les suivis massique et dimensionnel des corps d'épreuve,
- les essais de caractérisation mécanique,
- les cartographies de fissures à l'œil nu,
- les analyses au MEB-EDS (microscope électronique à balayage couplé à la spectrométrie à rayons X à dispersion d'énergie),
- le suivi de la teneur en alcalins dans les corps d'épreuve.

4.1. Qualification du suivi massique

Les éprouvettes prismatiques armées (**L1,1%-TØ** et **L1,1%-T0,7%**) et précontraintes (**L14,5-TØ**) n'ont pas pu être pesées en raison de l'appareillage externe qu'a nécessité leur suivi dimensionnel. Seuls les corps d'épreuve cylindriques immergés **NC-NI-Ø** et **C-NI-Ø**, ayant subi le traitement thermique ou pas, ont fait l'objet d'un suivi massique. Les pesées ont été effectuées lors de chaque mesure de déformations, à savoir tous les 20 jours en moyenne par une balance Mettler dont la précision est de $\pm 0,3$ g pour une plage de mesure allant jusqu'à 6000 g.

4.2. Qualification du suivi dimensionnel

4.2.1. Déformations du béton

Les déformations de l'ensemble des corps d'épreuve ont été mesurées à l'aide d'un extensomètre à pointeaux (Figure 2-15).



Figure 2-15. Plots d'extensométrie, barre étalon et extensomètre à pointeaux (de droite à gauche)

Pour cela, des plots en acier inoxydable comportant un trou conique ont été collés en surface du béton préalablement à l'immersion des éprouvettes. L'écartement initial entre les plots a été défini par une barre étalon de 100 mm lors du collage. Cette barre étalon constitue également la référence de mesure : les déformations du béton sont déterminées comparativement à la mesure qui est faite sur cette barre. L'ensemble du dispositif a été conservé en permanence dans la pièce dans laquelle ont été effectuées les mesures. De même, environ 24 heures avant chaque mesure, la résistance chauffante du bac de conservation a été éteinte de manière à permettre un retour à température ambiante de l'eau de conservation et des corps d'épreuve. Cette méthodologie a permis de limiter les effets de contraction et de dilatation thermique des corps d'épreuve à la sortie du bac. Dans le cas contraire, les mesures de déformations auraient pu être impactées par la durée nécessaire à la mesure à l'air libre. Par ailleurs, des phénomènes de gradients thermiques entre peau et cœur auraient certainement conduit à de la fissuration parasite, indépendante de la RSI. Les variations de

température dans la pièce étant en effet inférieures à 5 °C sur une année, les effets thermiques ont été négligés.

Les corps d'épreuve cylindriques **NC-NI-Ø** et **C-NI-Ø** ont été équipés de trois bases de mesures disposées à 120° de manière à obtenir une valeur de déformation longitudinale moyenne pour chacun d'entre eux. La hauteur des éprouvettes prismatiques (**LØ-TØ**, **L1,1%-TØ**, **L1,1%-TØ,7%** et **L14,5-TØ**) étant égale à la longueur de la base de mesure, la détermination des déformations transversales du béton ne pouvait être faite directement. De fait, les plots d'extensométrie ont été disposés en rosette au centre de chacune des quatre faces. Trois mesures étaient faites par face : une dans la direction longitudinale (notée L1 sur la Figure 2-16) et deux dans des directions formant des angles de 45° et 135° par rapport à la direction longitudinale (notées respectivement T2 et T3 sur la Figure 2-16). Ces deux dernières ont permis de déterminer les déformations transversales à partir du système (2-1), où ϵ_1 , ϵ_2 et ϵ_3 correspondent aux déformations mesurées selon L1, T2 et T3.

$$\begin{cases} \epsilon_{xx} = \epsilon_1 \\ \epsilon_{yy} = \epsilon_2 + \epsilon_3 - \epsilon_1 \\ \gamma_{xy} = \epsilon_2 - \epsilon_3 \end{cases} \quad (2-1)$$

Par ailleurs, deux bases de mesures longitudinales, excentrées longitudinalement de 85 mm et transversalement de 35 mm, ont été mises en place sur chaque face (notées L4 et L5 sur la Figure 2-16). Ces mesures longitudinales permettent de contrôler d'une part les éventuels effets de gonflement différentiel entre le coin et le centre d'une face d'une éprouvette du fait de l'hétérogénéité du champ d'alcalins induit par le lessivage et plus généralement de l'hétérogénéité des champs physiques et mécaniques entre centres des faces et arrêtes, et d'autre part les éventuelles différences de comportement entre faces d'une même éprouvette, notamment entre faces talochée et coffrées. Les éprouvettes précontraintes **L14,5-TØ** n'ont pas pu être équipées des bases de mesures L4 et L5 en raison de leur longueur insuffisante (250 mm).

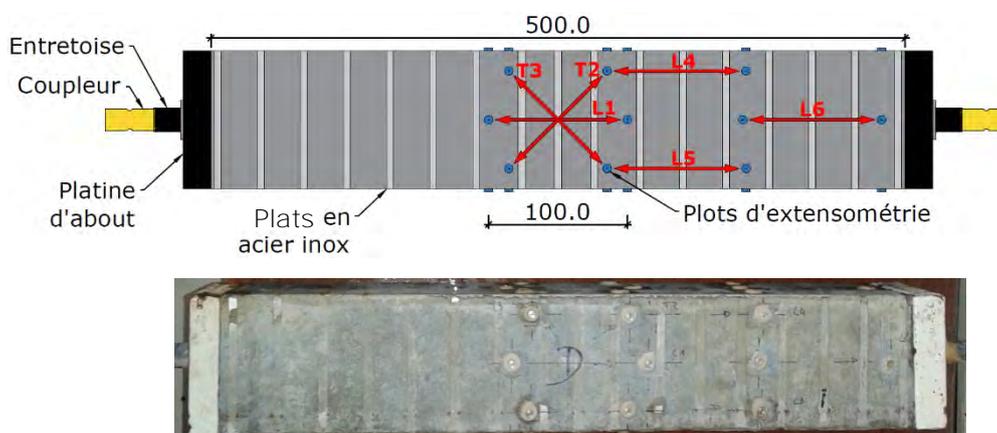


Figure 2-16. Disposition des bases de mesures L1, T2, T3, L4, L5 et L6 sur les corps d'épreuve

L1,1%-TØ,7%.

Une base de mesure supplémentaire (notée L6 sur la Figure 2-16) a été disposée sur chaque face des corps d'épreuve comportant une armature longitudinale (à savoir L1,1%-T0 et L1,1%-T0,7%) pour évaluer l'homogénéité des contraintes longitudinales le long de l'acier d'armature. Ainsi, ces bases, excentrées longitudinalement de 183 mm, sont disposées à proximité d'une des platines d'about.

Au cours du suivi, certains plots se sont décollés en raison d'une part de la manipulation régulière des corps d'épreuve les exposant à l'abrasion et aux chocs, et d'autre part des déformations et des fissures déformant la surface du béton. Lorsque cela s'est produit, une nouvelle base de mesure a été disposée en remplacement de manière à pouvoir poursuivre le suivi dimensionnel. La première valeur de déformations mesurée sur cette nouvelle base a été recalée en fonction de la dernière valeur et/ou de l'évolution des déformations mesurées sur les autres bases de l'éprouvette considérée.

4.2.2. Déformations des armatures

Des jauges ont été disposées sur les armatures noyées des corps d'épreuve L1,1%-T0 et L1,1%-T0,7% pour accéder à l'évolution de leurs déformations, notamment pendant les essais de caractérisation de l'ancrage acier-béton. Les conditions de cure et de conservation des corps d'épreuve sont particulièrement agressives pour les jauges. Les conditions chimiques au sein du béton et la présence d'eau peuvent empêcher le fonctionnement des jauges. La température au cours du traitement thermique est également susceptible de les endommager. Lorsque des jauges collées sont utilisées, les conditions peuvent également altérer la durabilité de la colle, comme constaté par (Martin, 2010). De fait, les jauges soudées à l'armature sont à privilégier dans ce genre d'environnement. Toutefois, le soudage des jauges nécessite de faire un méplat sur les aciers, ce qui, dans le cas présent, n'a pas été possible au vu du diamètre des armatures retenues. La solution des jauges collées a donc dû être privilégiée. Fort du retour d'expérience de Martin, le modèle de jauges résistantes aux hautes températures QFLA 5-11-3LT fournis par Acal BFI a été retenu, couplé à l'utilisation d'une colle epoxy ME 10, d'une protection polysulfide MCOAT JA pour les jauges et d'une protection MCOAT B kit pour les fils, fournies par Vishay. A l'issue du traitement thermique, la plupart des jauges étaient hors-service malgré les précautions prises, sans doute à cause de l'intrusion d'eau et d'agents chimiques agressifs. Parmi celles étant toujours opérationnelles en sortie d'enceinte, aucune n'a fonctionné plus de 40 jours une fois les éprouvettes immergées. La mesure des déformations des armatures a donc été rendue impossible par les conditions d'essais.

Comme évoqué précédemment, les tiges filetées externes utilisées pour les bâtis de précontrainte ont également été équipées de jauges dans le but de contrôler indirectement la contrainte appliquée aux éprouvettes **L14,5-TØ**. Celles-ci devaient pouvoir résister aux intrusions d'eau pendant toute la durée de conservation des corps d'épreuve, sans contraintes particulières concernant la température puisque les bâtis ont été mis en place après le traitement thermique. Le recours à des jauges waterproof de type WFLA-3-11-3L fournies par Acal BFI a été privilégié. De plus, une protection supplémentaire a été rajoutée à l'aide de gaine thermo-rétractable et de joints en silicone. Aucun dysfonctionnement n'a été observé au cours du suivi des corps d'épreuve pendant les 447 jours d'immersion.

4.3. Caractérisation mécanique du béton

4.3.1. Modules d'Young, résistances à la compression et à la traction par fendage

Des essais de caractérisation du béton ont été menés 28 jours après la date de coulage sur des éprouvettes cylindriques $\phi 110 \times 220$ mm du même béton non curé thermiquement **NC-NI-Ø** et curé thermiquement **C-NI-Ø**. Les modules d'Young, résistances à la compression et à la traction par fendage ont été mesurés. Ces mêmes essais ont été menés à l'issue de la période de conservation, soit 447 jours après immersion, sur corps d'épreuve cylindriques $\phi 110 \times 220$ mm **NC-I-Ø** et **C-I-Ø** (Figure 2-17).

Après stabilisation des expansions, ce qui ne s'est pas produit à la date de rédaction de ce manuscrit, les éprouvettes libres **LØ-TØ** seront débitées en cubes de $100 \times 100 \times 100$ mm et rectifiées. Des mesures de résistances à la compression et de modules d'Young longitudinaux et transversaux seront effectuées sur les 8 cubes obtenus (Figure 2-17). Les mesures de module d'Young nécessitent un élancement de 2 pour 1 au minimum. Des cales en béton sain de $100 \times 100 \times 100$ mm seront donc disposées de part et d'autre des échantillons cubiques à caractériser. Une attention particulière sera portée à la rectification des cales et des cubes à caractériser.

Les éprouvettes prismatiques **L14,5-TØ** maintenues sous charge ont été déchargées après 418 jours d'immersion. Les déformations ont été mesurées en suivant et comparées aux valeurs préalablement obtenues, donnant ainsi accès aux déformations élastiques instantanées et à une valeur approchée du module d'élasticité tangent longitudinal résiduel. Ce module a été contrôlé par des mesures de déformations à recharge, avec des paliers de contraintes à 3,2 MPa, 6,0 MPa et 10,2 MPa. Ces

éprouvettes ont ensuite été déchargées définitivement et immergées pendant plus de 150 jours dans une eau renouvelée à 38°C. Des mesures régulières, tous les 20 jours environ, ont été effectuées pendant cette période pour évaluer l'importance des phénomènes de recouvrance de fluage et de reprise éventuelle de gonflement dans la direction libérée. Les gonflements n'étant pas stabilisés à la date de rédaction de ce manuscrit, les essais de caractérisation mécanique sur cubes n'ont pas été menés. En temps voulu, les corps d'épreuve seront donc débités en cubes de 100 × 100 × 100 mm et rectifiés. Les quatre cubes ainsi obtenus permettront d'accéder aux résistances à la compression et aux modules d'Young longitudinaux et transversaux du matériau (Figure 2-17). Les mesures de module d'Young seront effectuées sur l'ensemble des échantillons à disposition, en supposant la valeur de résistance à la compression égale à celle mesurée préalablement sur les cubes extraits des éprouvettes libres L0-T0. L'ensemble des résultats obtenus sur cubes sont susceptibles d'être impactés par la fissuration localisée ayant pu apparaître du fait des gradients de lessivage des alcalins notamment.

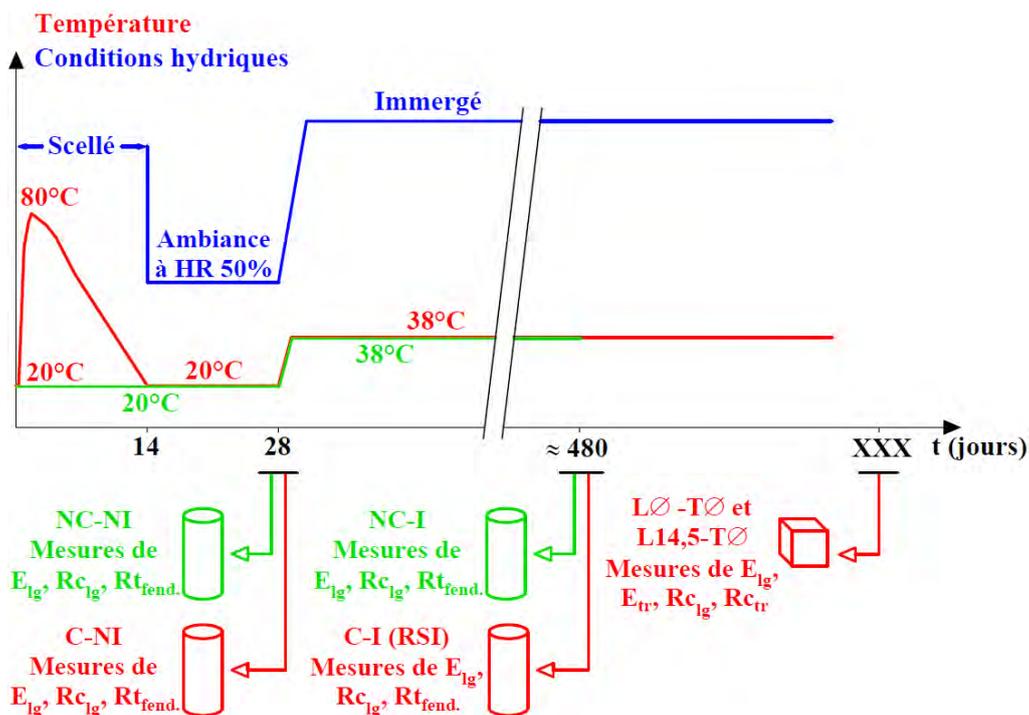


Figure 2-17. Essais de caractérisation (E_{lg} et E_{tr} = modules d'Young longitudinaux et transversaux, $R_{c_{lg}}$ et $R_{c_{tr}}$ = résistances à la compression longitudinales et transversales, $R_{t_{fend}}$ = résistance à la traction par fendage) sur cylindres et cubes.

4.3.2. Caractérisation de l'adhérence acier-béton

Les éprouvettes prismatiques armées uniaxialement L1,1%-T0 et triaxialement L1,1%-T0,7% ont été suivies pendant 452 jours. Les déformations des corps d'épreuve avant et après démontage des

dispositifs de retenue longitudinaux (platines d'about) ont été comparées pour évaluer leur efficacité. Les essais sur tirants ont été effectués après avoir mis en place les coupleurs et les aciers d'about nécessaires afin d'obtenir une armature de longueur suffisante au serrage dans les mors de la machine de traction. Le nombre et la localisation des fissures apparues au cours de ces essais sur tirants armés ainsi que la charge appliquée au moment de l'apparition des fissures donnent des informations sur la qualité de l'ancrage acier-béton, sans pour autant pouvoir en dégager une loi de comportement dans la mesure où le dysfonctionnement des jauges collées sur les aciers n'a pas permis d'accéder aux déformations locales des armatures. Les essais ont été systématiquement interrompus par la rupture des coupleurs, avant d'atteindre la limite élastique des armatures. Ceci a permis de préserver les armatures et les filetages des phénomènes de plastification. Ils ont ainsi pu être réutilisés pour les essais suivants. Le même type d'essais a été mené sur les corps d'épreuve non réactifs **NC-NI-L1,1%** et **C-NI-L1,1%** (séchage à 20°C - 50% HR pendant les 452 jours de suivi). L'effet de la RSI pourra ainsi être déduit de la comparaison entre les résultats obtenus sur ces différents lots.

Les essais d'arrachement ont été effectués sur des échantillons préalablement extraits des prismes réactifs **L1,1%-T0** et **L1,1%-T0,7%**. La longueur d'ancrage retenue correspond à la valeur minimale recommandée par la RILEM (RILEM, 1970), à savoir cinq fois le diamètre de l'armature. Des échantillons de longueur 60 mm ont donc été débités de part et d'autre des éprouvettes prismatiques. Cette étape de sciage des corps d'épreuve a pu introduire un biais important dans les mesures de contrainte d'adhérence, notamment à cause du possible endommagement de l'interface acier-béton sous l'effet des vibrations induites par la découpe des armatures. Les coupleurs et les armatures d'about ont été mis en place afin d'obtenir une longueur nue d'armature suffisante au serrage dans les mors de la machine de traction. Classiquement lors d'essais pull-out, il est recommandé par la RILEM de dégager l'armature du béton sur une certaine longueur des éprouvettes pour maximiser le frettage transversal et permettre la diffusion des efforts de cisaillement par la formation de bielles de compression. Des dispositions sont souvent prises dès le coulage pour préserver cette zone. Cette méthodologie n'a pas pu être appliquée dans cette étude du fait de contraintes constructives induites par le suivi dimensionnel des corps d'épreuve en contexte RSI. Une cale en béton de 150 mm de hauteur a été disposée entre le plateau de la machine de traction et les échantillons (Figure 2-18), le coefficient de frottement statique du béton de l'échantillon étant légèrement plus élevé avec le béton de la cale qu'avec l'acier du bâti de la presse. La machine de traction a été pilotée en déplacement par un capteur mesurant le glissement de l'armature dans le béton.

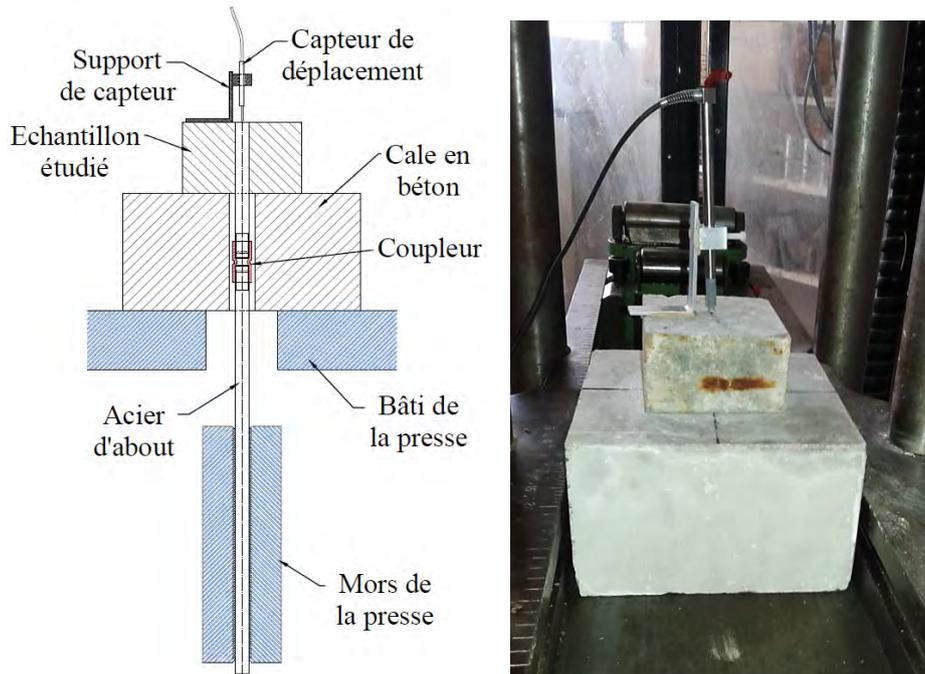


Figure 2-18. Première série d'essais de pull-out (rupture du béton avant l'interface acier-béton).

Le recours à la cale en béton n'a, en l'occurrence, pas été suffisant pour empêcher la rupture du béton avant celle de l'interface acier-béton (Figure 2-19). Les mêmes dispositions avaient été prises pour les essais pull-out sur béton sain NC-NI-L1,1% (séchage à 20°C - 50% HR pendant les 452 jours de suivi), avec le même résultat. En effet, le frottement radial entre la surface des échantillons et celle de la cale en béton n'a pas permis d'équilibrer la composante radiale de l'effort de compression dans la bielle (Figure 2-19.a). Ce déséquilibre a conduit à l'apparition d'une contrainte orthoradiale supérieure à la contrainte à la traction du béton (Figure 2-19.b). Ce biais a été constaté visuellement en fin d'essais par la fissuration des échantillons ayant entraîné leur rupture (Figure 2-19.c).

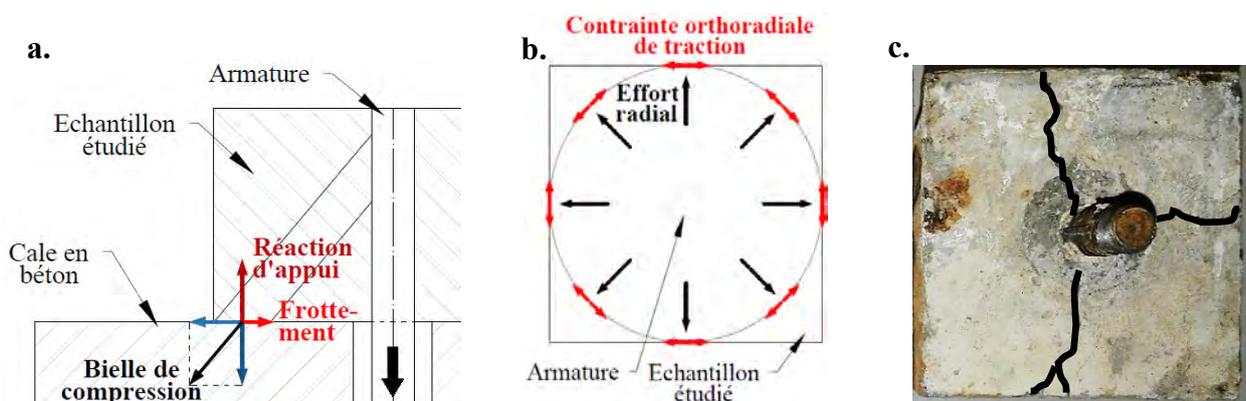


Figure 2-19. Reprise des efforts de compression dans la bielle (a.), contraintes orthoradiales induites (b.) et rupture en traction du béton (c.) lors de la première série d'essais de pull-out

Une seconde série d'essais pull-out a donc été menée pour pallier à ce problème. Une plaque métallique de 5 mm d'épaisseur a été collée aux échantillons étudiés (Figure 2-20).

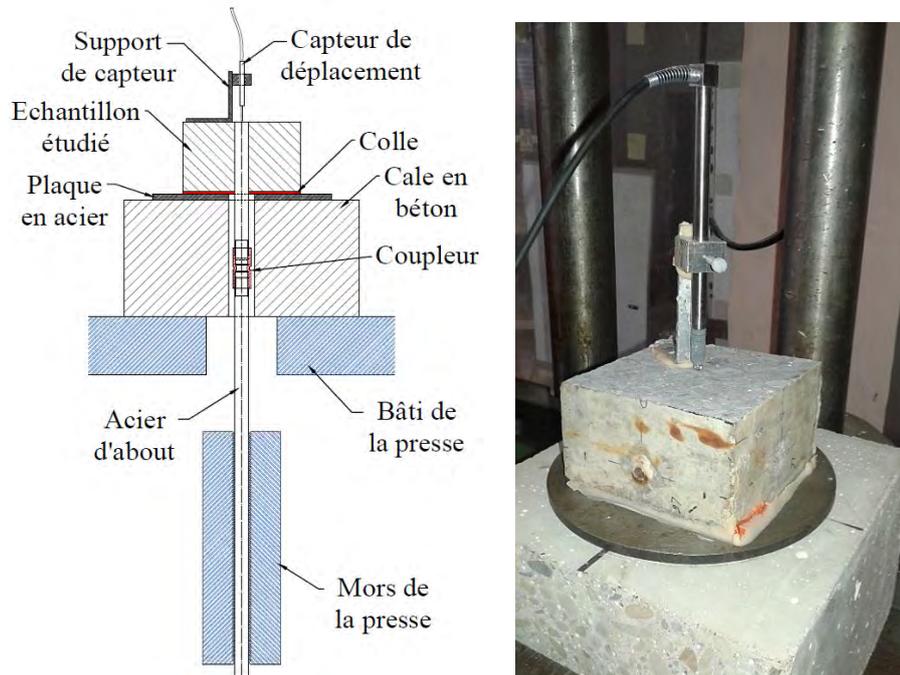


Figure 2-20. Seconde série d'essais de pull-out (rupture de l'interface acier-béton).

Le coefficient de frottement entre le béton composant l'échantillon et la plaque était donc égal à 1,0. La rigidité de la plaque était suffisante pour permettre un blocage radial complet de l'échantillon et ainsi éviter la rupture du béton en traction. La cale en béton, désormais inutile du point de vue de la diffusion des efforts et du frettage radial, a été laissée en place pour des raisons pratiques de mise en œuvre des essais. L'évolution de la contrainte d'adhérence acier-béton en fonction du glissement de l'armature a ainsi pu être obtenue pour les différents cas de bétons atteints de RSI. Ces résultats ont pu être confrontés à ceux obtenus sur le même type d'essais menées à même échéance sur béton traité thermiquement au jeune âge **C-NI-L1,1%** non immergés (conservés à l'air libre soit environ 20°C et 50 % d'humidité relative pendant 450 jours). Les résultats obtenus sur ces deux derniers lots d'éprouvettes ne donnent accès qu'à des valeurs minorées de la contrainte maximale d'adhérence en raison de conditions de débitage défavorables, évoquées précédemment, mais également des essais de tirants préalablement réalisés.

4.4. Observation des corps d'épreuve

Le suivi de la fissuration a été effectué à l'œil nu. Un système d'évaluation de la densité et de l'orientation a été mise en place. D'autre part, une analyse de cartographie de fissures par traitement d'image a été effectuée.

4.4.1. Cartographie des fissures à l'œil nu

Les corps d'épreuve prismatiques ont fait l'objet d'un suivi de fissuration à l'œil nu en parallèle du suivi de déformations, avec une fréquence similaire (cartographie tous les 20 jours environ). L'objectif principal était d'évaluer d'une part la date d'apparition des premières fissures et d'autre part leur évolution en fonction des cas de ferrailage et chargement. Pour faciliter leur observation, les éprouvettes ont été laissées entre 15 et 30 minutes à l'air libre de manière à ce que les surfaces sèchent. Certaines zones sont restées toutefois difficiles à analyser en raison de l'état de surface des éprouvettes. Dans la mesure où une représentation détaillée des profils était trop lourde à mettre en œuvre et risquait de perturber le suivi dimensionnel, une cartographie par zone de fissuration a été adoptée. L'analyse a été menée suivant deux paramètres : la densité de fissuration d'une part et son orientation d'autre part. Des critères d'évaluation objectifs ont été mis en place. L'indicateur retenu pour évaluer la densité de fissuration est l'espacement moyen entre fissures consécutives. Il comporte cinq niveaux de précision :

- espacement moyen supérieur à 30 mm (densité très faible),
- espacement moyen compris entre 20 et 30 mm (densité faible),
- espacement moyen compris entre 10 et 20 mm (densité modérée),
- espacement moyen compris entre 5 et 10 mm (densité forte),
- espacement moyen inférieur à 5 mm (densité très forte).

L'indicateur retenu pour évaluer l'orientation de fissuration est le rapport moyen entre nombre de fissures longitudinales et transversales, avec à nouveau cinq niveaux de précision :

- rapport moyen inférieur à 0,33 (orientation transversale forte),
- rapport moyen compris entre 0,33 et 0,6 (orientation transversale modérée),
- rapport moyen compris entre 0,6 et 1,67 (pas d'orientation préférentielle),
- rapport moyen compris entre 1,67 et 3,0 (orientation longitudinale modérée),
- rapport moyen supérieur à 3,0 (orientation longitudinale forte).

Au cours des observations, les fissures orientées à 45 degrés par rapport à l'axe des corps d'épreuve ont été comptabilisées pour moitié comme fissures longitudinales et pour moitié comme fissures transversales.

4.4.2. Cartographie des fissures et analyse d'images

A l'issue du suivi d'expansions, les profils de fissuration ont été obtenus via un relevé des fissures visibles à l'œil nu sur certaines faces des prismes. Les orientations et longueurs de fissures ont été extraites de ces profils via la méthode utilisée par (Kchakech, 2015) au cours de sa thèse (Figure 2-21).

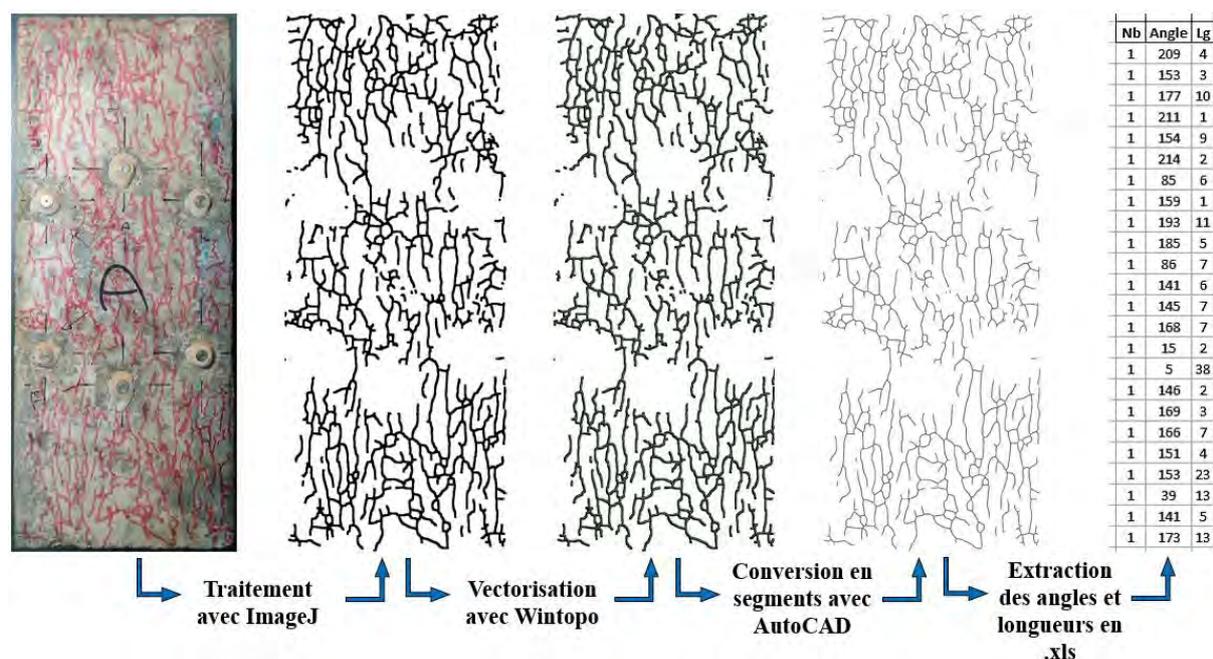


Figure 2-21. Obtention des orientations et longueurs des fissures par traitement d'images.

L'objectif était là encore de quantifier l'effet des contraintes sur l'orientation de la fissuration. Les fissures ont été mises en valeur à l'aide d'un feutre rouge. Les effets de l'encre fluide appliquée sur les surfaces séchées du béton ont été assez variables selon l'état de ces dernières. L'encre a parfois eu tendance à s'infiltrer dans les fissures et même à s'y propager par capillarité. Les effets positifs de ce phénomène ont été doubles : d'une part les fissures ouvertes et non comblées ressortaient visuellement grâce à leur teinte rouge plus sombre et marquée, et d'autre part, la propagation de l'encre dans les fissures facilitait le suivi de leur parcours. Ainsi, certaines fissures ont pu être cartographiées dans leur intégralité, malgré leur finesse empêchant leur détection à l'œil nu. Toutefois, de nombreuses fissures semblaient complètement comblées ou refermées par des produits dont la formation a été postérieure à la création des fissures car n'absorbant pas d'encre. Cela a particulièrement été le cas des fissures situées en bord des surfaces, autrement dit au niveau des coins des prismes. Lorsqu'un dépôt blanchâtre était présent dans la fissure et sur la surface du béton, l'encre a eu tendance à se répandre sur la surface et non pas à pénétrer la fissure. Ce phénomène n'a toutefois perturbé ni la détection des fissures, celles-ci apparaissant toujours plus

sombres et marquées, ni le traitement des images et l'extraction des angles et longueurs de fissures. En revanche, le temps requis pour réaliser ce type de cartographie est directement fonction de la densité mais surtout de la visibilité des fissures à l'œil nu. Eu égard à ces deux aspects de l'opération, les cartographies n'ont été effectuées que sur les corps d'épreuve les plus « lisibles », à savoir les éprouvettes L14,5-TØ juste après décharge et des portions de surface des éprouvettes libres LØ-TØ et armées longitudinalement L1,1%-TØ. La présence de plats transversaux en peau des corps d'épreuve armées et frettées transversalement n'a pas permis ce type d'analyse. Quoiqu'il en soit, les faces ainsi cartographiées ont été photographiées. Le traitement des images a été effectué par le biais du logiciel ImageJ de façon à dissocier la fissuration tracée du reste des corps d'épreuve (utilisation de seuils de coloration puis binarisation). Cette image épurée a ensuite été vectorisée au moyen du logiciel Wintopo. Le champ de vecteurs a pu alors être chargé dans AutoCAD au format DXF où il est apparu sous la forme d'éléments « polyligne ». Une fois converties en éléments « ligne », les longueurs et angles des segments ainsi obtenus ont été exportés sous Excel. Les fissures ont été regroupées en fonction de leur orientation et comptées, avant d'être multipliées par leurs longueurs respectives. La distribution de l'orientation des fissures est ainsi représentative du profil de fissuration observé. Les zones autour desquelles les plots d'extensométrie avaient été disposés n'ont pas été cartographiées car la fissuration de surface du béton a pu y être potentiellement limitée par la présence de la colle. Ces zones ressortent ainsi en négatif sur la Figure 2-21.

4.4.3. Observations au MEB

La technologie MEB permet d'obtenir une image réfléchie, agrandie jusqu'à 1000 fois, de la surface de l'échantillon bombardée par un faisceau d'électrons. Le recours à cette méthode d'observation du béton nécessite une préparation préalable du béton consistant à rendre celui-ci conducteur au moyen d'une matrice constituée de carbone et de couches d'or-palladium. Le couplage à un EDS permet de caractériser les éléments présents sur l'échantillon observé. Cette technologie se base sur la détection du rayonnement X émis par les atomes de l'échantillon préalablement excités par projection d'un faisceau d'électrons depuis le canon du microscope. La nature des atomes est déterminée par analyse de l'énergie des photons X détectés. Cette approche fournit une information qualitative mais également quantitative (bien qu'avec une précision limitée). Les analyses au MEB-EDS effectuées au cours de cette étude avaient plusieurs objectifs. Il s'agissait avant toute chose de confirmer la présence d'importantes quantités d'ettringite au sein du matériau et de déterminer leur localisation et leur morphologie (aciculaire ou amorphe). Le remplissage de la microfissuration de

la pâte et de la macro-fissuration (décollement des granulats, fissures induites par les gradients de lessivage, etc...) par les cristaux d'ettringite dans deux cas de confinement différents a également été évalué. Le recours au couplage MEB-EDS a permis de déterminer la nature des produits ayant recouvert progressivement la surface des éprouvettes durant la période de suivi et d'évaluer leur impact sur le comblement de la porosité. Les investigations concernant le remplissage de la microfissuration ont été menées sur les éprouvettes ayant subi un cycle thermique non conforme (cf. Chapitre 2 §3.1), mais présentant des caractéristiques expansives similaires aux corps d'épreuve étudiés, notamment en termes d'amplitude et d'anisotropie de gonflement (Annexe 1). Les observations ont donc été réalisées sur un béton immergé pendant 494 jours et dont les déformations libres atteignaient environ 0,55 %.

L'interface acier-béton a été rendue accessible par découpage des corps d'épreuve armés dans la direction longitudinale de manière à couper l'armature longitudinale en deux dans le sens de la longueur. L'objectif initial était de déterminer si les vides créés par le glissement de l'armature dans le béton avaient été comblés par des produits de réaction. Les effets de vibration et de dilatation thermique différentielle entre acier et béton induits par le sciage ont suffi à désolidariser les armatures du béton. L'existence de ces vides et leur éventuel remplissage n'a donc pas pu être confirmée par microscopie optique. En revanche, des observations couplées MEB-EDS ont été réalisées d'une part sur les résidus cimentaires restés sur les armatures extraites et d'autre part sur les empreintes laissées par les crénelures des armatures dans le béton (Figure 2-22), dans le but de déterminer la nature des composés présents. Ces échantillons ont eux-aussi été extraits des corps d'épreuve ayant subi un cycle thermique non conforme dans le but d'acquérir des résultats complémentaires.

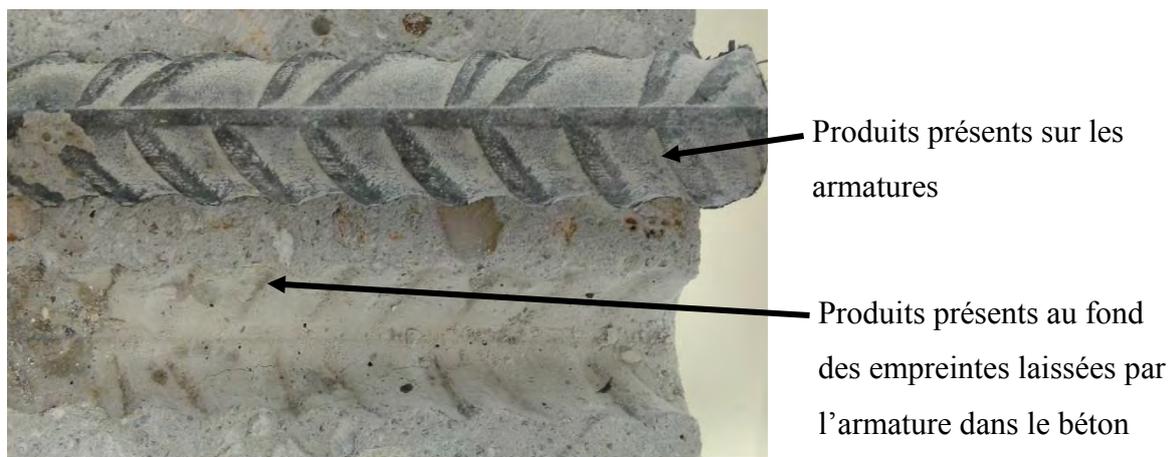


Figure 2-22. Extrémités des corps d'épreuve découpées dans le plan longitudinal de l'armature (celle-ci a été déplacée et retournée sur la photographie).

4.5. Qualification du suivi chimique

L'évolution de la teneur en alcalins dans les corps d'épreuve immergés a été déterminée par analyse de l'eau de conservation (mesures indirectes et globales). Les résultats obtenus seront confrontés aux mesures directes de teneur résiduelle en alcalins effectuées en fin de suivi.

4.5.1. Cinétique de lessivage des alcalins

Le suivi de l'évolution des teneurs en alcalins dans les corps d'épreuve par analyses chimiques directes aurait nécessité la confection de nombreuses éprouvettes supplémentaires en raison du caractère destructif que suppose l'obtention d'un échantillon de béton. Une solution alternative consiste à évaluer la quantité d'alcalins relargués par les corps d'épreuve dans l'eau de conservation. Cette deuxième option a été privilégiée dans cette étude. Ainsi, lors de chaque point de mesure de déformations des corps d'épreuve, un prélèvement de la solution de conservation a été effectué. Ces échantillons ont fait par la suite l'objet d'analyses chimiques par spectrométrie d'émission optique (ICP-OES) pour déterminer les concentrations en ions potassium et sodium présents en solution. Pendant la mesure à l'ICP-OES, la vaporisation de la solution au cœur d'un plasma induit d'argon à environ 8000°C s'accompagne d'une atomisation, d'une ionisation et d'une excitation des éléments présents. Le spectromètre d'émission optique permet alors de détecter les différents ions, chacun émettant une longueur d'onde caractéristique. Les concentrations élémentaires sont obtenues par analyse de l'intensité de chacune des émissions. A partir de ces données, l'évolution de la concentration et de la quantité totale d'alcalins équivalents dans la solution de conservation a pu être obtenue. A partir des quantités d'alcalins ayant quitté le matériau, et donc mesurées dans la solution de conservation, et de sa concentration initiale théorique, l'évolution de la concentration en alcalins dans la porosité a pu être estimée. Les différents corps d'épreuve, quelles que soient leurs dimensions, ont été supposés relarguer les alcalins à la même vitesse : les directions transversales sont considérées être les directions préférentielles de lessivage en raison de l'élancement des éprouvettes (variant entre 2,0 et 5,0). Or, les sections transversales des éprouvettes cylindriques et prismatiques sont relativement identiques (respectivement 0,0095 m² et 0,01 m²). De même, aucune distinction n'est faite par cette méthode de mesure entre les cinétiques de lessivage des corps d'épreuve bétons réactifs (chauffés jusqu'à 80°C au jeune âge) et non réactifs (conservés à 20°C jusqu'à 28 jours). Le biais introduit par cette hypothèse pourrait être assez important dans la mesure où l'endommagement thermique au jeune âge et celui induit par la suite par le développement de la RSI contribuent à accroître le coefficient de diffusion apparent du matériau, favorisant ainsi indirectement le lessivage des alcalins. Des mesures de teneurs

résiduelles en alcalins dans les bétons réactifs et non-réactifs à l'issue de la période de conservation ont été menées pour évaluer l'importance de ces phénomènes de lessivage différentiels.

4.5.2. Localisation et disponibilité des alcalins vis-à-vis de la RSI

La concentration initiale en alcalins dans le matériau a été mesurée par analyses chimiques directes et distinctes sur le ciment et sur les granulats. Par ailleurs, des échantillons de matériau récupérés sur les prismes chauffés au jeune âge **C-NI-L1,1%** après environ 250 jours de conservation à l'air libre (20°C - HR50%) ont été analysés. La concentration résiduelle en alcalins dans le béton en fin de suivi d'expansions, soit après 450 jours d'immersion, a été obtenue de la même façon sur des échantillons de matériau récupérés sur les corps d'épreuve cylindriques après les essais de caractérisation. Deux éprouvettes cylindriques provenant des lots **NC-I-Ø** et **C-I-Ø** ont ainsi été investiguées. Trois échantillons d'environ 20 cm³ ont été recueillis à différentes profondeurs (Figure 2-23) sur chaque éprouvette dans le but d'estimer l'allure du profil de teneur en alcalins dans le matériau. Le coefficient de diffusion a pu ainsi être déduit par analyse inverse à l'aide d'un calcul au éléments finis de diffusion.

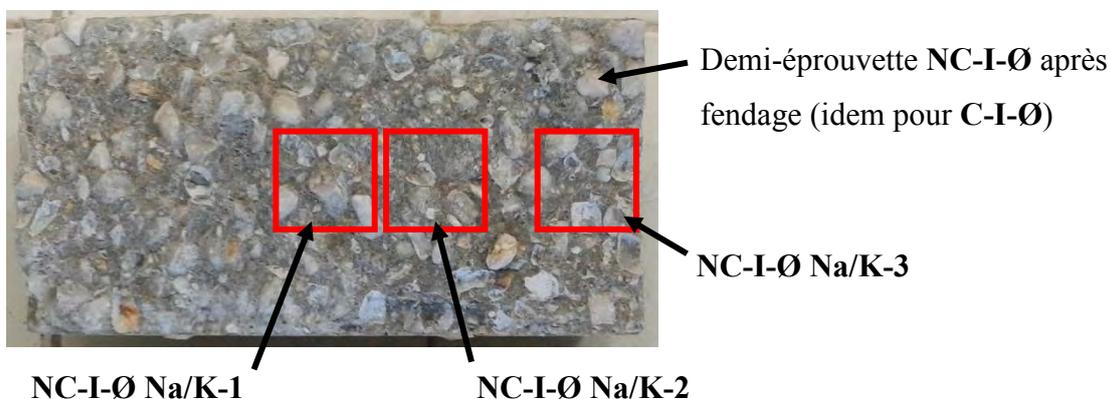


Figure 2-23. Prélèvement d'échantillons de béton à différentes profondeurs pour mesures de teneur en alcalins résiduelle.

Les analyses chimiques ont toutes été effectuées sur de la pâte de ciment et du béton, tous deux issus du même corps d'épreuve en béton, dans le but d'accéder aux teneurs en alcalins de la pâte et des granulats. En effet, il a été observé sur un barrage EDF que les granulats siliceux pourraient avoir la capacité de capter les alcalins de manière irréversible, entraînant une diminution locale de la concentration en alcalins dans la pâte, favorisant la précipitation d'ettringite, sans pour autant être quantifiable par analyse de la solution de conservation. La présence fréquente d'ettringite différée observée expérimentalement autour des granulats pourrait être une conséquence de cet appauvrissement local en alcalins.

Des analyses complémentaires ont été menées pour tenter de définir dans quelles conditions ce phénomène est susceptible de survenir. Une explication possible est l'occurrence d'une réaction alcali-granulats pendant la phase de traitement thermique. En effet, les granulats siliceux utilisés sont classés non-réactifs à 20°C du point de vue de la RAG, mais ils pourraient le devenir si la température augmente suffisamment, comme cela a été suggéré par (Shayan & Ivanusec, 1996) puis observé expérimentalement par (Martin, 2010). Le séchage du matériau pourrait également avoir un rôle important sur la fixation des alcalins (Constantiner & Diamond, 1997; Rivard *et al.*, 2003). En effet, le séchage induisant une concentration de la solution porale, cela pourrait provoquer une surconcentration locale en alcalins notamment, favorisant ainsi leur précipitation sous forme de carbonate de sodium. Une nouvelle gâchée de béton a ainsi été réalisée dans le but de comparer la répartition des alcalins dans la pâte et les granulats avec ou sans traitement thermique et avec ou sans période de séchage. Les essais ont été doublés en prélevant des échantillons sur deux éprouvettes ayant subi la même histoire.

Les teneurs en alcalins solubles et totaux ont été déterminées par spectrométrie d'émission optique ICP-OES. Les échantillons de béton ont d'abord été concassés au marteau à 5 mm. Deux protocoles différents de broyage ont été utilisés pour la teneur en alcalins dans la pâte de ciment ou dans le béton :

- Pour la pâte de ciment : les plus gros granulats (> 2 mm) ont été retirés du béton concassé, qui a ensuite été broyé au broyeur à disques à 700 tr/min pendant 30 secondes (environ 10 cm³ de béton concassé). A de telles vitesses, seule la pâte est supposée être broyée alors que les grains de sables même les plus fins, plus résistants mécaniquement, ne devraient pas l'être. Le broyat a été tamisé à 80 µm. Le rebut constitué de sable ou de petits granulats a été jeté.
- Pour le béton : la totalité du béton concassé a été broyée à 1400 tr/min puis tamisée à 80 µm.

La teneur en alcalins solubles a été déterminée après attaque à l'acide nitrique (2 %) de 1000 mg d'échantillon, puis filtration sur filtres lents quantitatifs. La norme considère qu'une telle attaque permet la mise en solution des alcalins contenus dans les hydrates du ciment ou absorbés chimiquement par les granulats. Pour la teneur en alcalins totaux, une perle a été préparée en mélangeant 200 mg d'échantillon (pâte ou béton) et 1200 mg de fondant (50% de tétra- et 50% de méta-borate de lithium) à 1100°C pendant 30 minutes. La perle a ensuite été remise en solution dans l'acide nitrique (2%) puis filtrée sur filtres lents quantitatifs. Les filtrats ainsi recueillis ont été directement utilisés pour le dosage des alcalins solubles et totaux à l'ICP-OES. Du fait du chauffage à haute température, tous les composés instables à 1100°C sont censés avoir relargué leurs alcalins. Les teneurs en alcalins totaux de la pâte et du béton ont ainsi été obtenues. La teneur en alcalins

solubles des granulats a été déduite de ces données par soustraction de la teneur dans la pâte à celle du béton.

Le protocole expérimental appliqué pour ces analyses chimiques comporte plusieurs biais potentiels importants :

- La méthode d'extraction de la pâte du béton par broyage à 700 tr/min ne garantit pas la présence exclusive de pâte dans le broyat. En effet, les granulats siliceux non extraits manuellement ont pu être broyés du fait de leur faible résistance mécanique.
- Une distinction doit être faite entre alcalins solubles et alcalins disponibles du point de vue de la RSI. En effet, le broyage des échantillons a gommé les effets de piégeage d'alcalins au cœur des hydrates et des granulats. D'autre part, la mise en solution ayant été faite dans une solution d'acide à 2%, les conditions thermodynamiques au cours des analyses chimiques étaient beaucoup plus favorables à la libération des alcalins que les conditions régnant au sein du matériau cimentaire. De fait, les valeurs de teneur en alcalins solubles doivent être considérées comme des valeurs par excès de la teneur en alcalins disponibles du point de vue de la RSI.
- Enfin, les valeurs de teneur en alcalins dans les granulats ont été, entre autres, déterminées à partir de celles obtenues dans la pâte. Les erreurs sont donc cumulées dans ce cas.

5. Conclusion du chapitre

La mise au point du programme expérimental, en partant des objectifs scientifiques jusqu'aux moyens de qualification, a été exposée dans ce chapitre. Les différents éléments ont été définis avec la volonté de conserver un maximum de cohérence entre ces essais de laboratoire sur béton et les cas d'ouvrages atteints de RSI durant toutes les étapes de leur conception. La formulation de béton, les conditions de cure thermique et de conservation retenues ont permis la confection de corps d'épreuve réactifs vis-à-vis de la RSI et dont l'amplitude d'expansion a permis l'observation de phénomènes significatifs.

Les dispositions constructives retenues concernant le ferrailage des corps d'épreuve ont permis d'une part de tendre vers une homogénéité des contraintes induites par les expansions et d'autre part d'effectuer des essais de tirant et de pull-out après une période de conservation immergée de 452 jours. De même, le recours à un système de vérins émergés, couplés à circuit hydraulique, a donné satisfaction, tant du point de vue de la durabilité des dispositifs de précontrainte que du maintien de la contrainte appliquée tout au long de la période de conservation. A ce titre, le seul

bémol concerne l'efficacité des protections anticorrosion appliquées sur les éléments métalliques immergés et émergés. Un défaut d'accroche de la peinture anticorrosion sur les surfaces a été constaté et est dû à l'impossibilité d'appliquer un prétraitement adéquat aux surfaces concernées. Toutefois, les parties clés des différents corps d'épreuve ont été préservées, à savoir les zones filetées, les surfaces équipées de jauges (en dehors des jauges disposées sur les armatures noyées dans le béton) et les tiges des vérins. Les grilles galvanisées sur lesquelles étaient posés les corps d'épreuve pendant le suivi ont été largement attaquées par la corrosion. Les oxydes ainsi relargués dans l'eau de conservation n'ont a priori pas nui au développement de la réaction sulfatique interne, bien qu'ayant possiblement impacté les phénomènes de lessivage.

Le suivi dimensionnel sur béton a été effectué en majeure partie à l'aide d'un extensomètre à pointeaux de base 100 mm. La simplicité et la répétabilité de ce type de mesure ont permis un suivi fiable. En revanche, les jauges disposées sur les armatures noyées dans le béton n'ont pas eu la résistance escomptée vis-à-vis des conditions de cure et de conservation, et ce malgré l'application de résines de protection. A posteriori, le recours à des jauges Waterproof pré-encapsulées dans de la résine eut peut-être été plus judicieux pour cette application, même si la température du traitement thermique excédait légèrement leur domaine d'utilisation. Ces jauges, utilisées sur les bâtis de précontrainte pour contrôler le niveau de chargement, ont donné pleine satisfaction concernant leur tenue en immersion pendant 418 jours. Elles n'avaient toutefois dans ce cas-ci pas subi le traitement thermique.

Les essais de caractérisation du béton endommagé par la RSI ont été menés pour moitié sur cylindres libres de contraintes composés de différents matériaux (de par leur histoire thermique et hydrique) à plusieurs échéances et pour le reste sur cubes extraits des corps d'épreuve prismatiques libres [L0-T0](#) et précontraintes [L14,5-T0](#) en fin de suivi dimensionnel. La caractérisation de l'ancrage acier-béton par des essais de tirants et de pull-out n'a pas été impactée par le dysfonctionnement des jauges collées sur les armatures noyées dans le béton.

Les cartographies et observations des corps d'épreuve avec les différents moyens à disposition ont permis d'avoir une approche quantitative et qualitative de la date d'apparition, de la répartition, de l'orientation et du remplissage des fissures de RSI.

Enfin, de nombreuses informations sur le lessivage des alcalins ont été extraites des analyses chimiques menées sur l'eau de conservation et sur le béton après immersion. Par ailleurs, les analyses complémentaires effectuées sur une seconde gâchée de béton ont permis de soulever un certain nombre de questions concernant la disponibilité des alcalins en contexte de RSI.

**Chapitre 3 : EFFET DES
CONTRAINTES SUR UN BETON
ATTEINT DE RSI**

1. Introduction du chapitre

La question de l'effet des contraintes sur le comportement des bétons atteints de RSI a été abordée dans la revue de l'état de l'art (cf. Chapitre 1 §3). Il a ainsi été démontré, notamment par les travaux expérimentaux sur mortier de (Bouzabata *et al.*, 2012a), qu'un confinement uniaxial peut conduire à une diminution des déformations dans la direction concernée, avec semble-t-il un léger phénomène de report des déformations empêchées dans les directions libres. Le volume de déformations s'en trouve diminué. Une orientation préférentielle de fissuration est observable, parallèlement à la direction de confinement. Le caractère anisotrope des gonflements de RSI sous confinement anisotrope a été mis en évidence. En revanche, les incertitudes concernant l'estimation des contraintes dans les corps d'épreuve au cours du suivi ne permettent pas d'établir de relation directe entre gonflement et contraintes. Le programme expérimental mené dans cette thèse a donc pour objectif de confirmer et d'étendre les résultats obtenus par ces auteurs, ainsi que ceux de (Müllauer *et al.*, 2013), afin de constituer une base de données exploitables en vue de la modélisation des ouvrages en béton armé ou précontraint atteints de RSI.

Ce chapitre est donc dédié à la présentation et à l'interprétation des résultats expérimentaux obtenus. Il est notamment question du suivi dimensionnel des corps d'épreuve armés ou chargés confectionnés et dont les résultats sont comparés à ceux obtenus sur des éprouvettes non armées et libres de contraintes dans le but de caractériser le comportement anisotrope des expansions induites par la RSI sous confinement anisotrope.

Une estimation des contraintes induites dans le matériau au cours du développement de la RSI est proposée. Les effets d'un déconfinement du béton avant stabilisation des gonflements sont également discutés. Les modèles empiriques de (Charlwood *et al.*, 1992) et (Karthik *et al.*, 2016a, 2018) présentés dans le chapitre bibliographique (cf. Chapitre 1 §3.3.2) ont également été appliqués aux différents cas de confinement des gonflements.

Sont présentés dans un second temps les faciès de fissuration obtenus à différentes échéances par observation à l'œil nu et par analyse d'image. Les questions de densité et d'orientation de la fissuration sont abordées.

La troisième partie de ce chapitre est consacrée aux observations effectuées au microscope électronique à balayage (ou MEB) couplé à la technologie de spectroscopie à rayons X à dispersion d'énergie (ou EDS) qui permet d'identifier la nature des différentes espèces chimiques en présence. Ces observations ont été menées sur différents d'échantillons issus de plusieurs des lots de corps d'épreuve étudiés.

Les résultats concernant l'évolution des performances mécaniques d'un béton atteint de RSI sont ensuite présentés. Il s'agit notamment d'une comparaison entre les modules d'Young et les résistances à la compression et la traction à 28 jours, soit avant immersion, et à 475 jours, soit après 447 jours d'immersion. Les effets de la maturation, de la teneur en alcalins, du degré de saturation et de l'endommagement induit par la RSI sur les performances mécaniques des bétons sont discutées. Une sous-section est dédiée à la présentation des essais de tirants menés à 28 jours et 449 jours (après 421 jours d'immersion). Les résultats des essais pull-out sont également présentés et permettent de quantifier l'effet de la RSI sur l'adhérence acier-béton. Une discussion est alors engagée sur l'importance de ces phénomènes vis-à-vis d'une justification d'ouvrage selon l'Eurocode. Enfin, la dernière partie de ce chapitre est consacrée à l'évolution de la teneur en alcalins dans l'eau de conservation et dans les corps d'épreuve pour aborder l'influence de la lixiviation des alcalins quant au développement de la RSI.

2. Expansions des corps d'épreuve

Dans ce chapitre, sauf indication contraire, les valeurs de déformations apparaissant sur les graphes correspondent à la moyenne des résultats obtenus sur les différentes faces d'une éprouvette et sont, quand il y a lieu, encadrées par les valeurs minimales et maximales associées. Sur les autres graphes comportant des barres d'erreur, leur longueur est définie par les valeurs minimales et maximales obtenues pour un point donné.

Un « lot » désigne l'ensemble des éprouvettes étant en tous points comparables (géométrie, formulation, gâchée, histoire thermique, conservation, confinement identiques). S'il y a lieu, des indices chiffrés sont utilisés pour différencier les éprouvettes d'un même lot (**LØ-TØ 1** et **LØ-TØ 2** par exemple).

Le coefficient de variation a été systématiquement calculé pour chaque lot de corps d'épreuve dans le but d'évaluer la variabilité des mesures sur chaque éprouvette d'un lot en fonction de la valeur moyenne sur le lot. Dans le cas des corps d'épreuve cylindriques, la détermination du coefficient de variation des déformations longitudinales s'appuie sur l'équation (3-1), donnée à titre d'exemple pour les corps d'épreuve cylindriques non réactifs **NC-I-Ø**. La notation $\epsilon_{lg}^{NC-I-\emptyset k}$ est associée aux déformations longitudinales moyennes mesurées sur l'éprouvette « **k** » (numérotées de 1 à 7).

$$CV_{lg} = \frac{\sigma_{lg}}{\mu_{lg}} \quad \text{où} \quad \begin{cases} \sigma_{lg} = \left(\frac{1}{7} \times \sum_{k=1}^7 \left((\varepsilon_{lg}^{NC-I-\emptyset k} - \mu_{lg}^{NC-I-\emptyset})^2 \right) \right)^{0.5} \\ \mu_{lg} = \frac{1}{7} \times \sum_{k=1}^7 (\varepsilon_{lg}^{NC-I-\emptyset k}) \end{cases} \quad (3-1)$$

L'équation (3-2) de détermination du coefficient de variation dans le cas des déformations longitudinales de l'une des éprouvettes prismatiques libres **LØ-TØ** est donnée à titre d'exemple. La notation $\varepsilon_{lg}^{LØ-TØ 1 k}$ est associée aux déformations longitudinales mesurées sur la face « k » (faces A, B, C, ou D) de l'éprouvette libre « **LØ-TØ 1** ». Les coefficients de variation des corps d'épreuve chargés **L14,5-TØ** ont été calculés en considérant la valeur absolue des déformations longitudinales.

$$CV_{lg}^{LØ-TØ 1} = \frac{\sigma_{lg}^{LØ-TØ 1}}{\mu_{lg}^{LØ-TØ 1}} \quad \text{où} \quad \begin{cases} \sigma_{lg}^{LØ-TØ 1} = \left(\frac{1}{4} \times \sum_{k=A}^D \left((\varepsilon_{lg}^{LØ-TØ 1 k} - \mu_{lg}^{LØ-TØ 1})^2 \right) \right)^{0.5} \\ \mu_{lg}^{LØ-TØ 1} = \frac{1}{4} \times \sum_{k=A}^D (\varepsilon_{lg}^{LØ-TØ 1 k}) \end{cases} \quad (3-2)$$

2.1. Comportement des corps d'épreuve cylindriques

Les éprouvettes cylindriques $\phi 110 \times 220$ mm coulées pour caractériser le comportement du béton réactif ou non (en fonction des conditions de cure au jeune âge) après 420 jours d'immersion ont fait l'objet d'un suivi dimensionnel et massique régulier. Sept éprouvettes réactives et sept éprouvettes non-réactives ont été étudiées.

2.1.1. Suivi dimensionnel et massique des corps d'épreuve cylindriques

La Figure 3-1 représente les résultats des suivis dimensionnels et massiques des corps d'épreuve cylindriques. Le lot a priori non réactif **NC-I-Ø** correspond à des éprouvettes n'ayant pas subi de traitement thermique au jeune âge et ayant été immergé pendant 416 jours. Le lot **C-I-Ø** a été chauffé au jeune âge jusqu'à 80°C conformément au cycle thermique prévu (cf. Chapitre 2 §3.3). L'allongement consécutif à la prise d'eau du matériau, mesuré 3 jours après immersion, était de l'ordre de 0,012 % (soit 120 $\mu\text{m}/\text{m}$) quel que soit le lot considéré.

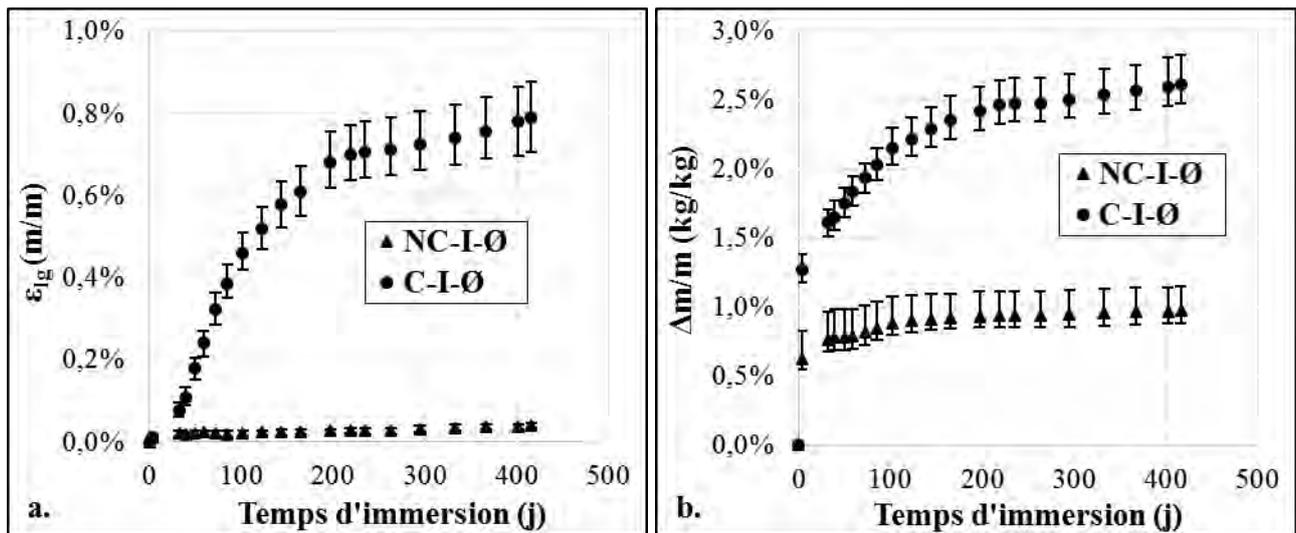


Figure 3-1. Suivis dimensionnel (a.) et massique (b.) des corps d'épreuve cylindriques chauffés C-I-Ø ou non-chauffés au jeune âge NC-I-Ø.

Les éprouvettes « témoins » NC-I-Ø présentent une amplitude moyenne de déformations égale à 0,041 % après 416 jours d'immersion. L'évolution semble régulière depuis la prise d'eau jusqu'à la fin du suivi. Les déformations des corps d'épreuve C-I-Ø traités thermiquement atteignent 0,79 % à la fin du suivi, 416 jours après immersion. Cette amplitude d'expansion est caractéristique d'une RSI dont l'ampleur est cohérente vis-à-vis de ce qui peut être observé sur ouvrages, conformément aux exigences définies précédemment (cf. Chapitre 2 §2.1). En ce qui concerne la cinétique de gonflement, l'évolution des déformations entre 32 et 123 jours d'immersion est linéaire et ne montre aucun signe de ralentissement des phénomènes expansifs. En revanche, à partir de 123 jours d'immersion, la courbe s'infléchit jusqu'à atteindre environ 0,7 % après 235 jours. L'évolution des déformations entre 235 et 416 jours d'immersion est linéaire à nouveau et présente une pente résiduelle. Cette dispersion est liée à l'hétérogénéité du matériau et reste relativement faible vis-à-vis des essais de référence pris pour exemple dans la méthode LPC 66. Les valeurs moyennes des déformations longitudinales et des prises de masse après 416 jours d'immersion, les écarts maximaux positifs et négatifs ainsi que les coefficients de variation associés sont listés dans le Tableau 3-1 pour chaque lot d'éprouvettes cylindriques.

L'immersion des éprouvettes coïncide avec une prise de masse importante des corps d'épreuve, respectivement de l'ordre de 0,6 % et 1,3 % pour les éprouvettes « témoins » NC-I-Ø et réactives C-I-Ø. La variation de masse se poursuit de manière quasi linéaire jusqu'à 123 jours d'immersion pour les deux lots d'éprouvettes, avec toutefois une cinétique nettement plus rapide pour les réactives C-I-Ø. La masse des corps d'épreuve « témoins » est stable à compter de cette date, alors que celle des réactifs continue à croître lentement jusqu'à la fin du suivi.

Tableau 3-1. Déformations longitudinales et prises de masse des corps d'épreuve cylindriques libres chauffés **C-I-Ø** ou non-chauffés au jeune âge **NC-I-Ø** après environ 416 jours d'immersion.

Corps d'épreuve	$\epsilon_{lg}^{\approx 416j}$ (%)				$\Delta m/m^{\approx 416j}$ (%)			
	moy.	min.	max.	CV	moy.	min.	max.	CV
NC-I-Ø	0,041	-0,004	+0,006	9,5%	0,97	-0,09	+0,18	9,5%
C-I-Ø	0,791	-0,084	+0,087	7,8%	2,61	-0,14	+0,21	4,4%

2.1.2. Analyse mécanique des corps d'épreuve cylindriques

Le comportement des cylindres $\phi 110 \times 220$ mm peut être analysé, notamment en ce qui concerne la réactivité du béton vis-à-vis de la RSI, les phénomènes de prise d'eau au moment de leur immersion et la relation entre prise de masse et expansions.

2.1.2.1. Réactivité du matériau

La limite conventionnelle de non-réactivité des bétons vis-à-vis de la RSI, fixée dans le cadre des essais de performance LPC 66 (Pavoine & Divet, 2007), se situe à une amplitude moyenne de déformations de 0,04 % après 12 mois d'immersion. Or, à cette échéance, le suivi dimensionnel des éprouvettes « témoins » fait état de déformations atteignant 0,037 %. Ce lot d'éprouvettes peut donc être considéré comme non réactif vis-à-vis de la RSI, malgré une valeur proche du seuil. En revanche, des expansions marquées, de l'ordre de 0,76 %, sont observées à même échéance pour les cylindres **C-I-Ø** traités thermiquement au jeune âge puis immergés. Concernant l'allure générale de la courbe de gonflement des éprouvettes réactives, l'absence de point de mesure entre 3 et 32 jours d'immersion ne permet pas de confirmer la présence d'une période de latence, caractéristique de la RSI, avant l'apparition des premières expansions. Cela dit, il est probable que le comportement des corps d'épreuve durant cette période ait suivi l'allure théorique caractéristique en « S », malgré un temps de latence relativement faible.

2.1.2.2. Prise d'eau consécutive à l'immersion des éprouvettes

La prise de masse rapide observée quelques jours après immersion des éprouvettes est liée au remplissage des pores non-saturés. La présence d'une fraction de porosité initiale non-saturée peut être expliquée par deux phénomènes : l'autodessiccation du matériau lors de l'hydratation,

phénomène dit de contraction de Le Châtelier (variable d'une formulation à l'autre en fonction du rapport E/C), et le séchage du matériau pendant les 14 jours passés à 20°C et 50 % d'humidité relative avant immersion. Le comparatif entre lots met en évidence une augmentation de la masse liée à la prise d'eau plus importante pour le lot chauffé au jeune âge **C-I-Ø** (de l'ordre de 1,3 %) que pour les éprouvettes « témoins » **NC-I-Ø** (proche de 0,6 %). Un écart avait été observé par (Bouzabata *et al.*, 2012b) entre des mortiers chauffés au jeune âge (gain de masse de l'ordre de 1,5 %) ou non (gain de 1,0 %). Il semble donc y avoir un effet du traitement thermique sur l'amplitude de cette prise d'eau. L'endommagement thermique du matériau pourrait avoir d'une part contribué à accroître le volume de porosité accessible à l'eau et d'autre part favorisé le séchage entre la fin de la cure et l'immersion. Par ailleurs, l'élévation de la température pendant l'hydratation du matériau est susceptible d'avoir conduit à une structuration différente de la pâte, modifiant ainsi éventuellement la porosité du béton (Kchakech, 2015).

2.1.2.3. Relation entre prise de masse et expansions

Outre les phénomènes de prise d'eau initiaux précédemment abordés, la masse des éprouvettes réactives **C-I-Ø** semble évoluer en fonction de l'état de déformations, et ce jusqu'à la fin du suivi, alors que celle des éprouvettes « témoins » **NC-I-Ø** n'évolue quasiment pas. Le tracé des déformations en fonction des variations de masse confirme l'existence d'une relation linéaire entre ces deux grandeurs à partir d'une prise de masse de l'ordre de 1,5 % et un gonflement proche de 0,1 % (Figure 3-2). La pente de cette relation est égale à 0,70.

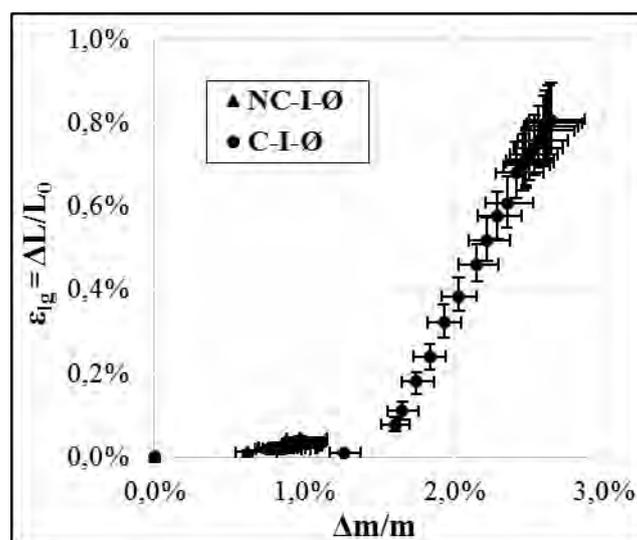


Figure 3-2. Evolution des déformations en fonction de la prise de masse des corps d'épreuve cylindriques chauffés **C-I-Ø** ou non-chauffés au jeune âge **NC-I-Ø**.

Ces valeurs sont à mettre en regard avec les résultats obtenus dans la littérature par (Al Shamaa *et al.*, 2015; Barbarulo, 2002; Bouzabata *et al.*, 2012b; Brunetaud, 2005; Kchakech, 2015; Martin, 2010; Zhang *et al.*, 2002a). Une relation linéaire a pu presque systématiquement être établie à partir d'un certain niveau de gonflement (environ 0,1 %). S'il semble qu'il n'existe pas de relation directe et universelle liant la prise de masse d'un matériau aux expansions induites par la RSI, une tendance générale se dégage, malgré les disparités des matériaux étudiés, avec un coefficient directeur de la partie linéaire de la courbe compris entre 0,5 et 1,0.

Au vu des conditions d'essai, le gain de masse des corps d'épreuve mesuré au cours du suivi est nécessairement induit par une entrée d'eau dans le matériau suite à la fissuration due à la RSI. Le taux de remplissage de la porosité créé par la fissuration peut être estimé en comparant le rapport $\Delta m/\Delta V$ à la densité de l'eau. Pour cela, la densité initiale des matériaux est supposée égale à 2,3 et le gonflement libre est supposé isotrope (c'est-à-dire que $\Delta V/V_0 = 3 \times \Delta L/L_0$). En considérant un coefficient directeur de la partie linéaire de la courbe de 0,7 (au-delà de 0,1 % de gonflement), le rapport $\Delta m/\Delta V$ est égal à 1,1 et est donc légèrement supérieur à la densité de l'eau. Ceci implique que le volume qui se remplit d'eau au cours de la réaction est supérieur au volume de vides créé par la RSI. La microfissuration du matériau induite par la RSI contribue donc certainement à augmenter le volume de porosité initiale accessible à l'ettringite, favorisant ainsi l'absorption d'une plus grande quantité d'eau.

2.2. Comportement des corps d'épreuve prismatiques

Trois lots d'éprouvettes prismatiques 100 × 100 × 500 mm ont été coulées pour caractériser le comportement du béton réactif libre de contraintes, armé uniaxialement et triaxialement. Par ailleurs, un lot de prismes 100 × 100 × 250 mm est dédié à l'étude du béton réactif sous contrainte uniaxiale constante de compression de 14,5 MPa. Chaque lot est constitué de deux éprouvettes.

2.2.1. Suivi dimensionnel des corps d'épreuve prismatiques

Le suivi dimensionnel des corps d'épreuve prismatiques s'appuie sur des mesures longitudinales et transversales centrées des déformations, mais également sur des mesures longitudinales excentrées lorsque les dimensions des corps d'épreuve le permettaient. Dans le but de s'affranchir des effets de prise d'eau sur les déformations, toutes les courbes de gonflement présentées dans la suite de ce mémoire ont été tracées à partir d'un « point zéro » correspondant aux déformations mesurées trois jours après immersion.

2.2.1.1. Mesures de déformations en partie centrale des corps d'épreuve

Pour des questions de clarté des figures, seules les mesures effectuées en partie centrale des corps d'épreuve sont présentées dans cette partie. La confrontation entre déformations longitudinales centrées et excentrées sera abordée plus avant (cf. Chapitre 3 §2.2.1.2). Les quatre lots d'éprouvettes prismatiques ont subi le traitement thermique au jeune âge décrit dans le chapitre précédent (cf. Chapitre 2 §3.3) et ont été immergés pendant au minimum 421 jours. L'allongement consécutif à la prise d'eau du matériau, mesuré 3 jours après immersion, était de l'ordre de 0,011 % pour les corps d'épreuve libres **L0-T0**, armés uniaxialement **L1,1%-T0** et triaxialement **L1,1%-T0,7%**. Les déformations mesurées à cette même date sur les corps d'épreuve chargés uniaxialement à 14,5 MPa **L14,5-T0** correspondent d'une part à l'allongement dû à la prise d'eau du matériau et au raccourcissement induit par l'application du chargement d'autre part. Une attention particulière a été portée au centrage de la charge pour éviter les phénomènes de mise en flexion des éprouvettes. Les corps d'épreuve prismatiques libres **L0-T0** présentent une amplitude de gonflement (Figure 3-3) comparable aux éprouvettes cylindriques réactives présentées en début de chapitre (cf. Chapitre 3 §2.1.1).

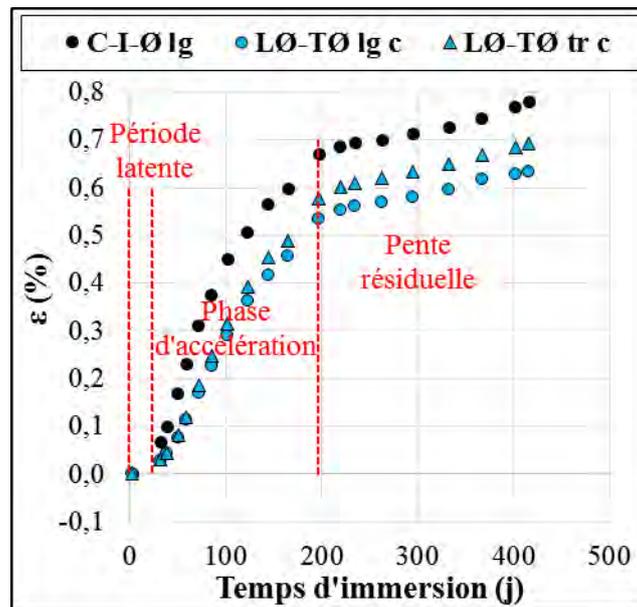


Figure 3-3. Confrontation des expansions longitudinales des cylindres réactifs libres **C-I-Ø** et des déformations longitudinales et transversales centrées des prismes libres **L0-T0**.

En effet, après 416 jours d'immersion, les déformations longitudinales et transversales mesurées au centre des faces des corps d'épreuve atteignent respectivement 0,64 % et 0,69 %. Après une « période latente » d'environ 30 jours, les déformations évoluent de manière linéaire jusqu'à 197 jours. Ce comportement est caractéristique de la « phase d'accélération » des phénomènes de RSI. Le point d'inflexion de la courbe se situe à environ 219 jours pour une valeur de déformations

proche de 0,60 %. A partir de cette date, les expansions se poursuivent de manière linéaire mais avec une « pente résiduelle » plus faible que lors de la « phase d'accélération ». Les valeurs moyennes apparaissant sur la Figure 3-4 sont encadrées par les valeurs minimales et maximales de déformations mesurées sur chaque éprouvette.

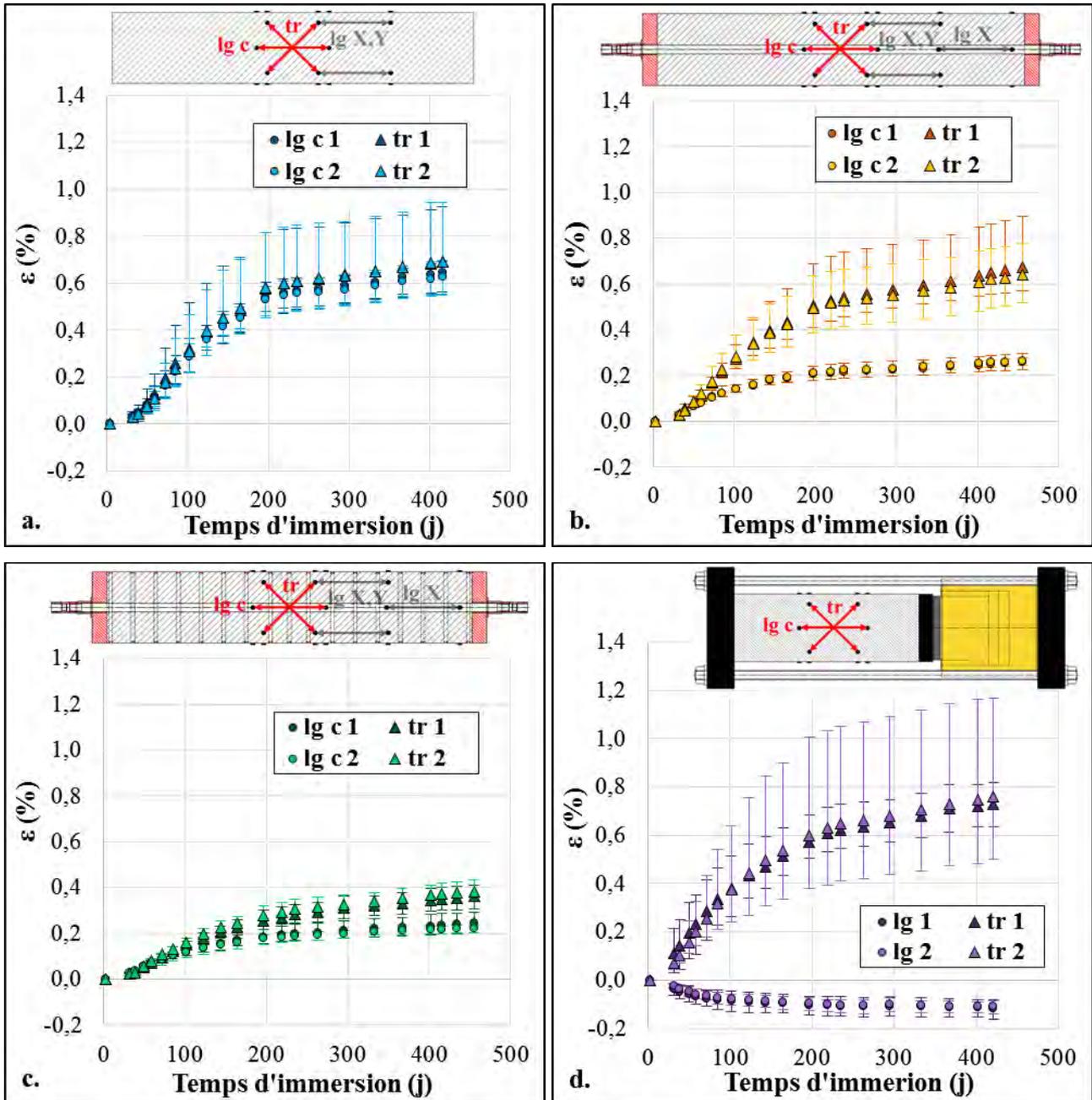


Figure 3-4. Suivis dimensionnels longitudinal (ronds) et transversal (triangles) centrés des corps d'épreuve prismatiques libres **L0-T0** (a.), armés uniaxialement **L1,1%-T0** (b.), triaxialement **L1,1%-T0,7%** (c.) et chargés uniaxialement **L14,5-T0** (d.).

L'amplitude des déformations longitudinales centrées des éprouvettes armées uniaxialement **L1,1%-T0** avoisine 0,26 % après 455 jours (Figure 3-4.b). Le gonflement transversal, non gêné, atteint quant à lui 0,66 %. Le suivi dimensionnel du lot de corps d'épreuve armé longitudinalement

et transversalement, noté L1,1%-T0,7%, fait état d'expansions longitudinales et transversales respectivement proches de 0,23 % et 0,37 % (Figure 3-4.c). Les corps d'épreuve chargés longitudinalement à 14,5 MPa L14,5-T0 présentent des déformations longitudinales négatives de l'ordre de -0,11 % après 421 jours d'immersion (Figure 3-4.d). Ce phénomène de raccourcissement est dans un premier temps rapide avant de ralentir progressivement, et donc conforme à un mécanisme de fluage de béton sous charge constante. Les directions transversales libres de contraintes atteignent des déformations de l'ordre de 0,75 % en moyenne à cette échéance. Il y a une très forte dispersion pour l'une des deux éprouvettes, les expansions pouvant varier du simple au double selon les faces. Les valeurs moyennes des déformations longitudinales et transversales centrées de chaque éprouvette prismatique après environ 420 jours d'immersion sont listées dans le Tableau 3-2. Y apparaissent également les écarts maximaux positifs et négatifs ainsi que les coefficients de variation associés à ces mesures.

Tableau 3-2. Déformations longitudinales et transversales centrées des corps d'épreuve prismatiques libres L0-T0, armés uniaxialement L1,1%-T0, triaxialement L1,1%-T0,7% et chargés uniaxialement L14,5-T0 après environ 420 jours d'immersion.

Corps d'épreuve	$\varepsilon_{lg c}^{\approx 420j}$ (%)				$\varepsilon_{tr c}^{\approx 420j}$ (%)			
	moy.	min.	max.	CV	moy.	min.	max.	CV
<u>L0-T0</u> 1	0,644	-0,080	+0,050	7,6%	0,693	-0,131	+0,232	20,0%
<u>L0-T0</u> 2	0,626	-0,075	+0,072	9,5%	0,691	-0,141	+0,253	21,8%
<u>L1,1%-T0</u> 1	0,248	-0,028	+0,039	10,3%	0,648	-0,094	+0,215	19,4%
<u>L1,1%-T0</u> 2	0,257	-0,020	+0,013	4,8%	0,620	-0,126	+0,135	15,6%
<u>L1,1%-T0,7%</u> 1	0,235	-0,038	+0,050	15,6%	0,350	-0,050	+0,050	12,1%
<u>L1,1%-T0,7%</u> 2	0,219	-0,019	+0,015	5,6%	0,372	-0,022	+0,047	7,5%
<u>L14,5-T0</u> 1	-0,117	-0,043	+0,034	36,1%	0,727	-0,093	+0,093	13,1%
<u>L14,5-T0</u> 2	-0,109	-0,029	+0,022	19,4%	0,758	-0,258	+0,410	36,0%

Les cinétiques de gonflement de tous les corps d'épreuve armés et précontraints sont similaires et correspondent à ce qui a été observé pour les corps d'épreuve prismatiques libres. En effet, une phase d'accélération des phénomènes expansifs est observable jusqu'à environ 219 jours d'immersion, après une période de latence de 30 jours. Par la suite, les gonflements sont plus lents mais linéaires jusqu'à la fin du suivi (à conditions mécaniques et de conservation constantes), et ce quel que soit le niveau de confinement considéré. La présence des plats en acier inoxydable répartis en peau des éprouvettes armées et frettées transversalement L1,1%-T0,7% ne semble pas

avoir retardé le démarrage des phénomènes expansifs malgré la réduction de la surface d'échange et les possibles perturbations du lessivage des alcalins qu'elle entraîne par rapport aux autres lots de corps d'épreuve.

2.2.1.2. Mesures de déformations longitudinales excentrées

Les graphes de la Figure 3-5 font apparaître les résultats des mesures longitudinales centrées et excentrées effectuées sur les corps d'épreuve prismatiques libres **L0-T0**, armés uniaxialement **L1,1%-T0** et triaxialement **L1,1%-T0,7%**. Les valeurs après environ 420 jours d'immersion sont listées dans le Tableau 3-3. Les courbes comportant l'indice « c » font référence aux mesures centrées présentées précédemment. L'indice « X » correspond aux déformations mesurées dans le plan longitudinal de symétrie des éprouvettes mais excentrées par rapport au plan transversal (décalage selon l'axe X). Enfin, l'indice « X,Y » est associé aux mesures excentrées vis-à-vis des plans tant longitudinaux et transversaux de symétrie des corps d'épreuve (décalage selon X et Y).

Tableau 3-3. Déformations longitudinales excentrées des corps d'épreuve prismatiques libres **L0-T0**, armés uniaxialement **L1,1%-T0**, triaxialement **L1,1%-T0,7%** et chargés uniaxialement **L14,5-T0** après environ 420 jours d'immersion.

Corps d'épreuve	$\varepsilon_{lg X,Y}^{\approx 420j}$ (%)				$\varepsilon_{lg X}^{\approx 420j}$ (%)			
	moy.	min.	max.	CV	moy.	min.	max.	CV
L0-T0 1 (*)	0,649	-0,060	+0,060	9,3%	-	-	-	-
L0-T0 2 (*)	0,672	-0,008	+0,008	1,2%	-	-	-	-
L1,1%-T0 1	0,260	-0,016	+0,019	5,9%	0,344	-0,054	+0,031	10,0%
L1,1%-T0 2	0,270	-0,039	+0,027	8,9%	0,509	-0,105	+0,106	15,6%
L1,1%-T0,7% 1	0,270	-0,029	+0,029	7,6%	0,534	-0,104	+0,060	11,7%
L1,1%-T0,7% 2	0,243	-0,034	+0,023	8,6%	0,377	-0,027	+0,026	6,7%

(*) : le suivi des déformations excentrées selon X avait pour objectif de contrôler l'efficacité des dispositifs d'homogénéisation des contraintes longitudinales mis en place sur les prismes armés **L1,1%-T0** et **L1,1%-T0,7%**. Il n'a donc pas été effectué sur les éprouvettes libres **L0-T0**.

Les déformations excentrées selon X et Y (**lg X,Y**) sont quasiment identiques aux déformations centrées (**lg c**) présentées précédemment, aussi bien en termes d'amplitude que de cinétique, et ce quel que soit le lot d'éprouvettes considéré. Ces expansions sont toujours très légèrement

supérieures aux expansions de référence, l'augmentation étant comprise entre 4 et 14 % en fin de suivi.

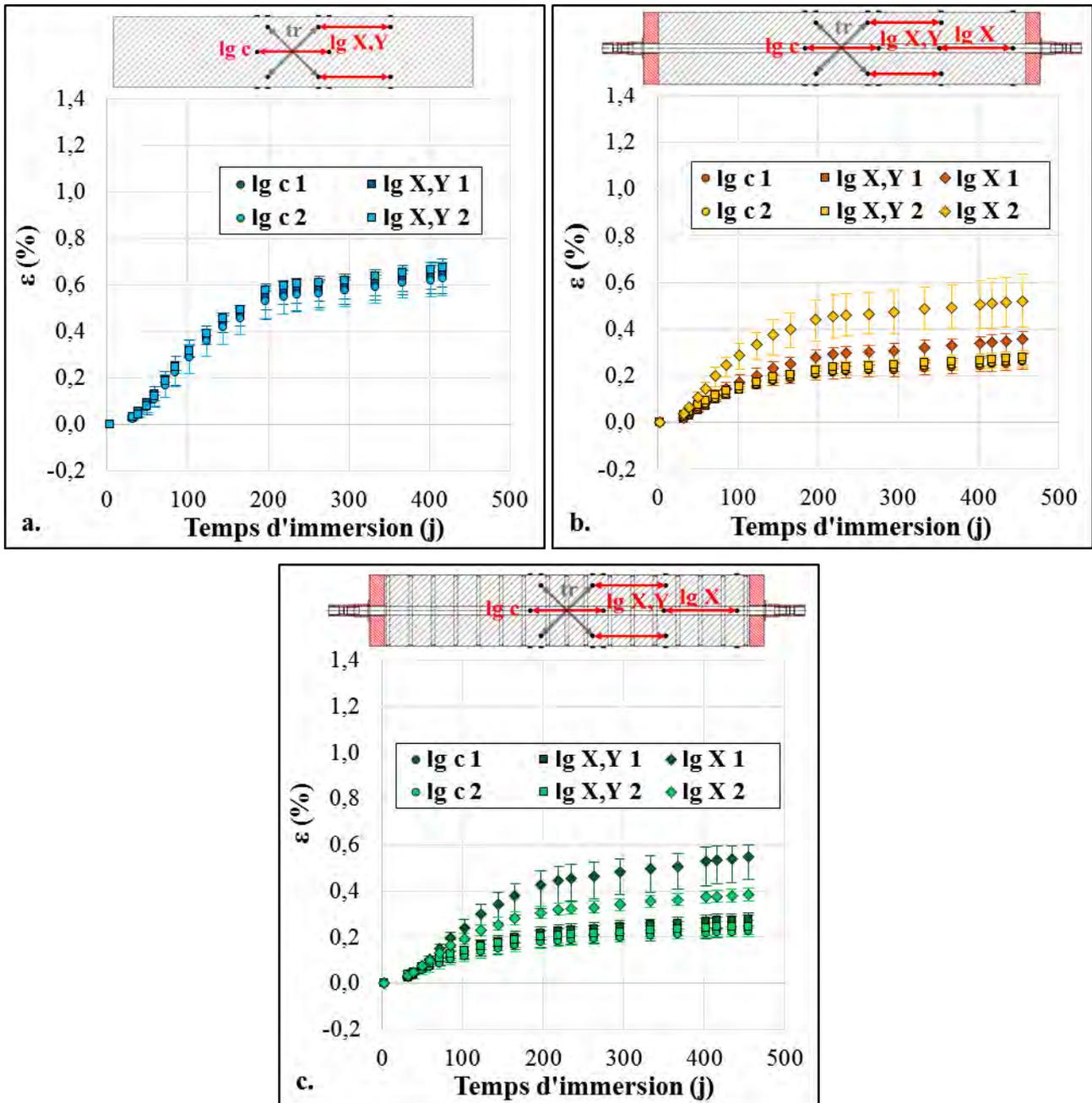


Figure 3-5. Déformations longitudinales centrées et excentrées des corps d'épreuve prismatiques libres L0-T0 (a.), armés uniaxialement L1,1%-T0 (b.) et triaxialement L1,1%-T0,7% (c.).

En revanche, les mesures effectuées à proximité des extrémités des corps d'épreuve ($lg\ X$) armés mettent en lumière une forte hétérogénéité des déformations dans la direction longitudinale. En effet, les expansions dans ces zones d'about sont systématiquement supérieures, voire très supérieures, avec une variabilité importante selon les éprouvettes et une dispersion forte selon les faces. Les écarts moyens entre déformations centrées ($lg\ c$) et excentrées selon X ($lg\ X$) ont

augmenté de manière régulière au fur et à mesure du gonflement des corps d'épreuve et sont compris entre 38 et 125 % en fin de suivi.

2.2.2. Analyse mécanique des corps d'épreuve prismatiques

Une analyse globale du comportement des prismes $100 \times 100 \times 500$ mm atteints de RSI est proposée dans cette partie. Outre la question de la dispersion des mesures, les déformations longitudinales, transversales et volumiques sont comparées pour chacun des lots d'éprouvettes. Le caractère anisotrope des gonflements sous confinement anisotrope est discuté. Les phénomènes de gradients de gonflement sont également présentés. L'analyse se poursuit avec une discussion à propos des pentes résiduelles de gonflement observées. Enfin, les effets du renouvellement de l'eau de conservation et de la décharge mécanique des corps d'épreuve sont présentés et discutés.

2.2.2.1. Dispersion des mesures

La dispersion des résultats au sein de chacun des lots d'éprouvettes prismatiques est discutée dans cette partie. Les différentes mesures de déformations effectuées, à savoir longitudinale centrée, transversale centrée, longitudinale excentrée selon X et Y et longitudinale excentrée selon X, sont analysées de manière indépendante.

Un comportement particulier est systématiquement observé sur la face non-coffrée, notée A, de chacun des corps d'épreuve, et ce quel que soit la direction des déformations considérée (longitudinales et transversales centrées, longitudinales excentrées selon X et Y et excentrées selon X). La Figure 3-6 oppose les déformations de la face non-coffrée A à celles des faces coffrées B, C et D pour les différents lots d'éprouvettes. Les déformations longitudinales centrées (Figure 3-6.a), transversales centrées (Figure 3-6.b), longitudinales excentrées selon X et Y (Figure 3-6.c) et longitudinales excentrées selon X (Figure 3-6.d) sont présentées sur des graphes différents. Les rapports entre déformations de la face A et des faces B, C et D pour chaque cas sont listés dans le Tableau 3-4. Les déformations longitudinales excentrées selon X et Y de ces mêmes corps d'épreuve n'apparaissent ni sur la figure ni dans le tableau car elles n'ont été mesurées que sur les faces B et D. Enfin, aucune déformation excentrée n'a pu être mesurée sur les éprouvettes chargées L14,5-T0 (car leur longueur était plus faible).

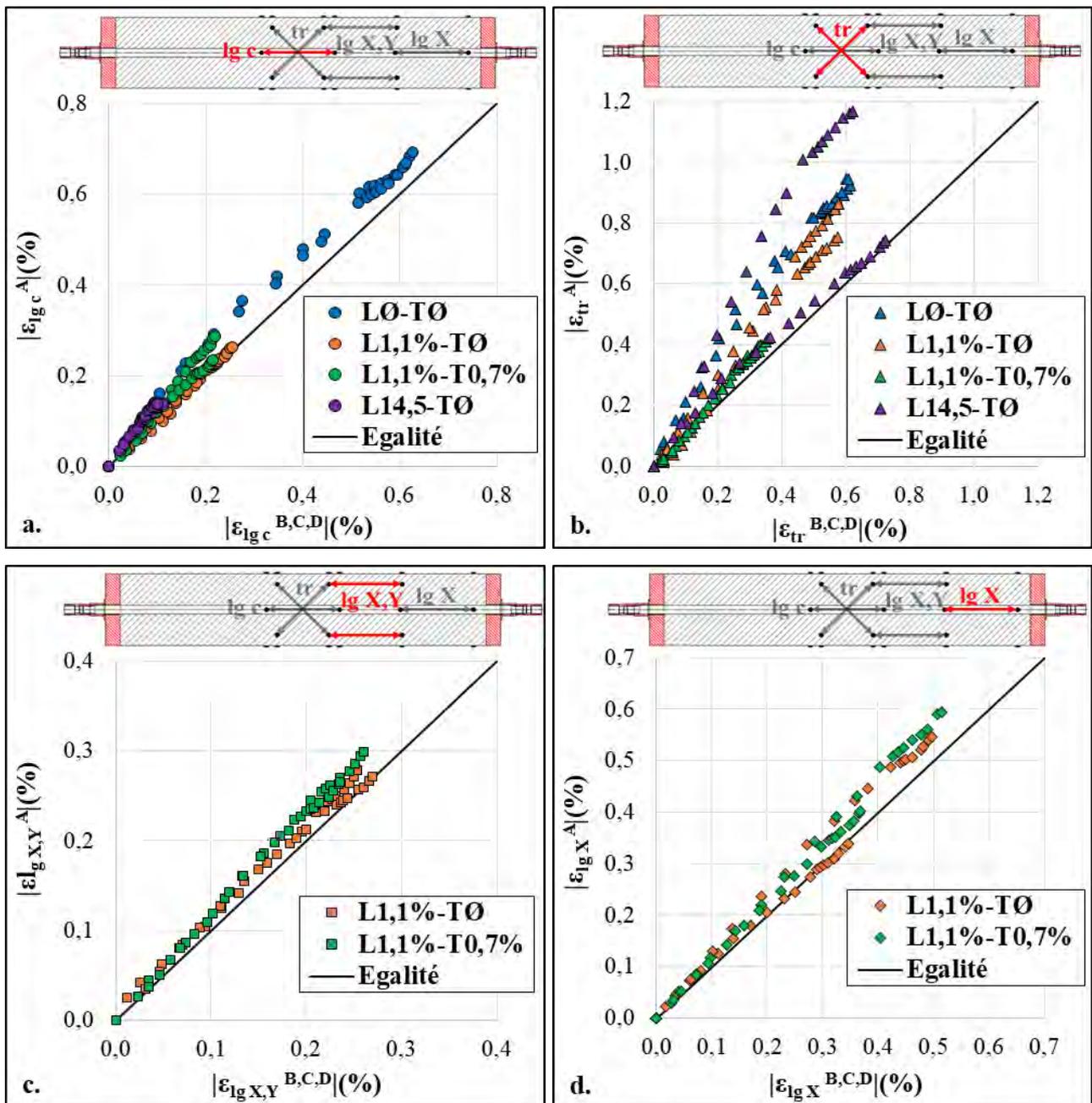


Figure 3-6. Expansions longitudinale centrée (a.), transversale centrée (b.), longitudinale excentrée selon X et Y (c.) et longitudinale excentrée selon X (d.) de la face non-coffrée (A) en fonction de l'expansion moyenne des faces coffrées (B, C, D) des différents lots d'éprouvettes.

Les déformations mesurées sur la face non-coffrée (A) apparaissent systématiquement supérieures aux déformations mesurées sur les faces coffrées (B, C et D). Cette tendance est plus marquée pour les déformations transversales que pour les déformations longitudinales, centrées ou non. Le rapport moyen entre faces coffrées et non coffrées en fin de suivi est de l'ordre de 1,17 pour les déformations longitudinales centrées, proche de 1,10 pour les déformations longitudinales excentrées selon X et Y, de 1,08 pour celles qui le sont selon X, contre presque 1,38 pour les déformations transversales.

Tableau 3-4. Rapport entre déformations de la face non-coffrée (A) et des faces coffrées (B, C, D) pour les différentes mesures effectuées sur les corps d'épreuve.

Corps d'épreuve	$\frac{ \varepsilon_{lg\ c}^A }{ \varepsilon_{lg\ c}^{B,C,D} }$	$\frac{ \varepsilon_{tr}^A }{ \varepsilon_{tr}^{B,C,D} }$	$\frac{ \varepsilon_{lg\ X,Y}^A }{ \varepsilon_{lg\ X,Y}^{B,C,D} }$	$\frac{ \varepsilon_{lg\ X}^A }{ \varepsilon_{lg\ X}^{B,C,D} }$
<u>LØ-TØ 1</u>	1,13	1,44	-	-
<u>LØ-TØ 2</u>	1,09	1,50	-	-
<u>L1,1%-TØ 1</u>	1,05	1,50	1,12	1,00
<u>L1,1%-TØ 2</u>	1,03	1,30	1,01	1,10
<u>L1,1%-T0,7% 1</u>	1,30	1,20	1,14	1,13
<u>L1,1%-T0,7% 2</u>	1,09	1,19	1,14	1,10
<u>L14,5-TØ 1</u>	1,24	1,03	-	-
<u>L14,5-TØ 2</u>	1,39	1,88	-	-

Cette dispersion pourrait trouver son origine dans les conditions de coulage du béton. La formation de laitance en surface du béton frais et la remontée, lors de la vibration, des bulles d'air emprisonnées ont pu conduire à une modification de la porosité de surface, impactant ainsi la cinétique de lessivage des alcalins. De fait, le départ accéléré des alcalins aurait contribué à une stabilisation plus rapide de l'ettringite au niveau des faces non-coffrées des éprouvettes, induisant des déformations plus marquées dans les premiers temps de la réaction. Ces déformations traduisent la formation de fissures dans la matrice cimentaire, ce qui implique une augmentation locale du coefficient de diffusion apparent du béton. Le phénomène de lessivage accéléré des alcalins au niveau de la face non-coffrée a donc pu être accentué par l'endommagement prématuré de cette zone par rapport au reste de l'éprouvette. Les gradients de gonflement existants alors entre faces coffrées et non-coffrées ont probablement contribué à sa mise en flexion, effet mécanique ayant pu contribuer à rendre irréversibles ces différentiels de déformations entre faces. Les propriétés mécaniques initiales du béton situé au niveau de la face non-coffrée ont également pu être impactées par ce surcroît de porosité. Ainsi, l'apparition des fissures a pu s'en trouver facilitée. Enfin, un léger phénomène de ségrégation des granulats a pu se produire lors de la vibration, bien que les essais au cône d'Abrams aient montré une ouvrabilité n'étant pas de nature à favoriser les phénomènes de ségrégation ou de ressuage du béton frais (la valeur d'affaissement moyenne était de 160 mm). La proportion de pâte, dont les espèces chimiques intervenant dans la formation de l'ettringite sont issues (ions sulfate, aluminate, calcium, alcalin...), aurait alors été plus importante en partie supérieure que dans le reste des corps d'épreuve. Ce phénomène a pu, de fait, également contribuer à accroître les déformations mesurées au niveau des faces non-coffrées. Toutefois, les

mesures longitudinales effectuées sur les bases de mesures excentrées selon X et Y à proximité de la surface de talochage ne présentent pas de déformations plus importantes que celles obtenues à proximité de la surface coffrée. Cette variation semble de fait être très localisée. De nombreuses investigations apparaissent nécessaires pour confirmer ou infirmer ces hypothèses : essais de porosimétrie, de perméabilité, mesures de teneurs en alcalins, traitement d'images, observations au MEB, etc... Les observations faites par (Kchakech, 2015) mettent en lumière une fissuration de peau moins marquée au niveau de la face non-coffrée des corps d'épreuve en béton chauffés au jeune âge par rapport aux autres faces. Ces auteurs attribuent ce phénomène à une lixiviation accélérée des alcalins, en lien avec des essais de porosimétrie à l'eau effectués sur éprouvettes cylindriques $\phi 110 \times 220$ mm. La porosité mesurée au niveau de la face non-coffrée ($\approx 16,3$ %) était en effet plus importante que celle du centre de l'éprouvette ($\approx 14,8$ %), elle-même supérieure à la face coffrée inférieure ($\approx 14,0$ %). Aucune information n'est donnée concernant d'éventuelles différences d'expansion associées à cette fissuration.

Les coefficients de variation des mesures de déformations longitudinales centrées et transversales ont été déterminés en prenant en compte ou pas la face non-coffrée et listés dans le Tableau 3-5.

Tableau 3-5. Moyennes et coefficients de variation des déformations des corps d'épreuve après environ 420 jours d'immersion avec ou sans prise en compte de la face non-coffrée (A).

Corps d'épreuve	Avec la face non-coffrée A							
	$\epsilon_{lg c}^{\approx 420j}$		$\epsilon_{tr}^{\approx 420j}$		$\epsilon_{lg X,Y}^{\approx 420j}$		$\epsilon_{lg X}^{\approx 420j}$	
	moy.	CV	moy.	CV	moy.	CV	moy.	CV
<u>L0-T0</u>	0,635%	8,7%	0,692%	20,9%	-	-	-	-
<u>L1,1%-T0</u>	0,252%	8,1%	0,634%	17,8%	0,265%	7,9%	0,427%	24,1%
<u>L1,1%-T0,7%</u>	0,227%	12,6%	0,361%	10,4%	0,257%	9,6%	0,456%	20,2%
<u>L14,5-T0</u>	-0,113%	29,7%	0,743%	27,2%	-	-	-	-

Corps d'épreuve	Sans la face non-coffrée A							
	$\epsilon_{lg c}^{\approx 420j}$		$\epsilon_{tr}^{\approx 420j}$		$\epsilon_{lg X,Y}^{\approx 420j}$		$\epsilon_{lg X}^{\approx 420j}$	
	moy,	CV	moy,	CV	moy,	CV	moy,	CV
<u>L0-T0</u>	0,620%	8,9%	0,611%	6,9%	-	-	-	-
<u>L1,1%-T0</u>	0,250%	9,2%	0,576%	8,6%	0,262%	8,9%	0,421%	24,2%
<u>L1,1%-T0,7%</u>	0,216%	9,1%	0,345%	8,1%	0,248%	8,4%	0,441%	19,5%
<u>L14,5-T0</u>	-0,105%	31,8%	0,672%	20,3%	-	-	-	-

Lorsque toutes les faces sont prises en compte, y compris la face non-coffrée, les coefficients de variation moyens de l'ensemble des corps d'épreuve atteignent 14,8 % pour les déformations longitudinales centrées, 19,1 % pour les déformations transversales, 8,8 % pour les déformations longitudinales excentrées selon X et Y, et 22,2 % pour les déformations longitudinales excentrées selon X. A noter, que pour ces dernières, l'hétérogénéité mesurée selon les faces est principalement due à la qualité du contact entre les platines d'about et le béton. En effet, les dispositions prises pour limiter la corrosion de certaines pièces ont pu induire un jeu entre ces éléments (cf. Chapitre 2 §3.4.3). Le coefficient de variation moyen de ces déformations longitudinales excentrées selon X ne varie d'ailleurs pas lorsque seules les faces coffrées sont prises en compte (CV = 21,9 %). Il en va de même pour les déformations longitudinales centrées et longitudinales excentrées selon X et Y, pour lesquelles les coefficients de variation moyens approchent respectivement 14,7 % et 8,7 %. En revanche, le coefficient obtenu à partir des mesures sur faces coffrées uniquement a diminué pour les déformations transversales jusqu'à atteindre 11,0 % pour l'ensemble des corps d'épreuve. Le gain est particulièrement marqué pour les lots L0-T0, L1,1%-T0 et L1,1%-T0,7% : le coefficient moyen est proche de 7,9 % pour les déformations transversales contre 16,4 % lorsque les faces non-coffrées sont prises en compte. Les valeurs moyennes obtenues par (Brunetaud *et al.*, 2006) sur les faces coffrées d'éprouvettes cylindriques de béton atteint de RSI sont proches de 7 %. Elles atteignent 10 % pour les études sur béton de (Martin, 2010) et sur mortier de (Bouzabata *et al.*, 2012a, 2012b).

Le cas des corps d'épreuve chargés L14,5-T0 est particulier. Premièrement, la dispersion des déformations longitudinales centrées apparaît relativement élevée (coefficient de variation de l'ordre de 30 %) en comparaison des valeurs obtenues sur les autres lots. Ceci est notamment dû au calcul du coefficient de variation. Il correspond en effet au rapport entre l'écart type et la moyenne des valeurs considérées. De fait, à écart type donné, plus la moyenne est basse, plus le coefficient de variation associé est élevé. Deuxièmement, le calcul du coefficient de variation obtenu avec un nombre réduit d'échantillons présentant des écarts conduit à une augmentation très importante de cette grandeur. Ainsi, dans le cas présent, l'une des deux éprouvettes de ce lot, notée « L14,5-T0 2 » présente une dispersion très importante dans la direction transversale, avec un coefficient de variation de l'ordre de 36 % contre 13 % pour l'éprouvette de ce même lot, notée « L14,5-T0 1 ». Les déformations transversales de la face non-coffrée sont deux fois supérieures à celles des faces coffrées pour l'éprouvette « L14,5-T0 2 », alors qu'elles sont similaires pour l'éprouvette « L14,5-T0 1 » (Figure 3-7).

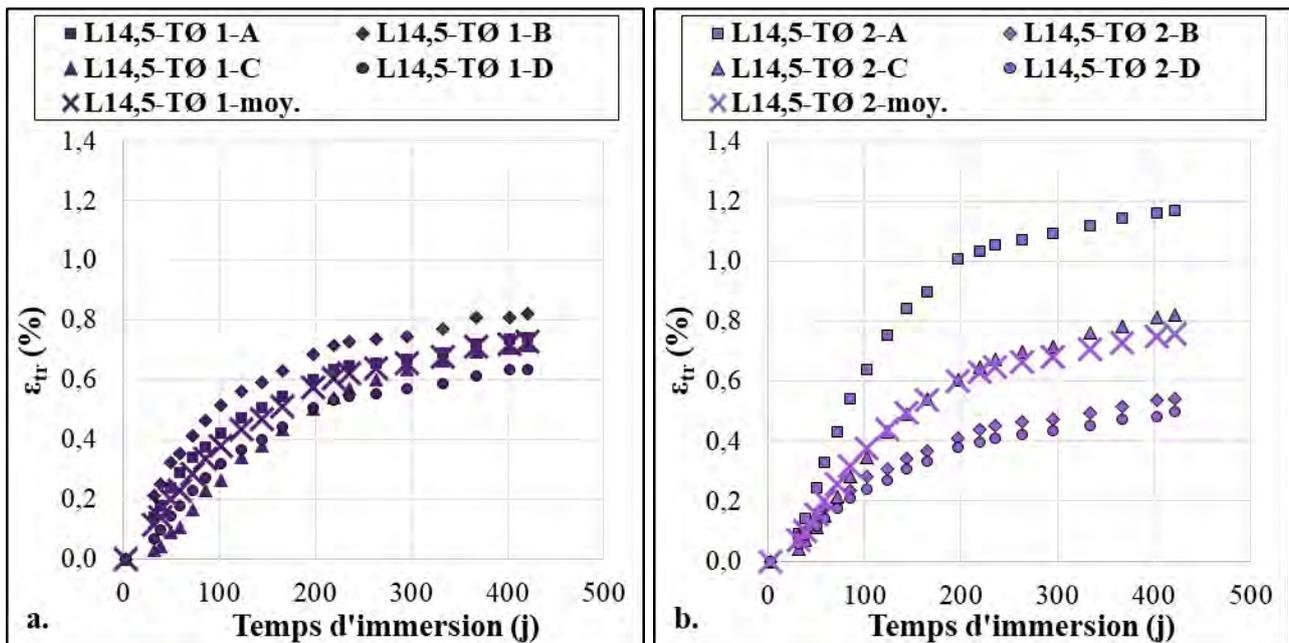


Figure 3-7. Déformations transversales obtenues sur chaque face des éprouvettes chargées « **L14,5-TØ 1** » (a.) et « **L14,5-TØ 2** » (b.) (A = face non-coffrée face ; B, C et D = faces coffrées).

Pourtant, chacune des éprouvettes présente sensiblement la même valeur moyenne de déformations transversales. Il semblerait donc que le potentiel de gonflement moyen soit identique d'une éprouvette à l'autre, mais que leur répartition entre les différentes faces est radicalement différente. Ce phénomène pourrait être dû à un mauvais centrage du chargement longitudinal ayant induit une mise en flexion du corps d'épreuve, phénomène possiblement accentué par les gradients de lessivage des alcalins et l'hétérogénéité du matériau comme évoqué précédemment.

2.2.2.2. Expansions longitudinales et transversales centrées

Les déformations longitudinales centrées et transversales moyennes des corps d'épreuve libres **LØ-TØ**, armés longitudinalement **L1,1%-TØ**, longitudinalement et transversalement **L1,1%-TØ,7%**, et chargés uniaxialement à 14,5 MPa **L14,5-TØ** ont été tracées ensemble sur la Figure 3-8.

L'effet des contraintes et des armatures sur l'évolution des déformations induites par la RSI est clairement visible sur la Figure 3-8.a. Dans la direction longitudinale, les deux lots de corps d'épreuve armés présentent la même diminution de gonflement malgré la présence de plats transversaux pour l'un d'entre eux. Après environ 420 jours d'immersion, les déformations atteignent respectivement 0,25 % et 0,23 % pour les éprouvettes armées longitudinalement **L1,1%-TØ** et celles armées triaxialement **L1,1%-TØ,7%**. Une charge uniaxiale de 14,5 MPa (**L14,5-TØ**), correspondant à 46 % de la résistance à la compression du béton après traitement thermique, réduit de manière significative les expansions induites par la RSI dans la direction chargée, à tel point que

seuls les effets de fluage sont visibles. Les déformations atteignent -0,11 % après 420 jours d'immersion.

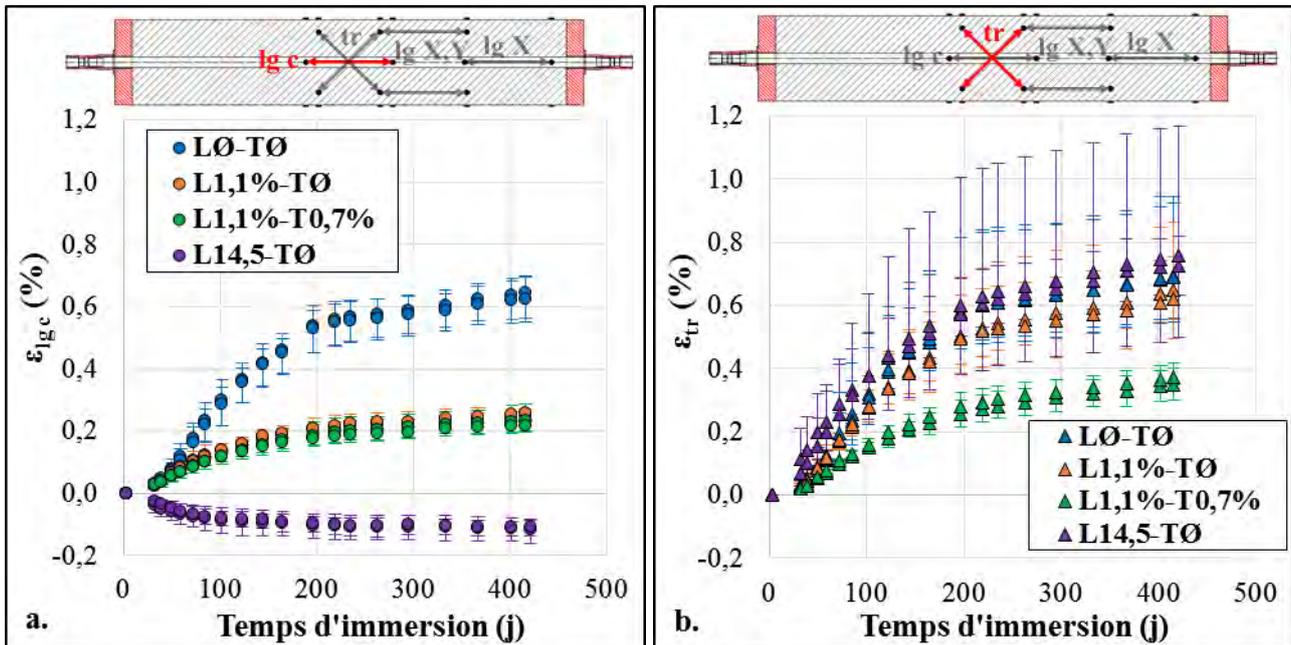


Figure 3-8. Déformations longitudinales centrées et transversales moyennes des corps d'éprouve.

La présence d'armatures et de chargement longitudinaux ne paraît pas avoir d'effets majeurs sur les déformations transversales mesurées à même échéance (Figure 3-8.b). Les déformations transversales des corps d'éprouve armés uniaxialement **L1,1%-T0**, de l'ordre de 0,63 % après 420 jours d'immersion, sont même légèrement inférieures aux déformations mesurées en conditions libres de contraintes **L0-T0**, atteignant 0,71 % à même échéance. Cet écart est apparu progressivement au cours du gonflement et pourrait être lié à un différentiel de cinétique de lessivage des alcalins entre lots. Les fissures constituent des chemins préférentiels pour les mouvements d'eau et d'ions, et notamment des alcalins : la fissuration contribue donc à accroître le coefficient de diffusion apparent des alcalins dans le matériau. Autrement dit, plus la fissuration est importante, plus le lessivage des alcalins est important. Le confinement longitudinal des éprouvettes **L1,1%-T0** conduit a priori à une limitation de la fissuration transversale par rapport au béton réactif libre **L0-T0** (cf. Chapitre 3 §3). Les teneurs moyennes en alcalins des différents lots pourraient ainsi évoluer différemment et retarder le gonflement des éprouvettes confinées par rapport aux libres. Ce différentiel de cinétique de lessivage devrait avoir des conséquences sur le suivi dimensionnel des corps d'éprouve. Ainsi, la stabilisation des expansions des éprouvettes libres devrait être atteinte plus rapidement que celle des éprouvettes confinées et une augmentation des déformations libres lorsque les déformations sont empêchées dans une autre direction pourrait être observée, comme cela avait été le cas dans l'étude réalisée par (Bouzabata *et al.*, 2012a). L'interruption du suivi des éprouvettes armées uniaxialement à des fins de caractérisation de

l'ancrage acier-béton n'a pas permis de mettre en lumière ces phénomènes et de conclure quant à la validité de cette hypothèse.

En comparant à même échéance les expansions transversales des corps d'épreuve libres L0-T0 avec celles des corps d'épreuve chargés à 14,5 MPa L14,5-T0, proches de 0,74 %, il semble ici également que l'augmentation des déformations libres lorsque les déformations sont empêchées dans une autre direction est relativement limitée, même si la dispersion est importante dans cette direction. Toutefois, l'incidence de la fissuration sur le lessivage des alcalins et, de fait, sur la cinétique de gonflement pourrait avoir induit un retard de gonflement des corps d'épreuve chargés à 14,5 MPa L14,5-T0 par rapport aux éprouvettes libres L0-T0, comme cela a été évoqué pour les éprouvettes armées uniaxialement L1,1%-T0. La nécessité, dans le cadre de l'étude réalisée, d'évaluer le comportement du béton réactif après décharge n'a pas permis de comparer l'évolution des déformations transversales des différents lots jusqu'à stabilisation des gonflements. L'hypothèse de différentiels de teneur en alcalins entre lots ne pourra donc pas être validée expérimentalement. Les déformations transversales des éprouvettes armées triaxialement L1,1%-T0,7%, de l'ordre de 0,36 %, ont été fortement atténuées par la présence des plats en acier inoxydable.

Le comportement des éprouvettes libres L0-T0 et chargées L14,5-T0 au-delà des 416 et 421 premiers jours d'immersion respectivement sera discuté ultérieurement en raison du changement de conditions de conservation et de la décharge du béton (cf. Chapitre 3 §2.2.2.8 et §2.2.2.9).

2.2.2.3. Déformations volumiques

Le volume de déformations relatif est défini comme étant la variation de volume ΔV divisée par le volume original de l'échantillon V_0 (3-3). Les notations ϵ_{xx} , ϵ_{yy} et ϵ_{zz} font références aux déformations mesurées dans les directions longitudinales et transversales des corps d'épreuve.

$$\frac{\Delta V}{V_0} = (1 + \epsilon_{xx})(1 + \epsilon_{yy})(1 + \epsilon_{zz}) - 1 \approx \epsilon_{xx} + \epsilon_{yy} + \epsilon_{zz} \quad (3-3)$$

Pour analyser le volume de déformation induit par la RSI, il est intéressant de le comparer au volume de déformations relatif maximal théorique. Cette comparaison peut donner une indication sur la fraction d'ettringite potentielle déduite de la formulation du béton mais n'ayant pas causé d'expansion mesurable. Le volume de déformations relatif maximal théorique pouvant être induit par la formation d'ettringite différée est défini comme étant le volume maximal d'ettringite

susceptible de se former $V_{\text{ett max théorique}}$ divisée par le volume original de l'échantillon V_0 (3-4). Sa détermination implique le recours à plusieurs hypothèses :

- Les ions calcium ne sont pas considérés comme réactifs limitants pour la formation d'ettringite. La présence massive de Portlandite très soluble et riche en calcium dans les matériaux issus de l'hydratation des ciments Portland justifie cette hypothèse. Le volume créé par la dissolution de la Portlandite et accessible à l'ettringite différée apparaît difficile à estimer et est négligé.
- De même, l'eau est supposée être présente en excès vis-à-vis de la formation d'ettringite différée du fait de la saturation du matériau suite à l'immersion des corps d'épreuve et n'est donc pas non plus considérée comme un réactif limitant.
- La réaction de formation d'ettringite se poursuit jusqu'à épuisement de l'un des réactifs limitants que sont les ions sulfate et aluminate.
- La totalité des ions sulfate et aluminate/oxyde de fer présents dans le matériau lors du coulage est supposée être disponible pour former de l'ettringite différée. Cela correspond au cas d'un échauffement au jeune âge optimal ayant induit une dissolution totale des phases primaires (monosulfoaluminates et ettringite) sans formation d'autres phases pouvant fixer les ions aluminate/oxyde de fer, comme les hydrogrenats par exemple (bien que leur éventuelle fixation ait peu de chance de limiter la quantité d'ettringite susceptible d'être formée au vu du rapport entre les quantités d'ions aluminate/oxyde de fer et d'ions sulfate contenues dans le ciment utilisé, proche de 1,49 soit très supérieur au rapport stœchiométrique de formation de l'ettringite, égal à 0,33).
- Le volume occupé par une mole d'ettringite est supposé égal à $7,15 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{mol}$.

$$\frac{V_{\text{ett max théorique}}}{V_0} = \frac{v_{\text{AFt}} \times \min \left\{ \frac{n_{\text{sulfate}}}{3}, n_{\text{aluminium}} \right\}}{V_0} \quad (3-4)$$

Dans cette équation, $V_{\text{ett max théorique}}$ est le volume maximal d'ettringite susceptible de se former, V_0 est le volume original de l'échantillon, n_{sulfate} et $n_{\text{aluminium}}$ sont les quantités respectives d'ions sulfate SO_4^{2-} et aluminate Al_2O_3 , et v_{AFt} est le volume molaire de l'ettringite, soit $7,15 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{mol}$. L'accroissement relatif théorique maximal du volume du matériau suite à la réaction atteint 3,89 % pour cette formulation.

Le volume de déformations relatif des éprouvettes libres n'atteint que 2,08 % après environ 420 jours d'immersion. Dans l'hypothèse où les conditions d'essais ont permis la précipitation d'une quantité d'ettringite différée correspondant à la totalité des ions sulfate ou aluminate présents

dans le matériau, la proportion d'ettringite ayant précipité sans causer d'expansion serait donc d'environ 46 % à minima (Tableau 3-6). Toutefois, les gonflements ne sont pas stabilisés, ce qui peut être le signe que l'avancement chimique de la RSI n'est pas terminé. Par ailleurs, il est possible que tous les hydrates primaires n'aient pas été dissous en période chaude ou qu'une fraction très importante des ions aluminates/oxyde de fer aient été fixés par la formation d'autres hydrates. Enfin, une proportion certainement conséquente d'ettringite différée a pu se former au sein de la porosité préexistante du matériau ou de la porosité créée par la dissolution de la Portlandite sans induire de gonflements.

Concernant les autres corps d'épreuve, la présence d'armatures et l'application d'un chargement extérieur de compression induisent une diminution du volume de déformations, tel qu'illustré par la Figure 3-9.

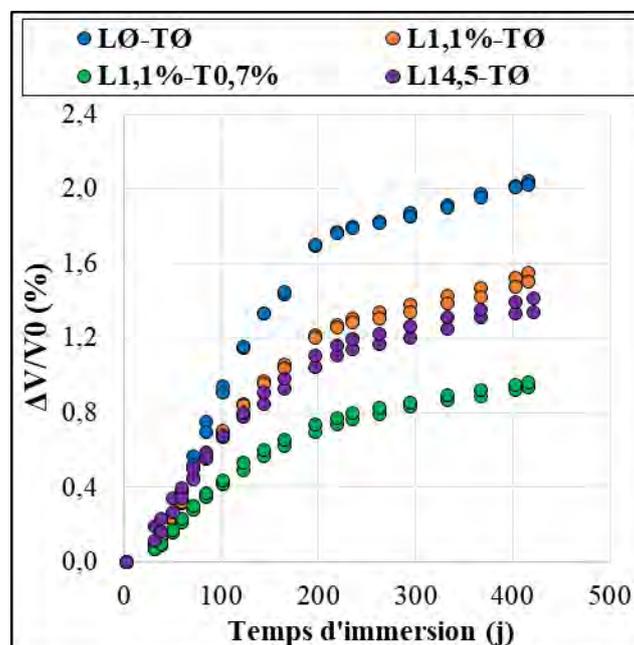


Figure 3-9. Evolution des volumes de déformations des corps d'épreuve au cours du temps.

Il n'est que de 1,53 % dans le cas des éprouvettes armées longitudinalement **L1,1%-T0** après environ 420 jours d'immersion, ce qui implique une diminution de l'ordre de 60 % par rapport au potentiel maximal théorique de gonflement et une diminution d'environ 26 % par rapport au gonflement libre du béton à même échéance. Le phénomène est légèrement plus marqué dans le cas des corps d'épreuve chargés uniaxialement **L14,5-T0**, avec un volume de déformations proche de 1,38 % (soit une diminution de presque 65 % par rapport au volume maximal d'ettringite susceptible de se former et de l'ordre de 34 % par rapport au gonflement libre). Enfin, les éprouvettes dont le gonflement est gêné triaxialement **L1,1%-T0,7%** présentent la diminution la plus importante, de l'ordre de 76% par rapport au potentiel de gonflement maximal théorique et

proche de 54 % par rapport aux éprouvettes libres, avec un volume de déformations égal à 0,95 %. Plusieurs phénomènes peuvent intervenir et expliquer ces variations. Ils sont développés ci-dessous.

Tableau 3-6. Volumes de déformations des primes et proportion d'accroissement de volume par rapport au gain de volume maximal théorique (égal à 3,89 %) après environ 420 jours d'immersion.

Corps d'épreuve	$\frac{\Delta V}{V_0}$	$\left(\frac{\Delta V}{V_0}\right) / \left(\frac{V_{ett\ max\ théorique}}{V_0}\right)$
<u>L0-T0</u> 1	2,04 %	52 %
<u>L0-T0</u> 2	2,02 %	52 %
<u>L1,1%-T0</u> 1	1,55 %	40 %
<u>L1,1%-T0</u> 2	1,50 %	39 %
<u>L1,1%-T0,7%</u> 1	0,94 %	24 %
<u>L1,1%-T0,7%</u> 2	0,97 %	25 %
<u>L14,5-T0</u> 1	1,34 %	34 %
<u>L14,5-T0</u> 2	1,41 %	36 %

Premièrement, la limitation de la fissuration des prismes armés et chargés par rapport prismes libres L0-T0 a pu conduire à des cinétiques de lessivage des alcalins différentes. Dans la mesure où la teneur en alcalins dans le béton impacte directement la cinétique de précipitation de l'ettringite différée, l'avancement de la RSI ne serait donc pas identique dans tous les corps d'épreuve. Ce phénomène peut contribuer à accroître les écarts entre les volumes de déformations, comparés avant stabilisation complète des gonflements.

En second lieu, l'état de contrainte dans le matériau a pu impacter les réactions chimiques ayant lieu dans la matrice cimentaire. Cette hypothèse est basée sur le principe thermodynamique énoncé par la loi de Correns (1-3), qui lie la solubilité relative d'un cristal à la pression qu'il subit. Dans le cas de la RSI, cette pression est appliquée par les parois des pores au sein desquels les cristaux d'ettringite se forment. En l'absence de chargement mécanique, la pression porale ne peut dépasser la valeur de la résistance en traction locale du matériau puisqu'une fissuration est observée si la résistance est atteinte, conduisant à une baisse de la pression et donc à une nouvelle précipitation d'ettringite. Une fois les premières fissures formées, la pression reste donc quasi constante car le processus de précipitation d'ettringite se poursuit jusqu'à ce que l'équilibre thermodynamique de la solution soit atteint.

Lorsqu'un chargement mécanique de compression est appliqué au matériau, celui-ci n'agit pas directement sur les cristaux d'ettringite mais sur la matrice cimentaire. La fissuration de cette

dernière est donc retardée voire empêchée dans les directions perpendiculaires à la direction du chargement. Si la fissuration est empêchée dans toutes les directions, la pression porale engendrée peut être beaucoup plus importante que dans des conditions libres de contraintes. De fait, la solubilité de l'ettringite est plus élevée et un équilibre thermodynamique de la solution est atteint pour une quantité d'ettringite plus faible et donc un volume de cristaux moindre. La contribution de ce mécanisme à la diminution du volume d'expansion sous charge apparaît hautement probable, étant donné les fondements théoriques sur lesquels il s'appuie. Toutefois, la diminution du volume de déformations ne peut a priori pas être imputée en totalité à l'augmentation de solubilité de l'ettringite en fonction de la pression porale, notamment dans le cas d'un béton armé ou chargé uniaxialement. En effet, la fissuration n'est a priori pas retardée dans les plans parallèles à la direction d'application de la charge. De fait, la pression n'augmente pas de manière aussi significative que dans le cas d'un matériau confiné bi ou triaxialement. Pour autant, une diminution significative du volume d'expansion est observée expérimentalement lorsque le gonflement est gêné uniaxialement, tant par Bouzabata et al que dans la présente étude.

Troisièmement, une éventuelle densification de l'ettringite formée peut être évoquée. La question de la morphologie de l'ettringite à l'origine des expansions a été largement abordée et débattue dans la littérature. Différents types de morphologies d'ettringite ont ainsi pu être observés en fonction de leur localisation, de l'espace disponible pour leur formation et l'âge du matériau (Batic *et al.*, 2000; Brunetaud, 2005; Divet, 2001; Mehta, 1976). Des approches théoriques basées sur des lois thermodynamiques de dissolution/précipitation semblent écarter la possibilité de gonflement induit par des cristaux d'ettringite aciculaires, en raison des modestes pressions de cristallisation qu'ils génèrent (Scherer, 2004). Les phénomènes expansifs trouveraient donc leur origine dans la précipitation d'ettringite massive dans les nanopores du matériau, les pressions de cristallisation induites pouvant alors y être très élevées. Même si cette théorie n'a pas pu être validée via des observations à l'échelle nanométrique (car au-delà de la résolution maximale des appareils tels que le MEB), elle est néanmoins généralement considérée comme étant la plus pertinente par les chercheurs du domaine. L'existence de cristaux d'ettringite dans les nanopores a toutefois été détectée au moyen d'analyses chimiques (Scrivener & Taylor, 1993; Scrivener & Lewis, 1997; Taylor *et al.*, 2001). Il peut en être conclu que l'ettringite précipite sous forme massive lorsqu'elle est confinée. Dans le cas d'un matériau dont le gonflement est gêné, la pression agissant sur les cristaux est a priori plus élevée qu'en conditions libres de contraintes, comme énoncé précédemment. L'ettringite se formant dans ces conditions pourrait donc être plus dense et expliquer, au moins partiellement, les chutes de volumes de déformations observés entre corps d'épreuve libres de contraintes et corps d'épreuve armés ou chargés. Toutefois, l'objection formulée

à propos de l'hypothèse précédente reste valable pour celle-ci également. En effet, ce phénomène de densification peut difficilement expliquer l'importance de la diminution des déformations volumiques dans le cas d'un chargement uniaxial ayant a priori un impact limité sur l'augmentation de la pression intraporeuse.

Finalement, Scherer a également évoqué la possibilité d'une compétition entre la formation d'ettringite dans les nanopores de la pâte cimentaire et dans les macropores (bulles, fissures induites par la RSI et/ou le chargement extérieur, interfaces pâte-granulats décollées...). Cette théorie est basée sur la loi thermodynamique de solubilité de l'ettringite, mais également sur l'hypothèse de migration des ions réactifs au sein du matériau. La précipitation dans les nanopores est due à la sursaturation en ions réactifs de la solution interstitielle suite à la dissolution des hydrates primaires. Elle conduirait à l'apparition de très fortes pressions de cristallisation provoquant la microfissuration de la pâte, ce qui se traduirait à l'échelle macroscopique par un gonflement du matériau. La formation d'ettringite dans les macropores serait quant à elle induite par la dissolution/migration/précipitation des ions réactifs présents en sursaturation dans la solution interstitielle des nanopores vers des sites où la concentration est moindre (macropores). La migration des ions réactifs serait induite par les gradients de concentration entre nano et macropores connectés. L'appauvrissement en ions réactifs de la solution interstitielle des nanopores du fait de leur migration conduirait à une perturbation de l'équilibre thermodynamique local, entraînant la dissolution progressive des nanocristaux sous forte pression. A l'opposé, des conditions favorables à la précipitation d'ettringite pourraient être atteintes dans les macropores en raison de l'arrivée d'ions réactifs et de pressions porales moindres (cf. loi de Correns (1-3)). Le phénomène de dissolution/migration/précipitation pourrait alors se poursuivre jusqu'à ce qu'un équilibre global soit atteint entre les solutions interstitielles et les phases cristallisées des différents types de pores. L'application d'un chargement mécanique entraînant une diminution de la microfissuration induite par les pressions de cristallisation, les effets de sursaturation de la solution interstitielle des nanopores sont susceptibles d'être accentués ce qui aurait pour effet de favoriser thermodynamiquement les phénomènes de dissolution/migration/précipitation. La compétition entre la précipitation de l'ettringite différée et les phénomènes de dissolution/migration/précipitation vers les macropores conduirait ainsi à une limitation de la pression intraporeuse et donc de la microfissuration du matériau. Les pressions de cristallisation induites par la précipitation d'ettringite dans les macropores ne seraient pas suffisantes pour générer un surplus de gonflement, expliquant ainsi les variations de volume de déformations mesurées entre les différents lots d'éprouvettes. Toutefois, la question de la cinétique de ce phénomène reste sujette à objection. Selon Scherer, elle serait au moins partiellement pilotée par la vitesse de diffusion apparente des

ions dans la solution interstitielle à l'échelle du matériau. Or, la microfissuration pourrait accroître cette vitesse de diffusion apparente. Autrement dit, en présence d'un chargement, le phénomène de dissolution/migration/précipitation est susceptible d'être accéléré par les conditions thermodynamiques d'une part, et ralenti par les conditions de transfert poreux d'autre part. Les résultats expérimentaux font état de cinétiques de gonflement similaires quels que soient les lots considérés, indépendamment de l'amplitude des expansions. En effet, de manière analogue aux observations faites en analysant les déformations longitudinales et transversales (cf. Chapitre 3 §2.2.1.1), l'évolution du volume de déformations met en exergue l'existence de périodes de latence, d'accélération et de stabilisation des phénomènes a priori communes à tous les lots de corps d'épreuve.

Tous les phénomènes évoqués dans cette partie peuvent, au moins partiellement, expliquer la diminution du volume de déformations et une combinaison d'entre eux est clairement envisageable. Cette question est fondamentale pour la compréhension des mécanismes de gonflement et pour la conception de modèles prédictifs fiables applicables aux structures.

2.2.2.4. Anisotropie du gonflement

Les déformations longitudinales centrées ont été tracées en fonction des déformations transversales (Figure 3-10.a) dans le but d'évaluer le caractère anisotrope des expansions induites par la RSI lorsque des contraintes sont induites ou appliquées dans certaines directions. Aucune véritable distinction ne peut être faite entre les différents lots de corps d'épreuve en dessous de 0,1% d'expansion. Dans le cas des éprouvettes armées, le niveau de déformations nécessaire à l'apparition de contraintes significatives dans les armatures, et de fait dans le béton, dépend des conditions d'adhérence acier-béton. L'impact des armatures évolue probablement de manière non linéaire vis à vis des déformations en début de suivi, en raison d'une part du comportement de l'interface acier-béton et d'autre part de l'existence d'un possible jeu entre les platines d'about et le béton de part et d'autre de chaque éprouvette. Ainsi, l'influence des armatures sur les déformations induites par la RSI se manifeste progressivement et les premières déformations se produisent certainement dans des conditions quasi libres de contraintes. Le coefficient d'anisotropie est donc ici défini comme étant la pente moyenne de la courbe des déformations longitudinales centrées en fonction des déformations transversales, sur la portion comprise entre 0,1% et les expansions finales. Ces coefficients sont listés dans le Tableau 3-7. Par ailleurs, la pente de l'évolution des déformations longitudinales centrées en fonction des déformations transversales a été tracée en fonction des déformations longitudinales centrées (Figure 3-10.b). La valeur de la pente en chaque

point a été déterminée à partir des valeurs de déformations immédiatement inférieures et supérieures.

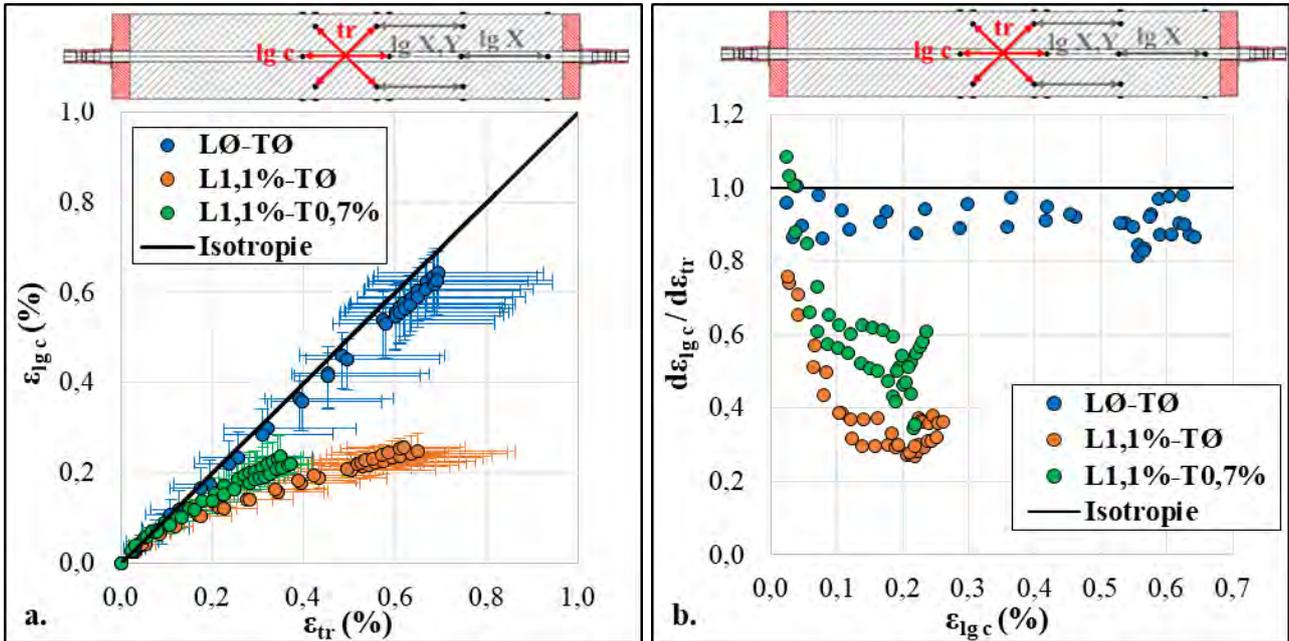


Figure 3-10. Evolution des déformations longitudinales centrées en fonction des déformations transversales des corps d'épreuve libres et armés (a.). Evolution de la pente de ces courbes en fonction des déformations longitudinales centrées (b.).

Tableau 3-7. Coefficient d'anisotropie après environ 420 jours d'immersion.

Corps d'épreuve	Coefficient d'anisotropie
<u>L0-T0</u>	0,94
<u>L0-T0 2</u>	0,90
<u>L1,1%-T0 1</u>	0,32
<u>L1,1%-T0 2</u>	0,35
<u>L1,1%-T0,7% 1</u>	0,58
<u>L1,1%-T0,7% 2</u>	0,51
<u>L14,5-T0 1</u>	Proche de 0,00
<u>L14,5-T0 2</u>	Proche de 0,00

Le gonflement des corps d'épreuve libres de contraintes est relativement isotrope avec un coefficient proche de 0,92. Les déformations transversales apparaissent ainsi légèrement supérieures aux déformations longitudinales centrées. La pente reste proche de cette valeur tout au long du suivi. L'origine de cette légère anisotropie n'est pas connue mais semble normale eu égard à la dispersion habituelle des déformations induites par la RSI en conditions libres de contraintes. Un

lien entre direction de coulage et anisotropie de gonflement d'éprouvettes libres de contraintes atteintes de RAG (réaction alcali-granulats) a déjà été évoqué dans la littérature par (Larive, 1997), cet auteur mettant en cause l'orientation des granulats. Par ailleurs, cette légère anisotropie pourrait être due à un artefact de mesure. Une hétérogénéité propre au béton pourrait également être responsable de ce phénomène. Une légère anisotropie a été observée par (Bouzabata *et al.*, 2012a) sur des prismes libres en mortier : les déformations longitudinales étaient dans ce cas légèrement supérieures aux déformations transversales. Les résultats disponibles ne permettent pas de conclure quant à l'origine de ce phénomène.

La réponse des corps d'épreuve armés longitudinalement **L1,1%-TØ** soumis à la RSI est clairement anisotrope, avec un coefficient moyen proche de 0,34. Ce comportement semble être lié à l'évolution des déformations longitudinales. Le caractère anisotrope des expansions est ainsi d'autant plus marqué que les déformations longitudinales sont importantes, comme l'atteste la Figure 3-10.b. Ces observations semblent attester de l'existence d'un lien entre l'anisotropie des gonflements et l'état de contraintes dans le matériau. En effet, l'allongement des corps d'épreuve armés induit une mise en traction des armatures longitudinales et, en conséquence, une mise en compression proportionnelle du béton dans la direction longitudinale de manière à ce que l'équilibre statique de la section soit maintenu. Une section de ce chapitre est dédiée à la détermination des contraintes induites (cf. Chapitre 3 §2.2.2.5). Les phénomènes expansifs consécutifs à la RSI sont donc anisotropes sous chargement anisotrope. L'orientation préférentielle de la fissuration du fait de l'équilibre local entre les contraintes de traction induites par les pressions porales de cristallisation et les contraintes de compression induites par la présence d'armatures serait à l'origine de cette anisotropie de déformation (Morenon *et al.*, 2017). Les mêmes conclusions peuvent être tirées de l'analyse des corps d'épreuve armés triaxialement **L1,1%-T0,7%**. En effet, le coefficient d'anisotropie moyen avoisine 0,54. La présence des plats transversaux disposés en peau des éprouvettes a contribué à réduire l'anisotropie des gonflements. Toutefois, puisque le taux et le type de ferrailage longitudinal et transversal sont différents et induisent nécessairement un état de contrainte anisotrope, les expansions restent anisotropes. Sur la courbe des déformations longitudinales centrées en fonction des déformations transversales (Figure 3-10.a), la pente initiale semble supérieure à 1,0 (impression confirmée par la Figure 3-10.b). Ce comportement initial a pu être induit par un meilleur ancrage des plats transversaux que des armatures longitudinales (cf. Chapitre 2 §3.4.1) concernant les dispositifs d'ancrage). La tendance s'inverse toutefois très rapidement, lorsque les déformations longitudinales avoisinent 0,03 %. Par la suite, l'évolution de la pente (Figure 3-10.b) est similaire à celle observée précédemment sur les corps d'épreuve armés uniaxialement.

Enfin, les corps d'épreuve chargés uniaxialement à 14,5 MPa **L14,5-TØ** présentent la plus forte anisotropie. En effet, les expansions dans la direction chargée sont suffisamment faibles pour être masquées par les phénomènes de fluage. Le coefficient d'anisotropie associé à ce lot de corps d'épreuve est donc proche de zéro.

Les résultats obtenus sont confrontés à ceux issus de l'étude de (Bouzabata *et al.*, 2012a) par le biais de la Figure 3-11. Les déformations longitudinales et transversales de chacun des lots ont été normalisées par rapport aux déformations longitudinales libres maximales associées. Ceci permet de confronter ces résultats malgré l'écart existant entre les deux études en termes d'amplitudes de gonflement et de matériaux utilisés (mortier pour (Bouzabata *et al.*, 2012a), béton dans la présente étude).

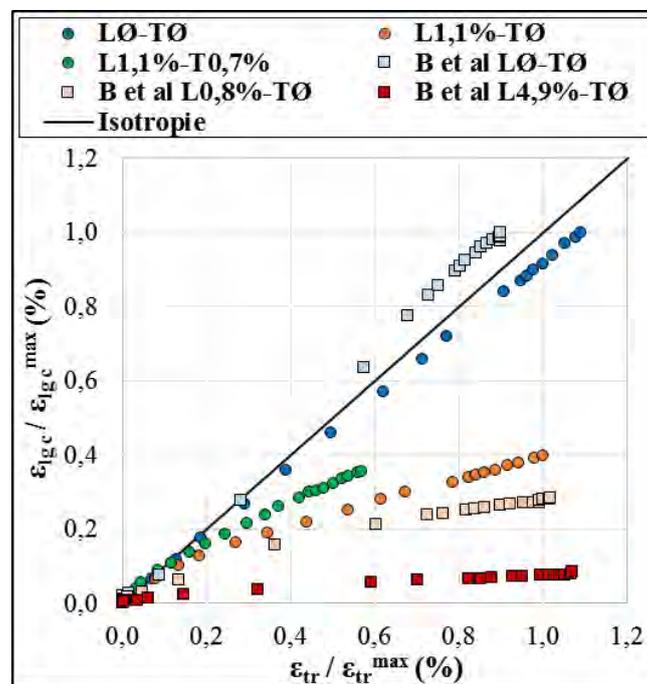


Figure 3-11. Evolution des déformations longitudinales centrées normalisées en fonction des déformations transversales normalisées des corps d'épreuve libres et armés, et confrontation aux résultats de (Bouzabata *et al.*, 2012a) (**B et al LØ-TØ** = éprouvettes libres, **B et al L0,8%-TØ** = éprouvettes ferrailées uniaxialement à 0,8 %, **B et al L4,9%-TØ** = éprouvettes ferrailées uniaxialement à 4,9 %).

L'absence de confinement (**B et al LØ-TØ**) mène ainsi à un gonflement quasi isotrope. Le comportement anisotrope des expansions induites par la RSI en conditions de confinement anisotrope est démontré par les deux études. L'importance de cette anisotropie semble toutefois dépendante du matériau et/ou des conditions d'essais. En effet, les éprouvettes de mortier confinées par un ferrailage passif externe de Bouzabata et al (**B et al L0,8%-TØ**) présentent un comportement légèrement plus anisotrope que les prismes en béton confinés par un ferrailage

passif interne (**L1,1%-T0**) présentés dans ce manuscrit, malgré un taux de ferrailage moindre. Toutefois, les cinétiques et amplitudes de gonflement des prismes de mortier étudiés par Bouzabata et al sont sans commune mesure avec celles des prismes de béton suivis au cours de cette étude, ce qui peut être à l'origine des légères différences de comportement observées. Quoiqu'il en soit, les tendances globales observées demeurent cohérentes entre les deux études expérimentales.

2.2.2.5. Contraintes induites

Les contraintes induites dans le béton des corps d'épreuve armés **L1,1%-T0** et **L1,1%-T0,7%** peuvent être déduites des déformations mesurées en peau. Pour cela, les déformations du béton et des armatures sont supposées égales dans la direction longitudinale, ce qui revient à considérer que le champ de déformations est homogène dans les corps d'épreuve. Cela se justifie par la présence des dispositifs de retenue de part et d'autre de chaque corps d'épreuve, même si une courte période est sans doute nécessaire pour compenser les éventuels jeux entre le béton et les platines d'about. Les contraintes longitudinales dans le béton sont déterminées au moyen de l'équation suivante (3-5), où S_c et S_s sont respectivement les sections de béton et d'acier, E_s est le module d'Young de l'acier, et ϵ_s^{pl} est la part de déformations plastiques de l'acier.

$$\begin{cases} \epsilon_c = \epsilon_s \\ S_c \sigma_c = -S_s \sigma_s \\ \sigma_s = E_s \cdot (\epsilon_s - \epsilon_s^{pl}) \end{cases} \quad (3-5)$$

Les contraintes longitudinales de compression dans le béton, obtenues à partir de cette expression, atteignent respectivement 5,8 MPa et 5,4 MPa pour les corps d'épreuve armés uniaxialement **L1,1%-T0** et triaxialement **L1,1%-T0,7%**. L'évolution de l'état de contraintes dans les matériaux au cours du suivi est illustrée par la Figure 3-12.a. Les valeurs de limite élastique et à la rupture de l'acier longitudinal y sont indiquées. Le chargement des corps d'épreuve est progressif, puisque suivant l'évolution des déformations. Les armatures longitudinales des éprouvettes armées uniaxialement **L1,1%-T0** ont a priori été plastifiées à partir d'environ 300 jours d'immersion, alors que cet état aurait été atteint plus tardivement dans le cas des corps d'épreuve armés triaxialement. La perte de rigidité des armatures associée à leur plastification n'a semblé-t-il pas entraîné de regain d'expansions, d'après les mesures effectuées. Le fait que le potentiel résiduel de gonflement au moment de la plastification des armatures soit relativement faible, de l'ordre de 0,15 % sur la base des mesures effectuées sur corps d'épreuve libres de contraintes **L0-T0**, peut expliquer cette absence de discontinuité de la pente des déformations. Il convient toutefois de rester prudent

concernant cette évaluation du potentiel résiduel car l'avancement de la RSI pourrait avoir été perturbé par la limitation de la fissuration en présence de confinement (cf. Chapitre 3 §3).

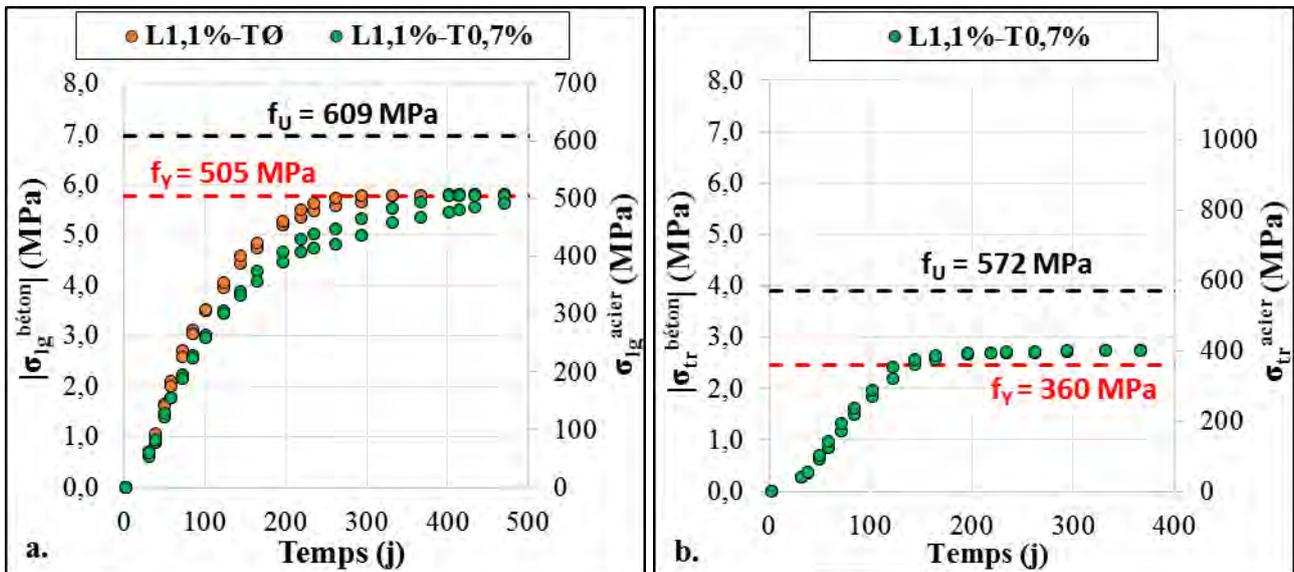


Figure 3-12. Contraintes longitudinales (a.) et transversales (b.) induites dans le béton et les armatures.

Les aciers plats des corps d'épreuve L1,1%-T0,7% sont supposés être parfaitement distribués dans la direction longitudinale. Les contraintes transversales induites dans le béton sont donc considérées comme étant homogènes. Le calcul de cet état de contraintes transversales s'appuie sur les mêmes expressions que précédemment, en prenant en compte l'orientation des sections et les caractéristiques de l'acier inoxydable (module d'Young et déformations plastiques). Les contraintes transversales ainsi déterminées atteignent 2,6 MPa dans les corps d'épreuve armés et frettés transversalement (Figure 3-12.b). Indépendamment des phénomènes de plastification des aciers, les contraintes transversales restent nettement inférieures aux contraintes longitudinales tout au long du suivi. Comme évoqué précédemment, ceci est dû d'une part à la plus faible rigidité de l'acier inoxydable par rapport à l'acier standard et d'autre part aux différents taux de ferrailage employés (1,1 % longitudinalement contre 0,7 % transversalement). L'évolution des contraintes est une nouvelle fois progressive et suit l'allure de la courbe d'expansion jusqu'à 140 jours d'immersion. A partir de cette date, la plastification des plats limite l'augmentation des contraintes dans les matériaux. Aucun regain d'expansion n'est toutefois observé suite à la plastification des plats. Les difficultés rencontrées lors de la mise en œuvre des essais de traction sur l'acier inoxydable (cf. Chapitre 2 §3.2.2) peuvent être à l'origine d'une mauvaise évaluation du comportement du matériau, en particulier concernant le seuil de plastification. De plus, une explication similaire à celle donnée précédemment pour la direction longitudinale peut être avancée : sur la base des observations faites sur éprouvettes libres de contraintes L0-T0, le potentiel expansif résiduel après

140 jours d'immersion serait de l'ordre de 0,2 %, avec toute la réserve nécessaire concernant cette valeur et l'effet de la cinétique de lessivage des alcalins.

La courbe d'évolution des contraintes longitudinales dans le béton des éprouvettes armées longitudinalement **L1,1%-TØ** en fonction des déformations des éprouvettes libres **LØ-TØ** est confrontée aux résultats obtenus par (Müllauer *et al.*, 2013) sur des cylindres creux confinés uniaxialement et atteints de réaction sulfatique externe, ou RSE, phénomène expansif induit par la précipitation d'ettringite dans la matrice durcie du matériau suite à la pénétration d'ions sulfate provenant d'une source externe au matériau (Figure 3-13). En raison de la finesse des cylindres, le gonflement induit par la réaction sulfatique externe peut être supposé homogène dans le matériau, ce qui permet de comparer les résultats obtenus par ces auteurs aux déformations induites par la RSI, tout au moins pour des déformations inférieures à 2,0 %.

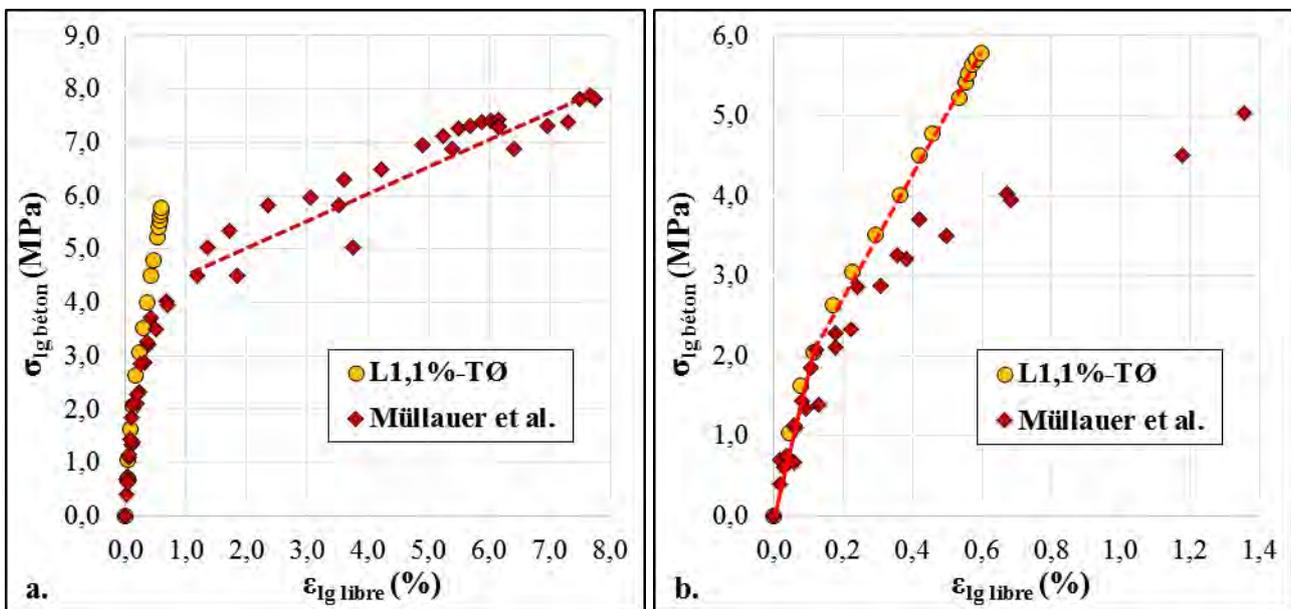


Figure 3-13. Evolution des contraintes longitudinales dans le béton des éprouvettes armées uniaxialement **L1,1%-TØ** en fonction des déformations mesurées sur les corps d'épreuve libres **LØ-TØ**. Confrontation aux résultats de (Müllauer *et al.*, 2013) de 0,0 à 8,0 % de gonflement libre (a.) et de 0,0 à 1,4 % de gonflement libre (b.).

Le niveau de confinement des prismes armés uniaxialement **L1,1%-TØ** est nettement inférieur à ceux mis en place sur les cylindres de Müllauer et al (ferraillage longitudinal passif externe de 3,3 %). Les courbes obtenues à partir des résultats expérimentaux de ces deux études apparaissent relativement similaires en dessous de 0,12 % de gonflement libre, soit pour une contrainte longitudinale avoisinant 2,0 MPa. Une relation quasi linéaire semble pouvoir être établie entre les déformations libres et les contraintes induites dans le béton sur cette plage avec une pente égale avoisinant 17,50 MPa/%_{libre} (trait continu rouge sur la Figure 3-13.b). Entre 0,0 et 2,0 MPa, les

gonflements longitudinaux gênés semblent dépendre de la contrainte de compression subie et non du taux de ferrailage passif les confinant. Une inflexion des courbes est observée au voisinage de 0,12 % de gonflement libre. Celle-ci est marquée pour les cylindres de mortier atteints de RSE de Müllauer et al et se poursuit jusqu'à un niveau de déformations libres proche de 1,0 %, ce qui correspond à une contrainte dans le béton d'environ 4,5 MPa. Au-delà de cette valeur, les contraintes induites évoluent à nouveau de manière linéaire vis à vis des déformations libres avec une pente proche de 0,45 MPa/%_{libre} (trait pointillé bordeaux sur la Figure 3-13.a), soit environ 40 fois plus faible que celle observée entre 0,00 et 0,12 % de gonflement libre. Dans le cas des prismes de béton armé atteint de RSI **L1,1%-TØ**, l'inflexion de la courbe est nettement moins marquée et un comportement quasi linéaire est observable entre 0,12 % et 0,60 % de gonflement libre avec une pente proche de 7,7 MPa/%_{libre} (trait pointillé rouge sur la Figure 3-13.b), soit environ 2,3 fois plus faible qu'entre 0 et 0,12 % de gonflement libre. L'inflexion de ces courbes semble mettre en lumière une valeur seuil de chargement au-delà de laquelle les phénomènes expansifs longitudinaux gênés sont moins marqués. Les mécanismes à l'origine de ces phénomènes sont a priori similaires à ceux proposés pour expliquer la diminution du volume de déformations entre les lots libres et confinés (cf. Chapitre 3 §2.2.2.3). Par ailleurs, les disparités de comportement visibles entre ces deux études pour des contraintes supérieures à 2,0 MPa pourraient être dues à des phénomènes d'instabilité mécanique des cylindres de mortier utilisés par Müllauer et al. En effet, l'élanement, la finesse des cylindres sollicités longitudinalement en compression ainsi que le blocage radial imposé à leurs extrémités favorisent leur voilement. D'après ces auteurs, certaines éprouvettes montraient des signes typiques de ruine due au flambement (forme de tonneau). Ainsi, la stabilisation progressive des déformations longitudinales, et donc des contraintes de compression induites, pourrait ne pas être représentative de déformations dues à la précipitation d'ettringite différée sous contrainte mais plutôt d'un comportement structurel lié à la géométrie et aux conditions de confinement des éprouvettes. Quoiqu'il en soit, les similitudes observées entre ces deux études portant sur des matériaux et des phénomènes différents, avec des conditions de confinement variables semblent globalement mettre en lumière des niveaux de contraintes induites en fonction du niveau de gonflement du béton identiques et indépendants des propriétés des matériaux considérés. Des investigations supplémentaires sont toutefois requises pour pouvoir conclure sur ce point et sur l'existence d'un comportement mécanique commun à la RSI et la RSE.

2.2.2.6. Gradients de déformations

La Figure 3-14.a confronte les déformations longitudinales excentrées selon X et Y aux déformations longitudinales centrées des corps d'éprouve libres de contraintes **L0-T0** et armées **L1,1%-T0** et **L1,1%-T0,7%**. Les mesures effectuées sur les libres **L0-T0** fournissent une indication quant au comportement du matériau soumis à un état de contrainte supposé nul et homogène. Un très léger écart est cela dit observable entre ces mesures et peut être imputable aux gradients de teneur en alcalins dans le matériau induit par les phénomènes de lessivage (cf. Chapitre 3 §2.2.2.1). Le coefficient directeur moyen des droites obtenues est égal à 1,04.

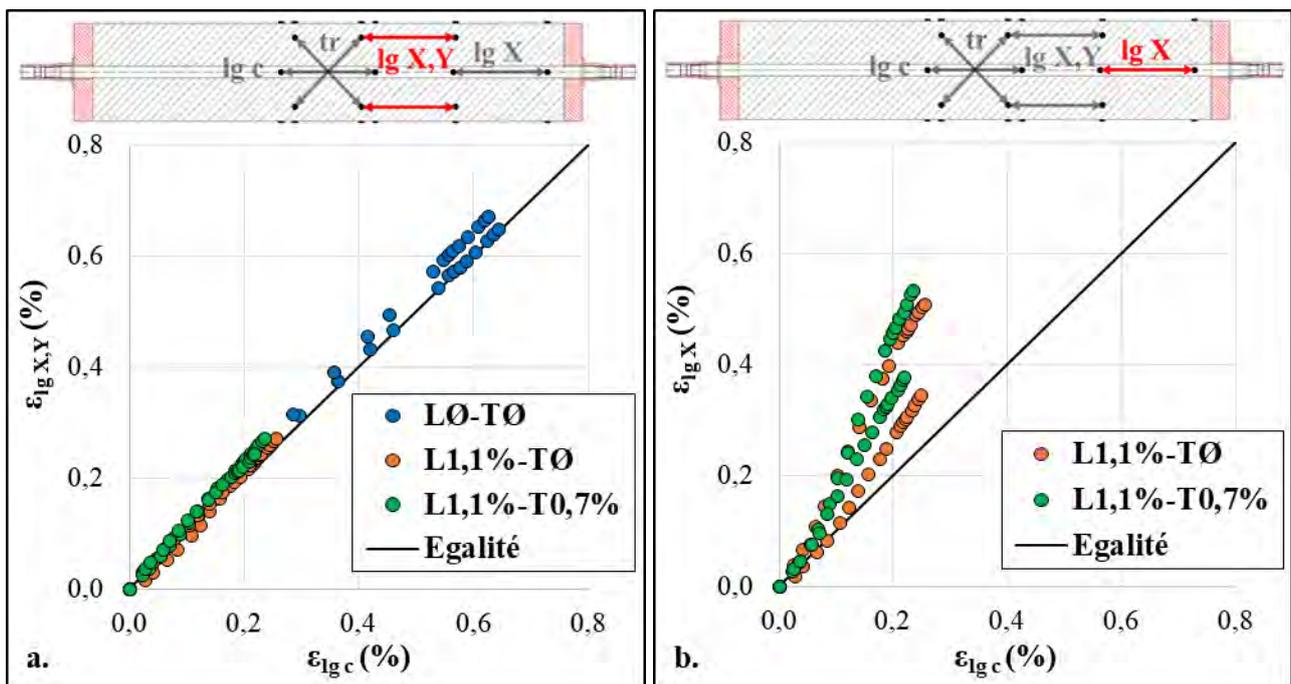


Figure 3-14. Evolution des déformations longitudinales excentrées selon X et Y (a.) et selon X (b.) en fonction des déformations transversales des éprouvettes libres et armées.

La relation entre déformations excentrées à la fois selon X et Y mais demeurant en partie courante des corps d'éprouve (indicées **lg X, Y**) et déformations centrées (indicées **lg c**) est sensiblement la même pour les corps d'éprouve armées **L1,1%-T0** et **L1,1%-T0,7%**. En effet, les pentes moyennes des courbes obtenues sont respectivement égales à 1,04 et 1,12. Dans la mesure où les phénomènes expansifs apparaissent être directement liés à l'état de contraintes dans le matériau, la quasi absence de gradients de déformations entre ces deux bases de mesures semble démontrer l'homogénéité des contraintes induites par la présence des armatures longitudinales dans une large partie des corps d'éprouve. Ces observations valident d'ailleurs l'hypothèse utilisée pour estimer les contraintes induites, à savoir l'homogénéité des déformations longitudinales en partie courante des éprouvettes.

La question de l'homogénéité des déformations au niveau des zones d'about des corps d'éprouve armés L1,1%-T0 et L1,1%-T0,7% peut être abordée par le biais de l'analyse des déformations longitudinales excentrées selon X (indiquées **lg X**) au regard des déformations longitudinales centrées (Figure 3-14.b). Les pentes des courbes obtenues pour les différentes éprouvettes composant ces deux lots sont comprises entre 1,38 et 2,25 avec des valeurs moyennes de l'ordre de 1,68 et 2,00 respectivement pour le béton armé uniaxialement L1,1%-T0 et armé triaxialement L1,1%-T0,7%. Ce rapport entre déformations excentrées ou non est resté constant tout au long du suivi. L'existence d'un jeu initial entre les platines et les corps d'éprouve, éventuellement comblé en partie par du silicone (injecté entre platine et armature pour prévenir les intrusions d'eau au niveau des parties filetées des dispositifs de retenue) peut être à l'origine de ces phénomènes (cf. Chapitre 2 §3.4.3 concernant les dispositions prises pour la prévention de la corrosion des pièces métalliques immergées). En effet, le silicone a pu être chassé entre la platine et le béton, contribuant à maintenir tout au long du suivi le jeu présent initialement entre les matériaux. La diffusion des contraintes de l'acier au béton n'a donc pas forcément été faite de manière homogène, comme illustré par la Figure 3-15.

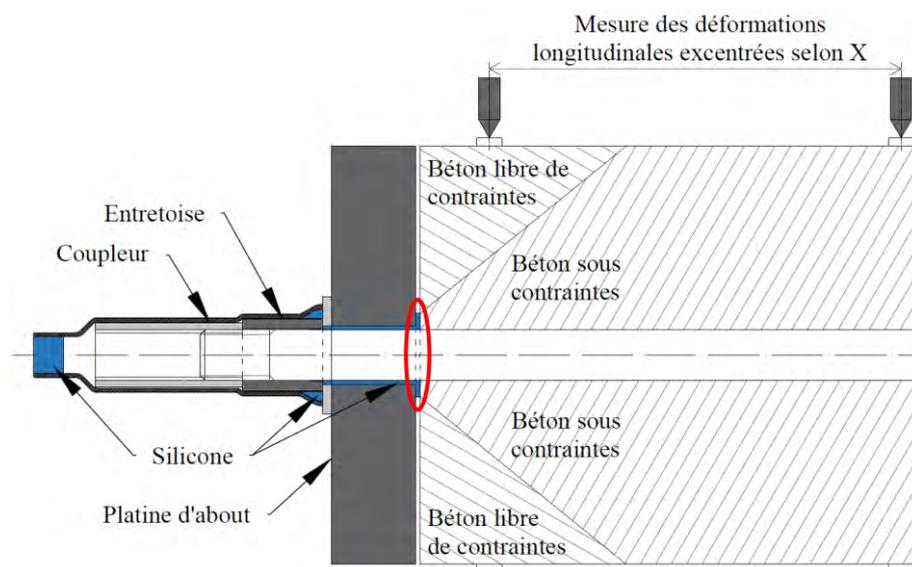


Figure 3-15. Conséquence du défaut de mise en place des platines sur l'homogénéité des contraintes longitudinales dans le béton des éprouvettes armées uniaxialement L1,1%-T0 et triaxialement L1,1%-T0,7%.

Les parties de béton ainsi laissées libres de contraintes ont donc pu contribuer à accroître les valeurs de déformations mesurées sur les bases les plus excentrées. Ces suppositions ont été confirmées d'une part par l'importance, la cinétique et l'orientation de la fissuration dans ces zones (cf. Chapitre 3 §3 concernant le suivi de la fissuration) et d'autre part par la constatation visuelle, après

démontage des platines d'about en fin de suivi, d'une auréole de silicone de quelques millimètres de rayon entre le béton et cette dernière (Figure 3-16).



Figure 3-16. Empreintes laissées par le silicone ayant partiellement comblé le jeu initial entre les platines et le béton des corps d'épreuves.

2.2.2.7. Pentas résiduelles de gonflement

Après la phase d'accélération rapide des gonflements, les courbes d'expansion des différents lots d'éprouvettes présentent des pentes résiduelles de gonflement assez marquées entre la fin de la phase d'accélération et environ 420 jours d'immersion, date à laquelle les conditions de conservation de certains lots ont changé.

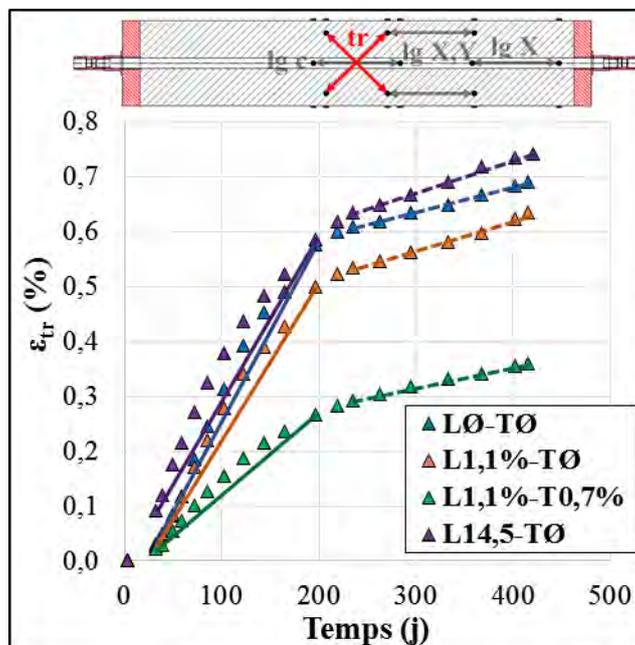


Figure 3-17. Pentas moyennes de la phase d'accélération entre 30 et 197 jours d'immersion (traits continus) et résiduelles entre 235 et 420 jours d'immersion (traits pointillés) des gonflements transversaux des corps d'épreuve.

Tableau 3-8. Cinétiques de déformations transversales pendant et après la période d'accélération des gonflements pour les lots libre L0-T0, armé uniaxialement L1,1%-T0 et triaxialement L1,1%-T0,7%, et chargé uniaxialement L14,5-T0. Confrontation aux éprouvettes de mortier libre L0-T0 et armés uniaxialement avec un taux de ferrailage de 0,8 % L0,8%-T0 et de 4,9 % L4,9%-T0 de (Bouzabata *et al.*, 2012a).

Corps d'épreuve	$\frac{d\varepsilon_{tr}}{dt}$ (E-3%/jour)		« pente résiduelle » « période d'accélération »
	« période d'accélération » (*)	« pente résiduelle » (**)	
<u>L0-T0</u>	3,31	0,45	0,14
<u>L1,1%-T0</u>	2,86	0,55	0,19
<u>L1,1%-T0,7%</u>	0,95	0,18	0,19
<u>L14,5-T0</u>	3,01	0,58	0,19
Bouzabata et al <u>L0-T0</u>	23,30	0,48	0,02
Bouzabata et al <u>L0,8%-T0</u>	30,85	0,97	0,03
Bouzabata et al <u>L4,9%-T0</u>	27,83	1,19	0,04

(*) : comprise entre 32 et 197 jours pour les prismes étudiés et entre 79 et 121 jours pour ceux de Bouzabata et al.

(**) : déterminée entre 235 et 420 jours pour les prismes étudiés et entre 228 et 442 jours pour ceux de Bouzabata et al.

Le Tableau 3-8 liste les cinétiques de déformations transversales libres des lots non-armés L0-T0, armés uniaxialement L1,1%-T0 et triaxialement L1,1%-T0,7%, et chargés uniaxialement L14,5-T0 pendant la période d'accélération des gonflements, entre 32 et 197 jours d'immersion, et après cette période, entre 235 et 420 jours d'immersion (Figure 3-17).

La vitesse de gonflement est de l'ordre de $0,45^{E-3}$ % par jour pour la pente résiduelle obtenue sur les éprouvettes libres L0-T0, à mettre en regard de la pente de la phase d'accélération des gonflements, proche de $3,31^{E-3}$ % par jour (soit une réduction de la vitesse de l'ordre de 86 %). Dans la présente étude, les pentes résiduelles transversales des éprouvettes confinées uniaxialement et par un ferrailage interne représentant 1,1 % de la section de béton (L1,1%-T0) et par un chargement de 14,5 MPa (L14,5-T0) traduisent une réduction de la vitesse de gonflement de l'ordre de 81 % par rapport à la période d'accélération. Elles sont respectivement supérieures de 22 % et de 29 % par rapport à celle des éprouvettes libres (L0-T0), sur la période allant de 235 à 421 jours de suivi. Le fait que les phénomènes de gonflement résiduel dans les directions libres des éprouvettes soient relativement proches quel que soit le lot considéré n'a pas été observé

par (Bouzabata *et al.*, 2012a). En effet, dans l'étude réalisée par ces auteurs, les pentes résiduelles des directions transversales des éprouvettes confinées uniaxialement au moyen des dispositifs de ferrailage passif externe représentant 0,8 % (notées **L0,8%-T0**) et 4,9 % (notées **L4,9%-T0**) de la section de mortier augmentent respectivement de 102 % et 148 % par rapport à celle des éprouvettes libres (notées **L0-T0**), sur la période allant de 228 à 442 jours de suivi (Tableau 3-8). Concernant les éprouvettes armées triaxialement **L1,1%-T0,7%**, la vitesse de gonflement transversal est de l'ordre de $0,18^{E-3}$ % par jour pour la pente résiduelle, contre une vitesse de $0,95^{E-3}$ % par jour lors de la phase d'accélération des gonflements, soit une réduction de la vitesse d'environ 81 %. Ces résultats ne sont pas comparés aux autres prismes dans la mesure où la présence des plats transversaux impacte les cinétiques de déformations.

Deux mécanismes pourraient être à l'œuvre et sont capables d'expliquer l'existence ou l'absence de pentes résiduelles de gonflement. Ils ne sont pas contradictoires et pourraient bien tout deux avoir lieu. Ils sont présentés tour à tour dans les deux parties suivantes.

2.2.2.7.1. Ralentissement du lessivage des alcalins par la formation de calcite en surface des échantillons

La différence de pente de gonflement au cours de l'expansion de RSI (pente de la phase d'accélération puis pente résiduelle – Figure 3-17) pourrait être expliquée par le ralentissement progressif du lessivage des alcalins constaté au cours de cette étude (cf. Chapitre 3 §6.1) et qui pourrait s'expliquer par la formation de calcite en surface des éprouvettes suite à la carbonatation de l'eau de conservation. Ce phénomène est initié par la dissolution du dioxyde de carbone de l'atmosphère dans l'eau de conservation. Les ions carbonate ainsi libérés réagissent avec les ions calciums de la Portlandite pour former de la calcite (carbonate de calcium). La couche carbonatée reste le plus souvent très limitée dans les bétons saturés en eau selon (Ollivier & Vichot, 2008), du fait du colmatage immédiat des pores de surface. Ce colmatage de surface pourrait être suffisant pour freiner, voire empêcher, le lessivage des alcalins.

Suite à la formation progressive d'une couche de produit blanchâtre en surface des échantillons, des observations au MEB (microscope électronique à balayage) couplées à des analyses ponctuelles à l'EDS (spectroscopie à rayons X à dispersion d'énergie) ont été menées sur la surface brute d'un des corps d'épreuve armés uniaxialement **L1,1%-T0**. La surface apparaît uniformément recouverte de cristaux de calcite (Figure 3-18.a et Figure 3-18.b), ce qui confirme l'hypothèse formulée précédemment, à savoir que la carbonatation progressive de l'eau non-renouvelée a conduit à la

précipitation de calcite en surface des corps d'épreuve. Par ailleurs, aucune trace d'ettringite n'a été détectée en surface des éprouvettes.

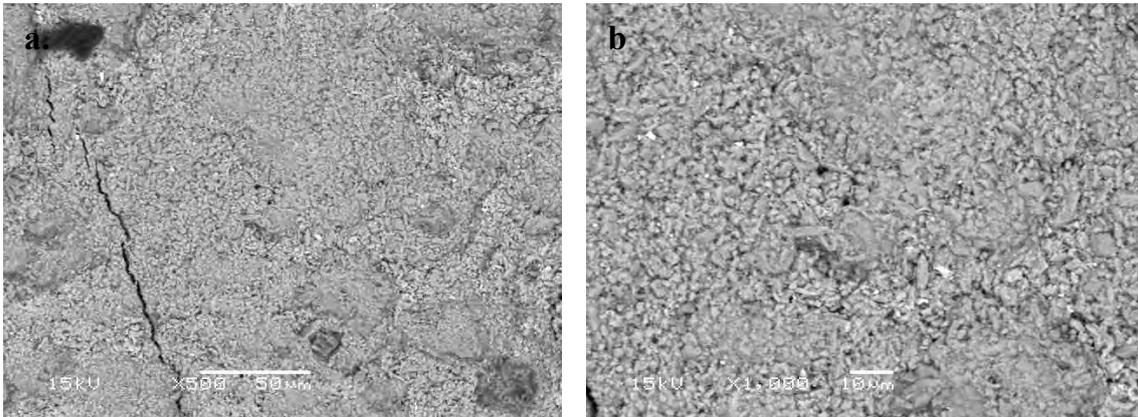


Figure 3-18. Observation au MEB sur surface brute d'un échantillon de béton confiné uniaxialement **L1,1%-TØ** après 451 jours d'immersion dans de l'eau non-renouvelée.

Grossissement de $\times 500$ (a.) et $\times 1000$ (b.).

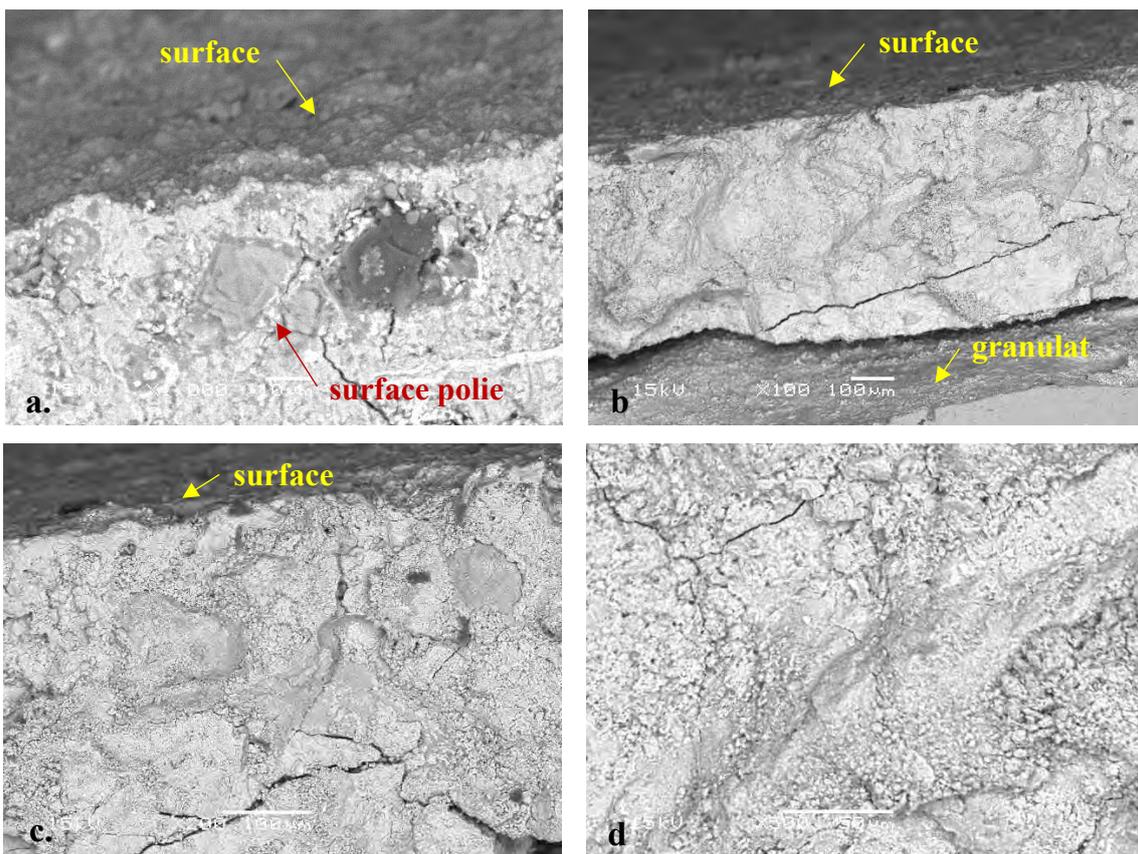


Figure 3-19. Observations au MEB d'une vue en coupe après polissage (a.) et sur fracture (b. c. et d.) de la surface brute couverte de calcite d'un échantillon de béton confiné uniaxialement **L1,1%-TØ** après 451 jours d'immersion dans de l'eau non-renouvelée. Grossissement de $\times 100$ (b.), $\times 200$ (c.) et $\times 500$ (a. et d.).

Des observations complémentaires ont été effectuées sur l'une des surfaces latérales de l'échantillon. La surface retenue a été polie de manière à pouvoir observer transversalement la couche de calcite (Figure 3-19.a). L'épaisseur de la couche de calcite ne semble pas excéder 10 μm . Lors du polissage, un fragment de pâte d'environ 1 mm d'épaisseur situé en surface de l'échantillon a été arraché au niveau d'une fissure. Une observation sur fracture a ainsi pu être réalisée sur la paroi intérieure de la fissure (Figure 3-19.b). Cette paroi est, elle aussi, totalement couverte de calcite jusqu'au fond de la fissure (Figure 3-19.c et Figure 3-19.d), interrompue par la présence d'un granulats. Aucune trace d'ettringite n'a été décelée dans cette zone. Le comblement de cette fissure par la calcite semble démontrer la capacité de la calcite à colmater les voies d'accès préférentielles de l'eau dans le béton (les ions carbonates réactifs étant apportés par l'eau de conservation).

En se formant, cette couche de calcite pourrait freiner, voire empêcher, le lessivage des alcalins avec pour conséquence un ralentissement des expansions de RSI. Comme l'ont montré (Famy *et al.*, 2001), l'absence de lessivage n'empêche pas la formation d'ettringite mais la ralentit de manière importante. Les résultats disponibles dans la littérature ne permettent toutefois pas de conclure quant à l'éventuelle incidence de la teneur en alcalins du matériau sur l'amplitude de gonflement. La présence d'alcalins dans la solution interstitielle du béton pourrait ainsi empêcher partiellement la désorption des ions sulfate piégés dans les C-S-H, limitant ainsi le potentiel de gonflement du matériau. Le départ retardé des alcalins suite au ralentissement du lessivage conduirait de fait à une libération tardive de ce potentiel de gonflement, expliquant ainsi l'importance de la pente résiduelle observée. Bouzabata et al ne mentionnent pas la présence de calcite ou d'un quelconque dépôt en surface des éprouvettes ayant pu perturber le lessivage des alcalins. De plus, le rapport entre le volume des éprouvettes et la surface de lessivage était nettement plus faible (de l'ordre de 0,010 m^{-1}) que dans la présente étude (de l'ordre de 0,025 m^{-1}), ce qui a sans doute conduit à un départ plus rapide et complet des alcalins, expliquant ainsi non seulement la cinétique de gonflement nettement plus rapide, mais également les faibles pentes résiduelles observées. L'impact de la fissuration sur la cinétique de lessivage des alcalins pourrait également expliquer le léger retard de gonflement observé sur les éprouvettes gênées uniaxialement **L0,8%-TØ** et **L4,9%-TØ**, ainsi que les pentes résiduelles plus marquées que dans le cas libre **LØ-TØ**.

2.2.2.7.2. Mécanismes de dissolution/migration/précipitation de l'ettringite au sein de la porosité

La revue de l'état de l'art sur la question des pentes résiduelles de gonflement en conditions libres de contraintes a montré que les cinétiques sont très variables d'une étude à l'autre et sont de fait

difficilement comparables. Selon (Brunetaud, 2005), ce ralentissement pourrait correspondre à l'épuisement des réserves d'ions réactifs des C-S-H. Les expansions observées au-delà de cette période seraient dues aux phénomènes de dissolution/migration/précipitation des cristaux d'ettringite depuis les zones de hautes pressions (nanopores de la pâte) vers les zones de basses pressions (macropores composés de fissures induites par la RSI ou par le chargement extérieur, des interfaces pâte-granulats décollées, des bulles...). Les mécanismes de diffusion des espèces dans le réseau poreux du matériau piloteraient la cinétique de ce phénomène. Deux phénomènes aux effets opposés pourraient ainsi intervenir.

Premièrement, dans les cas confinés, la densité de fissuration est a priori moins importante puisque le chargement extérieur s'oppose aux pressions de cristallisation. La distance moyenne entre les sites réactifs nanométriques sous forte pression et la macroporosité (zones de basse pression) serait donc plus élevée : à l'échelle macroscopique, cela se traduit par une diminution du coefficient de diffusion apparent des ions dans le matériau. Les phénomènes de migration intervenant dans les mécanismes de dissolution/migration/précipitation de l'ettringite sont donc ralentis, ce qui tend à diminuer la pente de gonflement résiduel.

Deuxièmement, le confinement entraînerait une augmentation des pressions internes plus importante que dans le cas libre de contraintes. Or, selon Brunetaud, les gradients de pression entre sites connectés seraient à l'origine de dissolution/migration/précipitation de l'ettringite. Ce phénomène tendrait donc à accroître la pente résiduelle de gonflement. La compétition entre la diminution du coefficient de diffusion apparent et l'augmentation des gradients de pression piloterait donc la cinétique de gonflement résiduel.

L'importance des gonflements des éprouvettes de Bouzabata et al, y compris sous confinement (avec des déformations volumiques de l'ordre de 4,5 % à 228 jours d'immersion), a pu conduire à une densité de fissuration d'une ampleur suffisante pour permettre une migration rapide des ions au sein de la porosité. De fait, le phénomène de gradient de pression aurait été prépondérant dans ce cas et pourrait expliquer la rapidité du gonflement résiduel observé par ces auteurs. A l'inverse, les résultats présentés dans ce manuscrit font état de déformations volumiques plus proches de 1,2 % à 235 jours pour les éprouvettes uniaxialement armées **L1,1%-T0** et chargées **L14,5-T0**. La cinétique d'expansion résiduelle (avant décharge) a peu augmenté par rapport aux corps d'épreuve libres **L0-T0**. La limitation de la fissuration du fait du confinement a pu dans ce cas conduire à un ralentissement des phénomènes de dissolution/migration/précipitation compensant les effets induits par les gradients de pression.

2.2.2.8. Effet du renouvellement de l'eau de conservation sur les pentes résiduelles de gonflement

A partir de 421 jours d'immersion, les corps d'épreuve L14,5-TØ et LØ-TØ ont été déplacés dans un bac de taille plus réduite. L'eau de conservation a été renouvelée avant leur immersion, puis maintenue à 38°C pendant toute la durée du suivi. Ce renouvellement de l'eau de conservation a eu un effet accélérateur sur les gonflements (Figure 3-20).

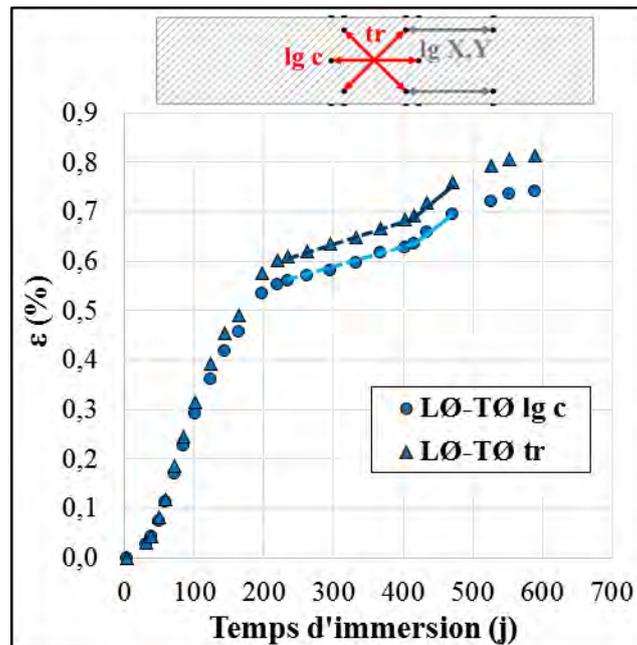


Figure 3-20. Pentés moyennes résiduelles entre 235 et 416 jours d'immersion (traits pointillés) et de la phase de réaccélération des gonflements entre 416 et 472 jours d'immersion (traits continus) pour les corps d'épreuve libres LØ-TØ.

En effet, la pente de gonflement résiduel des éprouvettes libres LØ-TØ est passée de 0,00045 % par jour avant modification des conditions de conservation (entre 235 et 420 jours d'immersion), à 0,00082 % par jour immédiatement après (entre 416 et 472 jours d'immersion), soit une augmentation de près de 80 %. Si un mécanisme de limitation de la précipitation d'ettringite différée par les alcalins est à l'œuvre, l'amplification des expansions résiduelles pourrait trouver son origine dans le renouvellement de l'eau de conservation. En effet, ce renouvellement modifie d'une part les équilibres thermodynamiques atteints dans le précédent bac, avec pour conséquence possible une disparition partielle de la couche de calcite ayant freiné précédemment le lessivage. Une réaccélération des phénomènes de lessivage est alors permise du fait de la dissolution de la calcite colmatant la porosité de surface. D'autre part, elle modifie naturellement la condition aux limites en alcalins avec une concentration plus basse dans la solution, le lessivage étant ainsi

naturellement accéléré. L'incidence du renouvellement de l'eau de conservation sur les corps d'épreuve chargés L14,5-TØ est présentée et discutée ci-après.

2.2.2.9. Comportement du béton réactif après décharge

Le cas particulier du comportement à décharge des corps d'épreuve L14,5-TØ soumis à un chargement longitudinal de 14,5 MPa est abordé dans cette partie. Les résultats bruts sont d'abord présentés. Une analyse du comportement du béton réactif après décharge est ensuite proposée.

2.2.2.9.1. Mesures de déformations des éprouvettes L14,5-TØ après décharge

Le bâti de fluage a été démonté après 421 jours d'immersion. Les déformations instantanées à décharge et recharge ont dans un premier temps été mesurées. La décharge ne pouvait pas être contrôlée et a donc amené l'éprouvette de son état de compression à un état complètement libre (sans palier de décharge). La recharge a été appliquée par paliers à 3,2 MPa, 6,0 MPa et 10,2 MPa. Les déformations instantanées mesurées entre chacun de ces paliers ont été tracées en fonction de la contrainte longitudinale appliquée. Les résultats obtenus seront discutés plus avant dans ce chapitre (en particulier en ce qui concerne l'effet des gonflements sur le module élastique cf. Chapitre 3 §5.1.6). Les corps d'épreuve ont ensuite été définitivement déchargés. Ils ont été immergés pendant plus de 150 jours dans un bac dont l'eau avait été préalablement renouvelée.

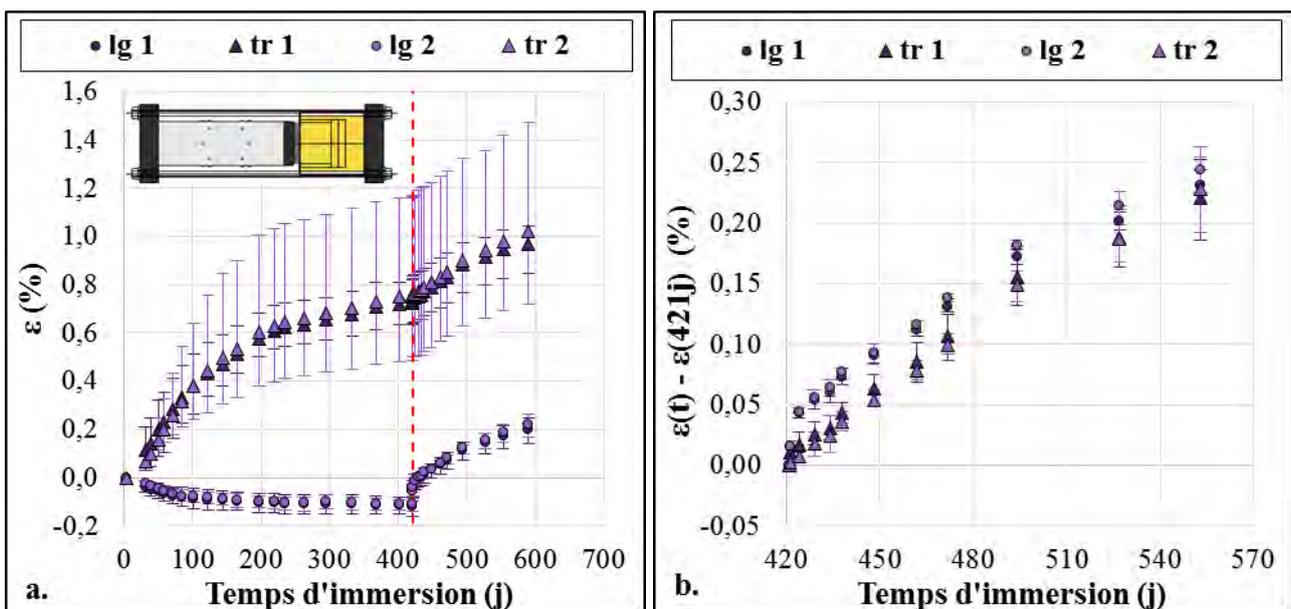


Figure 3-21. Déformations des éprouvettes prismatiques L14,5-TØ (a.). Focus sur le comportement après décharge (b.). Les pointillés rouges représentent la date de décharge.

Les déformations longitudinales et transversales depuis l'immersion initiale jusqu'à la fin du suivi après décharge ont été tracées sur la Figure 3-21.a. La Figure 3-21.b fait quant à elle le focus sur les expansions après décharge : les déformations ont été tracées en considérant un « point zéro » après la mesure des déformations instantanées obtenues à décharge.

La tendance d'évolution des déformations longitudinales s'inverse à partir de la décharge des corps d'épreuve, passant de -0,11 % à 0,22 % en l'espace de 169 jours. Outre les déformations instantanées (environ 0,05 %), une reprise de gonflement de l'ordre de 0,05 % se produit au cours des trois premiers jours consécutifs à la décharge. Par la suite, le gonflement longitudinal des corps d'épreuve se poursuit de façon presque linéaire entre 3 et 169 jours après la décharge, de 0,0 % à 0,22 %. La cinétique d'expansion sur cette période est donc presque trois fois supérieure à celle qui était mesurée dans les directions libres de contraintes avant décharge. L'évolution des déformations transversales suit une loi quasi linéaire au cours des 169 jours de suivi après décharge. La pente de la courbe est identique à celle mesurée dans la direction longitudinale. Ces résultats seront confrontés à ceux obtenus sur éprouvettes libres [L0-T0](#) dans la partie suivante, dédiée à l'analyse des phénomènes post-décharge et induits par le renouvellement de l'eau de conservation. Le suivi de ces corps d'épreuve se poursuit jusqu'à stabilisation des déformations, ce qui ne s'est pas produit à la date de rédaction de ce manuscrit.

2.2.2.9.2. Analyse du comportement du béton réactif 3 jours après décharge

Outre les phénomènes élastiques et de recouvrance, la disparition de la contrainte de compression longitudinale s'est accompagnée d'une reprise rapide de gonflement dans la direction longitudinale. Malgré l'importance des déformations empêchées dans la direction de chargement (la différence de gonflement entre les directions longitudinales des corps d'épreuve [L14,5-T0](#) avant décharge et des prismes libres [L0-T0](#) atteint 0,76 % avant décharge), la reprise de gonflement longitudinal après décharge reste limitée à environ 0,05 % en 3 jours (déformations instantanées déduites). Dans le même temps, les déformations transversales n'ont quasiment pas évolué. Ce regain de gonflement dans la direction longitudinale est attribuable à la pression intraporeuse induite par la précipitation d'ettringite différée dans la porosité du matériau. En effet, lors de la décharge, celle-ci n'est plus équilibrée par les contraintes de compression induites par le chargement : la résistance à la traction locale de la matrice est dépassée et une microfissuration transversale brutale de la matrice a lieu, ce qui se traduit macroscopiquement par une augmentation des déformations longitudinales. En l'occurrence, ce phénomène semble relativement peu marqué en regard du confinement appliqué. Un phénomène de dissipation de la pression intraporeuse pourrait être à l'œuvre, conformément aux

mécanismes d'expansions proposés par (Brunetaud, 2005) et présentés précédemment (cf. Chapitre 3 §2.2.2.7.2). La pression intraporeuse initiée par la précipitation d'ettringite différée tendrait à diminuer progressivement au cours du temps du fait des mécanismes de dissolution/migration/précipitation de l'ettringite. Cette dissolution/migration/précipitation serait initiée par les gradients de pression existant entre les nanopores (zones de haute pression) et les macropores (zones de basse pression) et se poursuivrait jusqu'à quasi disparition de ces gradients. Selon Brunetaud, l'existence d'une pente résiduelle s'explique par l'existence de gradients de pression au sein de la porosité. Dans le cas présent, la pression intraporeuse dans les nanopores ne semble pas totalement dissipée puisqu'une pente résiduelle de gonflement est observée après 420 jours d'immersion. Ce mécanisme semble donc capable d'expliquer l'existence d'une reprise brutale de gonflement dans la direction longitudinale mais également sa faible importance en regard des déformations empêchées.

Cette analyse semble cohérente vis-à-vis des observations faites par (Bouzabata *et al.*, 2012a) dans des conditions relativement similaires. Quasiment aucune reprise de gonflement n'a été observée par ces auteurs lors de la décharge des corps d'épreuve confinés uniaxialement en dehors des phénomènes élastiques et de recouvrance. La décharge ayant été effectuée 442 jours après immersion soit après stabilisation complète des gonflements, ce comportement semble confirmer d'une part que le potentiel chimique de réaction avait été totalement consommé à cet instant (c'est-à-dire que les réserves d'ions réactifs des C-S-H avaient été épuisées) et d'autre part que la pression intraporeuse à cet instant n'était pas suffisamment élevée pour initier de nouvelles microfissures dans le matériau. La totalité de l'ettringite sous pression avait probablement pu migrer depuis les nanopores vers les macropores.

2.2.2.9.3. Analyse du comportement du béton réactif entre 3 et 169 jours après décharge

Le comportement expansif des éprouvettes **L14,5-TØ** au-delà des trois premiers jours suivant la décharge est identique dans les directions longitudinales et transversales, avec une cinétique proche de $1,88^{E-3}$ % par jour (Figure 3-22). A ce titre, les gonflements observés sur cette période semblent relativement indépendants des déformations ayant eu lieu précédemment sous charge. Ce phénomène pourrait être expliqué par le relargage d'une partie des ions sulfate jusqu'alors piégés dans les C-S-H suite à la réaccélération du lessivage des alcalins, tel qu'il a été décrit pour les éprouvettes libres **LØ-TØ** (cf. Chapitre 3 §2.2.2.8).

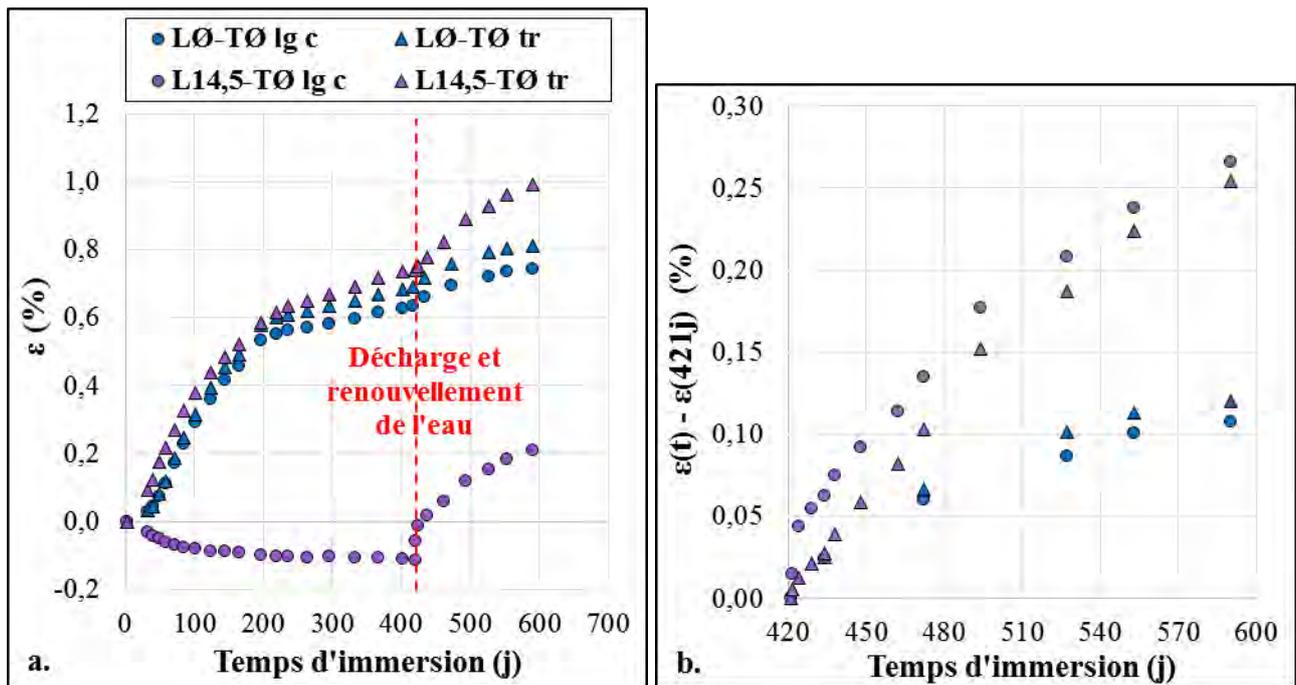


Figure 3-22. Déformations des prismes L14,5-T0 après décharge (a. et b.). Confrontation aux déformations des prismes libres L0-T0 à même échéance.

Quoi qu'il en soit, les effets couplés de la décharge et de la modification des conditions de conservation ont induit une augmentation de 250 % de la pente résiduelle de gonflement dans les directions transversales, passant d'environ $0,58^{E-3}$ % par jour avant à $2,01^{E-3}$ % par jour après décharge (contre une modification de seulement 80 % – de $0,45^{E-3}$ % à $0,82^{E-3}$ % par jour – pour les éprouvettes en gonflement libre suite au même changement de conditions de conservation).

L'ouverture de fissures consécutive à la disparition de la contrainte de confinement longitudinale a pu conduire à une accélération des gonflements pour deux raisons. Premièrement, l'apparition de nouvelles fissures pourrait avoir contribué à accélérer le lessivage des alcalins en rompant localement la couche de calcite et en créant de nouvelles voies de pénétration de l'eau de conservation vers le cœur des prismes. Ce phénomène revient à considérer une augmentation de la vitesse de diffusion apparente des alcalins dans le matériau. Le chargement appliqué entre 0 et 420 jours d'immersion ayant limité la fissuration des prismes L14,5-T0, la teneur résiduelle en alcalins dans la porosité était certainement plus élevée que dans les prismes libres L0-T0. Ceci pourrait expliquer pourquoi les expansions des corps d'épreuve déchargés sont nettement plus importantes que celles des corps d'épreuve libres sur cette période. Deuxièmement, les phénomènes de migration associés aux mécanismes de dissolution/migration/précipitation pourraient également avoir été accélérés par la fissuration, favorisant ainsi les phénomènes de gonflement tardif.

Les résultats de Bouzabata et al s'accordent avec l'un et l'autre des mécanismes évoqués ci-dessus. En effet, dans la mesure où aucune trace de calcite n'a été relevée et que la géométrie des

éprouvettes étudiées par ces auteurs était nettement plus favorable au lessivage que celle des prismes étudiés au cours de la thèse, le lessivage a, a priori, été plus rapide. La totalité des ions sulfate piégés dans les C-S-H auraient ainsi pu être libérés avant la décharge, expliquant l'absence de gonflement au-delà des premiers jours suivant cette date. Par ailleurs, d'après l'analyse faite précédemment concernant le comportement de ces éprouvettes lors de la décharge, le potentiel chimique de réaction aurait été totalement consommé à cet instant et la pression intraporeuse à cet instant n'aurait pas été suffisamment élevée pour initier de nouvelles microfissures dans le matériau. De fait, le mécanisme d'expansion proposé par Brunetaud peut également expliquer l'absence de gonflement après décharge des éprouvettes de Bouzabata et al.

Finalement, les deux mécanismes évoqués, le blocage d'une partie des ions sulfate dans les C-S-H en présence d'alcalins d'une part et les phénomènes de dissolution/migration/précipitation de l'ettringite différée s'étant formée dans les nanopores d'autre part, ne sont pas contradictoires et pourraient tout deux avoir lieu. Si un certain nombre des phénomènes expérimentaux présentés dans ces derniers paragraphes semblent pouvoir être expliqués par ces mécanismes, ils ne constituent pas pour autant de preuves indiscutables de leur existence.

2.3. Confrontation à des modèles empiriques de gonflement gêné

Les résultats expérimentaux obtenus sont comparés aux modèles empiriques proposés par (Charlwood *et al.*, 1992) et (Karthik *et al.*, 2016a, 2018). L'objectif est d'évaluer leur capacité à reproduire les déformations induites par la RSI en fonction du type de confinement appliqué.

2.3.1. Modèle de Charlwood et al

Les réactions de RAG et de RSI sont souvent comparées car leurs effets mécaniques macroscopiques sont relativement similaires. (Charlwood *et al.*, 1992) propose un modèle de suivi d'ouvrages atteints de RAG dans le cas où les contraintes sont mesurées in situ (réalisation d'une saignée, mise en place d'un vérin et mesure de la pression à appliquer pour maintenir constant l'écartement des bords de la saignée). Ce n'est de fait pas un modèle prédictif. La loi cinétique de gonflement dans une direction chargée \mathbf{I} en compression est exprimée en fonction de la cinétique de gonflement libre du béton ϵ_1^0 et du logarithme de la contrainte subie σ_1 par l'équation (3-6). Dans cette loi, les directions sont traitées indépendamment les unes des autres. \mathbf{K} correspond à un paramètre matériau et σ_1^s au seuil de contrainte en dessous duquel les effets sur les déformations sont négligeables (égal à 0,3 MPa selon Charlwood et al pour la RAG, valeur conservée pour la RSI

dans le présent travail). La résolution explicite de cette équation permet d'accéder à l'évolution des déformations du béton chargé (équation (3-7)).

$$\frac{\partial \varepsilon_I}{\partial t} = \frac{\partial \varepsilon_I^\emptyset}{\partial t} - K \times \log\left(\frac{\sigma_I(t)}{\sigma_I^s}\right) \quad (3-6)$$

$$\varepsilon_I(t+1) = \begin{cases} \varepsilon_I(t) + \varepsilon_I^\emptyset(t+1) - \varepsilon_I^\emptyset(t) & \text{si } \sigma_I(t) \leq \sigma_I^s \\ \varepsilon_I(t) & \text{si } K \times \log\left(\frac{\sigma_I(t)}{\sigma_I^s}\right) \geq \varepsilon_I^\emptyset(t+1) - \varepsilon_I^\emptyset(t) \\ \varepsilon_I(t) + \varepsilon_I^\emptyset(t+1) - \varepsilon_I^\emptyset(t) - K \times \log\left(\frac{\sigma_I(t)}{\sigma_I^s}\right) & \text{sinon} \end{cases} \quad (3-7)$$

L'analyse des résultats expérimentaux obtenus sur prismes de béton a mis en lumière une indépendance relative entre gonflements longitudinaux et transversaux, même si l'apparente absence de report des déformations est possiblement induite par un différentiel de cinétique de lessivage des alcalins entre lots (cf. Chapitre 3 §2.2.2.2). Le modèle empirique de Charlwood et al peut donc être appliqué dans chacune des directions des prismes armés uniaxialement **L1,1%-T0** (Figure 3-23.a) et triaxialement **L1,1%-T0,7%** (Figure 3-23.b), et des prismes chargés uniaxialement à 14,5 MPa **L14,5-T0** (Figure 3-23.c) à partir des déformations longitudinales et transversales mesurées expérimentalement sur les prismes libres **L0-T0** et des contraintes induites calculées précédemment (cf. Chapitre 3 §2.2.2.5). Le paramètre **K** a été fixé à 0,0034.

L'application de ce modèle aux corps d'épreuve en béton armé atteints de RSI **L1,1%-T0** semble pertinente dans la mesure où il semble y avoir une bonne corrélation entre les évolutions des déformations expérimentales et empiriques. Toutefois, la cinétique de gonflement des prismes **L1,1%-T0,7%** apparaît légèrement surestimée. La modélisation du cas du béton précontraint à 14,5 MPa **L14,5-T0** conduit à des déformations longitudinales nulles. L'effet du chargement sur les expansions est donc bien pris en compte. En revanche, les effets de fluage ne sont pas reproduits.

En résumé, la loi proposée par Charlwood, bien que formulée de manière empirique à partir d'ouvrages atteints de RAG, semble adaptée au cas de la RSI. Toutefois, son domaine d'application reste très restreint puisqu'elle ne permet pas de prédire les gonflements. L'obtention des données nécessaires à son utilisation (évolutions des déformations libres et des contraintes in situ) reste par ailleurs la principale limite à l'utilisation de ce modèle.

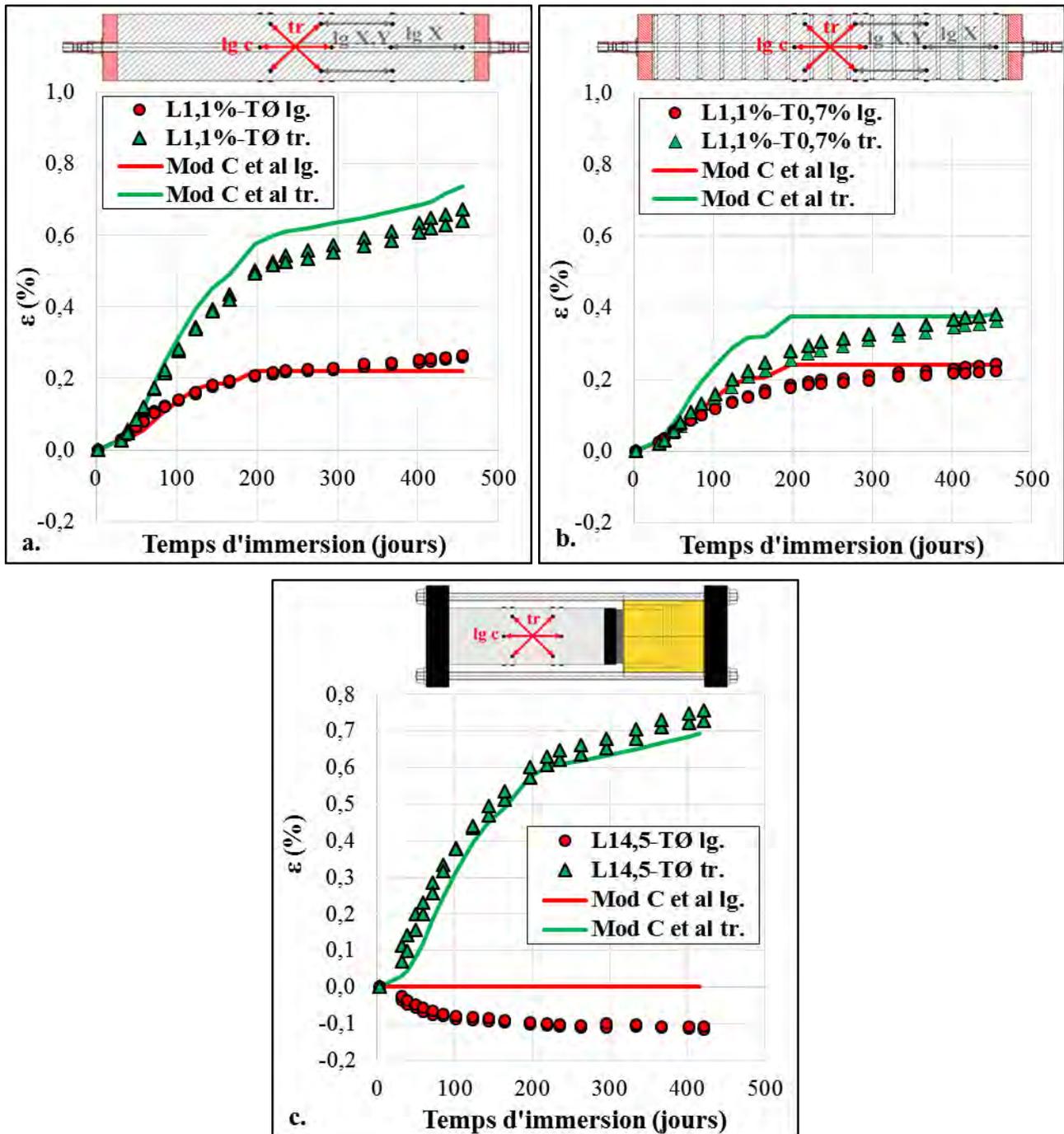


Figure 3-23. Application de la loi de (Charlwood *et al.*, 1992) (noté « C et al ») aux résultats expérimentaux obtenus sur prismes armés uniaxialement **L1,1%-T0** (a.) et triaxialement **L1,1%-T0,7%** (b.), et chargés uniaxialement à 14,5 MPa **L14,5-T0** (c.).

2.3.2. Modèle de Karthik et al.

Un modèle semi-empirique a été proposé par (Karthik *et al.*, 2016a) et validé notamment grâce à une application sur les éprouvettes de (Bouzabata *et al.*, 2012a) et sur une poutre de laboratoire en flexion (Karthik *et al.*, 2018). Elle est basée sur une approche énergétique des déformations des

matériaux : l'énergie totale de déformations d'un béton non armé atteint de RSI U_{PC} est supposée égale à celle du même béton armé U_{RC} . Cette dernière peut être décomposée en énergie de déformations du béton U_C , des armatures U_S , des torons de précontraintes U_{PS} , et d'un éventuel chargement constant U_{const} . Les principales hypothèses utilisées sont :

- L'évolution des déformations $\epsilon(t)$ entre le démarrage et la stabilisation des expansions est calée grâce à une fonction hyperbolique prenant en compte une amplitude maximale de gonflement ϵ_{ρ}^{\max} , elle-même déterminée en fonction du taux de ferrailage ρ , du niveau de précontrainte et de chargement. Les principaux paramètres du modèle sont calés à partir de la courbe de gonflement libre expérimentale jusqu'à 416 jours d'immersion (Figure 3-24) et des données matériaux et sont listés dans le Tableau 3-9.

Tableau 3-9. Valeurs des paramètres du modèle de (Karthik *et al.*, 2016a) appliqué aux gonflements libres et gênés induits par la RSI.

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Détermination
t_0	25	jours	Temps de latence avant démarrage des gonflements	Calage sur les résultats expérimentaux des prismes libres LØ-TØ
t_r	155	jours	Temps caractéristique gérant la pente initiale des gonflements	
$\epsilon_{\emptyset lg}^{\max}$	0,63	%	Déformations longitudinales maximales libres	
$\epsilon_{\emptyset tr}^{\max}$	0,69	%	Déformations transversales maximales libres	
ρ_{lg}	0,00 ou 1,14	%	Taux de ferrailage longitudinal	
ρ_{tr}	0,00 ou 0,68	%	Taux de ferrailage transversal	
E_c	35400	MPa	Module d'Young du béton	
R_t	3,03	MPa	Résistance à la traction du béton	
$E_{s lg}$	219500	MPa	Module d'Young des armatures longitudinales	
$f_{y lg}$	505	MPa	Limite élastique des armatures longitudinales	
$E_{s tr}$	179000	MPa	Module d'Young des armatures transversales	Caractérisation des armatures longitudinales
$f_{y tr}$	400	MPa	Limite élastique des armatures transversales	

- Chaque direction des échantillons et des structures armées et/ou précontraintes est supposée avoir un comportement indépendant de celui des autres directions. Les gonflements longitudinaux et transversaux sont donc découplés.

- Les effets de fluage du béton sont pris en compte par le biais d'une majoration du rapport des modules élastiques de l'acier et du béton et des déformations correspondant à la résistance en traction du béton.
- Le béton est supposé homogène du point de vue thermique, hydrique et mécanique. A défaut, le volume de béton peut être décomposé en sous-zones homogènes et associé à des équations de continuité des déformations entre ces zones.
- La teneur en alcalins du matériau n'est pas prise en compte.

Le modèle de Karthik et al a été appliqué aux cas de gonflement gêné uniaxialement **L1,1%-T0** et triaxialement **L1,1%-T0,7%** (Figure 3-25) en conservant le même jeu de paramètres que ceux utilisés pour caler la courbe de gonflement libre (Tableau 3-9). Le lot d'éprouvettes chargées à 14,5 MPa **L14,5-T0** n'est pas présenté car le modèle n'est pas applicable dans le cas de déformations négatives.

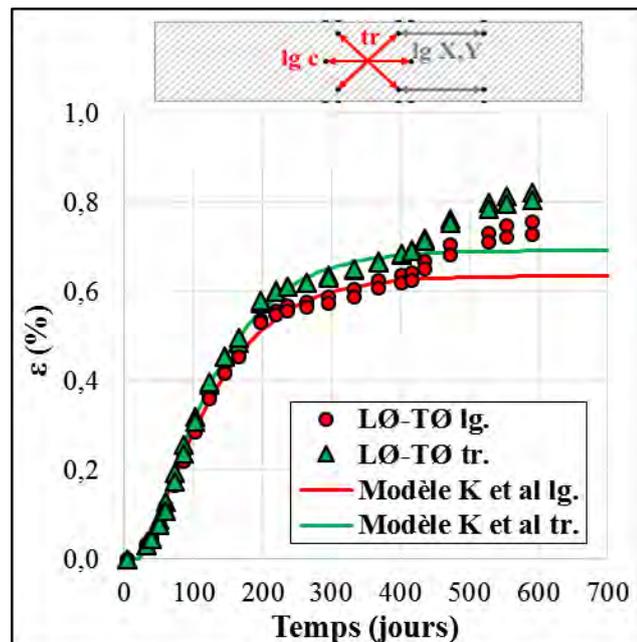


Figure 3-24. Calage des paramètres du modèle de (Karthik *et al.*, 2016a) (noté « **K et al** ») sur les résultats expérimentaux obtenus sur prismes non armés **L0-T0**.

Les déformations longitudinales des éprouvettes armées longitudinalement **L1,1%-T0** sont bien reproduites par le modèle, même si elles restent légèrement inférieures aux déformations expérimentales tout au long du suivi. A l'inverse, les déformations transversales de ce lot sont un peu surestimées par le modèle. Le cas des corps d'épreuve armés triaxialement est très bien reproduit par le modèle de Karthik et al bien que les déformations transversales soient légèrement sous-estimées.

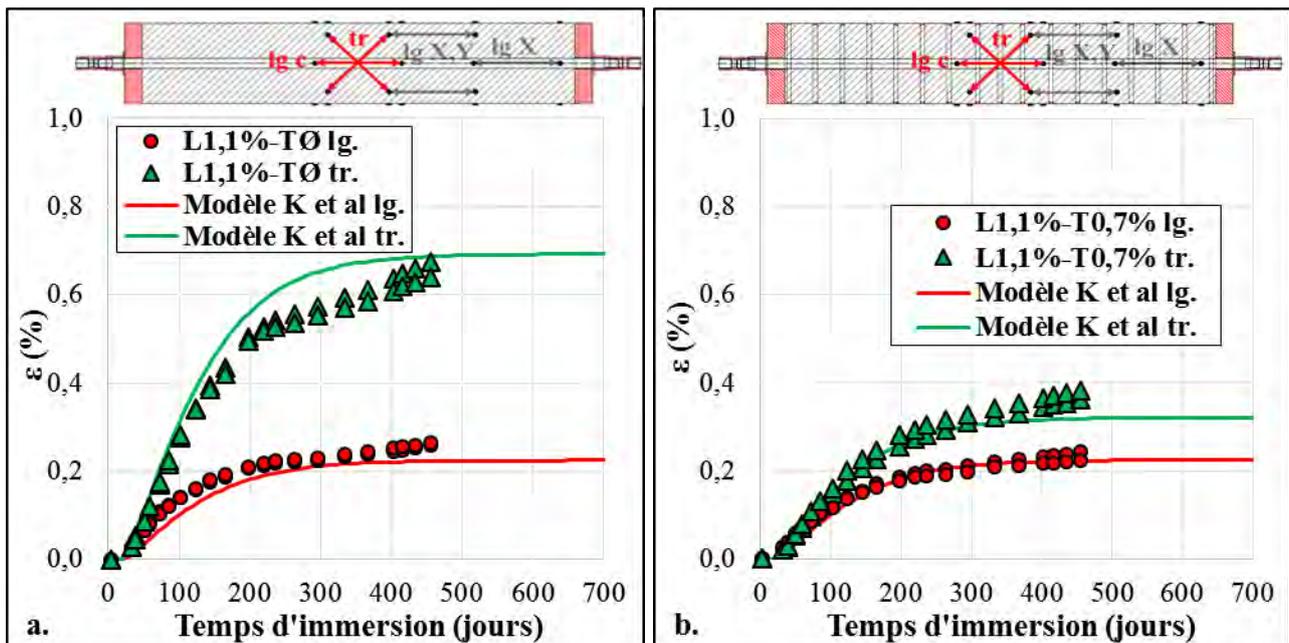


Figure 3-25. Application du modèle de (Karthik *et al.*, 2016a) (noté « K et al ») aux prismes armés uniaxialement **L1,1%-T0** (a.) et triaxialement **L1,1%-T0,7%** (b.).

Les pentes résiduelles ne sont pas reproduites, pas plus que la réaccélération des gonflements des prismes libres **L0-T0** après renouvellement de l'eau de conservation. L'application du modèle de Karthik et al à ces différents cas de confinement apparaît donc relativement concluante et confirme sa capacité à reproduire le comportement global d'éprouvettes de laboratoires armées atteintes de RSI à partir de la courbe de gonflement libre du même matériau. Toutefois, plusieurs aspects limitent la pertinence de ce modèle pour des applications sur ouvrage. Premièrement, l'incidence de la teneur en alcalins sur la cinétique de gonflement n'est pas pris en compte. Deuxièmement, la résolution s'appuie sur un découplage des expansions longitudinales et transversales, sans intégrer les éventuels phénomènes de report des déformations empêchées dans une direction vers les autres directions libres observés notamment par (Bouzabata *et al.*, 2012a). Par ailleurs, la prise en compte grossière du fluage compromet l'application de ce modèle aux ouvrages soumis à un chargement constant important, notamment dans le cas de déformations totales négatives. La nécessaire homogénéité des champs thermiques, hydriques, de contraintes et de ferrailage (auxquels devrait s'ajouter le champ de teneur en alcalins) dans le volume de béton contraint l'utilisateur à un découpage de l'ouvrage en nombreuses sous-zones supposées homogènes, complexifiant la résolution et introduisant de fortes incertitudes dans les résultats. Enfin, un chargement extérieur constant est considéré tout au long du calcul, ce qui n'est pas nécessairement le cas des ouvrages atteints de RSI (travaux d'agrandissement, de réhabilitation, de renforcement...). En conclusion, le recours à un modèle plus complexe prenant en compte l'ensemble des phénomènes impliqués dans le comportement des structures en béton armé et précontraint ainsi que les hétérogénéités

thermiques, chimiques, hydriques et mécaniques apparaît nécessaire dans le cadre de recalcul d'ouvrages atteints de RSI.

3. Fissuration des corps d'épreuve

Plusieurs techniques ont été utilisées pour relever la fissuration des corps d'épreuve et tenter de quantifier la direction et le taux de remplissage de ces fissures. Dans cette partie, seules les observations visuelles sont présentées. Des observations au vidéomicroscope numérique ont également été effectuées sur différents échantillons polis extraits quelques millimètres sous la surface des éprouvettes libres L0-T0, armées uniaxialement L1,1%-T0 et triaxialement L1,1%-T0,7%, dans le but d'évaluer l'ouverture et le remplissage des fissures induites par la RSI. Pendant cette observation au microscope, certains granulats semblaient décollés et l'interface comblée par un produit blanc, probablement de l'ettringite. Mais, malgré une fissuration visible à l'œil nu en surface des éprouvettes, aucune fissure n'a pu être observée dans la pâte au vidéomicroscope numérique (grossissement maximal utilisée de $\times 175$). Des essais sous vide d'imprégnation de résine fluorescente au sein de la porosité du matériau ont également été effectués sur ces mêmes échantillons. L'observation des surfaces imprégnées n'a pas fourni les résultats attendus concernant l'existence ou le remplissage de la fissuration induite par la RSI. Une fluidité insuffisante de la résine et le remplissage préalable de la fissuration par les produits de RSI constituent des explications possibles aux difficultés d'observation. Ces observations n'apportant pas plus d'éléments d'analyse que celles effectuées au MEB-EDS présentées précédemment (cf. Chapitre 3 §4), elles ne sont pas présentées dans ce manuscrit.

3.1. Apparition des premières fissures

Une méthodologie de quantification à l'œil nu de la densité et l'orientation des fissures, définie précédemment (cf. Chapitre 2 §4.4.1), a été mise en œuvre parallèlement au suivi dimensionnel (Figure 3-26).

Les premières fissures ont été observées avec une densité très faible après 123 jours d'immersion sur les éprouvettes libres L0-T0 et armées longitudinalement L1,1%-T0, soit pour une amplitude de gonflement atteignant 0,35 % en partie centrale. Toutefois, celles-ci sont apparues préférentiellement au niveau des extrémités des prismes, sans orientation particulière dans le cas des éprouvettes libres L0-T0, et avec parfois une légère orientation préférentielle perpendiculaire à la

direction du confinement pour les corps d'épreuve armés L1,1%-T0. Dans le cas des éprouvettes libres, cette apparition localisée peut s'expliquer par des gradients de lessivage entre les coins et le reste des prismes. Les conditions thermodynamiques permettant la précipitation d'ettringite différée ont ainsi pu être atteintes plus rapidement dans cette zone, provoquant le gonflement et la fissuration du matériau. Les corps d'épreuve armés uniaxialement ont probablement subi le même phénomène malgré la présence des platines d'about ayant certainement contribué à ralentir le lessivage des extrémités des prismes et ainsi l'apparition de gradients. L'orientation préférentielle des fissures parfois observée peut être la conséquence d'un gradient de gonflement induit par l'apparition progressive d'un différentiel de chargement entre le matériau situé dans la zone d'influence de l'armature et celui situé en dehors, tel qu'évoqué précédemment dans ce chapitre (cf. Chapitre 3 §2.2.2.6). Les coins des prismes présentent des fissures dont la longueur est de quelques centimètres et dont l'ouverture atteint le dixième de millimètre, ce qui semble confirmer l'existence de contraintes locales de traction relativement importantes et induites par les gradients de gonflement.

Les premières fissures situées en partie centrale des éprouvettes sont apparues après 165 jours d'immersion, lorsque l'amplitude de déformations dans cette zone atteignait 0,5 % en moyenne. Aucune fissure n'a été décelée sur les éprouvettes armées triaxialement L1,1%-T0,7% et chargées uniaxialement L14,5-T0 avant 144 jours d'immersion. Quelques fissures dont l'ouverture est assez importante (supérieure au dixième de millimètre) ont été observées dans les coins des extrémités des prismes confinés triaxialement L1,1%-T0,7% et sont similaires et a priori de même nature que celles observées sur les autres lots. Les corps d'épreuve chargés uniaxialement présentent très peu de fissures à 144 jours, exclusivement concentrées au niveau des extrémités des prismes et orientées parallèlement à la direction de la charge. Ceci semble confirmer l'existence de gradients de gonflement entre les extrémités et la zone centrale des corps d'épreuve, sans doute dus à des cinétiques différentes de lessivage des alcalins.

L'apparition des premières fissures coïncide avec un niveau d'expansion proche de 0,35 à 0,50 % et est en adéquation avec les résultats de la littérature à ce sujet, compris entre 0,15 % et 0,80 % de gonflement. Les origines possibles de cette dispersion ont été discutées dans le chapitre consacré à l'état de l'art (cf. Chapitre 1 §3.1.1.2). Quoi qu'il en soit, la détection relativement tardive des premières fissures dans la présente étude semble confirmer le rôle majeur joué par le lessivage des alcalins sur les gradients de déformations entre peau et cœur et donc sur la fissuration macroscopique visible en surface des corps d'épreuve.

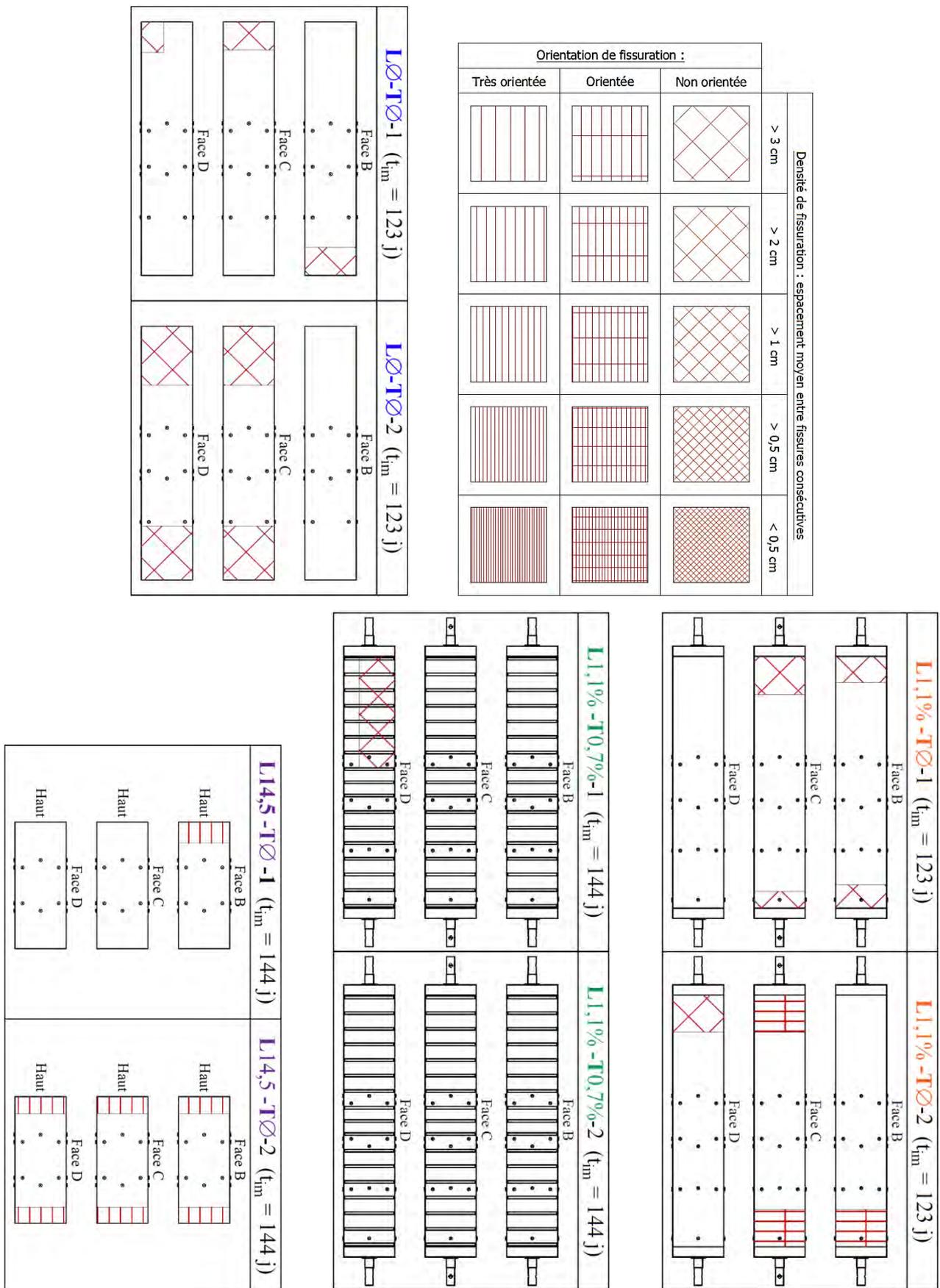


Figure 3-26. Orientation et densité de fissuration après 123 jours d'immersion pour les lots **L0-T0** et **L1,1%-T0** et après 144 jours d'immersion pour les lots **L1,1%-T0,7%** et **L14,5-T0**.

3.2. Généralisation de la fissuration

La fissuration s'est progressivement étendue des extrémités (où elle était apparue de façon préférentielle) à l'ensemble des corps d'épreuve. Ainsi, à partir de 197 jours d'immersion, la totalité de la surface des prismes est fissurée, quel que soit le lot considéré. Parallèlement, une densification de la fissuration a été observée jusqu'à 263 jours d'immersion. La partie centrale des corps d'épreuve libres **L0-T0** présente en règle générale une densité de fissuration modérée ou forte, mais inférieure à celle observée au niveau des extrémités (Figure 3-27).

En l'absence de confinement, aucune orientation préférentielle n'est observée. Le cas des éprouvettes armées uniaxialement **L1,1%-T0** illustre le caractère anisotrope de la fissuration induite par la RSI sous confinement anisotrope. En effet, les fissures apparues entre 123 et 263 jours d'immersion sont majoritairement orientées parallèlement à la direction de ferrailage. La fissuration des extrémités des prismes apparaît parfois non-orientée après 263 jours d'immersion (comme par exemple pour l'éprouvette **L1,1%-T0-2**). Pourtant, la chronologie d'apparition des fissures met en lumière deux phénomènes de fissuration orientée successifs et superposés : les premières fissures apparues au niveau des extrémités des prismes sont plutôt perpendiculaires à la direction de confinement alors que celles apparues par la suite sont clairement orientées longitudinalement. Ceci confirme qu'en début de suivi la contrainte induite par le gonflement empêché est faible, ce qui permet la fissuration perpendiculaire aux aciers. Par la suite, la contrainte longitudinale augmentant, seule la fissuration parallèle aux armatures est possible, comme pour la Réaction Alkali-Granulats (Morenon *et al.*, 2017).

Les fissures apparues en surface des prismes chargés longitudinalement **L14,5-T0** entre 144 et 263 jours d'immersion sont presque exclusivement orientées parallèlement à la direction d'application de la charge. Ce constat confirme le caractère anisotrope de la fissuration induite par la RSI sous chargement anisotrope.

Enfin, la présence des plats en peau des corps d'épreuve confinés triaxialement **L1,1%-T0,7%** a pu perturber la détection et le suivi des fissures. Toutefois, ils présentent une densité de fissuration nettement plus faible que les autres lots et relativement non-orientée. Le confinement triaxial a donc limité l'apparition des fissures tant longitudinalement que transversalement.

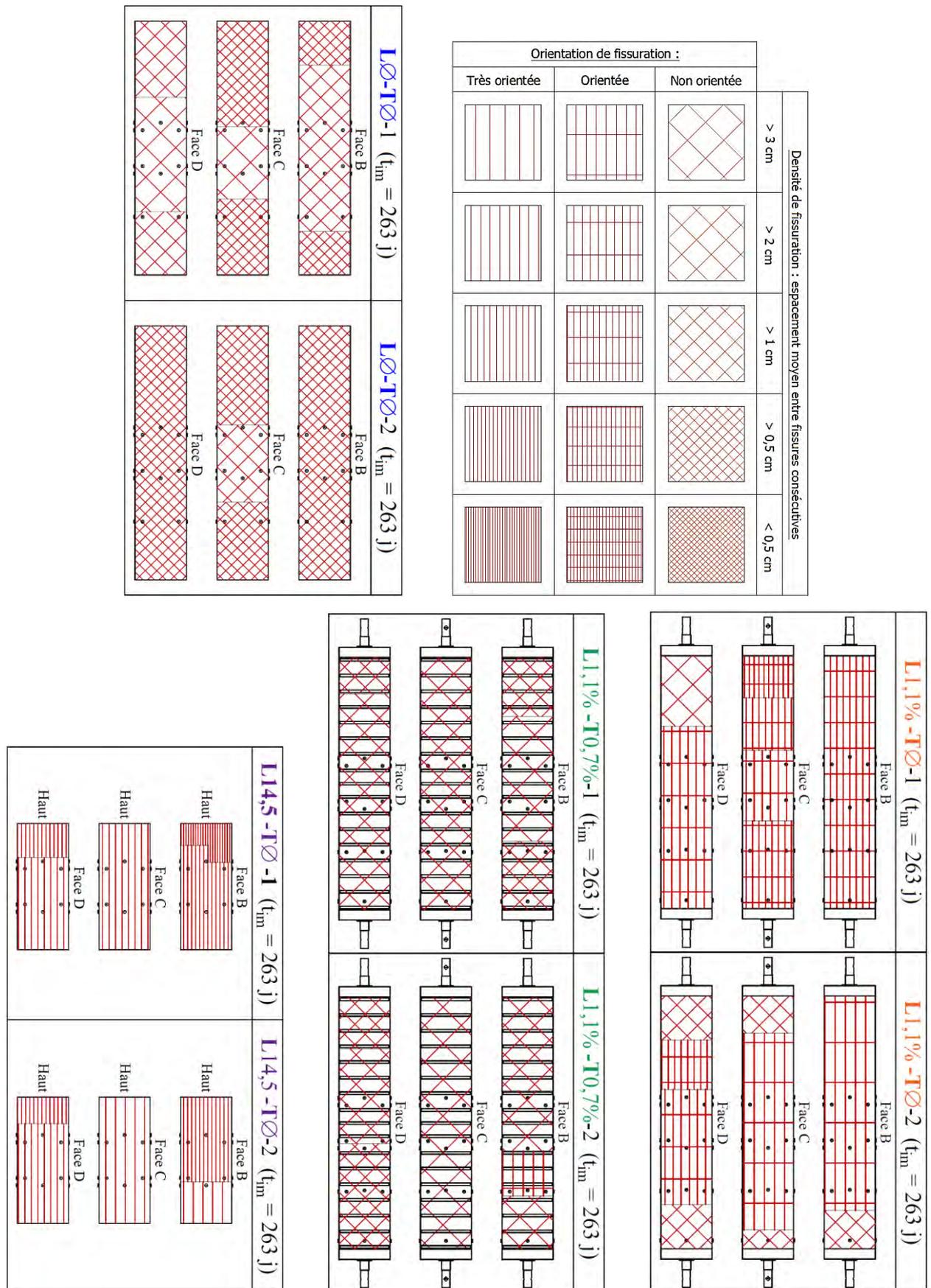


Figure 3-27. Orientation et densité de fissuration après 263 jours d'immersion pour les lots **L0-T0**, **L1,1%-T0**, **L1,1%-T0,7%** et **L14,5-T0**.

Finalement, une corrélation forte semble exister entre les paramètres densité et orientation de la fissuration et les expansions mesurées sur chaque lot d'éprouvette et dans chacune des directions. En effet, la forte densité de fissuration des prismes libres **L0-T0** ainsi que l'absence d'orientation préférentielle peut être liée à l'importance des gonflements mesurés sur ces corps d'épreuve et à leur relative isotropie. De même, les fissures majoritairement ou exclusivement orientées parallèlement à la direction de confinement des éprouvettes armées uniaxialement **L1,1%-T0** ou précontraintes **L14,5-T0** pourraient expliquer les différences entre déformations longitudinales et transversales mesurées au cours du suivi. Enfin, le lot de prismes en béton confinés triaxialement **L1,1%-T0,7%**, présentant le niveau de gonflement le plus faible, se trouve être également le moins fissuré. D'un point de vue cinétique, la densification de la fissuration semble accompagner l'augmentation des déformations du matériau, avec toutefois un léger retard : les gonflements les plus rapides se produisent entre 32 et 219 jours d'immersion alors que la fissuration se produit principalement entre 123 et 263 jours d'immersion.

Le suivi visuel de la fissuration a été perturbé par l'apparition progressive d'une couche de calcite relativement uniforme en surface des corps d'épreuve, formée suite à la carbonatation de l'eau de conservation (cf. Chapitre 3 §2.2.2.7.1 pour les résultats des investigations au MEB-EDS).

3.3. Stabilisation de la fissuration

A partir de 263 jours d'immersion, les profils de fissuration des différents lots d'éprouvettes évoluent très peu, comme l'illustre la Figure 3-28. Le suivi de fissuration n'a toutefois pas été mené au-delà de 333 jours d'immersion en raison de l'importance des phénomènes de dépôt en surface des corps d'épreuve décrit précédemment, ayant fortement perturbé la détection d'éventuelles nouvelles fissures. La période comprise entre 263 et 333 jours d'immersion correspond à une évolution des déformations se présentant sous la forme d'une pente résiduelle de gonflement, beaucoup plus lente qu'entre 32 et 219 jours d'immersion notamment.

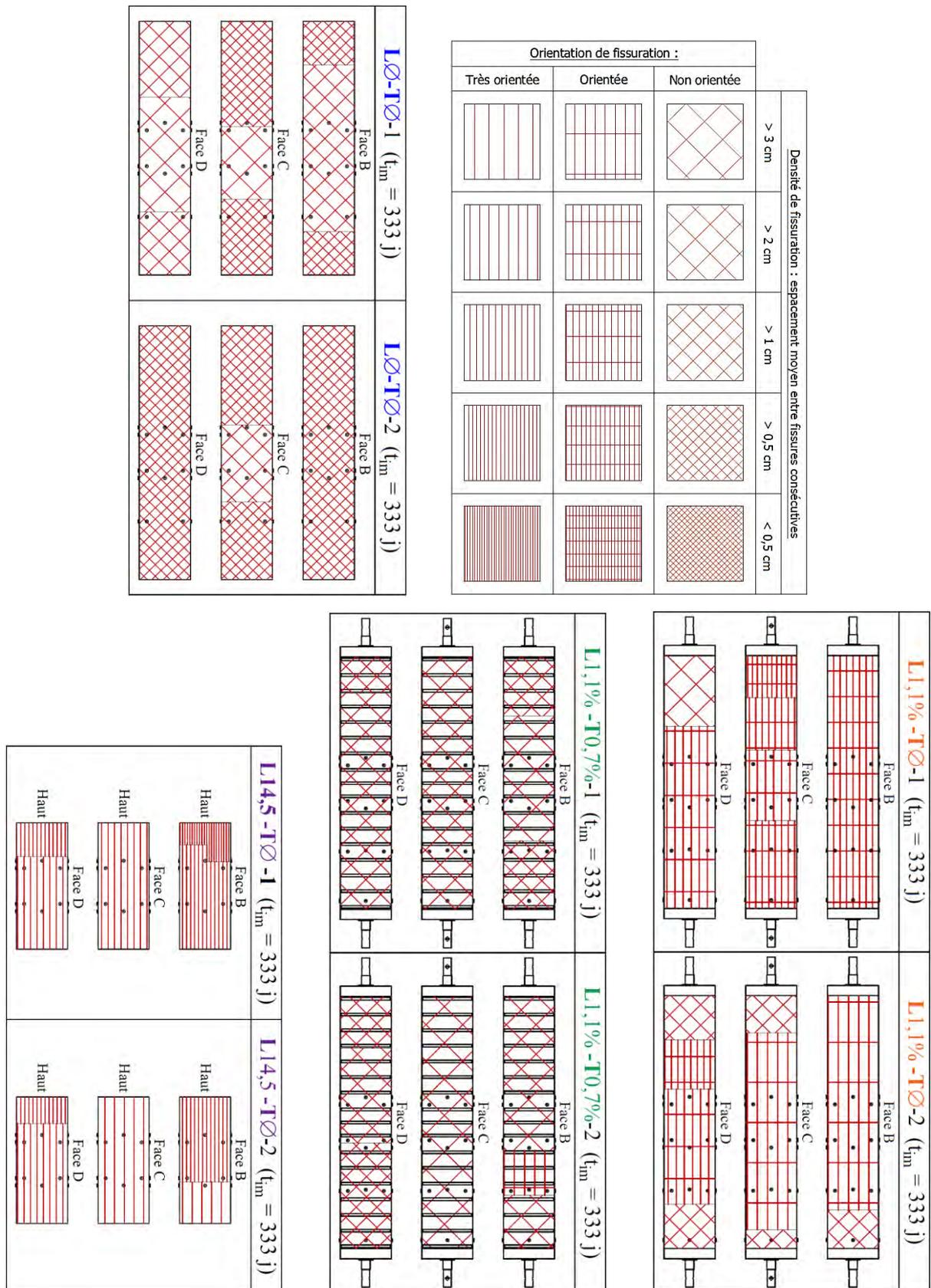


Figure 3-28. Orientation et densité de fissuration après 333 jours d'immersion pour les lots **L0-T0**, **L1,1%-T0**, **L1,1%-T0,7%** et **L14,5-T0**.

3.4. Cartographie de fissuration et analyse d'images

Une cartographie de fissuration a été effectuée sur les éprouvettes précontraintes L14,5-T0 après 421 jours d'immersion et quelques heures après décharge (cf. Chapitre 2 §4.4.2). Seules trois des faces les plus « lisibles » ont été cartographiées. Le traitement des images grâce au logiciel ImageJ (Figure 3-29) puis leur analyse au moyen de Wintopo et Autocad ont permis d'extraire les longueurs et orientation de fissures.

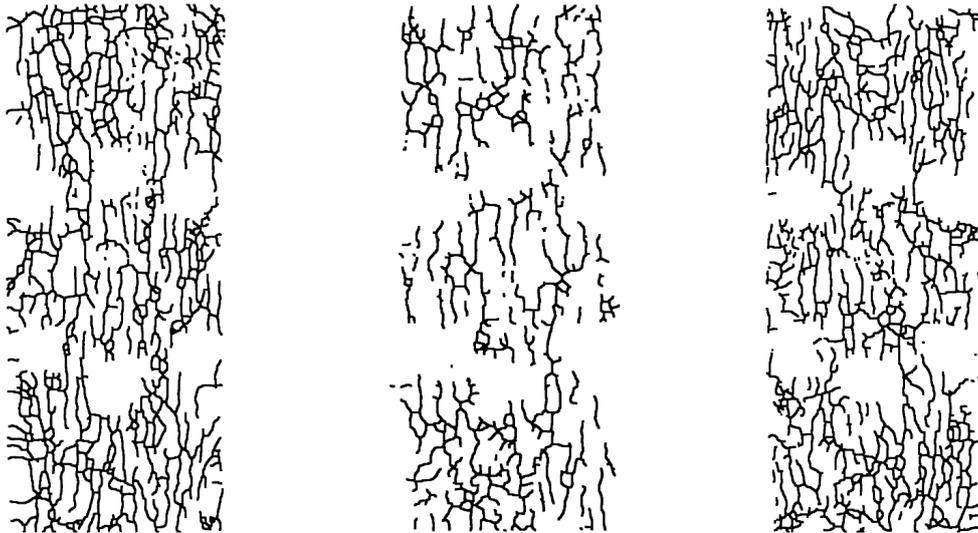


Figure 3-29. Profils de fissuration, après traitement d'images, des trois faces coffrées des éprouvettes précontraintes L14,5-T0 quelques heures après décharge.

La répartition des fissures selon leur orientation est illustrée par le rapport λ entre la longueur de fissure cumulée partielle (autrement dit la somme des longueurs de fissures pour lesquelles l'angle α formé par rapport à la direction longitudinale est compris par exemple entre 0° et 5°) et la longueur de fissure cumulée totale sur la surface (3-8). La Figure 3-30 illustre les résultats sous forme d'histogramme.

$$\lambda_{0^\circ-5^\circ} = \left(\sum_{\alpha=0^\circ}^{5^\circ} L_{\text{fiss}}(\alpha) \right) / \left(\sum_{\alpha=-90^\circ}^{90^\circ} L_{\text{fiss}}(\alpha) \right) \quad (3-8)$$

Les fissures apparaissent majoritairement orientées parallèlement à la direction d'application de la charge. Plus de 50 % des fissures forment un angle α inférieur à 20° en valeur absolue par rapport à la direction longitudinale et cet angle reste inférieur à 45° en valeur absolue pour plus de 75 % d'entre elles. A l'inverse, la proportion de fissures formant un angle α supérieur à 70° en valeur absolue est de seulement 10 %. Cette analyse conforte donc les conclusions tirées à partir des relevés de fissuration effectués au cours du suivi des ouvrages.

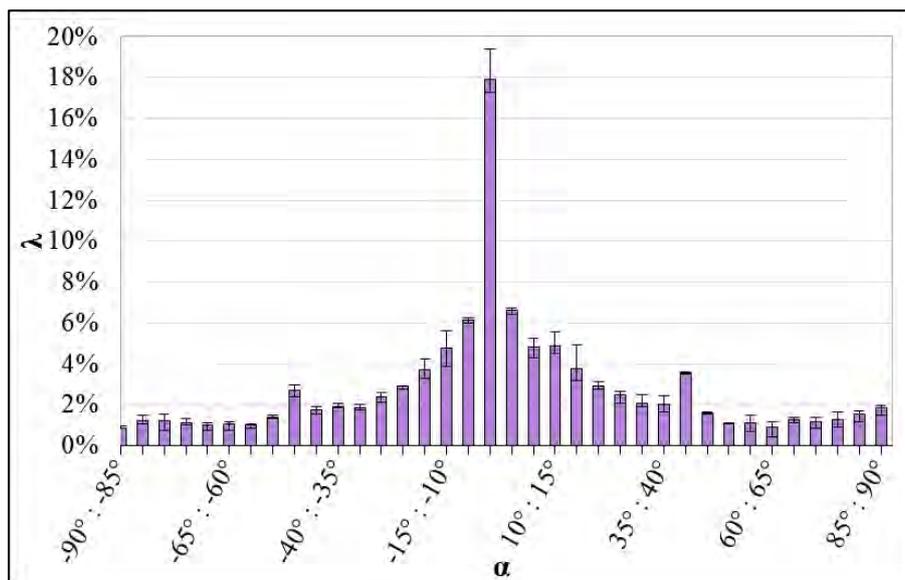


Figure 3-30. Répartition de l'orientation des fissures par rapport à la direction longitudinale des corps d'épreuve **L14,5-TØ** déterminée quelques heures après décharge (après 421 jours d'immersion) par cartographie de fissuration et analyse d'images.

Toutefois, la proportion de fissures n'étant pas parallèle à la direction d'application de la charge est non négligeable alors que les relevés de fissuration effectués jusqu'à 333 jours d'immersion (sous charge) faisaient état d'une fissuration totalement orientée. La libération de contraintes consécutive à la décharge a pu permettre l'apparition de fissures orientées perpendiculairement à la direction de la charge jusqu'alors empêchées par la contrainte de compression longitudinale. Cette apparition de fissures transversales a été constatée à l'œil nu, bien que la pollution de la surface des corps d'épreuve n'ait pas permis une observation optimale, et s'est poursuivie, dans une moindre mesure, pendant les premiers jours consécutifs à la décharge. Toutefois, le nombre de fissures transversales a augmenté progressivement avec la poursuite des expansions sans toutefois atteindre l'ampleur de la fissuration longitudinale. L'éventuelle apparition de nouvelles fissures longitudinales n'a pas pu être observée en raison de la difficulté à les différencier des fissures préexistantes. Quoi qu'il en soit, la libération de la charge n'a manifestement pas conduit à une fissuration transversale d'un ordre de grandeur comparable à celle étant apparue longitudinalement sous charge : le profil de fissuration de ces corps d'épreuve reste de fait relativement anisotrope, y compris plusieurs mois après la décharge des éprouvettes.

Par ailleurs, certaines fissures longitudinales pourraient avoir été déviées ponctuellement par la présence de granulats et ainsi contribuer à une diminution de la proportion de fissures orientées parallèlement aux armatures détectée par cette méthode d'analyse.

4. Observations au MEB-EDS

Des observations au MEB (microscope électronique à balayage) ont été effectuées sur des échantillons polis de béton ayant subi un traitement thermique non-conforme (Annexe 1) pour les courbes de gonflement associées) mais dont les amplitudes de gonflement sont comparables à celles mesurées sur le béton ayant subi un cycle thermique conforme. En effet, ces observations ont été faites après 494 jours d'immersion, lorsque les déformations longitudinales atteignaient environ 0,55 %, 0,21 % et 0,17 %, et les déformations transversales 0,65 %, 0,62 % et 0,25 % respectivement pour les corps d'épreuve libres, armés uniaxialement et triaxialement. Ces observations ont été couplées à des analyses ponctuelles à l'EDS (spectroscopie à rayons X à dispersion d'énergie). Plusieurs niveaux de grossissement ont été utilisés pour faciliter l'observation et l'identification des espèces en présence. La mise sous vide des échantillons nécessaire à leur observation entraîne une microfissuration importante due au retrait gêné de la pâte par les granulats. Celle-ci ne perturbe que modérément l'analyse des images dans la mesure où les fissures induites par la RSI semblent pouvoir être identifiées grâce à l'ettringite y ayant précipité. L'ettringite elle-même est impactée par ce séchage : en effet, elle subit un retrait lié au départ des molécules d'eau qui la constituent et microfissure.

4.1. Observations sur surface polie après gonflement libre

Les images réalisées sur surface polie après gonflement libre avec un grossissement de $\times 50$ (Figure 3-31.a) et $\times 200$ (Figure 3-31.b) mettent en évidence un réseau de grains anhydres disséminés dans la pâte, un béton relativement peu poreux et une bonne cohésion pâte-granulats.

Certaines interfaces granulats-pâte apparaissent toutefois décollées et systématiquement comblées au moins partiellement par de l'ettringite massive (cercle rouge). Le taux de remplissage de cette porosité semble assez variable (Figure 3-31.c et Figure 3-31.d) : de l'ettringite très compacte et comblant totalement la porosité est couramment observée (cercles rouges) mais certaines zones semblent moins pleines (cercles jaunes). Ces écarts de comblement pourraient toutefois être dus à des artefacts expérimentaux. En effet, la fissuration due au retrait induit par la mise sous vide des échantillons pourrait avoir élargi des fissures préexistantes et pleines d'ettringite massive. Cet élargissement pourrait donner la fausse impression d'une interface non comblée par les produits néoformés.

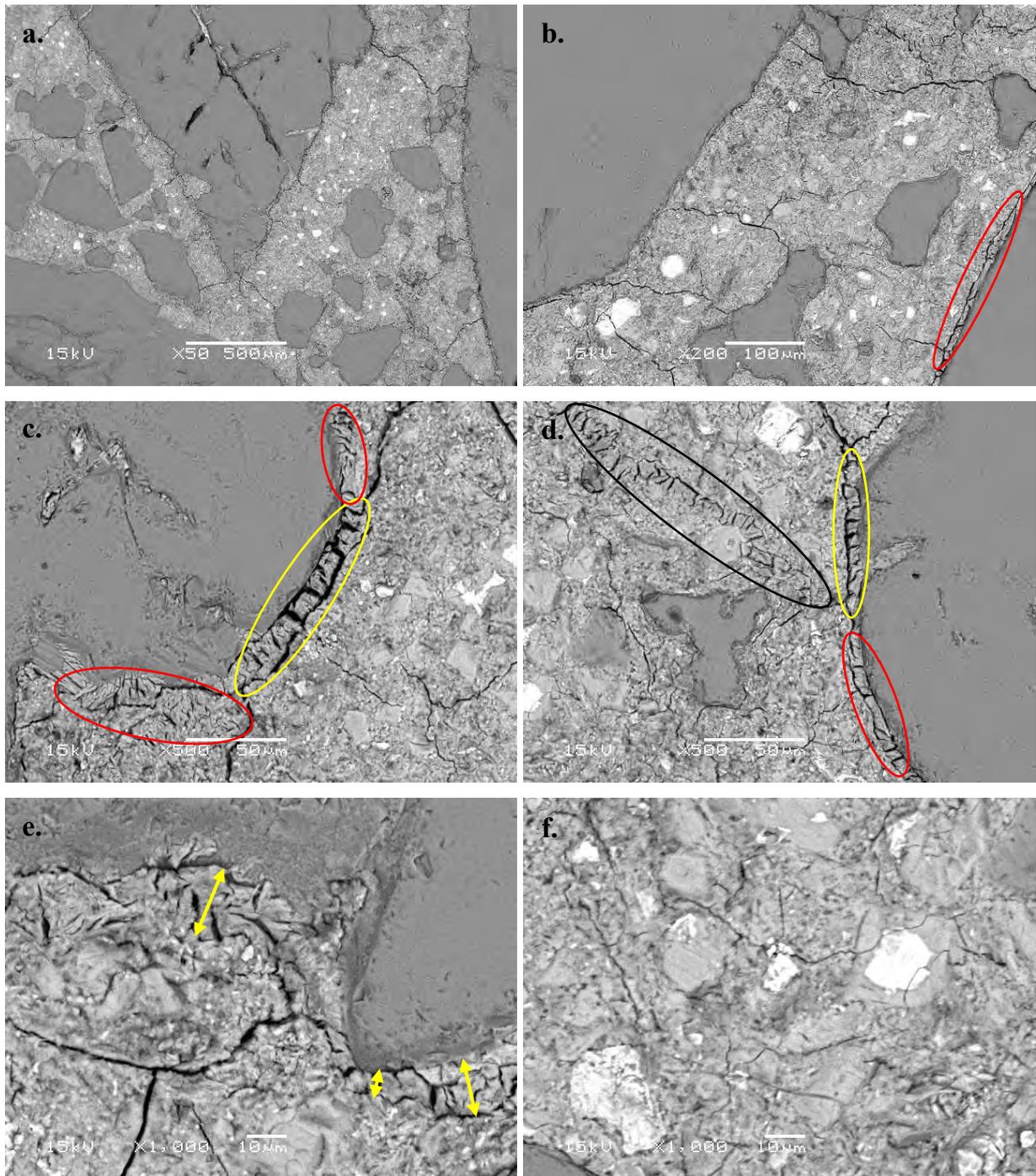


Figure 3-31. Observation au MEB sur surface polie d'un échantillon de béton ayant gonflé librement jusqu'à atteindre des déformations longitudinales de 0,55 % et transversales de 0,65 % en 494 jours d'immersion. Grossissement de $\times 50$ (a.), $\times 200$ (b.), $\times 500$ (c. et d.) et $\times 1000$ (e. et f.).

Outre les fissures induites par la mise sous vide, la pâte est parcourue par des fissures totalement comblées par de l'ettringite massive et très compacte (cercle noir). Un grossissement plus important a été utilisé pour quantifier l'épaisseur des fissures et des décollements d'interfaces granulats-pâte comblées par de l'ettringite d'une part (Figure 3-31.e) et pour tenter de détecter la présence d'ettringite au sein de la pâte non fissurée d'autre part (Figure 3-31.f). L'épaisseur des bandes

d'ettringite s'étant formées autour des granulats décollés et dans les fissures varie entre 5 et 20 μm (flèches jaunes). Aucune trace d'ettringite n'a pu être détectée au sein de la pâte non fissurée sur les images réalisées avec un fort grossissement, que cela soit visuellement ou par cartographie des espèces chimiques présentes à l'EDS.

4.2. Observations sur surface polie après gonflement gêné triaxialement

Les échantillons polis extraits d'un béton dont le gonflement a été gêné triaxialement semblent assez semblables à ceux extraits d'un béton ayant gonflé librement. Certaines interfaces granulats-pâte sont décollées alors que d'autres sont restées cohésives (Figure 3-32.a et Figure 3-32.b). Un comblement par de l'ettringite des interfaces décollées est systématiquement observé. Des fissures pleines d'ettringite parcourent également la pâte (Figure 3-32.b et Figure 3-32.d), comme cela a été observé sur béton réactif non gêné. Sur la base des observations effectuées sur environ 100 mm^2 de béton, le taux de remplissage des interfaces granulats-pâte et des fissures apparaît plus élevé que pour le béton libre de contraintes. Les échantillons analysés semblent mettre en évidence des phénomènes de décollement et de fissuration légèrement moins étendus pour le béton confiné que pour le béton libre. Selon Brunetaud, les incompatibilités des déformations de la pâte par rapport aux granulats entraîneraient un décollement des interfaces à partir d'environ 0,1 % d'expansion. Or, ce niveau d'expansion correspond à des contraintes de compression dans le béton confiné de l'ordre de 2,5 MPa longitudinalement et 1,2 MPa transversalement. Le niveau de contraintes était de fait suffisant pour limiter les phénomènes de décollement des interfaces pâte-granulats et de fissuration de la pâte. Cet effet limitant semble toutefois peu marqué au regard des différences de gonflement entre lots d'éprouvettes. Il est important de noter que les étendues des zones décollées et fissurées restent difficiles à estimer étant donné la faible représentativité des surfaces observées au regard du volume des corps d'épreuve et l'absence d'outils de cartographie adapté.

En revanche, l'épaisseur des décollements et des fissures du béton confiné, comprise entre 5 et 35 μm (flèches jaunes), apparaît en moyenne plus importante que celle observée sur l'échantillon extrait du béton libre, ce qui semble a priori contradictoire avec les résultats de gonflement des deux lots d'éprouvettes. L'élargissement des zones d'interfaces et des fissures pourrait être dû à un artefact de préparation du fait de la libération des contraintes consécutives au débitage des corps d'épreuve. Le comblement de ce nouveau volume de porosité par de l'ettringite massive pourrait

être dû à la migration rapide d'ettringite différée depuis les nanopores et ne serait pas représentatif d'une différence de comportement pendant la phase de gonflement sous contrainte.

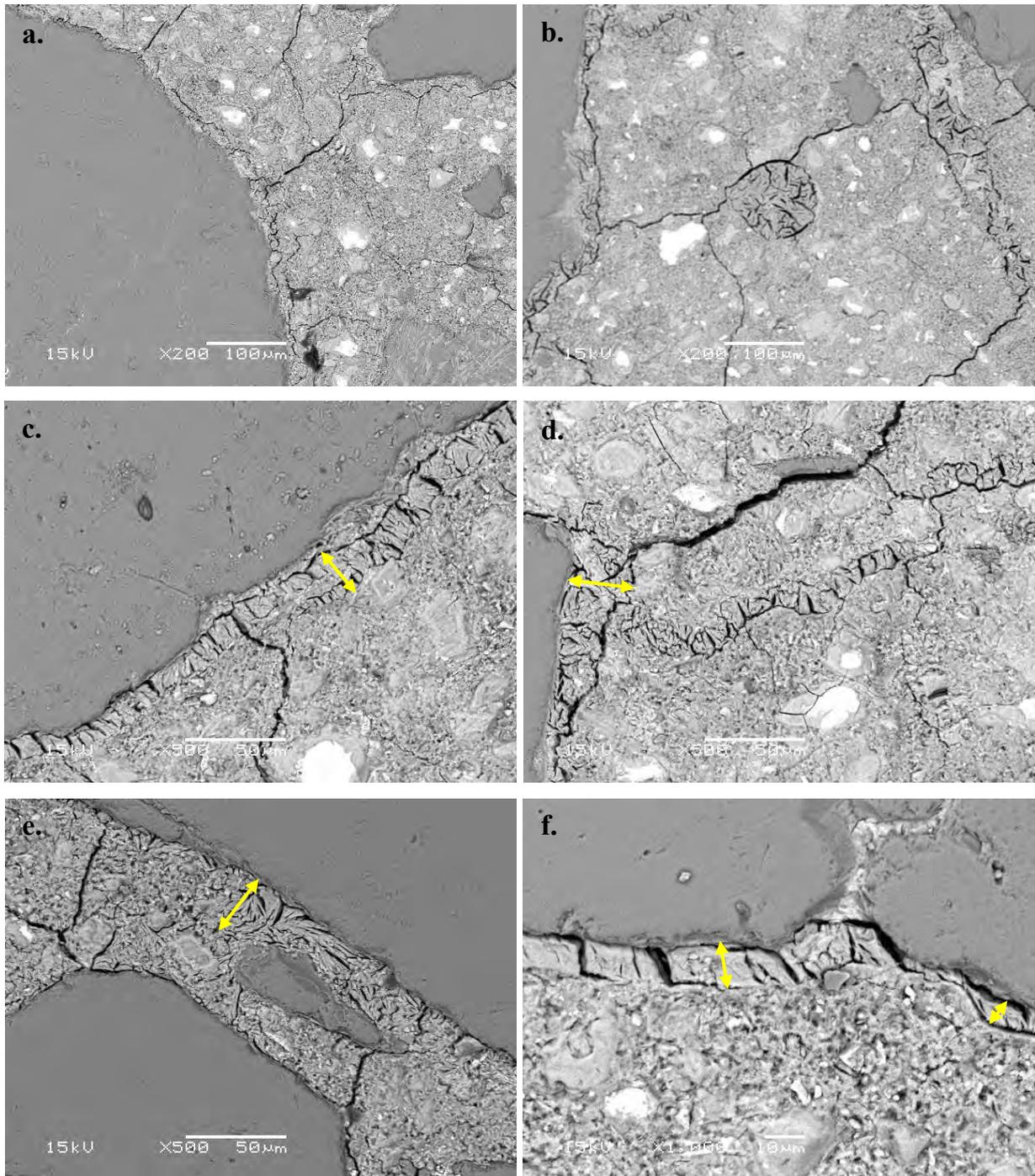


Figure 3-32. Observation au MEB sur surface polie d'un échantillon de béton dont le gonflement, gêné triaxialement, a atteint 0,17 % longitudinalement et 0,25 % transversalement en 494 jours d'immersion. Grossissement de $\times 200$ (a. et b.), $\times 500$ (c. d. et e.) et $\times 1000$ (f.).

Toutefois, les observations au MEB ont été effectuées seulement 48 heures après le débitage des éprouvettes et les échantillons ont été conservés à 20°C et 50 % d'humidité relative pendant cette période : la cinétique de migration de l'ettringite ainsi que le séchage des échantillons devraient

avoir fortement limité les phénomènes de migration (a priori dépendants de la teneur en eau du matériau). Si les différences ne sont pas liées à des artefacts de préparation, ces observations doivent être expliquées par les différences de confinement. Deux mécanismes pourraient ainsi être à l'origine de cet élargissement des fissures et décollements sous confinement triaxial, en fonction de l'hypothèse qui est faite concernant l'apparition de pression dans la macroporosité :

- Le premier mécanisme s'appuie sur une hypothèse de remplissage de la macroporosité par migration de l'ettringite sans apparition de pression significative dans les zones concernées, quel que soit le niveau de confinement. Le confinement triaxial, en limitant partiellement la fissuration et les décollements granulats-pâte et donc le vase d'expansion disponible pour l'ettringite différée, conduirait peu à peu à l'augmentation des pressions de cristallisation au sein de la nanoporosité. Il en découlerait un accroissement progressif du gonflement homogène de la pâte étant de fait à l'origine de l'accroissement des décollements et ouvertures de fissures, comblés par la suite par l'ettringite différée ayant migré.
- Parallèlement, le confinement triaxial, en conduisant à l'augmentation des pressions de cristallisation au sein de la nanoporosité, favoriserait également la migration de l'ettringite. En effet, les gradients de pression au sein des matériaux, en impactant la solubilité de l'ettringite, constituent l'un des principaux moteurs des phénomènes de migration : un équilibre est atteint lorsque les gradients ne sont plus suffisants pour permettre la dissolution de l'ettringite dans les nanopores (cf. travaux de (Scherer, 2004) Chapitre 1 §2.3.3.2). Le remplissage de la macroporosité serait plus rapide et important dans le cas d'un béton confiné que dans le cas d'un béton libre du fait de gradients initialement plus importants et d'un vase d'expansion a priori plus réduit. Une pression non négligeable, et dépendante de la pression dans les nanopores, pourrait donc être progressivement appliquée sur les parois des zones fracturées et contribuerait à les élargir et les propager. En conclusion, la migration d'ettringite vers la porosité macroscopique, notamment celle créée du fait du gonflement homogène de la pâte, pourrait donc être à l'origine de la formation de fissures et décollements plus larges lorsque le matériau est confiné triaxialement que lorsqu'il est libre de contraintes.

Une généralisation des phénomènes de fissuration et de décollement des interfaces pâte-granulats devrait être observée sous l'action du premier mécanisme présenté plutôt qu'un élargissement des fractures préexistantes. Le second mécanisme semble donc plus pertinent pour expliquer les phénomènes observés. Quoi qu'il en soit, ces observations mettent à nouveau en évidence l'importance des phénomènes de dissolution/migration/précipitation de l'ettringite différée sur le comportement des matériaux atteints de RSI, y compris lorsque le gonflement est confiné.

Une bulle d'un diamètre supérieur à 100 μm semble être totalement comblée par de l'ettringite différée massive, même s'il convient de rester prudent concernant les vues en coupe d'inclusions sphériques pour les raisons invoquées par (Brunetaud, 2005) notamment.

4.3. Observations de l'empreinte laissée par les armatures dans le béton

Enfin, une autre étude au MEB-EDS a été menée sur échantillon extrait des corps d'épreuve armés uniaxialement ayant subi un cycle thermique non conforme (Annexe 1). L'objectif était de détecter l'éventuelle formation d'ettringite différée au niveau de l'interface acier-béton. L'empreinte laissée par les armatures dans le béton au niveau des extrémités des prismes (zone où le glissement acier-béton est maximal) a donc été observée (Figure 3-33.a). Aucune trace d'ettringite n'a pu être détectée. Le déconfinement du matériau, le décollement de l'armature, la présence d'eau nécessaire au sciage des échantillons et l'élévation de la température dans l'acier du fait de l'énergie dissipée par frottement ont pu favoriser la dissolution de l'ettringite au moment du débitage et expliquer cette absence apparente d'ettringite. Les observations au MEB ont été effectuées une semaine après le débitage des éprouvettes et les échantillons ont été conservés à 20°C et 50 % d'humidité relative pendant cette période. Seuls des cristaux de carbonates sont visibles, apparus suite à la conservation à l'air libre pendant quelques jours de ces échantillons après extraction (Figure 3-33.b). Ils n'ont a priori pas perturbé l'observation du matériau car ne couvrant pas totalement la surface.

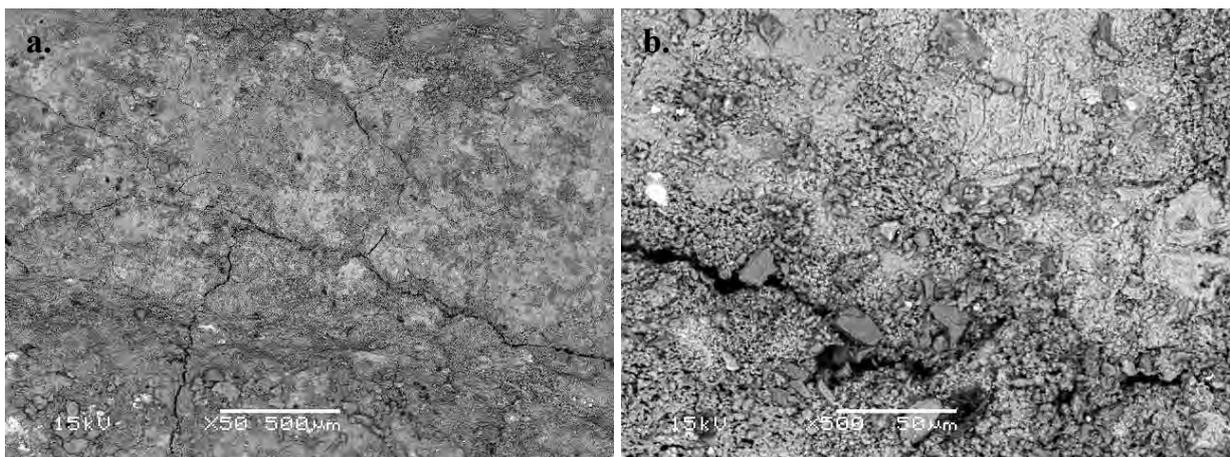


Figure 3-33. Observations au MEB de l'empreinte laissée par une armature dans un échantillon de béton dont le gonflement, gêné uniaxialement, a atteint 0,21 % longitudinalement et 0,62 % transversalement en 494 jours d'immersion. Grossissement de $\times 50$ (a.) et $\times 500$ (b.).

En conclusion, il semblerait que les phénomènes de dissolution/migration/précipitation n'aient lieu qu'au sein de la porosité du béton car aucune trace d'ettringite n'a été détectée en surface des éprouvettes ou au niveau de l'interface acier-béton.

5. Evolution des caractéristiques mécaniques du béton

Les caractéristiques mécaniques des lots de corps d'épreuve réactifs et non réactifs ont été mesurées avant immersion et après immersion. Les modules d'Young, résistances à la compression et à la traction par fendage ont été obtenus. Les mesures de résistances à la compression et de modules d'Young sur cubes de $100 \times 100 \times 100$ mm extraits des corps d'épreuve libres et précontraints n'ont pas pu être effectuées à ce jour dans la mesure où les phénomènes expansifs se poursuivent toujours. Ces essais seront menés lorsque les gonflements seront définitivement stabilisés. Par ailleurs, l'adhérence acier-béton a été évaluée sur échantillons réactifs et non-réactifs par des essais de pull-out. Des essais de tirants ont également été menés.

5.1. Effets des conditions de cure et de la RSI sur les résistances et module

Des essais de caractérisation mécanique du béton à 28 jours ont été effectués sur éprouvettes $\phi 110 \times 220$ mm chauffées **C-NI-Ø** ou non-chauffées **NC-NI-Ø** après une période de séchage à 20°C et 50 % d'humidité relative de 14 jours, donc sur un béton partiellement saturé. De même, des essais de modules d'Young, résistances à la compression et à la traction par fendage sur éprouvettes $\phi 110 \times 220$ mm réactives **C-I-Ø** ou non-réactives **NC-I-Ø** ont été effectués 475 jours après le coulage, soit au bout de 447 jours d'immersion.

Tableau 3-10. Résistance du béton en compression, en traction et module d'Young à 28 jours.

	NC-NI-Ø (*)		C-NI-Ø (*)		NC-I-Ø (**)		C-I-Ø (**)	
	moy.	ET	moy.	ET	moy.	ET	moy.	ET
R_c (MPa)	40,0	1,6	31,3	0,9	58,4	1,4	31,1	2,0
R_t fendage (MPa)	3,9	0,4	3,0	0,3	3,5	0,8	2,3	0,4
E_s (MPa)	40200	600	35400	300	48700	1600	36300	1600

(*) : Essais menés à 28 jours.

(**) : Essais menés à 475 jours, dont 447 immergés.

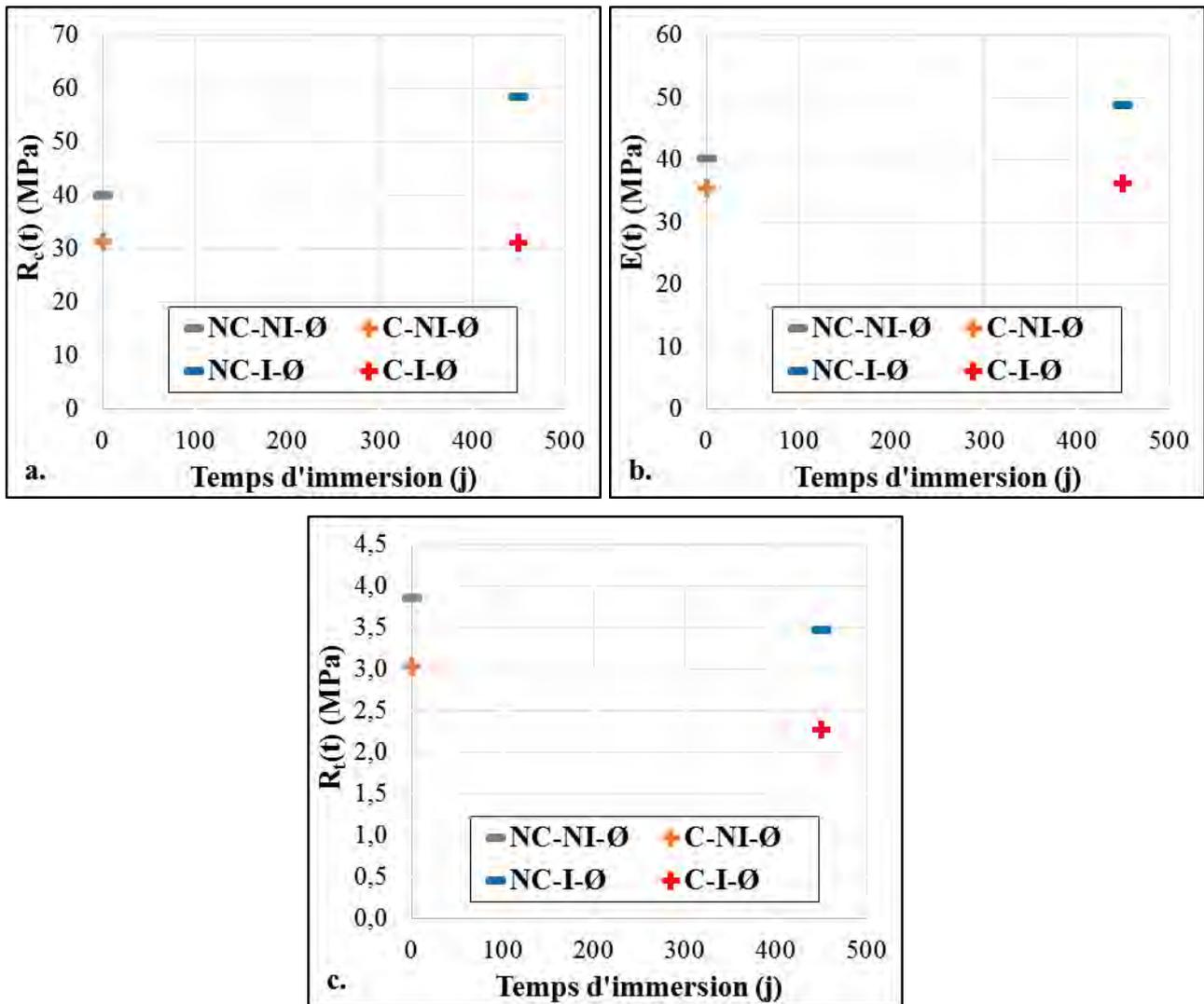


Figure 3-34. Résistances à la compression (a.), modules statiques (b.) et résistances à la traction par fendage (c.) d'un béton chauffé au jeune âge (noté C) ou non (noté NC) et immergé pendant 450 jours en eau (noté I) ou non (noté NI).

Ces essais ont été menés immédiatement après avoir sorti les corps d'épreuve de l'eau, autrement dit sur des bétons totalement saturés. Les valeurs obtenues, moyennées sur au minimum trois essais, sont listées dans le Tableau 3-10 et illustrées par la Figure 3-34.

5.1.1. Effet de la teneur en alcalins sur les résistances et module du béton

Les résistances obtenues à 28 jours sur les éprouvettes $\phi 110 \times 220$ mm non-chauffées NC-NI-Ø semblent relativement faibles (40 MPa en compression contre au moins 50 MPa attendu) au vu de la formulation retenue (ciment CEM I 52,5 avec un E/C de 0,48). La forte teneur en alcalins, introduits à hauteur de 1,25 % de la masse de ciment, pourrait être à l'origine de ce phénomène. En effet,

plusieurs études ont démontré qu'une forte teneur en alcalins entraînait une importante diminution des performances mécaniques à 28 jours ou plus. Ainsi, (Smaoui *et al.*, 2005) ont observé une chute de 17 % de $R_{c, 28j}$ (de 49,9 à 41,6 MPa) pour un béton contenant une masse de Na_2O_{eq} représentant 1,25 % de celle du ciment par rapport à un béton n'en contenant que 0,6 %. Le module d'Young et la résistance à la traction directe avaient également diminué d'environ 10 % avec l'augmentation de la teneur initiale en alcalins du matériau.

5.1.2. Effet du traitement thermique sur les résistances et module du béton

Dans la présente étude, les résistances en compression et en traction du béton **C-NI-Ø** ayant subi la cure thermique entre 0 et 14 jours (cf. Chapitre 2 §3.3) sont inférieures de 20 % et le module d'Young de 12 % par rapport au béton ayant été conservé à 20°C pendant 28 jours, et ce, malgré une hydratation plus rapide entre 0 et 14 jours au sein des éprouvettes ayant subi le traitement thermique du fait de la thermoactivation des réactions d'hydratation. L'élévation de la température dès les premières heures (températures passant de 23°C à 80°C en environ 30 heures) a pu induire une modification de la pâte cimentaire et des hydrates associés (Gallucci *et al.*, 2013; Kjellsen *et al.*, 1990; Lothenbach & Nonat, 2015; Radjy & Richards, 1973) ayant conduit à une diminution des performances mécaniques par rapport aux corps d'épreuve non chauffés. En outre, les effets de dilatation thermique différentielle entre pâte et granulats peuvent avoir provoqué l'endommagement de la pâte et de l'auréole de transition (ou ITZ pour Interfacial Transition Zone) (Al Shamaa *et al.*, 2016; Bremner & Holm, 1986; Cagnon *et al.*, 2015). Cet endommagement est de l'ordre de 15 % pour un béton durci soumis à une température de 80°C.

5.1.3. Effet de l'immersion sur les résistances et module du béton

La résistance à la compression et le module d'Young du béton non-réactif **NC-I-Ø** ont augmenté respectivement de 46 % et de 21 % suite à la conservation en eau (autrement dit par rapport aux éprouvettes **NC-NI-Ø** non chauffées et non immergées), alors que la résistance à la traction par fendage a diminué de 10 % (Tableau 3-10). Plusieurs phénomènes peuvent expliquer ces résultats :

- Premièrement, la poursuite des phénomènes d'hydratation entre 28 et 475 jours a pu conduire à une augmentation générale des performances mécaniques. (El Bitouri *et al.*, 2016) ont proposé une loi prenant en compte cette augmentation de la résistance à la compression au-delà de 28 jours à partir d'essais mécaniques menés par (Leung Pah Hang *et al.*, 2013). Par ailleurs, (Pathirage *et al.*, 2018) ont notamment montré que l'endommagement dû à la Réaction Alcali-

Granulats pouvait être équilibré par les gains de performances mécaniques résultant des mécanismes d'hydratation.

- (Pihlajavaara, 1974) a observé que les résistances à la traction par flexion des éprouvettes conservées à 50 % d'humidité relative sont environ 40 % supérieures à celles des éprouvettes conservées en conditions endogènes. Cet auteur attribue ce gain de résistance à la flexion suite au séchage à un effet favorable de précontrainte induite par les dépressions capillaires lorsque le béton est soumis à des contraintes de traction (Burlion *et al.*, 2000; Yurtdas *et al.*, 2004). Cet effet serait partiellement atténué par la microfissuration de l'interface pâte-granulats (contraction de la pâte gênée par les granulats plus rigides) (Bisschop *et al.*, 2001). Aucun écart significatif n'a été observé pour la résistance à la compression. (Bucher *et al.*, 2017) notent une augmentation du module statique de l'ordre de 5 % entre des éprouvettes séchées à 20°C et 50% d'humidité relative (degré de saturation estimé à 59 %) et d'autres conservées en conditions endogènes à 20°C (degré de saturation estimé à 80 %) et une chute d'environ 35 % sur la résistance à la traction par flexion. Le taux de saturation des éprouvettes a ainsi pu avoir une incidence non négligeable sur les caractéristiques mécaniques mesurées, sachant que les essais de caractérisation à 28 jours ont été menés après une cure de 14 jours à 20°C et 50 % d'humidité relative alors que les autres essais ont été effectués immédiatement après avoir sorti les corps d'épreuve de l'eau, autrement dit sur des bétons totalement saturés.
- Enfin, comme évoqué précédemment, la teneur en alcalins des corps d'épreuve a pu impacter les résistances mécaniques à long terme des matériaux. En effet, un fort dosage en alcalins lors de la formulation entraîne une diminution des performances mécaniques à long terme, particulièrement la résistance à la compression. Toutefois, les corps d'épreuve ayant été immergés pendant 447 jours dans la présente étude, le lessivage des alcalins a pu entraîner une réaugmentation des performances mécaniques. Pour tous les matériaux cimentaires dopés en alcalins et conservés dans l'eau (Figure 3-35.a), de fortes augmentations de résistance en compression sont constatées (niveau d'augmentation rarement constaté sur des bétons ordinaires non dopés en alcalins). Le dopage en alcalins semble donc avoir un impact important sur la maturation du matériau, retardant sa montée en résistance au cours des 28 premiers jours notamment mais l'autorisant à plus long terme au moins dans le cas des bétons conservés en eau.

Ces résultats et les pistes d'explications proposées semblent relativement cohérents vis-à-vis des résultats disponibles dans la littérature sur bétons et mortiers non-réactifs mais dopés en alcalins et immergés, notamment ceux de (Bouzabata *et al.*, 2012a; Larive, 1997; Multon, 2003). Les

évolutions des caractéristiques mécaniques mesurées par ces auteurs sont confrontées les unes aux autres et à celles de la présente étude grâce à la Figure 3-35.

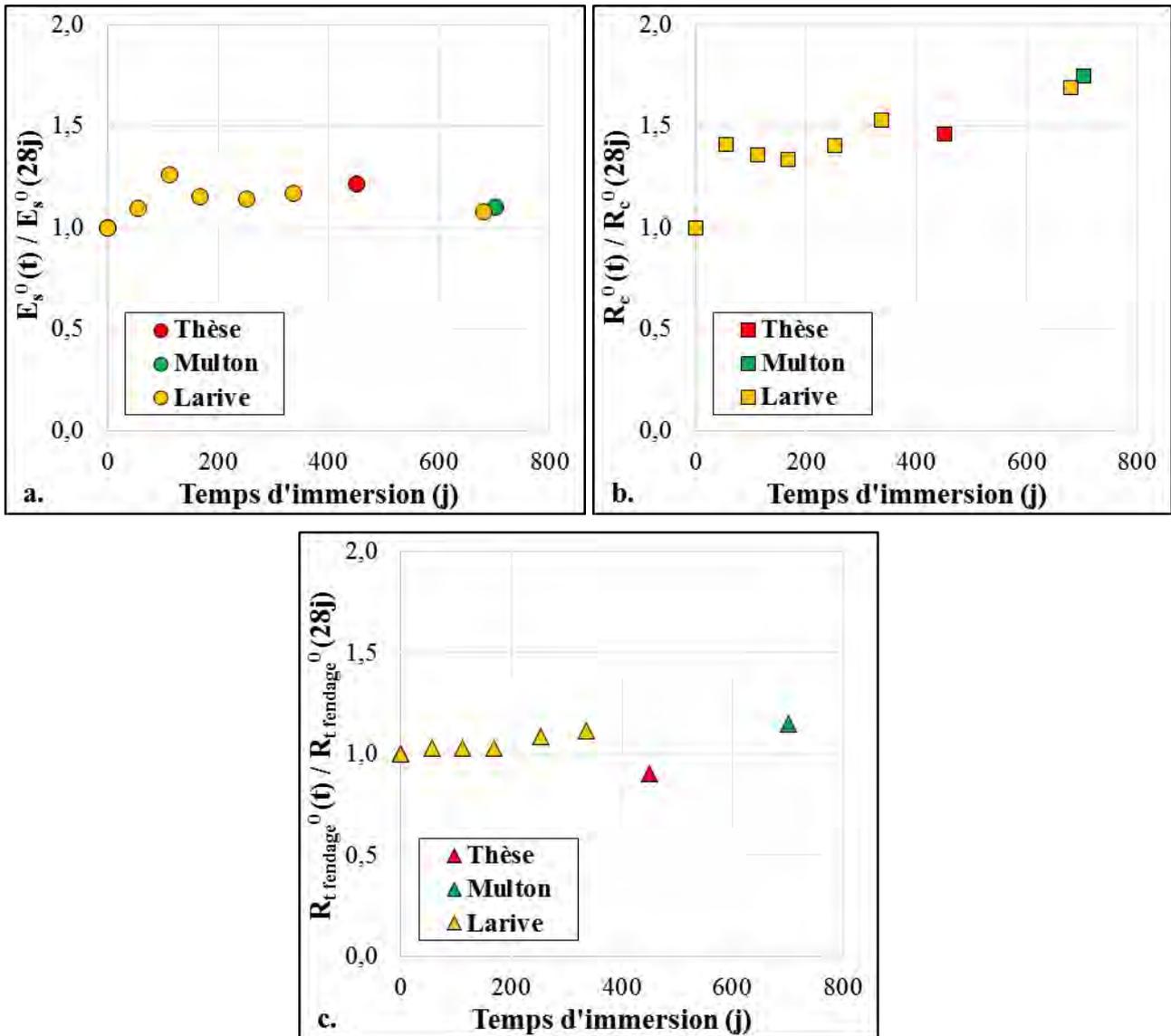


Figure 3-35. Evolution du module d'Young (a.), des résistances à la compression (b.) et à la traction par fendage (c.) de bétons et mortiers non-réactifs immergés (Bouzabata *et al.*, 2012a; Larive, 1997; Multon, 2003). L'origine des abscisses correspond à la date d'immersion, 28 jours après coulage.

5.1.4. Effet de la RSI sur les résistances et module du béton

Le béton réactif **C-I-Ø** présente des caractéristiques mécaniques très différentes du béton non-réactif **NC-I-Ø** après 447 jours d'immersion (Tableau 3-10). En effet, la résistance à la compression et le module d'Young du béton sont quasiment identiques à ceux obtenus à 28 jours sur le même béton (diminution de moins de 1 % pour R_c , augmentation de moins de 3 % pour E_s). L'endommagement induit par la RSI sur ces caractéristiques mécaniques semble dans ce cas avoir

été compensé par les effets de maturation du béton observés sur béton non-réactifs **NC-I-Ø**. En revanche, la résistance à la traction par fendage a chuté d'environ 23 % au cours de la période d'immersion. Cette diminution correspondrait aux effets conjoints de la maturation du matériau (gain de résistance) et de la RSI (chute de R_t), mais également de la saturation du matériau (chute de R_t mesurée par rapport aux essais à 28 jours effectués sur béton partiellement saturé). En raison de la difficulté à dissocier les différents phénomènes jouant sur les performances mécaniques et du peu de résultats disponibles à ce sujet dans la littérature, l'analyse de l'endommagement induit par la RSI est abordée par le biais de la modélisation dans le chapitre dédié (cf. Chapitre 4 §2.2.3).

5.1.5. Conclusion concernant l'évolution des caractéristiques mécaniques du béton avant et après immersion

Les résultats présentés ci-dessus ont mis en évidence la difficulté à dissocier les effets conjoints des différents phénomènes (modification des performances mécaniques en fonction de la teneur en alcalins, endommagement et modification de la cinétique d'hydratation liés à l'élévation de la température au jeune âge, maturation, conditions de saturation, endommagement diffus lié à la RSI, endommagement localisé initié par d'éventuels différentiels de gonflement) ayant eu lieu au cours de la durée de vie des corps d'épreuve. De plus, l'importance de chacun des phénomènes est susceptible de varier selon la caractéristique mécanique mesurée et selon le type d'essai effectué pour y accéder (modules dynamique et statique, résistances à la traction directe et par fendage...).

Dans la littérature, un certain nombre de ces aspects sont occultés lors de l'interprétation des résultats. En effet, l'endommagement diffus dû à la RSI est souvent associé à la différence de comportement entre un béton ayant gonflé (**C-I-Ø** dans le cas présent) et un même béton inerte car non chauffé (**NC-I-Ø** ici). Ainsi, nombre de résultats disponibles dans la littérature ne permettent pas d'évaluer l'endommagement diffus de RSI indépendamment de ces phénomènes. Les difficultés qui en découlent en termes de modélisation seront évoquées plus tard (cf. Chapitre 4 §2.2.3).

5.1.6. Mesures de déformations instantanées à charge et décharge des éprouvettes L14,5-TØ

Les déformations instantanées mesurées lors de la mise en charge à 28 jours des corps d'épreuve L14,5-TØ ont été tracées en fonction de la contrainte longitudinale appliquée sur la Figure 3-36 (points gris).

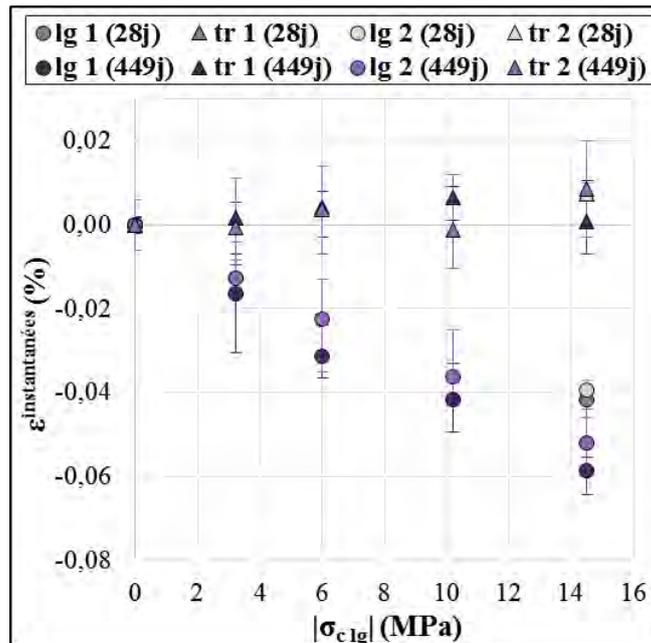


Figure 3-36. Déformations instantanées des éprouvettes prismatiques **L14,5-TØ** lors de la charge à 28 jours et lors des cycles de charge et décharge sous charge après 421 jours d'immersion.

En supposant que les déformations longitudinales instantanées évoluent de façon linéaire avec l'augmentation de la contrainte, un module instantané a pu être calculé. La valeur obtenue, proche de 36000 MPa, est comparable à la valeur du module d'Young mesuré sur cylindres à 28 jours, égal à 35400 MPa en moyenne.

Le bâti permettant l'application de ce chargement a été démonté après 421 jours d'immersion. Les déformations instantanées à décharge et recharge ont dans un premier temps été mesurées. Une recharge a été appliquée par paliers à 3,2 MPa, 6,0 MPa et 10,2 MPa. Les déformations instantanées mesurées entre chacun de ces paliers ont été tracées en fonction de la contrainte longitudinale appliquée (Figure 3-36 points violets). L'évolution des déformations longitudinales instantanées en fonction de la charge appliquée apparaît linéaire. Le module résiduel instantané, de l'ordre de 26000 MPa, apparaît très inférieur aux valeurs de module d'Young mesurés sur béton réactif libre **C-I-Ø** après 450 jours d'immersion, proches de 36300 MPa. Cet écart pourrait traduire un effet d'endommagement plus important pour un béton réactif confiné que pour un béton réactif libre de contraintes, malgré la réduction des déformations longitudinales que le chargement a induit. Il est de fait plus vraisemblable que cet écart résulte de l'endommagement induit par le déconfinement du béton ayant gonflé sous charge **L14,5-TØ**. La libération de la charge pourrait avoir permis l'ouverture brutale de fissures perpendiculaires à la direction de la charge. Dans le cas des éprouvettes libres, la fissuration induite par la RSI a été remplie par les produits néoformés au fur et à mesure des gonflements. Au contraire, la décharge a été très rapide et a eu lieu après la majeure partie des gonflements, le remplissage des fissures ainsi créé n'est donc plus possible, ce qui affecte

la rigidité apparente du matériau. Les déformations transversales, de signe opposé, semblent elles aussi suivre une tendance linéaire mais dispersée. Il faut toutefois rappeler que les déformations transversales sont déterminées de manière indirecte et le calcul utilisé fait intervenir les déformations longitudinales. Les effets d'incertitude et de variabilité des mesures sont donc cumulés. Dans ce cas précis, la faible amplitude des déformations transversales au regard des déformations longitudinales et la variabilité des résultats obtenus d'un palier de chargement à un autre perturbent donc fortement l'analyse. Il est notamment complexe de conclure quant à la valeur du coefficient de proportionnalité liant les déformations instantanées obtenues dans les deux directions et qui pourrait être assimilé à un coefficient de Poisson résiduel.

5.2. Comportement du béton armé atteint de RSI

Le comportement mécanique du béton armé atteint de RSI a été étudié via deux séries d'essais. Premièrement, des essais de tirants sur éprouvettes armées **L1,1%-TØ** et triaxialement **L1,1%-T0,7%** après gonflement ont été menés et les résultats comparés à ceux issus d'essais de tirants effectués à 28 jours sur éprouvettes armées uniaxialement chauffées (**C-NI-L1,1%-TØ**) ou non au jeune âge (**NC-NI-L1,1%-TØ**).

5.2.1. Essais de tirants sur éprouvettes armées

Comme prévu dans le plan expérimental, des essais de tirants ont été effectués, avant et après immersion, sur les éprouvettes prismatiques $100 \times 100 \times 500$ mm armées longitudinalement. Les essais à 28 jours ont été menés sur béton chauffé **C-NI-L1,1%-TØ** et un béton non chauffé **NC-NI-L1,1%-TØ** (Figure 3-37). Sur les quatre essais réalisés à cette échéance, deux ont conduit à l'apparition d'une seule fissure en partie centrale de l'éprouvette, les deux autres ayant fissuré deux fois et de façon plus excentrée (Annexe 2). Les contraintes dans le béton ont été calculées en supposant qu'il y avait continuité des déformations entre l'acier et le béton. La contrainte de fissuration a donc pu être déterminée dans chacun des cas et comparée à la résistance en traction par fendage.

Toutefois, les éprouvettes utilisées pour les essais de tirants et de fendage n'étant pas de même dimension, il est nécessaire de prendre en compte les effets d'échelle qui impactent la résistance en traction du béton (Bažant, 2000, 1999; Bažant & Kwon, 1994; Rossi *et al.*, 1994). L'équation (3-9) détaille la détermination du coefficient prenant en compte l'effet d'échelle : R_t^{ref} est la résistance moyenne à la traction mesurée sur des échantillons dont le volume sollicité est V^{ref} (environ égal à

242 cm³ dans le cas d'essais de fendage sur éprouvettes cylindriques $\phi 110 \times 220$ mm), V^{eq} est le volume sollicité au cours des essais de tirants (égal à 50000 cm³) et m est l'exposant de Weibull qui dépend du coefficient de variation CV des résultats expérimentaux (égal à 0,095 pour les essais sur éprouvettes cylindriques **NC-NI-Ø** et **C-NI-Ø** à 28 jours et à 0,153 pour les essais sur éprouvettes cylindriques **C-I-Ø** après 447 jours d'immersion). Le Tableau 3-11 liste les valeurs de résistances à la traction du béton en fonction de l'échelle considérée.

$$\frac{R_t^{eq}}{R_t^{ref}} = \left(\frac{V^{ref}}{V^{eq}} \right)^{\frac{1}{m}} \quad \text{avec } m \approx \frac{1}{10} \left(\frac{12}{CV} - 2 \right) \quad (3-9)$$

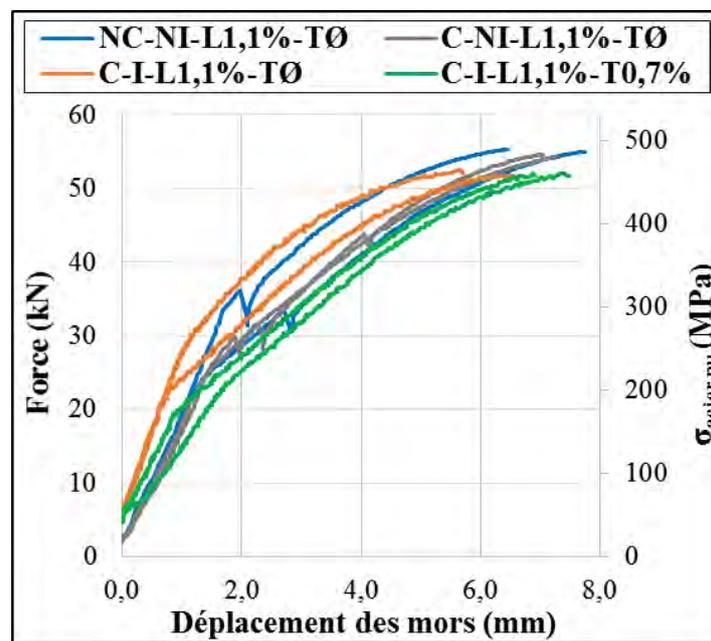


Figure 3-37. Evolution de la force appliquée et de la contrainte équivalente dans l'armature longitudinale nue des prismes armés uniaxialement, chauffés **C-NI-L1,1%-TØ** ou non **NC-NI-L1,1%-TØ**, à 28 jours et des prismes réactifs armés uniaxialement **L1,1%-TØ** et triaxialement **L1,1%-T0,7%** après 421 jours d'immersion (b.) en fonction du déplacement des mors de la presse.

Tableau 3-11. Résistances à la traction mesurées en fendage (notées R_t^{ref}) et résistances calculées à partir de l'effet d'échelle (notées R_t^{eq}).

	NC-NI-Ø	C-NI-Ø	C-I-Ø
R_t^{ref} (MPa)	3,9	3,0	2,3
R_t^{eq} (MPa)	3,0	2,4	1,5

Ainsi, la première fissure est apparue sur les tirants non chauffés **NC-NI-L1,1%-TØ** pour une contrainte moyenne équivalente dans le béton avoisinant 3,3 MPa alors que la résistance à la

traction $R_{t\text{eq}}^{\text{NC-NI-}\emptyset}$ calculée avec l'effet d'échelle correspondant à partir des mesures par fendage sur les éprouvettes cylindriques **NC-NI- \emptyset** est proche de 3,0 MPa (Figure 3-38.a). De même, la contrainte moyenne dans le béton correspondant à l'apparition de la première fissure sur les tirants chauffés **C-NI-L1,1%-T \emptyset** est de l'ordre de 3,0 MPa pour une résistance à la traction équivalente $R_{t\text{eq}}^{\text{C-NI-}\emptyset}$ calculée avec l'effet d'échelle correspondant à partir des mesures sur les éprouvettes **C-NI- \emptyset** proche de 2,4 MPa. L'hypothèse de continuité des déformations entre l'armature et le béton apparaît donc relativement adaptée jusqu'à l'apparition de la première fissure sur le tirant.

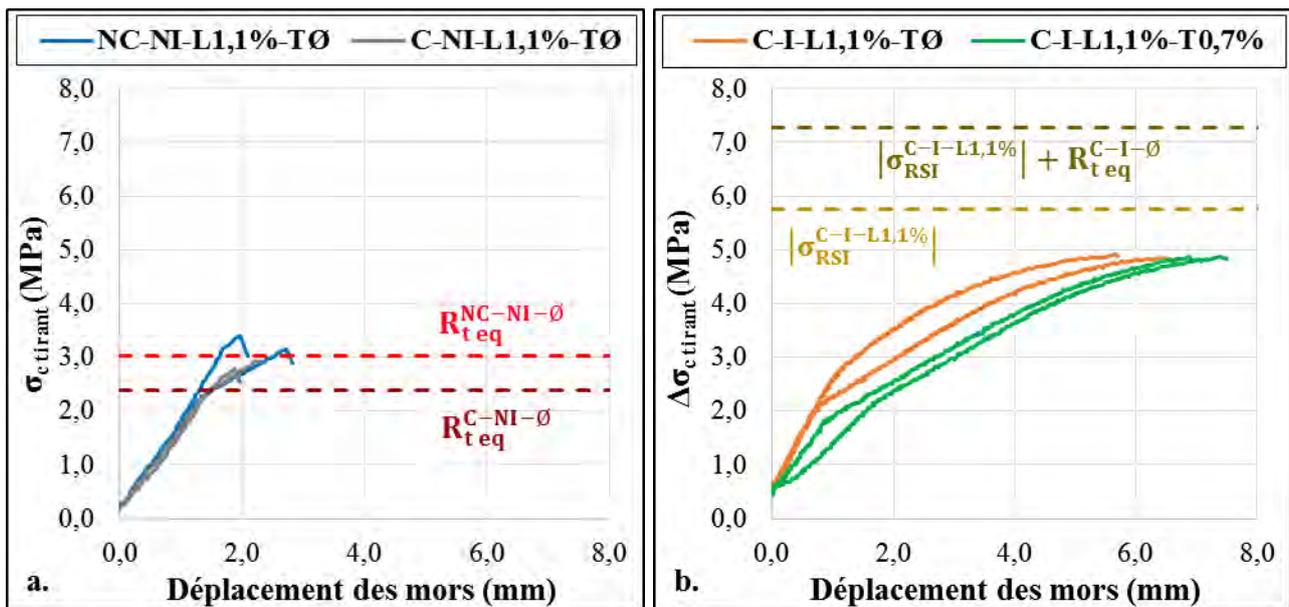


Figure 3-38. Evolution des contraintes dans le béton des corps d'épreuve armés uniaxialement, chauffés **C-NI-L1,1%-T \emptyset** ou non **NC-NI-L1,1%-T \emptyset** , à 28 jours (a.) et dans les corps d'épreuve réactifs armés uniaxialement **L1,1%-T \emptyset** et triaxialement **L1,1%-T0,7%** après 421 jours d'immersion (b.) en fonction du déplacement des mors de la presse de traction.

Une seconde série d'essais a été menée sur les corps d'épreuve en béton réactif armé uniaxialement **L1,1%-T \emptyset** et triaxialement **L1,1%-T0,7%** après 421 jours d'immersion. Les essais ont été interrompus en raison de la rupture des coupleurs de raccordement des armatures pour une contrainte équivalente dans l'acier nu de l'ordre de 500 MPa (Figure 3-37). L'effort de traction appliquée au cours des essais de tirants a conduit à une variation de contrainte dans le béton $\Delta\sigma_{\text{tirant}}^{\text{C-I-L1,1}\%}$ d'environ 4,9 MPa (Figure 3-38.b).

Pour rappel, l'analyse des déformations longitudinales induites par la RSI sur ces corps d'épreuve a permis de déduire l'état de « précontrainte chimique » dans le béton à la fin du suivi, le gonflement du béton ayant induit une mise en traction des aciers et donc une mise en compression du béton par équilibrage des forces. La contrainte longitudinale théorique de compression induite dans le béton

par le blocage partiel des gonflements par les aciers avoisinait 5,8 MPa en fin de suivi (cf. Chapitre 3 §2.2.2.5). Autrement dit, la force de traction appliquée sur les armatures lors des essais de tirant a conduit la contrainte de compression dans le béton à diminuer de 5,8 à 0,9 MPa environ. De fait, aucune fissure n'a été générée dans les tirants. La résistance à la traction $R_{teq}^{C-I-\emptyset}$ calculée avec l'effet d'échelle à partir des mesures par fendage sur les éprouvettes réactives **C-I-Ø** après 447 jours d'immersion est proche de 1,5 MPa. Il est donc possible de conclure que la « précontrainte chimique » $|\sigma_{RSI}^{C-I-L1,1\%}|$ était à minima de 3,4 MPa dans le béton (3-10).

$$|\sigma_{RSI}^{C-I-L1,1\%}| > \Delta\sigma_{tirant}^{C-I-L1,1\%} - R_{teq}^{C-I-\emptyset} \quad (3-10)$$

La rupture des coupleurs est survenue avant la plastification des armatures ou l'endommagement du filetage. Les essais pull-out ont donc pu être menés en utilisant de nouveaux manchons sur des éprouvettes n'ayant a priori pas été endommagées au cours de l'essai de tirant.

5.2.2. Essais de pull-out

Des essais de type pull-out ont été réalisés sur les extrémités des éprouvettes réactives armées uniaxialement **L1,1%-TØ** et triaxialement **L1,1%-TØ,7%**, et non réactives armés uniaxialement **C-NI-L1,1%-TØ**, préalablement débitées. A noter, les essais de tirants effectués précédemment et la libération partielle des contraintes consécutive au débitage des corps d'épreuve n'ont a priori pas eu d'effet majeur sur l'adhérence acier-béton résiduelle dans la mesure où l'ordre de grandeur du glissement induit par ces manipulations reste négligeable devant l'ordre de grandeur des déformations imposées à l'armature par le gonflement du béton. Le sciage des éprouvettes pourrait avoir induit un effet de déconfinement des armatures en raison des phénomènes de vibrations d'une part et de la réduction de la longueur de l'interface par le sciage des armatures d'autre part. A ce titre, ces essais donnent donc accès à une limite basse de l'adhérence résiduelle après RSI.

Après une première campagne d'essais infructueuse en raison de la rupture du béton avant rupture de l'interface acier-béton (cf. Chapitre 2 §5.2.2 pour la mise en œuvre de ces essais et Annexe 3 pour les résultats obtenus au cours de cette première campagne), les conditions d'essais ont été légèrement modifiées pour éviter la rupture du béton. Les essais ont été pilotés de manière à maintenir une vitesse de glissement de l'armature constante au cours du temps. L'évolution de la contrainte d'adhérence a ainsi été obtenue pour chacun des lots (Figure 3-39.a).

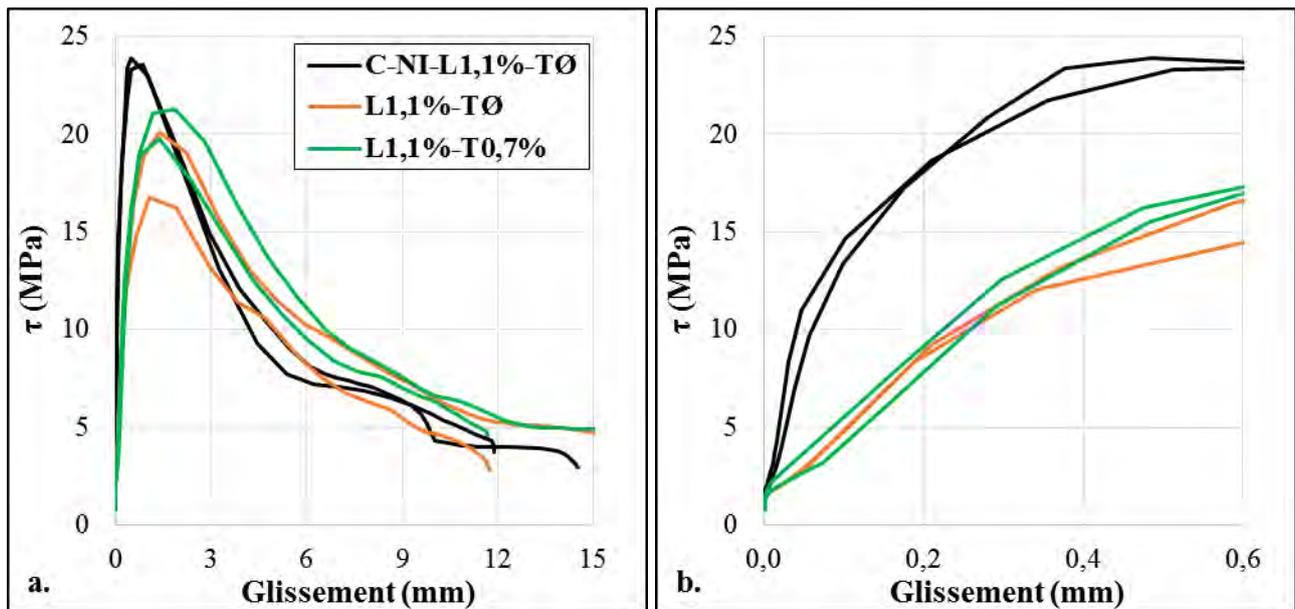


Figure 3-39. Confrontation des résultats des essais pull-out sur échantillons de béton non immergé C-NI-L1,1%-TØ et de béton réactif armé uniaxialement L1,1%-TØ et triaxialement L1,1%-TØ,7%.

L'allure des courbes obtenues est caractéristique des essais d'adhérence acier-béton, avec une pente initiale importante jusqu'à l'atteinte d'un pic correspondant à la contrainte d'adhérence maximale, une diminution rapide des contraintes en post-pic et enfin une atténuation progressive de la pente de la courbe. Une attention particulière est portée au comportement des matériaux pour des glissements inférieurs à 0,4 mm (Figure 3-39.b), car cette valeur correspond à l'ouverture maximale de fissures prescrite par la norme NF EN 1992 pour le béton armé. Un comportement quasi-élastique a été observé lors de la pré-charge et en début d'essais. En effet, la contrainte d'adhérence augmente rapidement jusqu'à environ 2 MPa pour un glissement extrêmement réduit (inférieur à 2 μm). Ce type de comportement a été observé par (Handika, 2017) sur bétons sains. Ceci démontre a priori que l'interface acier-béton n'a pas été gravement endommagée par le débitage des éprouvettes.

Les contraintes d'adhérence maximales ainsi que les modules de cisaillement avant et après RSI ont été extraits de chacune des courbes obtenues et tracés en fonction du gonflement longitudinal mesuré sur chaque lot (Figure 3-40.a et Figure 3-40.b).

Un gonflement longitudinal d'environ 0,26 % entraîne une chute de 22 % de la contrainte d'adhérence maximale, passant de 23,7 MPa pour le lot C-NI-L1,1%-TØ à 18,4 MPa pour le béton réactif armé uniaxialement L1,1%-TØ. Elle est légèrement supérieure lorsqu'un confinement triaxial a été appliqué, de l'ordre de 20,5 MPa pour le béton réactif armé triaxialement L1,1%-TØ,7%. Cet écart est a priori dû au surcroît de frottement acier-béton induit par les contraintes radiales de compression apparues lors du gonflement. Quoiqu'il en soit, le

développement de la RSI semble donc avoir un impact modéré sur l'adhérence maximale acier-béton. En revanche, un effet important est visible sur le module de cisaillement de l'interface acier-béton (correspondant à la pente initiale de la courbe), puisqu'il chute de plus de 78 % après RSI. En effet, la valeur pour le béton non immergé **C-NI-L1,1%-TØ** est proche de 151 MPa/mm, alors qu'elle n'est que de 32 MPa/mm pour le béton réactif armé uniaxialement **L1,1%-TØ**. Le module de cisaillement du béton réactif armé triaxialement **L1,1%-T0,7%** présente sensiblement la même valeur. Cette chute de module peut être due à un phénomène de déconfinement radial de l'armature sous l'effet du gonflement d'une part et à l'endommagement subi par la pâte constituant l'interface acier-béton sous l'effet de la RSI d'autre part.

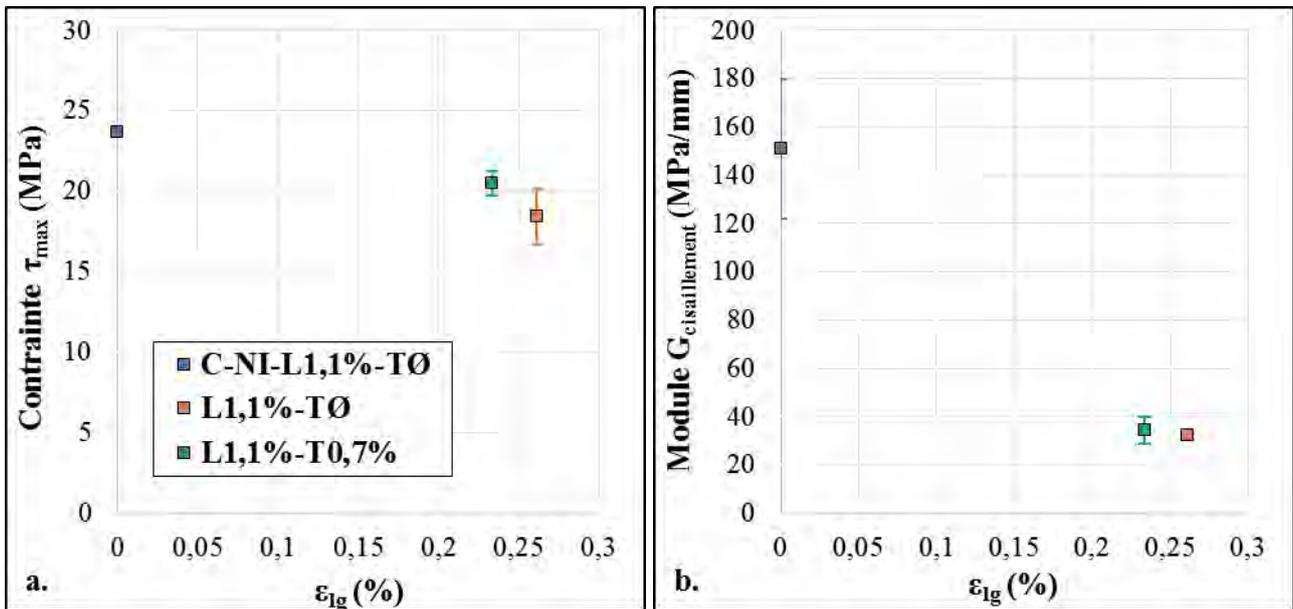


Figure 3-40. Evolution de la contrainte maximale d'adhérence (a.) et du module de cisaillement de l'interface acier-béton (b.) en fonction des gonflements.

Il est important de souligner que l'analyse de ces essais ne doit pas être réduite à la seule contrainte de cisaillement maximal. En effet, alors que les contraintes de cisaillement maximales semblent peu modifiées, l'impact prononcé que le développement de la RSI semble avoir sur le module de cisaillement de l'interface acier-béton peut avoir d'importantes conséquences sur le comportement des structures en béton armé. En effet, pour une ouverture de fissure inférieure à 0,4 mm, la contrainte d'adhérence d'un béton atteint de cette pathologie est nettement inférieure à celle d'un béton sain. Autrement dit, la longueur nécessaire à l'ancrage des armatures de part et d'autre de la fissure s'en trouve considérablement augmentée : les fissures devraient donc être moins nombreuses mais plus ouvertes, ce qui peut être problématique vis-à-vis des limites imposées par la norme NF EN 1992 concernant les ouvertures de fissures.

6. Lessivage des alcalins du béton

6.1. Teneur en alcalins dans l'eau de conservation

La teneur en alcalins de l'eau de conservation a été mesurée jusqu'à 421 jours d'immersion. Pour cela, lors de chaque point de mesure de déformations des corps d'épreuve jusqu'à 421 jours, un prélèvement de la solution de conservation a été effectué. Cet échantillon a fait par la suite l'objet d'une analyse chimique par spectrométrie à plasma (ICP) pour déterminer les concentrations en ions potassium et sodium présents en solution. Le suivi des concentrations en ions sulfate et en aluminate effectué pendant les premiers mois d'immersion a confirmé l'absence de phénomènes de lessivage de ces ions. L'évolution de la concentration en alcalins équivalents dans l'eau de conservation ainsi que celle de la quantité d'alcalins équivalents ayant été lessivés, exprimée par mètre cube de béton, ont ainsi pu être tracées (Figure 3-41). Pour rappel, les cinétiques de lessivage des alcalins ont été supposées identiques quels que soient les lots d'éprouvettes considérés.

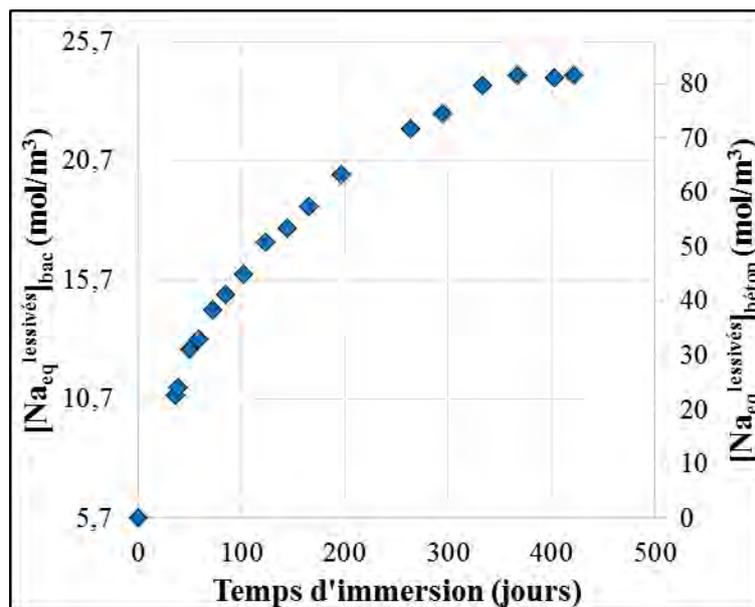


Figure 3-41. Evolutions de la concentration en alcalins dans l'eau de conservation (axe vertical gauche) et de la quantité d'alcalins lessivés (axe vertical droit) exprimée en mol/m³ de béton.

En s'appuyant sur la quantité d'alcalins introduite dans le matériau lors de la formulation d'une part et en connaissant celle ayant été lessivée d'autre part, l'évolution de la concentration en alcalins dans le béton a pu être déterminée (Figure 3-42). Celle-ci évolue de 158 mol/m³ d'ions sodium équivalents au moment de l'immersion à environ 77 mol/m³ après 421 jours de conservation en eau, ce qui représente un départ d'un peu plus de 50 % des alcalins présents initialement. La cinétique de départ des alcalins semble relativement régulière jusqu'à 333 jours d'immersion avant de ralentir et même de quasiment s'arrêter à partir de 367 jours.

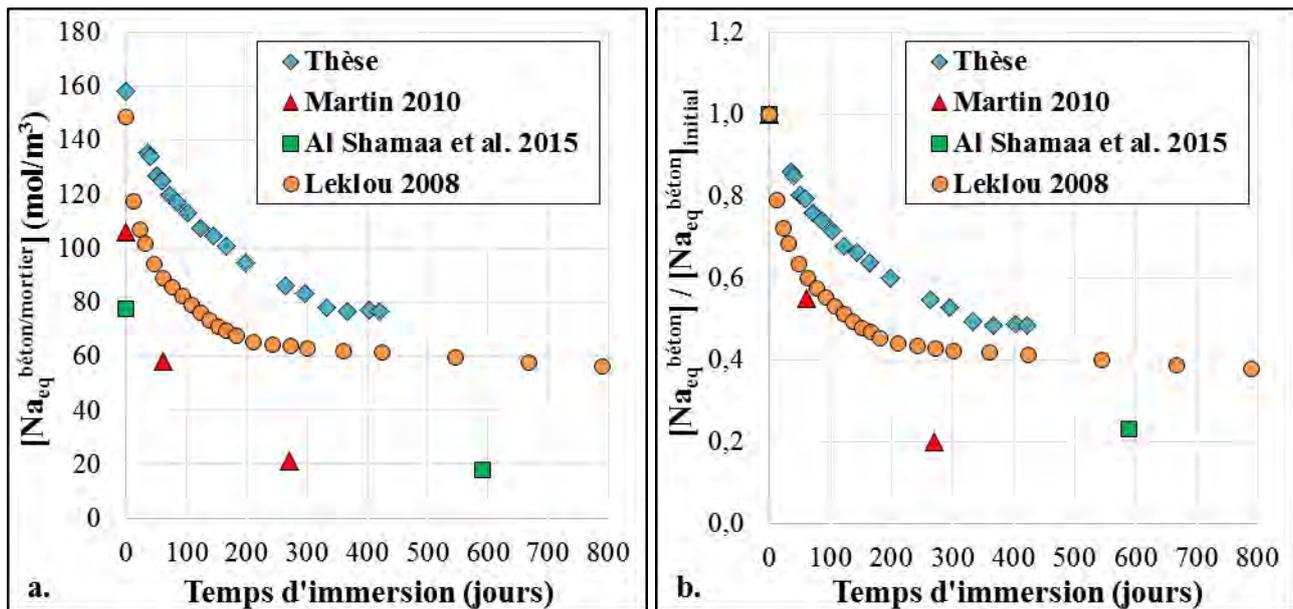


Figure 3-42. Evolution de la concentration en alcalins, réelle (a.) et relative (b.), dans le béton.

Confrontation aux résultats de (Martin, 2010), (Al Shamaa *et al.*, 2015) et (Leklou, 2008).

Ces résultats ont été confrontés à quelques-uns de ceux disponibles dans la littérature, malgré des matériaux et des conditions de conservation différentes. Pour rappel, les corps d'épreuve en béton ont été moulés puis immergés dans un grand volume d'eau non-renouvelée ($V_{solide}/V_{eau} = 0,23$). Sur trois études de la littérature au cours desquelles a été mesuré le lessivage des alcalins, deux indiquent une forte diminution des alcalins dans le béton (Al Shamaa *et al.*, 2015; Martin, 2010) et une n'indique qu'une baisse modérée (Leklou, 2008). Ainsi, les essais effectués par (Al Shamaa *et al.*, 2015) mettent en évidence un départ de plus de 75 % des alcalins des éprouvettes moulées $\phi 110 \times 220$ mm de mortier sur 590 jours d'immersion, de 77 mol/m^3 à 18 mol/m^3 bien que la conservation ait été faite dans un volume relativement réduit d'eau non renouvelée ($V_{solide}/V_{eau} = 2,17$). De même, les travaux de (Martin, 2010) sur éprouvettes carottées $\phi 110 \times 220$ mm de béton conservées dans de l'eau non-renouvelée (avec un rapport V_{eau}/V_{solide} non précisé) présentent une cinétique de lessivage également très rapide. En effet, la teneur en alcalins dans le matériau chute de 106 à 21 mol/m^3 en l'espace de seulement 270 jours d'immersion. Le départ de plus de 80 % des alcalins sur une période aussi courte a pu être favorisé par la méthode d'obtention des corps d'épreuve : en effet, les éprouvettes ayant été carottées, leur surface est a priori plus perméable que des éprouvettes moulées (formation de laitance en surface). En revanche, la teneur en alcalins des éprouvettes moulées $40 \times 40 \times 160$ mm de mortier étudiées par (Leklou, 2008) n'a diminué que de 60 % environ en 425 jours d'immersion dans de l'eau renouvelée, passant de 149 à 61 mol/m^3 . Malgré des conditions de conservation a priori très favorables au lessivage, ces résultats semblent assez proches de ceux obtenus dans la présente étude. Aucun de ces auteurs

n'indique avoir constaté de phénomènes de calcification ayant pu perturber les phénomènes de lessivage, mais ces phénomènes étant assez courants, ils peuvent avoir eu lieu sans avoir été notés.

En conclusion, un arrêt précoce du lessivage des alcalins a été observé dans cette étude et dans celle de (Leklou, 2008) malgré une quantité résiduelle d'alcalins dans le matériau a priori assez élevée. Cet arrêt n'a pas été observé dans d'autres études de la littérature (Al Shamaa *et al.*, 2015; Martin, 2010). Le phénomène de colmatage progressif de la porosité de surface des éprouvettes par la calcite formée suite à la carbonatation de l'eau pourrait expliquer ce ralentissement du lessivage. Les observations MEB ont confirmé que la surface extérieure des éprouvettes étaient bien couvertes de calcite et que celle-ci avait même précipité dans des fissures débouchantes, pouvant ainsi conduire à l'arrêt des échanges entre le béton et la solution de conservation. Des conditions de conservation légèrement différentes dans les autres études pourraient être responsables de la dispersion observée. Ces disparités entre études de laboratoire confirment la nécessité, dans la mesure du possible, de quantifier la quantité d'alcalins ayant été lessivés au cours de la conservation en eau des corps d'épreuve. Par ailleurs, des études complémentaires pourraient être menées pour évaluer l'impact des conditions de conservation sur le lessivage des alcalins (renouvellement et carbonatation de l'eau, éprouvettes moulées ou carottées, brassage et température de l'eau...).

6.2. Mesures directes de teneur en alcalins du béton

La teneur en alcalins du béton a été évaluée à différentes échéances : tout d'abord lors du coulage, par mesure des teneurs en alcalins du ciment anhydre et des granulats pour obtenir la valeur initiale, puis après environ 450 jours d'immersion, par mesure des teneurs en alcalins de broyat de béton pour obtenir la valeur résiduelle. Par ailleurs, dans le cadre d'une étude complémentaire sur l'effet du traitement thermique et du séchage sur la fixation des alcalins, la teneur en alcalins à 28 jours a été mesurée sur échantillons issus d'une gâchée de béton différente mais de même composition. La distinction a été systématiquement faite entre alcalins lessivés, « solubles » et « totaux », définis ci-dessous :

- Alcalins lessivés : mesures de la concentration de l'eau de conservation à l'ICP-OES.
- Alcalins « solubles » : analyse à ICP-OES après attaque acide à 2 % sur broyat de béton ou des granulats seuls.
- Alcalins « totaux » : analyse à l'ICP-OES après dissolution de tous les composés du béton ou des granulats seuls par passage du broyat au four à 1100°C avec un fondant au borate de

lithium. Les alcalins désignés comme « insolubles » sont déterminés par soustraction des « solubles » aux « totaux ».

La méthodologie de mesure a été décrite dans le chapitre précédent (cf. Chapitre 2 §4.5.2). Les nombreux essais réalisés sur « pâte » extraite du béton par broyage à vitesse modérée ont démontré la difficulté à éliminer les granulats du broyat par cette méthode (granulats siliceux très fragiles). De fait, la distinction entre teneur en alcalins de la pâte et des granulats n'a pas pu être faite. La teneur en alcalins est exprimée en mol d'ions sodium équivalents par mètre cube de béton.

6.2.1. Teneur initiale en alcalins

Les mesures des teneurs en alcalins du ciment et des granulats ont permis d'évaluer la teneur initiale du béton. Le ciment anhydre n'est constitué que d'alcalins dits « solubles » dans la mesure où la solution à 2 % d'acide permet la dissolution de l'ensemble des espèces chimiques présentes ($[Na^+_{eq}]_{sol} = [Na^+_{eq}]_{tot}$). Cette teneur $[Na^+_{eq}]_{sol}$ est de 158 mol/m^3 de béton, conformément aux prescriptions imposées par la formulation (teneur en alcalins cible de 1,25 % de la masse de ciment). Dans les granulats, la quantité d'alcalins « solubles » est de seulement 8 mol/m^3 de béton pour une quantité d'alcalins « totaux » de 87 mol/m^3 de béton. Finalement, les teneurs initiales en alcalins « solubles » et « totaux » du béton sont respectivement égales à 166 et 245 mol/m^3 de béton (Tableau 3-12).

6.2.2. Teneur résiduelle en alcalins après 450 jours d'immersion

Dès l'immersion des corps d'épreuve, la teneur résiduelle en alcalins dans les corps d'épreuve diminue avec le lessivage (échange au niveau de la surface exposée à la solution d'immersion) et n'est plus homogène. En effet, la diffusion des alcalins dans le matériau conduit à un appauvrissement plus lent de la teneur en alcalins au cœur des éprouvettes. Des échantillons ont été prélevés à différentes profondeurs (un à 15 mm, 70 mm et 110 mm) sur l'axe de révolution des cylindres $\phi 110 \times 220 \text{ mm}$ (Figure 3-43.a) ayant subi la cure thermique **C-I-Ø** ou non **NC-I-Ø** pour permettre une évaluation de la répartition du champ d'alcalins après 450 jours d'immersion. Les valeurs de teneurs en alcalins à 450 jours sont relativement similaires pour les échantillons extraits des cylindres **NC-I-Ø** et **C-I-Ø**, bien que légèrement inférieure pour le béton réactif (**C-I-Ø**) sans doute en raison de la fissuration induite par la RSI. La cure thermique et le gonflement du béton résultant pour les éprouvettes atteintes de RSI ne semblent pas avoir affecté outre mesure les cinétiques de lessivage des alcalins. La Figure 3-43.b présente les résultats obtenus.

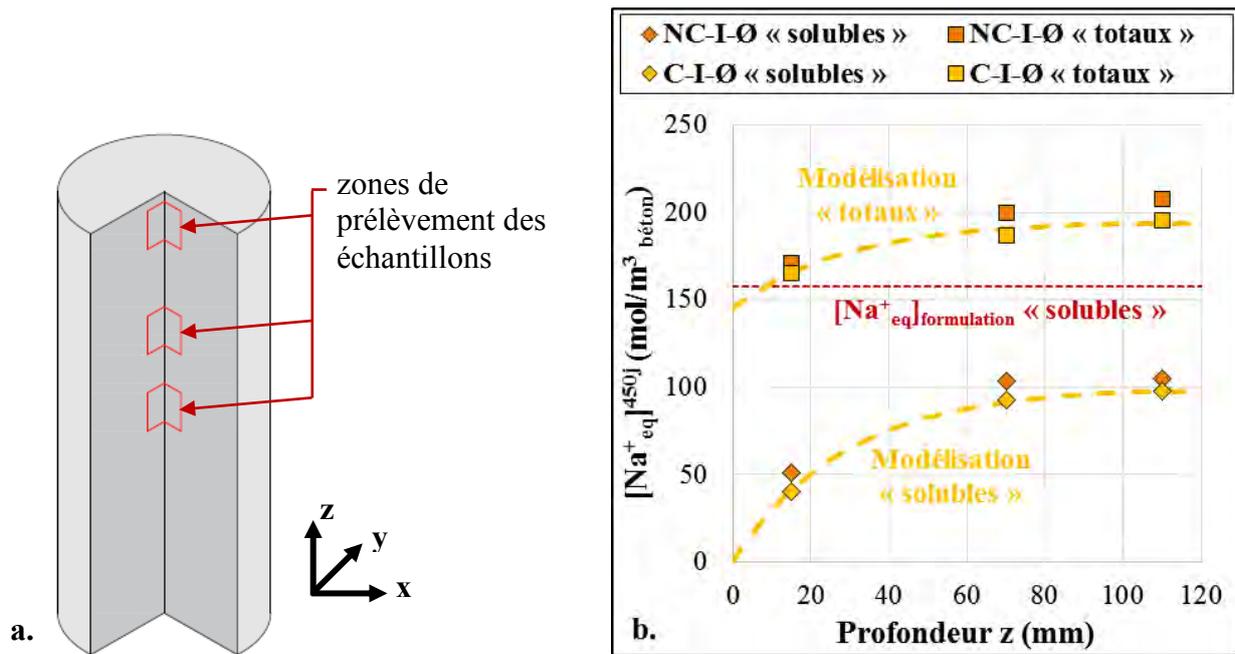


Figure 3-43. Zones de prélèvement des échantillons (a.) et évolution de la teneur en alcalins « solubles » et « totaux » dans les éprouvettes non-réactives **NC-I-Ø** et réactives **C-I-Ø** à différentes profondeurs (b.) après 450 jours d'immersion.

Un profil de teneur en alcalins après 450 jours d'immersion dans les éprouvettes réactives **C-I-Ø** a été reconstitué grâce à un modèle de diffusion/convection des alcalins (lignes pointillées jaunes sur la Figure 3-43.b). Les teneurs en alcalins « solubles » et « totaux » ont été supposées respectivement égales à 0 et 145 mol/m³ de béton en peau des éprouvettes. La teneur résiduelle en alcalins « solubles » moyennée sur tout le volume des cylindres a été déterminée et est proche de 40 mol/m³ de béton. Cela représente une chute d'environ 125 mol/m³ de béton par rapport à la teneur initiale en alcalins « solubles » calculée précédemment (égale à 166 mol/m³), soit environ 75 % de la teneur initiale. Pourtant, seules 83 mol/m³ de béton ont été lessivées. Il semble donc que, outre l'appauvrissement du matériau en alcalins dû au lessivage, un phénomène de fixation des alcalins ait eu lieu entre le coulage et la fin du suivi, les rendant « insolubles » du point de vue de la méthodologie de mesure mise en œuvre. Ce phénomène est confirmé par le calcul de la teneur résiduelle en alcalins « totaux » moyennée sur tout le volume des cylindres. Cette valeur est proche de 165 mol/m³ de béton, ce qui correspond à une chute d'environ 80 mol/m³ de béton par rapport à la teneur initiale en alcalins « totaux » du matériau (égale à 245 mol/m³ de béton), soit quasiment exactement la quantité d'alcalins lessivés. Les données ci-dessus sont listées dans le Tableau 3-12.

Pour les éprouvettes réactives **C-I-Ø**, la teneur en alcalins « solubles » après lessivage est proche de 40 mol/m³ à 15 mm de profondeur. Au-delà de 70 mm de profondeur, la teneur moyenne en alcalins « solubles » atteint une valeur proche de 95 mol/m³ de béton. Un gradient de teneur en alcalins

« solubles » est ainsi observé malgré le ralentissement supposé des phénomènes de convection suite à la formation de calcite en surface des corps d'épreuve, qui aurait pu contribuer à une ré-homogénéisation de la teneur en alcalins par diffusion. Pour autant, ces observations ne permettent pas de conclure quant à l'homogénéité ou l'hétérogénéité de la concentration en alcalins dans la solution porale.

6.2.3. Teneur en alcalins à 28 jours

Afin de compléter cette analyse et d'essayer d'affiner les mécanismes mis en jeu dans la fixation des alcalins, une nouvelle gâchée de béton de même formulation a donc été réalisée. L'objectif était de comparer la répartition des alcalins à 28 jours avec ou sans traitement thermique et avec ou sans période de séchage. Quatre lots de deux éprouvettes cylindriques $\phi 110 \times 220$ mm ont ainsi été confectionnés. Le traitement thermique appliqué aux corps d'épreuve **C-S14j-Ø** et **C-H14j-Ø** immédiatement après le coulage est identique à celui subi par les corps d'épreuve suivis pendant plus de 400 jours d'immersion. Les lots **NC-S14j-Ø** et **NC-H14j-Ø** ne subissant pas de traitement thermique ont été conservés à 20°C et 100 % d'humidité relative. A l'issue de ces 14 jours de cure, les éprouvettes **C-H14j-Ø** et **NC-H14j-Ø** ont été conservées 14 jours supplémentaires dans un environnement à 20°C et proche de 100 % d'humidité relative. A l'inverse, les lots **C-S14j-Ø** et **NC-S14j-Ø** ont été conservés à 20°C et 50 % d'humidité relative pendant cette période de manière à favoriser le séchage du matériau. Des échantillons de bétons ont été prélevés à 28 jours pour effectuer des analyses de teneurs en alcalins « solubles » et « totaux ». Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau 3-12.

Ni les conditions thermiques durant les 14 premiers jours, ni les conditions de conservation durant les 14 jours suivants n'ont eu d'impact majeur sur la proportion d'alcalins « solubles » du matériau à 28 jours. Le phénomène de fixation d'une partie des alcalins « solubles » ne semble donc pas se produire pendant l'échauffement du matériau ou son séchage avec une cinétique suffisamment rapide pour que les effets aient été visibles. Toutefois, il n'est pas exclu que la fixation des alcalins ait pour origine un ou plusieurs des traitements appliqués au béton et se produise sur une échelle de temps plus longue.

Un léger lessivage semble s'être produit pour les éprouvettes conservées en environnement proche de 100 % d'humidité relative (**NC-H14j-Ø** et **C-H14j-Ø**) dans la mesure où les teneurs en alcalins « solubles » et « totaux » ont diminué d'environ 10 mol/m³. Parallèlement à ces investigations, une analyse de teneur en alcalins a été menée sur des échantillons de matériau extraits des prismes

chauffés au jeune âge **C-NI-L1,1%** après environ 250 jours de conservation à l'air libre (20°C et environ 50 % d'humidité relative). Les teneurs en alcalins « solubles » et « totaux » sont sensiblement identiques aux teneurs initiales mesurées à partir du ciment et des granulats (Tableau 3-12). En conclusion, il semblerait que l'immersion des corps d'épreuve joue un rôle important dans ces mécanismes de fixation des alcalins à l'intérieur même du béton. Quoi qu'il en soit, l'importance du phénomène, s'il est confirmé, sur le comportement à long terme des bétons pourrait être non négligeable. De nouvelles investigations sont nécessaires pour tenter d'apporter des éléments de réponses.

Tableau 3-12. Teneurs en alcalins des différents échantillons analysés à 28 jours.

Echantillons	[Na ⁺ _{eq}] (mol/m ³ béton)		
	Lessivés	« Solubles »	« Totaux »
Ciment	0	158	158
Granulats	0	8	87
NC-I-Ø (t = 0 jours)	0	166	245
NC-I-Ø (t = 478 jours)	83	42	159
C-I-Ø (t = 0 jours)	0	166	245
C-I-Ø (t = 478 jours)	83	38	164
NC-S14j-Ø (t = 28 jours)	0	154	249
NC-H14j-Ø (t = 28 jours)	> 0 ?	137	232
C-S14j-Ø (t = 28 jours)	0	159	247
C-H14j-Ø (t = 28 jours)	> 0 ?	143	240
C-S250j-L1,1% (t = 278 jours)	0	154	247

6.3. Synthèse de l'étude concernant le lessivage des alcalins

La Figure 3-44 synthétise les valeurs expérimentales obtenues par le biais des différents essais présentés. Les valeurs obtenues par mesure des teneurs en alcalins du ciment et des granulats ont permis de déterminer les ordonnées des points d'abscisse t = 0 jour. La courbe d'évolution de la quantité d'alcalins lessivés a été déterminée à partir du suivi de teneur en alcalins dans l'eau de conservation. Les teneurs résiduelles en alcalins moyennées sur le volume des cylindres calculées à partir des relevés effectués sur échantillons à 28 jours et 478 jours ont permis de placer les autres points de la courbe. La quantité totale moyenne d'alcalins, à savoir la somme des alcalins « totaux »

du béton et des alcalins lessivés, reste quasiment constante d'une échéance à l'autre, ce qui montre une cohérence d'ensemble correcte malgré le cumul des incertitudes de mesures.

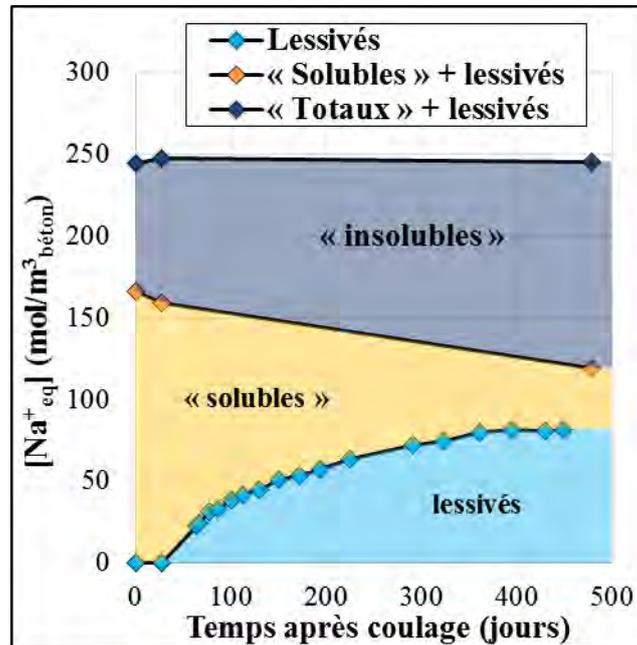


Figure 3-44. Evolution des teneurs en alcalins du matériau et lessivés entre le coulage et la fin du suivi. L'immersion des corps d'épreuve a été faite à 28 jours.

Durant les 28 premiers jours correspondant à l'application du traitement thermique de 14 jours et à une période de séchage de 14 jours également pour la préparation des éprouvettes, la part d'alcalins « solubles » a diminué d'environ 4 % malgré une quantité totale d'alcalins identique. Les essais complémentaires réalisés ont a priori écarté la possibilité d'un phénomène de fixation des alcalins sur les granulats pendant les 28 premiers jours. Au cours des 450 jours de conservation en eau, environ 50 % des alcalins initialement « solubles » ont été lessivés. La fraction d'alcalins lessivés reste donc assez faible au regard de certains résultats obtenus dans la littérature (Al Shamaa *et al.*, 2015; Martin, 2010). Ceci pourrait être expliqué par la présence de calcite comblant la porosité de surface des éprouvettes et ralentissant ainsi le lessivage (calcite qui a été observée sur les surfaces externes des éprouvettes, cf. Chapitre 3 §2.2.2.7.1 pour les observations au MEB-EDS associées). Pourtant, après 450 jours d'immersion, seuls 30 % des alcalins considérés comme « solubles » à cette échéance n'ont pas été lessivés. En effet, un phénomène de fixation des alcalins présents dans le matériau semble s'être produit au cours de la période de conservation, illustré par l'accroissement de la part d'alcalins « insolubles » au cours du temps, mais reste inexplicé à ce jour.

7. Conclusion du chapitre

L'objectif de ce chapitre était de quantifier les effets des contraintes sur le comportement des bétons atteints de RSI et d'obtenir autant d'informations que possible pour permettre une modélisation objective des phénomènes physico-chimiques (en particulier vis-à-vis du rôle des alcalins). Pour cela, plusieurs lots de corps d'épreuve ont été confectionnés, présentant des conditions de confinement différentes.

Gonflement libre de contrainte

Le choix de formulation de béton, le cycle thermique ainsi que les conditions de conservation ont conduit au développement de gonflements relativement importants et rapides, de l'ordre de 0,7 %, en l'espace de 400 jours d'immersion. L'étude menée sur corps d'épreuve cylindriques **NC-I-Ø** et **C-I-Ø** a permis de démontrer la non-réactivité du béton non chauffé du point de vue de la RSI ou de la réaction alcali-granulats (ou RAG). Les suivis dimensionnels et massiques simultanés effectués sur ces lots d'éprouvettes ont mis en évidence l'existence d'une loi linéaire liant la prise de masse aux phénomènes expansifs à partir d'environ 0,1 % de gonflement. Ce constat est assez similaire à ceux tirés par (Al Shamaa *et al.*, 2015; Barbarulo, 2002; Bouzabata *et al.*, 2012a; Brunetaud, 2005; Kchakech, 2015; Martin, 2010; Zhang *et al.*, 2002a). Si le coefficient directeur de la partie linéaire de la courbe peut être amené à varier en fonction du matériau considéré, il semble compris entre 0,5 et 1,0 quelle que soit l'étude. La microfissuration du matériau induite par la RSI contribue donc certainement à augmenter le volume de porosité accessible, favorisant ainsi l'absorption d'une plus grande quantité d'eau. La détermination du rapport entre la prise de masse et le volume de déformations au-delà de 0,1 % de gonflement a permis d'estimer la densité des produits remplissant les fissures créées par la RSI. Cette analyse suggère que la prise de masse est essentiellement induite par le remplissage des fissures par l'eau de conservation à partir d'un certain seuil de gonflement. En dessous de 0,1 %, la prise de masse semble liée à la formation de produits d'une densité supérieure à l'eau, comme l'a envisagé (Brunetaud, 2005). La difficulté à dissocier les phénomènes de prise de masse induits par remplissage de la porosité initiale et par le remplissage d'une porosité nouvellement créée perturbe toutefois l'analyse.

Dispersion des gonflements

Le suivi dimensionnel des prismes réactifs libres **LØ-TØ**, armés uniaxialement **L1,1%-TØ**, triaxialement **L1,1%-T0,7%**, et chargés uniaxialement **L14,5-TØ** fait état d'hétérogénéités de gonflement selon les faces considérées. En effet, la face non-coffrée de chacun des corps d'épreuve présente des niveaux d'expansions systématiquement supérieurs à ceux des faces moulées, et ce

quel que soit le type de mesures de déformations considéré (longitudinales centrées, transversales centrées, longitudinales excentrées selon X et Y, et longitudinales excentrées selon X). L'effet semble toutefois plus marqué pour les déformations transversales (augmentation moyenne de l'ordre de 38 %) que longitudinales centrées ou non (augmentation de 12 % en moyenne). Cette dispersion est a priori liée aux conditions de coulage du béton. La formation de laitance en surface du béton frais et d'une porosité différente de celle des autres faces a pu conduire à un lessivage accéléré des alcalins dans cette zone. Par ailleurs, des phénomènes de ségrégation des granulats ont pu conduire à une proportion de pâte plus importante au niveau de la face supérieure et donc à des gonflements plus importants (la pâte étant le site de formation de l'ettringite différée). L'accélération des gonflements de cette face pourrait avoir été aggravée par la fissuration induite par les produits déjà formés, en facilitant le lessivage des alcalins, et par l'endommagement associé, facilitant la formation de nouvelles fissures. Par ailleurs, l'importante dispersion constatée sur l'une des éprouvettes chargées [L14,5-TØ](#) pourrait être due à un mauvais centrage du chargement longitudinal ayant induit une mise en flexion du corps d'épreuve, phénomène possiblement accentué par les gradients de lessivage des alcalins et l'hétérogénéité du matériau évoqué précédemment.

Gonflement sous contraintes multiaxiales active et passives

Quoiqu'il en soit, la diminution systématique des déformations dans les directions confinées a démontré l'effet de contrainte uniaxiale sur le gonflement induit par la RSI dans un béton et confirmé les résultats de (Bouzabata *et al.*, 2012a) obtenus sur mortier. Ce constat a été étendu au cas d'un béton réactif armé triaxialement. Un des résultats complémentaires de cette étude est l'impact d'un niveau de charge important du béton. L'application d'une charge uniaxiale de 14,5 MPa a conduit à des déformations négatives dues au fluage du béton et masquant les éventuels phénomènes expansifs. Aucun phénomène de report des déformations empêchées vers les directions libres n'a été observé, quel que soit le lot de corps d'épreuve considéré, contrairement à ce qui a été constaté par Bouzabata et al sur éprouvettes de mortier. Cette absence apparente de report des déformations pourrait toutefois n'être liée qu'à un retard d'avancement chimique de la RSI du fait de cinétiques de lessivage moins rapides. En effet, la limitation de la fissuration induite par le confinement des lots [L1,1%-TØ](#), [L1,1%-TØ,7%](#) et [L14,5-TØ](#) pourrait avoir ralenti les phénomènes de lessivage, contrairement au cas libre de contraintes [LØ-TØ](#). Un effet de retard a d'ailleurs été observé sur les éprouvettes confinées étudiées par Bouzabata et al avant d'être progressivement rattrapé une fois les gonflements libres stabilisés. La diminution des gonflements dans les directions confinées a conduit à une réduction du volume final de déformations des lots

L1,1%-T0, L1,1%-T0,7% et L14,5-T0 par rapport au cas libre de contraintes L0-T0. Cette diminution du volume de déformation pourrait être due à l'augmentation des pressions de cristallisation induite par la limitation de la fissuration en présence d'un confinement. Un ou plusieurs des mécanismes suivants pourraient être impliqués : diminution de la quantité d'ettringite différée formée en raison de l'augmentation de la solubilité de l'ettringite avec l'augmentation de pression, densification et/ou modification de la morphologie de l'ettringite sous pression, phénomènes de dissolution/migration/précipitation des cristaux d'ettringite favorisés par l'augmentation des gradients de pression au sein de la porosité du matériau... L'importance de chacun d'entre eux n'a malheureusement pas pu être vérifiée expérimentalement.

Les phénomènes expansifs du béton réactif libre de contraintes apparaissent relativement isotropes. Par ailleurs, le caractère anisotrope des gonflements du béton soumis à chargement anisotrope a été confirmé. Ce phénomène apparaît d'autant plus marqué que le chargement est anisotrope. Ainsi, le lot de corps d'épreuve précontraints uniaxialement L14,5-T0 à 14,5 MPa présente la plus forte anisotropie. Ces résultats corroborent ceux obtenus par Bouzabata et al sur mortier atteint de RSI.

Contraintes induites par un gonflement empêché

Les contraintes induites dans chaque direction en fonction du taux de ferrailage et du niveau d'expansion ont été déterminées moyennant une hypothèse d'homogénéité des déformations dans les corps d'épreuve. Les contraintes longitudinales de compression dans le béton auraient ainsi atteint respectivement 5,8 MPa et 5,7 MPa pour les corps d'épreuve armés uniaxialement L1,1%-T0 et triaxialement L1,1%-T0,7%. Les contraintes transversales maximales de ce dernier lot seraient restées proches de 2,8 MPa suite à la plastification des plats en acier inoxydable après environ 150 jours d'immersion. L'évolution des contraintes longitudinales dans le matériau armé uniaxialement L1,1%-T0 a été tracée en fonction des déformations libres mesurées sur le lot L0-T0 et comparée aux résultats de (Müllauer *et al.*, 2013) pour une RSE (réaction sulfatique externe). Les courbes obtenues dans les deux cas sont assez similaires pour des contraintes inférieures à 2 MPa. Au-delà, les comportements apparaissent très distincts. Les conditions de confinement mises en œuvre par Müllauer et al ainsi que la géométrie d'éprouvettes utilisées pourraient toutefois être à l'origine d'instabilités mécaniques rendant difficile la comparaison au-delà de cette contrainte. Quoiqu'il en soit, les similitudes observées entre ces deux études portant sur des matériaux et des phénomènes différents, avec des conditions de confinement variables, semblent globalement mettre en lumière une dépendance des gonflements vis-à-vis de l'état de contrainte, avec un faible impact des propriétés des matériaux considérés sur cette dépendance.

Pentes résiduelles de gonflement, effet du renouvellement de l'eau de conservation

Après la phase d'accélération rapide des gonflements, les courbes d'expansion des différents lots d'éprouvettes présentent des pentes résiduelles de gonflement assez marquées et similaires entre la fin de la phase d'accélération et environ 420 jours d'immersion. Deux mécanismes pourraient expliquer l'existence de ces pentes résiduelles.

Premièrement, la différence de pente de gonflement au cours de l'expansion de RSI (pente de la phase d'accélération puis pente résiduelle) pourrait être expliquée par le ralentissement progressif du lessivage des alcalins constaté au cours de cette étude et qui pourrait s'expliquer par la formation de calcite en surface des éprouvettes suite à la carbonatation de l'eau de conservation (observée au MEB-EDS). La présence d'alcalins dans la solution interstitielle du béton pourrait ainsi empêcher partiellement la désorption des ions sulfate piégés dans les C-S-H, limitant ainsi le potentiel de gonflement du matériau. Le départ retardé des alcalins suite au ralentissement du lessivage conduirait de fait à une libération tardive de ce potentiel de gonflement, expliquant ainsi l'importance de la pente résiduelle observée. Par ailleurs, le renouvellement de l'eau de conservation a eu un effet accélérateur sur les gonflements. Ce phénomène a pu être induit par une disparition ou une fissuration de la couche de calcite colmatant la porosité de surface suite à la modification des équilibres thermodynamiques.

Deuxièmement, les pentes résiduelles de gonflement seraient dues aux phénomènes de dissolution/migration/précipitation des cristaux d'ettringite depuis les zones de hautes pressions (nanopores de la pâte) vers les zones de basses pressions (macropores). Les mécanismes de diffusion des espèces dans le réseau poreux du matériau piloteraient la cinétique de ce phénomène.

Comportement du béton réactif après décharge

Le comportement à décharge des corps d'épreuve [L14,5-TØ](#) soumis à un chargement longitudinal de 14,5 MPa a été discuté. Malgré l'importance des déformations empêchées dans la direction de chargement (la différence de gonflement entre les directions longitudinales des corps d'épreuve [L14,5-TØ](#) avant décharge et des prismes libres [LØ-TØ](#) atteint 0,76 % avant décharge), la reprise de gonflement longitudinal après décharge reste limitée à environ 0,05 % en 3 jours (déformations instantanées déduites). Dans le même temps, les déformations transversales n'ont quasiment pas évolué. Ce regain de gonflement dans la direction longitudinale est attribuable à la pression intraporeuse induite par la précipitation d'ettringite différée dans la porosité du matériau. En effet, lors de la décharge, celle-ci n'est plus équilibrée par les contraintes de compression induites par le chargement : la résistance à la traction locale de la matrice est dépassée et une microfissuration transversale brutale de la matrice a lieu, ce qui se traduit macroscopiquement par une augmentation

des déformations longitudinales. En l'occurrence, ce phénomène de reprise semble relativement peu marqué en regard du confinement appliqué. Un phénomène de dissipation de la pression intraporeuse pourrait être à l'œuvre, conformément aux mécanismes de dissolution/migration/précipitation proposés par (Brunetaud, 2005). Ce mécanisme semble donc capable d'expliquer l'existence d'une reprise brutale de gonflement dans la direction longitudinale mais également sa faible importance en regard des déformations empêchées.

Par la suite, le gonflement longitudinal des corps d'épreuve se poursuit de façon presque linéaire entre 3 et 169 jours après la décharge, de 0,0 % à 0,22 %. La même pente de gonflement est observée dans les directions transversales au cours des 169 jours de suivi après décharge. A ce titre, les gonflements observés sur cette période semblent relativement indépendants des déformations ayant eu lieu précédemment sous charge. Ce phénomène pourrait être expliqué par le relargage d'une partie des ions sulfate jusqu'alors piégés dans les C-S-H suite à la réaccélération du lessivage des alcalins. La pente résiduelle de gonflement, bien plus marquée que dans le cas des éprouvettes libres (pourtant conservées dans les mêmes conditions), pourrait être une conséquence indirecte de l'apparition de fissures suite à la décharge : une accélération du lessivage des alcalins d'une part et des phénomènes de migration associés aux mécanismes de dissolution/migration/précipitation d'autre part a pu avoir lieu.

Finalement, les deux mécanismes évoqués, à savoir le blocage d'une partie des ions sulfate dans les C-S-H en présence d'alcalins et les phénomènes de dissolution/migration/précipitation de l'ettringite différée s'étant formée dans les nanopores, ne sont pas contradictoires et pourraient tout deux avoir lieu simultanément. Si un certain nombre des phénomènes expérimentaux présentés dans ces derniers paragraphes semblent pouvoir être expliqués par ces mécanismes, ils ne constituent pas pour autant de preuves indiscutables de leur existence. A ce titre, la mise en place de campagnes expérimentales dédiées apparaît primordiale.

Fissuration des corps d'épreuve

Le suivi de la fissuration des corps d'épreuve a, entre autres, permis de détecter l'apparition des premières fissures, entre 0,4 % et 0,5 % de gonflement. Les phénomènes de gradients de gonflement entre peau et cœur des corps d'épreuve, induits par le lessivage des alcalins, seraient à l'origine de cette apparition tardive car il induit des contraintes de compression en peau (Sellier & Multon, 2018). Ces résultats sont en adéquation avec les autres campagnes expérimentales menées sur éprouvettes de laboratoire disponibles dans la littérature. En règle générale, dans la mesure où le champ de température au jeune âge et les conditions de saturation en eau du matériau sont quasiment homogènes, il semble qu'une part importante de la fissuration visible des corps

d'épreuve soit liée aux gradients de teneurs en alcalins induits par le lessivage. La fissuration s'est progressivement étendue des extrémités, où elle était apparue de façon préférentielle, à l'ensemble des corps d'épreuve et s'est peu à peu densifiée. Aucune orientation particulière de fissuration n'est observée en l'absence de confinement. En revanche, les fissures sont préférentiellement, voire exclusivement, orientées parallèlement à la direction de confinement pour les éprouvettes armées uniaxialement L1,1%-T0 et chargés longitudinalement L14,5-T0. Ce constat confirme le caractère anisotrope de la fissuration induite par la RSI sous chargement anisotrope. L'observation de la surface des corps prismes armés triaxialement L1,1%-T0,7% a mis en évidence une fissuration relativement peu orientée et nettement moins dense que dans les autres cas de confinement. En conclusion, les faciès de fissuration semblent liés aux déformations mesurées sur chacun des lots. Le confinement impacte donc non seulement les gonflements du matériau mais également la formation de fissures, ce qui peut avoir d'importantes conséquences sur les phénomènes de transport (eau, alcalins, ions réactifs...). Une couche de produit blanchâtre en surface des corps d'épreuve, identifié comme étant de la calcite grâce à des analyses au MEB-EDS, a perturbé le suivi de l'évolution de la fissuration. Son apparition pourrait être due à la combinaison des ions calcium du béton avec les ions carbone présents dans l'eau de conservation du fait de la dissolution du dioxyde de carbone ambiant (phénomène de carbonatation de l'eau de conservation). Il semble toutefois que les faciès de fissuration aient très peu évolué à partir de 263 jours d'immersion, période qui correspond à une évolution lente mais linéaire des déformations. Par ailleurs, la libération du chargement auquel étaient soumis les prismes L14,5-T0 n'a manifestement pas conduit à une fissuration transversale d'un ordre de grandeur comparable à celle étant apparue longitudinalement sous charge : le profil de fissuration de ces corps d'épreuve reste de fait très anisotrope, y compris plusieurs mois après la libération des éprouvettes.

Observations MEB-EDS

Les observations au MEB-EDS des bétons libres de contraintes et armés triaxialement ont mis en évidence des décollements des interfaces pâtes-granulats et des fissures dans la pâte systématiquement comblés, au moins partiellement, par de l'ettringite massive. Le taux de remplissage de cette porosité a semblé légèrement supérieur dans le cas du béton confiné triaxialement et pourrait expliquer la diminution du volume de déformations de ces corps d'épreuve par rapport au béton libre, bien que des phénomènes de fissuration de retrait liés à la mise sous vide des échantillons avant observation aient pu interférer et perturber cette analyse. L'épaisseur des bandes d'ettringite s'étant formées autour des granulats décollés et dans les fissures varie entre 5 et 20 μm pour le béton libre et entre 5 et 35 μm pour le béton armé. Aucune trace d'ettringite n'a

pu être détectée au sein de la pâte non fissurée sur les images réalisées avec un fort grossissement, que cela soit visuellement ou par cartographie des espèces chimiques présentes à l'EDS. De même, l'observation des empreintes laissées par les armatures dans le béton n'a conduit à la détection d'aucun cristal d'ettringite au niveau de l'interface acier-béton.

Caractérisation mécanique des bétons

Les essais de caractérisation du béton à 28 jours sur béton sain ont conduit à une discussion sur la chute de résistance induite par les fortes teneurs en alcalins. Par ailleurs, les valeurs obtenues sur béton chauffé au jeune âge ont mis en évidence les effets de l'endommagement thermique sur les performances mécaniques du matériau. Les évolutions du module d'Young et des résistances à la compression et à la traction par fendage du béton non chauffé après 447 jours d'immersion ont été impactées par les phénomènes de maturation du béton, mais peut-être également par l'incidence du taux de saturation du matériau et du lessivage des alcalins. Les effets de la conservation en eau du béton non réactif semblent assez similaires à ceux observés par (Bouzabata *et al.*, 2012a; Larive, 1997; Multon, 2003). Les performances mécaniques du béton réactif après 447 jours d'immersion et environ 0,7 % de gonflement ne semblent pas avoir diminué outre mesure, le module d'Young et la résistance à la compression étant restés constants et la résistance à la traction par fendage ayant diminué d'environ 23 %. Il semble donc que les effets de la maturation aient quasiment compensé l'endommagement induit par la RSI dans les conditions expérimentales considérées.

Par ailleurs, le module longitudinal instantané à 28 jours et après 421 jours d'immersion des prismes chargés à 14,5 MPa L14,5-TØ a été estimé à charge et décharge/recharge. La valeur obtenue à charge est comparable à celle mesurée par essai normalisé sur cylindre. En revanche, la valeur à décharge/recharge après gonflement est environ 30 % inférieure à celle mesurée sur des cylindres ayant subi la RSI sans contrainte à échéance similaire. Cet écart résulte probablement de la différence d'état de fissuration causée par le confinement ou la décharge. Cet écart d'endommagement est induit par la présence de la charge de compression pendant le gonflement et/ou par le déconfinement brutal du béton lors de la décharge.

Adhérence acier-béton après RSI

L'adhérence acier-béton après RSI a été caractérisée par le biais d'essais pull-out. Il ressort de ces essais que si la contrainte maximale d'adhérence est finalement peu impactée par des déformations longitudinales de l'ordre de 0,25 %, avec une chute limitée à environ 22 %, le module de cisaillement de l'interface acier-béton est quant à lui fortement dégradé par la RSI, avec une diminution de l'ordre de 78 %. L'impact que peut avoir cette importante chute de module,

probablement due à un phénomène de déconfinement radial de l'armature sous l'effet du gonflement d'une part et à l'endommagement subi par la pâte constituant l'interface acier-béton sous l'effet de la RSI d'autre part, sur le comportement des structures en béton armé a été discuté. En effet, la qualité de l'adhérence acier-béton a un rôle direct sur l'apparition et l'ouverture de fissures.

Teneur en alcalins et lessivage

La teneur en alcalins de l'eau de conservation a été mesurée jusqu'à 421 jours d'immersion par spectrométrie à plasma. En fin de suivi, seuls 50 % des alcalins présents initialement ont été lessivés. Le lessivage semble s'être quasiment arrêté à partir de 367 jours d'immersion. Ce phénomène pourrait s'expliquer par le colmatage progressif de la porosité de surface des corps d'épreuve par la calcite, phénomène observé au MEB-EDS, apparue du fait de la mobilisation des ions carbone dissouts dans l'eau de conservation. Ces données ont été confrontées à celles obtenues par mesures directes des teneurs en alcalins du béton théorique initiale, à 28 jours et après 449 jours d'immersion. Une bonne correspondance a été établie entre les quantités d'alcalins initialement présentes dans le ciment et les granulats, la quantité lessivée et la quantité résiduelle dans le matériau en fin de suivi. Un phénomène de fixation des alcalins interne au béton semble avoir eu lieu entre le coulage et la fin du suivi, se traduisant par une augmentation de la fraction d'alcalins « insolubles » aux dépens des alcalins « solubles » du point de vue de la méthodologie de mesure mise en œuvre, mais reste inexplicé. Les investigations complémentaires ont été menées pour tenter de cerner le rôle joué par l'élévation de la température et/ou par le séchage du matériau. Aucun phénomène de fixation des alcalins n'a été observé à l'issue des cycles thermiques et cures imposés. La fixation aurait donc lieu au cours de la période d'immersion des corps d'épreuve.

Bilan du programme expérimental

Finalement, cette étude expérimentale a permis de quantifier l'effet des contraintes sur le comportement des bétons atteints de RSI. Les questions liées à l'anisotropie des expansions sous confinement anisotrope, à la réduction du volume de déformations, au report des déformations empêchées vers les directions libres, à la réversibilité potentielle des phénomènes de gonflements sous contraintes, ont notamment pu être abordées grâce au suivi dimensionnel des corps d'épreuve. Plusieurs indices laissent penser que les expansions induites par la RSI pourraient être dues à une compétition entre la précipitation d'ettringite dans la pâte suite à la désorption des ions sulfate présents dans les C-S-H et un phénomène de dissolution/migration/précipitation piloté par les gradients de pression et de concentration en espèces chimiques réactives au sein de la porosité du matériau. Les évolutions des faciès de fissuration des différents lots d'éprouvettes ont été

confrontées aux résultats de gonflement. Le remplissage des interfaces pâte-granulats décollées et des fissures apparues dans la pâte a été contrôlé et évalué qualitativement par analyse MEB-EDS. Enfin, un suivi de la teneur en alcalins dans le matériau a été effectué par mesures directes ou indirectes. De fait, les conditions thermiques, hydriques, chimiques et mécaniques ont été contrôlées tout au long du programme expérimental afin de permettre une modélisation aussi objective que possible. Les résultats recueillis constituent donc une base de données largement exploitable dans le cadre de la modélisation des conséquences de la présence d'armatures et de chargements mécaniques sur les bétons atteints de RSI, notamment à des fins de recalcul et prédiction du comportement d'ouvrages.

**Chapitre 4 : MODELISATION
CHEMO-POROMECHANIQUE DE
L'EFFET DES CONTRAINTES SUR
UN BETON ATTEINT DE RSI**

1. Introduction du chapitre

L'attention particulière apportée dans ces travaux à la modélisation des bétons sous contraintes atteints de RSI s'inscrit dans une démarche globale de simulation numérique des ouvrages en béton armé et précontraint concernés par cette pathologie. Les effets de la formation d'un volume d'ettringite différée au sein de la matrice durcie d'un matériau cimentaire confiné ont été observés par le biais d'un plan expérimental dédié, présenté dans le chapitre précédent. D'un point de vue physico-chimique, ces résultats ont redémontré l'importance des alcalins sur le développement de la RSI et des gonflements associés. Du point de vue mécanique, le caractère anisotrope des phénomènes expansifs sous chargement anisotrope a été confirmé, ainsi que les effets de cette pathologie sur l'endommagement du matériau et sur l'adhérence acier-béton. Les observations ainsi effectuées ont permis d'enrichir un modèle chemo-poromécanique dédié à la modélisation des matériaux cimentaires, y compris ceux atteints de RSI. La confrontation des résultats expérimentaux de laboratoire et des résultats numériques permet d'évaluer la capacité du modèle à reproduire les phénomènes physiques sous-jacents dans des conditions mécaniques proches de celles d'un élément d'ouvrage. Outre les phénomènes induits par cette réaction chimique, le comportement du béton doit pouvoir être modélisé de la manière la plus précise et complète possible. Ainsi, les effets, souvent conjoints, de fluage, retrait et endommagement du matériau sont à prendre en compte.

Le début de ce chapitre est consacré à la présentation du modèle chemo-poromécanique utilisé. Sont d'abord abordés les aspects physico-chimiques de la partie du modèle RSI, avec notamment la détermination du volume d'ettringite différée formé au sein de la matrice cimentaire en fonction des conditions hydriques, thermiques et chimiques. Ce volume d'ettringite différée conduit à l'apparition d'une pression intraporeuse sollicitant la pâte en traction. L'action conjointe de cette pression interne et du chargement extérieur peut alors entraîner un phénomène de fissuration dite « diffuse », par opposition à la fissuration localisée ou structurelle induite par le chargement extérieur et les phénomènes d'autocontraintes induits par les gradients de gonflement. Cette fissuration diffuse est gérée de manière anisotrope par trois critères, un dans chaque direction principale de contrainte, et par une loi d'écrouissage plastique. Cette première partie se poursuit avec la présentation du modèle poromécanique général, en dehors des phénomènes induits par la RSI. Il est notamment question des phénomènes de fissuration et d'endommagement localisé ainsi que des modules permettant de prendre en compte le fluage et le retrait du béton. Enfin, la problématique de modélisation des armatures dans le contexte de la requalification d'ouvrages en béton armé et/ou précontraint est abordée et la solution numérique retenue est présentée.

La seconde partie de ce chapitre est consacrée à la modélisation des essais de gonflement confiné présentés dans le chapitre 3 de ce manuscrit. La cinétique de lessivage des alcalins est tout d'abord simulée à l'aide de modèles de diffusion et de convection dont les paramètres sont identifiés sur les résultats expérimentaux. Les effets induits par la formation de calcite en surface des corps d'épreuve sont intégrés. Les paramètres du modèle estimant la pression induite par l'augmentation du volume d'ettringite sont par la suite déterminés de manière à reproduire les déformations longitudinales et transversales centrées des éprouvettes armées uniaxialement. La capacité du modèle à prendre en compte l'effet des contraintes sur les gonflements de RSI est évaluée en confrontant les résultats expérimentaux obtenus pour les autres lots d'éprouvettes prismatiques réactives aux résultats numériques associés, obtenus avec le même jeu de paramètres. Les questions liées à l'endommagement induit par la RSI, à l'endommagement thermique et aux effets de maturation du béton sont également abordées en regard des résultats des essais de caractérisation à différentes échéances.

Enfin, l'étude d'un ouvrage réel, une pile de pont partiellement immergée, présentant des signes manifestes de RSI a été menée et est présentée en conclusion de ce chapitre. Un modèle d'hydratation est utilisé pour déterminer l'évolution du champ de température dans le matériau au jeune âge. Le champ de saturation en eau dans la pile est ensuite obtenu à partir d'un modèle de diffusion. Une méthode de calage et de validation du modèle chemo-poromécanique de RSI à partir des données récoltées sur site est proposée. Outre des essais d'expansion résiduelle (méthode d'essai LPC 67) effectués sur carottes prélevées au cœur de l'ouvrage plusieurs années après coulage, l'évolution des indices de fissuration à partir de cette échéance est également disponible. Les difficultés rencontrées sont détaillées et plusieurs perspectives d'enrichissement du modèle sont envisagées.

2. Modèle chemo-poromécanique des bétons atteints de RSI

Le modèle chemo-poromécanique retenu est constitué de plusieurs modules permettant de simuler un certain nombre des phénomènes affectant le béton. Bien que ceux-ci soient présentés séparément dans cette section, un couplage numérique est effectué pour prendre en compte leurs interactions (Figure 4-1). Les notations utilisées dans ce manuscrit sont tirées de la publication de (Sellier & Multon, 2018), proposant une description complète des modules dédiés à la RSI.

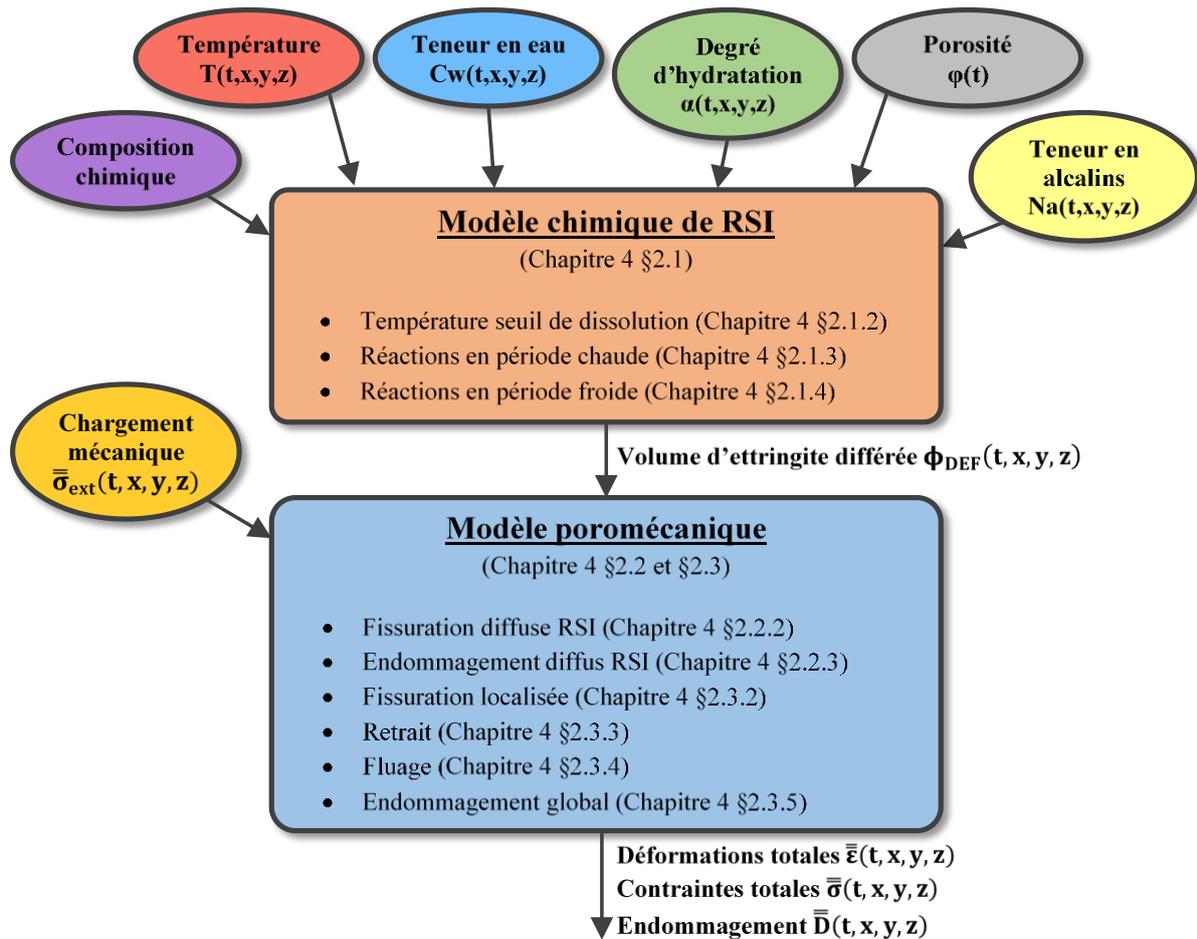


Figure 4-1. Principe de fonctionnement global du modèle chemo-poromécanique.

2.1. Volume d'ettringite différée formé

Le modèle physico-chimique utilisé au cours de ces travaux constitue une version simplifiée du modèle thermodynamique de RSI réalisé par (Salgues, 2013; Salgues *et al.*, 2014). L'objectif de ce modèle physico-chimique est de déterminer la quantité d'ettringite différée se formant au cours du temps. Un certain nombre d'hypothèses simplificatrices permettant d'alléger son coût en termes de ressources informatiques ont été faites.

2.1.1. Quantités d'hydrates théoriques déterminées à partir de la composition chimique initiale du ciment anhydre

La composition minéralogique du béton hydraté est idéalisée en ne considérant que les phases principales intervenant dans le développement de la RSI, que sont l'ettringite et le monosulfoaluminate primaires, notés respectivement \mathbf{E}_1 et \mathbf{M}_1 , l'ettringite différée, notée \mathbf{E}_2 , et les hydrogrenats pouvant se former à haute température, notés \mathbf{G} . Ces grandeurs sont exprimées en nombre de moles par mètre cube de béton. Les ions sulfate et aluminat absorbés dans les C-S-H, notés respectivement $\tilde{\mathbf{S}}$ et $\tilde{\mathbf{A}}$ sont considérés comme étant disponibles pour la formation d'ettringite différée dès lors que les conditions environnementales le permettent. Les quantités totales initiales en ions sulfate et aluminat du béton sont notées \mathbf{S}_c et \mathbf{A}_c . Ces ions ne sont pas considérés comme mobiles à l'échelle de la structure : autrement dit, une hypothèse de conservation locale de la quantité d'ions peut être faite (4-1). Les quantités théoriques de chaque hydrate étant susceptibles de se former dans des conditions environnementales favorables (température ambiante, humidité élevée, hydratation complète) sont ainsi obtenues en fonction de la composition chimique initiale du ciment anhydre à partir des conditions stœchiométriques (4-2).

$$\begin{cases} \mathbf{A}_c = \mathbf{E}_1 + \mathbf{M}_1 + \mathbf{E}_2 + \mathbf{G} + \tilde{\mathbf{A}} \\ \mathbf{S}_c = 3\mathbf{E}_1 + \mathbf{M}_1 + 3\mathbf{E}_2 + \tilde{\mathbf{S}} \end{cases} \quad (4-1)$$

$$\begin{aligned} \text{Si } \left(\frac{\mathbf{S}_c}{\mathbf{A}_c}\right) < 1 &\Rightarrow \begin{cases} \mathbf{M}_1 = \mathbf{S}_c \\ \tilde{\mathbf{A}} = \mathbf{A}_c - \mathbf{M}_1 \\ \mathbf{E}_1 = \tilde{\mathbf{S}} = 0 \end{cases} \\ \text{Si } 1 \leq \left(\frac{\mathbf{S}_c}{\mathbf{A}_c}\right) \leq 3 &\Rightarrow \begin{cases} \mathbf{E}_1 = \frac{\mathbf{S}_c - \mathbf{A}_c}{2} \\ \mathbf{M}_1 = \frac{3\mathbf{A}_c - \mathbf{S}_c}{2} \\ \tilde{\mathbf{A}} = \tilde{\mathbf{S}} = 0 \end{cases} \\ \text{Si } \left(\frac{\mathbf{S}_c}{\mathbf{A}_c}\right) > 3 &\Rightarrow \begin{cases} \mathbf{E}_1 = \mathbf{A}_c \\ \tilde{\mathbf{S}} = \mathbf{S}_c - \mathbf{E}_1 \\ \mathbf{M}_1 = \tilde{\mathbf{A}} = 0 \end{cases} \end{aligned} \quad (4-2)$$

La plupart des bétons couramment utilisés présentent un rapport ions sulfate/aluminat inférieur à 1, ce qui, selon les équations (4-2), conduit préférentiellement à la formation de monosulfoaluminate primaire (\mathbf{M}_1).

2.1.2. Détermination de la température seuil de dissolution/précipitation des hydrates

La stabilité des hydrates alumineux primaires et secondaires est associée à une température seuil de dissolution/précipitation, notée $T_{th,d}$. Si la température est supérieure à cette température seuil, les hydrates alumineux primaires que sont l'ettringite E_1 et le monosulfoaluminate M_1 sont progressivement dissous ou bien leur formation est empêchée si l'élévation de température a lieu pendant l'hydratation du matériau. Une partie des ions aluminate issus de cette dissolution peuvent se recombinaison pour former des carboaluminates en présence d'additions ou de granulats calcaires (phénomène non pris en compte à ce jour dans le modèle) et des hydrogrenats G si la température est supérieure à une température seuil de fixation (cf. Chapitre 1 §2.2.2.3), notée $T_{th,f}$. Les autres ions sulfate et aluminate relargués sont considérés comme étant disponibles pour la formation d'ettringite différée dans la mesure où leur fixation dans la matrice cimentaire est réversible. A l'inverse, lorsque la température redescend en dessous du seuil $T_{th,d}$, les ions aluminate \tilde{A} et sulfate \tilde{S} disponibles sont mobilisés pour former de l'ettringite différée E_2 . Les monosulfoaluminates primaires M_1 restant éventuellement à la fin de la période chaude peuvent se combiner avec les ions sulfate disponibles \tilde{S} et ainsi contribuer à la formation d'ettringite différée E_2 (cf. Chapitre 1 §2.2.2.4).

L'état de l'art réalisé en début de manuscrit a mis en évidence l'importance de la température et de la teneur en alcalins sur la stabilité des hydrates alumineux. En effet, la température contribue à l'activation de la diffusion des espèces au sein du matériau d'une part et des réactions chimiques d'autre part. Une forte concentration en alcalins favorise la déstabilisation des phases alumineuses. La teneur en alcalins du matériau, notée Na , intervient de fait dans la détermination de la température seuil de dissolution/précipitation $T_{th,d}$ (4-3). La loi proposée par (Kchakech, 2015) a été reformulée pour faire intervenir un paramètre de normalisation Na_k jouant également un rôle de seuil pour limiter l'augmentation de la température seuil $T_{th,d}$ pour des teneurs en alcalins très faibles. Les paramètres, calés à partir des résultats expérimentaux de (Brunetaud *et al.*, 2006), sont tels que $T_{th,ref} = 80^\circ C$ pour $Na_k = 0,28 \text{ mol/L}$ et $n = 0,18$. Par ailleurs, $T_0 = 273,15 \text{ K}$ permet de convertir les degrés Celsius en Kelvin.

$$T_{th,d} = T_0 + \begin{cases} T_{th,ref} & \text{si } Na < Na_k \\ T_{th,ref} \left(\frac{Na_k}{Na} \right)^n & \text{si } Na \geq Na_k \end{cases} \quad (4-3)$$

La distinction entre la période chaude et la période froide est implémentée dans le modèle sous la forme d'un test de la température T par rapport à la température seuil de dissolution/précipitation

$T_{th,d}$. Ainsi, si $T > T_{th,d}$, les équations de dissolution des hydrates et de fixation des ions aluminates sont résolues (cf. Chapitre 4 §2.1.3), alors que si $T < T_{th,d}$, seules les équations de précipitation sont considérées (cf. Chapitre 4 §2.1.4).

2.1.3. Réactions chimiques en période chaude ($T > T_{th,d}$)

Lorsque la température est supérieure à la température seuil de dissolution/précipitation des sulfoaluminates $T_{th,d}$, ceux-ci se dissolvent suivant les équations différentielles suivantes (4-4), quel que soit l'équilibre stœchiométrique atteint (cf. Chapitre 4 §2.1.1). La dissolution de l'ettringite différée E_2 est considérée en cas de réchauffage du matériau après une période de refroidissement. Les phénomènes de dissolution des hydrates, de diffusion et d'absorption des ions libérés n'étant pas instantanés, ces équations font intervenir un temps caractéristique dit de dissolution, noté τ_d . Par souci de simplification, celui-ci est commun aux trois espèces considérées. Il est en effet supposé que les phénomènes de diffusion et d'absorption des ions relargués sont plus lents que les processus de dissolution : la distinction entre hydrates n'apparaît donc pas nécessaire.

$$\begin{cases} \frac{\partial E_1}{\partial t} = -\frac{E_1}{\tau_d} \\ \frac{\partial M_1}{\partial t} = -\frac{M_1}{\tau_d} \\ \frac{\partial E_2}{\partial t} = -\frac{E_2}{\tau_d} \end{cases} \quad (4-4)$$

Ce temps caractéristique de dissolution est déterminé à partir d'un temps caractéristique de référence τ_d^{ref} permettant de calibrer la cinétique de dissolution, d'un coefficient C_d^T prenant en compte les effets de la température et d'un coefficient C_d^C gérant les effets de la concentration en alcalins dans le matériau. Le degré de saturation en eau du matériau n'intervient pas dans la cinétique de dissolution des hydrates sulfoalumineux dans la mesure où l'eau relarguée par ces phénomènes permettrait la migration des ions vers les sites d'absorption (4-5).

$$\frac{1}{\tau_d} = \frac{C_d^T C_d^C}{\tau_d^{ref}} \quad (4-5)$$

L'expression du coefficient C_d^T est issue d'une combinaison des lois d'Arrhenius et de Van't Hoff (4-6) où E_{ad} est l'énergie d'activation de dissolution et R la constante des gaz parfaits. Il prend en compte l'accélération des phénomènes de dissolution en fonction de l'augmentation de la température. Le coefficient C_d^C traduit le fait qu'une forte teneur en alcalins favorise la dissolution

des hydrates alumineux et la sorption des ions sulfate dans la matrice cimentaire (cf. Chapitre 1 §2.4.1.3) et est exprimé comme un rapport de concentration (4-7).

$$C_d^T = \exp\left(-\frac{Ea_d}{R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{th,d}}\right)\right) - 1 \geq 0 \quad (4-6)$$

$$C_d^C = \left(\frac{Na}{Na_k}\right) \quad (4-7)$$

Outre les phénomènes de dissolution des hydrates sulfoalumineux, un mécanisme de fixation irréversible des ions aluminate sous forme d'hydrogrenats peut avoir lieu (4-8). La loi modélisant ce phénomène dépend de la quantité d'ions aluminate disponibles \tilde{A} et d'un temps caractéristique de fixation τ_f (4-9). Celui-ci est déterminé, de manière assez similaire au temps caractéristique de dissolution, en fonction d'un temps caractéristique de référence τ_f^{ref} , et de coefficients C_f^T (4-10) et C_f^C (4-11) prenant respectivement en compte les effets de la température et de la teneur en alcalins. La valeur de la température seuil de fixation $T_{th,f}$, fixée à 70°C, permet d'expliquer l'absence d'effet pessimum de gonflement à 65°C et au contraire l'importance croissante de cet effet pessimum avec l'augmentation de la température au-delà de 71°C (Kchakech, 2015). La cinétique de fixation des ions aluminate semble évoluer de manière inversement proportionnelle à la teneur en alcalins selon (Kchakech, 2015). Cette évolution apparait par ailleurs plus rapide que pour C_d^C , ce qui se traduit par l'utilisation d'un exposant m dont la valeur est fixée à 3 pour reproduire ces résultats expérimentaux.

$$\frac{\partial G}{\partial t} = \frac{\tilde{A}}{\tau_f} \quad (4-8)$$

$$\frac{1}{\tau_f} = \frac{C_f^T C_f^C}{\tau_f^{ref}} \quad (4-9)$$

$$C_f^T = \exp\left(-\frac{Ea_f}{R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{th,f}}\right)\right) - 1 \geq 0 \quad (4-10)$$

$$C_f^C = \left(\frac{Na_k}{Na}\right)^m \quad (4-11)$$

L'évolution des quantités d'ions disponibles pour la RSI est déterminée en appliquant la loi de conservation de la masse pour chacune des espèces. Ainsi, les proportions d'ions sulfate (4-12) et aluminate (4-13) disponibles sont déduites des cinétiques de dissolution des hydrates sulfoalumineux.

$$\frac{\partial \tilde{S}}{\partial t} = -3 \left(\frac{\partial E_1}{\partial t} + \frac{\partial E_2}{\partial t} \right) - \left(\frac{\partial M_1}{\partial t} \right) \quad (4-12)$$

$$\frac{\partial \tilde{A}}{\partial t} = - \left(\frac{\partial E_1}{\partial t} + \frac{\partial E_2}{\partial t} + \frac{\partial M_1}{\partial t} \right) - \frac{\partial G}{\partial t} \quad (4-13)$$

Si les temps caractéristiques τ_d et τ_f peuvent être considérés comme constants sur un intervalle de temps Δt , et que les températures seuils de dissolution/précipitation $T_{th,d}$ et de fixation $T_{th,f}$ sont toutes deux dépassées, les quantités de chaque espèce et hydrates peuvent être déterminées en résolvant les équations différentielles suivantes (4-14) issues de la combinaison des équations (4-1),(4-4),(4-8),(4-12) et (4-13).

$$\begin{cases} \frac{\partial \tilde{S}}{\partial t} + \tilde{S} - S_c = 0 \\ \frac{\partial^2 \tilde{A}}{\partial t^2} + \left(\frac{1}{\tau_d} + \frac{1}{\tau_f} \right) \frac{\partial \tilde{A}}{\partial t} + \frac{\tilde{A}}{\tau_d \tau_f} = 0 \end{cases} \quad (4-14)$$

2.1.4. Réactions chimiques en période froide ($T < T_{th,d}$)

Lors du refroidissement du matériau en fin d'hydratation et/ou en fin de traitement thermique, la température repasse en dessous de la température seuil de dissolution/précipitation des sulfoaluminates $T_{th,d}$. Les quantités d'ions sulfate \tilde{S} et aluminate \tilde{A} rendus disponibles ont été déterminées à l'aide du système d'équations présenté ci-dessus. La recombinaison de ces ions ainsi que des éventuels monosulfoaluminates M_1 n'ayant pas été dissous en période chaude conduit à la formation d'ettringite différée E_2 . Ces phénomènes de précipitation sont modélisés par un nouveau système d'équations. Conformément aux conclusions tirées par (Salgues, 2013; Salgues *et al.*, 2014), la quantité d'ettringite différée se formant est déterminée en fonction de la disponibilité des ions sulfate (4-15). Cette dépendance à la quantité d'ions sulfate disponibles \tilde{S} constitue une simplification vis-à-vis des différents phénomènes à l'œuvre : relargage des ions sulfate absorbés dans les C-S-H, dissolution des monosulfoaluminates primaires et précipitation de l'ettringite différée. De la même manière que pour la dissolution, les aspects cinétiques sont gérés par un temps caractéristique dit de précipitation, noté τ_p (4-16). Celui-ci fait intervenir un temps caractéristique de référence et différents coefficients prenant en compte les effets de la température C_p^T (4-17), de la teneur en alcalins C_p^C (4-18) et de la présence d'eau C_p^H (4-19).

$$\frac{\partial E_2}{\partial t} = \begin{cases} \frac{\tilde{S}}{\tau_p} & \text{si } \tilde{A} + M_1 > 0 \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (4-15)$$

$$\frac{1}{\tau_p} = \frac{C_p^T C_p^C C_p^H}{\tau_p^{\text{ref}}} \quad (4-16)$$

$$C_p^T = \exp\left(-\frac{E_{a_p}}{R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_p^{\text{ref}}}\right)\right) \frac{C_d^T(T)}{C_d^T(T_p^{\text{ref}})} \quad (4-17)$$

$$C_p^C = \left(1 - \frac{\min(Na; Na_{bl})}{Na_{bl}}\right)^m \quad (4-18)$$

$$C_p^H = \exp\left(-\frac{1 - S_r}{1 - S_r^k}\right) \quad (4-19)$$

L'expression du coefficient C_p^T est similaire à celles de C_d^T et C_f^T vues précédemment, à ceci près que l'énergie d'activation de précipitation E_{a_p} est utilisée et que la température de référence T_p^{ref} peut être choisie indépendamment de $T_{th,d}$, ce qui explique pourquoi le terme $C_d^T(T_p^{\text{ref}})$ apparaît dans cette équation (4-17). Ce coefficient prend ainsi en compte deux phénomènes liés à la température mais dont les effets sont opposés : d'une part l'activation thermique, qui tend à accélérer les réactions chimiques avec l'élévation de la température, et d'autre part la modification de la solubilité de l'ettringite, qui a pour conséquence de ralentir voire de stopper la formation d'ettringite différée lorsque la température approche de la température seuil de dissolution/précipitation $T_{th,d}$. Ces effets cinétiques opposés aboutissent à l'existence d'un effet pessimum de la cinétique de précipitation en fonction de la température. (Sellier & Multon, 2018) ont illustré l'évolution des cinétiques de dissolution, de fixation et de précipitation en fonction de la température pour $T_{th,d} = 65^\circ\text{C}$ (Figure 4-2). Le coefficient C_p^C traduit le fait qu'une forte teneur en alcalins peut empêcher la désorption des ions sulfate hors des C-S-H et ainsi ralentir ou bloquer la RSI (cf. Chapitre 1 §2.4.1.3). Les alcalins sont en revanche susceptibles de disparaître de la solution interstitielle, soit par formation de phases silico-alcalines dans le matériau, soit par lessivage (dans ce modèle, les alcalins sont les seules espèces considérées comme mobiles à l'échelle de la structure). Enfin, C_p^H prend en compte les résultats de (Al Shamaa *et al.*, 2015) concernant les conditions de saturation nécessaires à l'observation de phénomènes expansifs mesurables en conditions de laboratoire et dans un délai inférieur à trois ans. Ces auteurs ont observé qu'une conservation à une humidité relative de 98 % conduisait à une variation de masse due à la prise d'eau quatre fois plus lente que celle observée à 100 % d'humidité relative. Ce phénomène est supposé lié à un ralentissement de la RSI en l'absence d'une saturation suffisante de la porosité. La valeur de S_r^k à considérer pour reproduire ces résultats expérimentaux est proche de 95 %. La grande non-linéarité de ce coefficient cinétique pour les degrés de saturation élevés peut s'avérer

problématique pour la prédiction de la RSI dans des structures dont le degré de saturation S_r est inconnu.

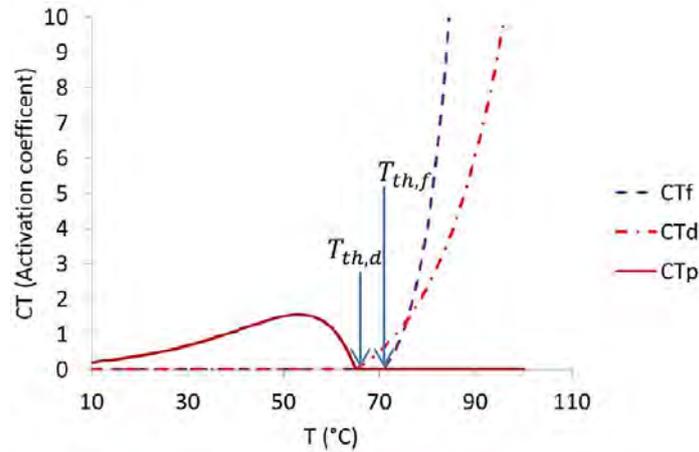


Figure 4-2. Evolution des cinétiques de fixation C_f^T , de dissolution C_d^T et de précipitation C_p^T en fonction de la température pour une température seuil $T_{th,d}$ arbitrairement fixée à 65°C (Sellier & Multon, 2018).

Les quantités des autres espèces impliquées sont déduites de la quantité d'ettringite différée formée. Toutefois, la dissolution du monosulfoaluminate primaire M_1 restant à l'issue de la période chaude constitue la source préférentielle d'ions réactifs pour la formation d'ettringite différée E_2 . Un test est donc réalisé sur la quantité de M_1 présent : s'il reste du monosulfoaluminate primaire (autrement dit si $M_1 > 0$), le système d'équations (4-20) est utilisé, alors qu'une fois tout le monosulfoaluminate primaire M_1 consommé par la réaction (autrement dit si $M_1 = 0$), la RSI se poursuit tant qu'il reste des ions sulfate disponibles \tilde{S} , en consommant les ions aluminates disponibles \tilde{A} et c'est le système (4-21) qui est résolu. La formation d'ettringite différée s'arrête finalement quand le réservoir d'ions sulfate ou aluminates est épuisé.

$$\begin{cases} \frac{\partial M_1}{\partial t} = -\frac{\partial E_2}{\partial t} \\ \frac{\partial \tilde{S}}{\partial t} = -2 \frac{\partial E_2}{\partial t} \\ \frac{\partial \tilde{A}}{\partial t} = 0 \end{cases} \quad \text{si } M_1 > 0 \quad (4-20)$$

$$\begin{cases} \frac{\partial M_1}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial \tilde{S}}{\partial t} = -3 \frac{\partial E_2}{\partial t} \\ \frac{\partial \tilde{A}}{\partial t} = -\frac{\partial E_2}{\partial t} \end{cases} \quad \text{si } M_1 = 0 \quad (4-21)$$

2.1.5. Volume de produit expansif formé

L'évolution du volume de produit expansif formé sur un intervalle de temps dt est calculé en multipliant la variation de quantité d'ettringite différée calculée précédemment par son volume molaire $V_{AFt} = 715 \text{ cm}^3/\text{mol}$ et en retranchant le produit de la variation de quantité de monosulfoaluminate primaire consommé par la réaction et de son volume molaire $V_{AFm} = 254 \text{ cm}^3/\text{mol}$ (4-22).

$$\frac{\partial \Phi_{DEF}}{\partial t} = \frac{\partial E_2}{\partial t} \times V_{AFt} - \frac{\partial M_1}{\partial t} \times V_{AFm} \quad (4-22)$$

2.2. Formulation poromécanique du modèle de RSI

Le volume d'ettringite différée déterminé à l'aide du modèle physico-chimique décrit précédemment est utilisé en tant que donnée d'entrée d'un modèle poromécanique non-linéaire de RSI. Cela permet notamment de prendre en compte les effets de la pression intraporeuse \mathbf{P}_g initiée par la précipitation d'ettringite au sein de la matrice durcie du matériau. La distinction est ainsi faite entre les contraintes principales $\boldsymbol{\sigma}_i$, les contraintes totales dans la partie non endommagée du béton $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}_i$ et les contraintes effectives dans la partie non endommagée du béton $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}'_i$. Les relations existant entre ces différentes grandeurs sont définies par l'équation (4-23), où \mathbf{D}_i^g est l'endommagement induit par la RSI (différent en traction $\mathbf{D}_i^{t,g}$ et en compression $\mathbf{D}_i^{c,g}$, cf. Chapitre 4 §2.2.3) et le chargement extérieur sur le squelette solide du matériau dans la direction principale \mathbf{i} et \mathbf{b}_g est le coefficient de Biot pour la RSI. Y apparaissent également la pression capillaire \mathbf{P}_w et le coefficient de Biot associé \mathbf{b}_w . Par ailleurs, les contraintes effectives dans la partie non endommagée du béton sont déterminées à partir des déformations élastiques $\bar{\boldsymbol{\epsilon}}^e$ dans la matrice cimentaire à l'aide de l'équation (4-24). Les notations λ et μ y font référence aux coefficients élastiques de Lamé du béton non endommagé. Y apparaissent également le tenseur des déformations mécaniques $\bar{\boldsymbol{\epsilon}}$ (déformations totales auxquelles ont été retranchées les déformations d'origine thermique), le tenseur des déformations de fluage $\bar{\boldsymbol{\epsilon}}^c$, le tenseur des déformations plastiques associées à la fissuration induite par le chargement extérieur $\bar{\boldsymbol{\epsilon}}^{p,m}$, et le tenseur des déformations plastiques induites par la RSI $\bar{\boldsymbol{\epsilon}}^{p,g}$.

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma}_i = (\mathbf{1} - \mathbf{D}_i^g) \tilde{\boldsymbol{\sigma}}_i \\ \tilde{\boldsymbol{\sigma}}_i = \tilde{\boldsymbol{\sigma}}'_i - \mathbf{b}_g \mathbf{P}_g - \mathbf{b}_w \mathbf{P}_w \end{cases} \quad (4-23)$$

$$\begin{cases} \tilde{\sigma}_i' = \lambda \text{tr} \bar{\epsilon}^e + 2\mu \epsilon_i^e \\ \bar{\epsilon}^e = \bar{\epsilon} - \bar{\epsilon}^c - \bar{\epsilon}^{p,m} - \bar{\epsilon}^{p,g} \end{cases} \quad (4-24)$$

2.2.1. Pression intraporeuse induite par la RSI

La pression intraporeuse générée par la formation d'ettringite différée dans le béton est calculée à partir de la différence entre le volume créé par la précipitation et le volume disponible au sein du matériau à chaque instant (4-25). Ce volume disponible prend en compte la porosité initiale du matériau et la variation du volume des vides au sein desquels l'ettringite précipite, exprimée en fonction des déformations élastiques et de fluage de la matrice cimentaire d'une part, et du volume des fissures créées par la RSI d'autre part. Cette pression intraporeuse \mathbf{P}_g correspond à une pression moyenne dans le matériau, indépendante de la répartition et de la tortuosité de la porosité ainsi que de la granulométrie.

$$\mathbf{P}_g = \mathbf{M}_g \left(\Phi_{\text{DEF}} - \left(\frac{\Phi_{\text{DEF}}^v \mathbf{C}_g \mathbf{P}_g}{\mathbf{R}_t} + \mathbf{b}_g \text{tr}(\bar{\epsilon}^e + \bar{\epsilon}^c + \bar{\epsilon}^{p,m}) + \text{tr}(\bar{\epsilon}^{p,g}) \right) \right) \quad (4-25)$$

Dans cette équation, le terme Φ_{DEF}^v représente le volume des vides accessibles à l'ettringite différée avant que la pression n'entraîne un endommagement du matériau, dans le cas d'un échantillon libre de contraintes. Il est entre autres affecté par la pression \mathbf{P}_g pour prendre en compte l'intrusion croissante de l'ettringite dans les pores les plus difficiles d'accès lorsque la pression intraporeuse augmente. Le terme $\text{tr}(\bar{\epsilon}^e + \bar{\epsilon}^c + \bar{\epsilon}^{p,m})$ correspond à la trace de la somme des tenseurs des déformations élastiques, de fluage et des déformations plastiques associées à la fissuration macroscopique. Pondéré par le coefficient de Biot pour la RSI \mathbf{b}_g , il traduit l'accroissement de volume disponible pour la précipitation d'ettringite différée induit par les déformations de la porosité sous l'effet de la pression intraporeuse. Enfin, le dernier membre de l'équation, $\text{tr}(\bar{\epsilon}^{p,g})$, correspond au volume créé par la fissuration de RSI. Cette fissuration se produit lorsque l'action conjointe de la pression intraporeuse et des contraintes externes conduit à un dépassement de la résistance à la traction locale du matériau au voisinage d'un pore. Ce mécanisme est modélisé par le biais de critères de Rankine, présentés dans le paragraphe suivant. Les déformations associées à cette fissuration sont supposées irréversibles. A noter, la migration de l'ettringite différée vers les vides créés au sein de la matrice cimentaire (ce qui correspond aux termes $\mathbf{b}_g \text{tr}(\bar{\epsilon}^e + \bar{\epsilon}^c + \bar{\epsilon}^{p,m})$ et $\text{tr}(\bar{\epsilon}^{p,g})$ dans l'équation (4-25)) est supposée instantanée et donc indépendante de la pression intraporeuse.

Le module de Biot pour la RSI \mathbf{M}_g gère les interactions entre le volume d'ettringite différée de compressibilité \mathbf{K}_g et la matrice environnante de compressibilité \mathbf{K}_m et est déterminé à partir de l'équation (4-26). Dans la mesure où la cristallisation se produit dans la solution interstitielle, la valeur de compressibilité \mathbf{K}_g est prise égale à celle de l'eau, soit 2,1 GPa. La compressibilité \mathbf{K}_m peut quant à elle être déduite de la compressibilité du béton \mathbf{K}_c au moyen de l'équation (4-27).

$$\frac{1}{\mathbf{M}_g} = \frac{\mathbf{b}_g - \Phi_{DEF}}{\mathbf{K}_m} + \frac{\Phi_{DEF}}{\mathbf{K}_g} \quad (4-26)$$

$$\mathbf{K}_m = \frac{\mathbf{K}_c}{1 - \mathbf{b}_g} \quad (4-27)$$

Le coefficient de Biot pour la RSI \mathbf{b}_g est quant à lui déterminé grâce à la méthode d'homogénéisation de (Mori & Tanaka, 1973) pour laquelle le coefficient de Poisson de la matrice doit être égal à 0,2 (4-28).

$$\mathbf{b}_g = \frac{2\Phi_{DEF}}{1 + \Phi_{DEF}} \quad (4-28)$$

De fait, le coefficient et le module de Biot évoluent au cours de la réaction en fonction du volume d'ettringite différée formé.

2.2.2. Critère de fissuration diffuse induite par la RSI

La fissuration diffuse du matériau induite par le développement de la RSI est pilotée par le biais de critères de fissuration anisotropes. Les critères de Rankine utilisés sont basés sur le dépassement de la limite élastique en traction de la matrice cimentaire \mathbf{R}_t (4-29). Le chargement externe $\tilde{\sigma}_i$ est pris en compte au même titre que la contrainte orthoradiale de traction générée à la périphérie des zones de RSI par la pression intraporeuse \mathbf{P}_g . Le coefficient \mathbf{C}_g tient compte des effets de concentration de contraintes au voisinage d'une inclusion constituée par le réactif. Tant que le critère $\mathbf{f}(\mathbf{P}_g ; \tilde{\sigma}_i)$ reste inférieur à zéro, l'état de contrainte est considéré comme admissible. En revanche, dès lors que la pression intraporeuse est suffisamment élevée pour induire un dépassement du critère, un incrément de déformations plastiques $\mathbf{d}\boldsymbol{\varepsilon}_i^{\mathbf{P},\mathbf{g}}$ est considéré pour que le critère de plasticité soit à nouveau satisfait. Cette condition est vérifiée par la résolution du système d'équations suivant (4-30), où $\mathbf{d}\boldsymbol{\lambda}_i$ est un multiplicateur plastique.

$$\mathbf{f}(\mathbf{P}_g ; \tilde{\sigma}_i) = \begin{cases} \mathbf{C}_g \mathbf{P}_g + \tilde{\sigma}_i - \mathbf{R}_t & \text{si } \tilde{\sigma}_i < 0 \\ \mathbf{P}_g & \text{si } \tilde{\sigma}_i \geq 0 \end{cases} \quad (4-29)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{\partial f}{\partial P_g} \frac{\partial P_g}{\partial \varepsilon_i^{p,g}} + \frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}_j} \frac{\partial \tilde{\sigma}_j}{\partial \tilde{\sigma}'_k} \frac{\partial \tilde{\sigma}'_k}{\partial \varepsilon_i^{p,g}} + \frac{\partial f}{\partial R_t} \frac{\partial R_t}{\partial \varepsilon_i^{p,g}} \right) d\varepsilon_i^{p,g} + f(P_g; \tilde{\sigma}_i) = 0 \\ d\varepsilon_i^{p,g} = d\lambda_i \frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}_i} \end{array} \right. \quad (4-30)$$

L'intérêt d'avoir recours à un critère de fissuration diffuse dans chacune des directions principales est de reproduire le comportement anisotrope des gonflements sous chargement externe anisotrope. En effet, dans l'équation (4-29), si le chargement externe sollicite le matériau en compression (autrement dit si $\tilde{\sigma}_i \leq 0$), le critère de fissuration $f(P_g; \tilde{\sigma}_i)$ diminue et ainsi retarde ou empêche le gonflement dans la direction i considérée. De fait, la pression intraporeuse P_g peut augmenter jusqu'à ce qu'un critère soit dépassé dans une autre des directions principales. L'anisotropie des gonflements induits par la RSI sous chargement anisotrope peut ainsi être reproduite. La Figure 4-3 illustre le cas d'un volume élémentaire représentatif (ou VER) d'un matériau chargé uniaxialement en compression.

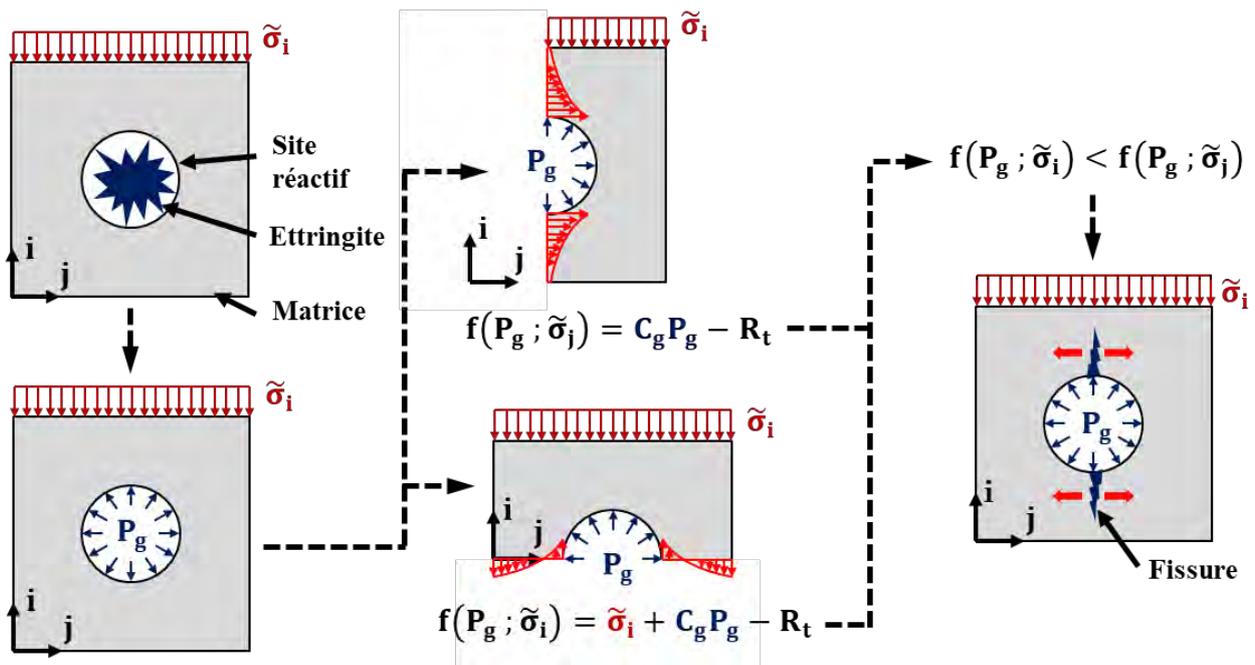


Figure 4-3. Comportement d'un VER de béton, centré sur un site réactif, en présence d'un chargement uniaxial de compression.

Le VER est centré sur un site réactif. Le champ de contraintes effectives dans la partie non endommagée du béton est impacté par le chargement externe. Ainsi, les critères de fissuration sont dépassés plus tardivement dans les directions transversales à la direction d'application de la charge. De fait, les fissures se propagent préférentiellement dans la direction du chargement, ce qui conduit à des expansions transversales supérieures aux expansions longitudinales, conformément à ce qui a été constaté expérimentalement.

Les déformations plastiques induites par la RSI $\boldsymbol{\varepsilon}^{\mathbf{p},\mathbf{g}}$ sont considérées comme étant irréversibles. Premièrement, les fissures diffuses initiées sous l'action de la pression intraporeuse sont supposées être comblées par l'ettringite différée qui vient reprécipiter dans les zones de moindre pression pour rétablir une pression homogène de RSI à l'échelle du VER. D'autre part, le gonflement différentiel entre les différents constituants du béton (pâte, granulats...) peut induire un décalage des lèvres des fissures, gênant ainsi leur refermeture.

La résistance à la traction de la matrice cimentaire \mathbf{R}_t suit une loi d'écrouissage positif (dans l'espace des contraintes non endommagées) permettant de modéliser l'apparition progressive de fissures diffuses. En effet, l'augmentation de \mathbf{R}_t implique que les contraintes effectives en zone non endommagée augmentent pour permettre la formation de nouvelles fissures. Ainsi, dans le cas d'un chargement externe constant, lorsque le critère de fissuration diffuse $\mathbf{f}(\mathbf{P}_g ; \tilde{\boldsymbol{\sigma}}_i)$ a été dépassé une fois, c'est-à-dire que les déformations plastiques induites par la RSI $\boldsymbol{\varepsilon}_i^{\mathbf{p},\mathbf{g}}$ sont non nulles, la pression intraporeuse \mathbf{P}_g doit nécessairement augmenter pour permettre l'apparition de nouvelles fissures diffuses (modélisées par l'augmentation des déformations plastiques $\boldsymbol{\varepsilon}_i^{\mathbf{p},\mathbf{g}}$). Le rapport entre le module d'écrouissage de cette loi et le module d'Young du matériau est noté \mathbf{h}_{DEF} . La pente d'écrouissage est ainsi égale au produit de \mathbf{h}_{DEF} et du module d'Young du matériau. Ce paramètre pilote indirectement l'anisotropie des gonflements sous chargement anisotrope. En effet, plus ce module est élevé, plus les déformations induites dans le matériau tendent vers un comportement isotrope. A l'inverse, le caractère anisotrope du gonflement sous chargement anisotrope s'accroît avec la diminution de \mathbf{h}_{DEF} .

La Figure 4-4 illustre les conséquences d'un chargement uniaxial de compression couplé à l'apparition d'une pression intraporeuse due à la RSI sur l'anisotropie des déformations plastiques associées. L'évolution du niveau de sollicitation au cours du temps dans les deux directions principales apparaît sur le graphe de gauche. Celui de droite lie le niveau de sollicitation aux déformations plastiques du matériau. Le degré d'anisotropie pris en compte par le modèle correspond à l'écart entre les déformations longitudinales et transversales, représenté par les doubles flèches vertes.

Les deux premiers graphes illustrent l'initiation préférentielle de la fissuration (courbe bleue) dans les directions transversales à la direction \mathbf{i} d'application de la charge (Figure 4-4.a). En effet, dans la direction chargée (courbe rouge), la contrainte subie ne permet pas de franchir le critère de fissuration ($\boldsymbol{\sigma}'_i(\mathbf{t}_1) < \mathbf{R}_{t0}$).

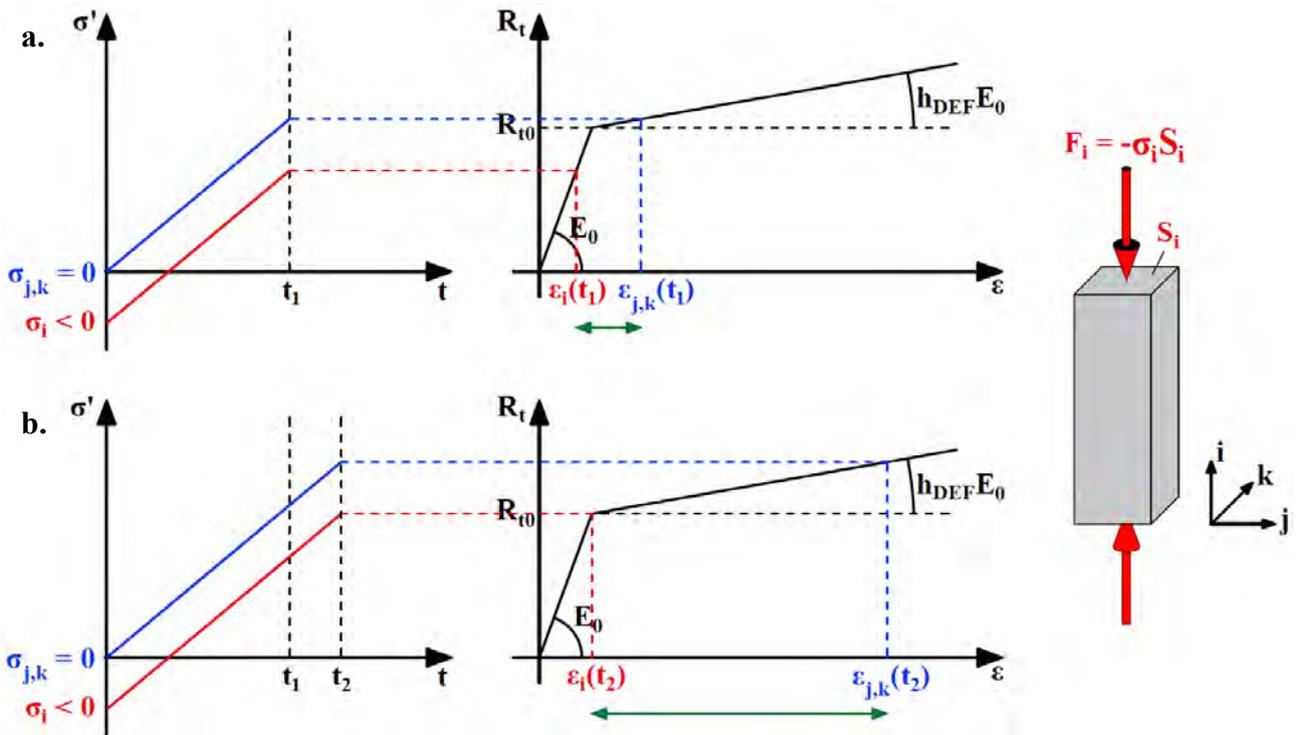


Figure 4-4. Prise en compte de l'anisotropie des déformations induites par la RSI sous chargement uniaxial de compression (a. et b.).

La poursuite de la fissuration est mise en évidence par les deux graphes suivants (Figure 4-4.b). L'augmentation de la pression intraporeuse conduit à l'apparition de fissures dans la direction chargée au temps t_2 , donc bien plus tardivement que dans les directions transversales (qui avaient fissuré avant t_1). Dès lors, l'écart entre les déformations longitudinales (rouges) et transversales (bleues) sera maintenu constant aussi longtemps que le chargement est appliqué.

L'incidence de la valeur du coefficient d'écroutissage h_{DEF} de la résistance à la traction de la matrice sur l'anisotropie des gonflements de RSI est illustrée par la Figure 4-5. Les deux derniers graphes (Figure 4-5.b) font apparaître les déformations qui seraient subies au même temps t_2 que la Figure 4-5.a, mais avec un coefficient d'écroutissage h_{DEF} deux fois supérieur à ce qu'il était précédemment. A niveau de sollicitation équivalent, l'anisotropie de gonflement (représentée par la longueur des doubles flèches vertes) est moindre. En conclusion, le coefficient d'écroutissage h_{DEF} de la résistance à la traction du matériau est un paramètre qui gère l'effet des contraintes externes sur l'expansion des bétons atteints de RSI. A ce titre, la modélisation des essais de gonflement gêné présentés au chapitre précédent devrait permettre d'évaluer son efficacité et de quantifier sa valeur.

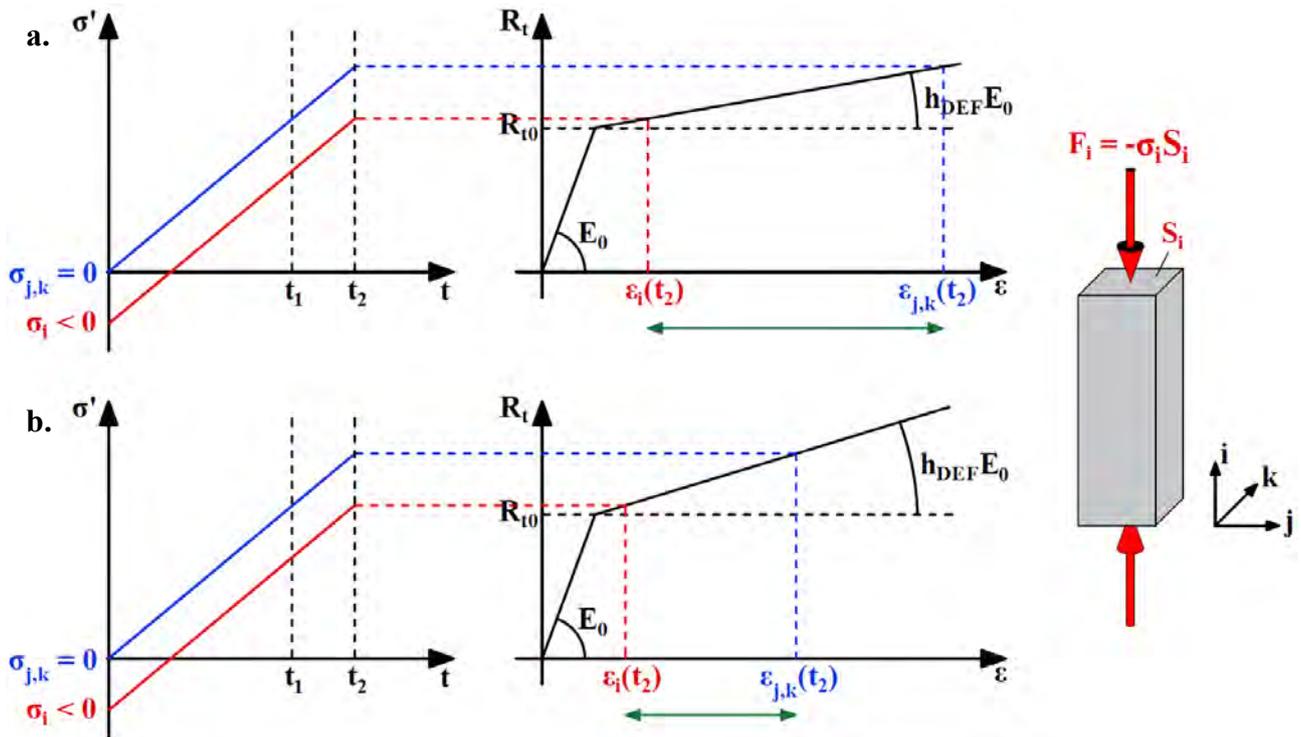


Figure 4-5. Incidence de la valeur du module d'écroutissement h_{DEF} de la résistance à la traction de la matrice sur cette anisotropie (a. et b.).

2.2.3. Endommagement induit par la RSI

L'évaluation de l'endommagement associé à la RSI dans les bétons constitue un enjeu majeur pour la requalification de structures atteintes de cette pathologie dans la mesure où la détermination de l'état de contrainte dans le matériau en dépend directement. Dans le modèle, l'endommagement induit par la RSI est directement déterminé à partir des déformations plastiques $\boldsymbol{\varepsilon}^{p,g}$. Le caractère non-isotrope de cet endommagement est pris en considération au même titre que pour les déformations plastiques $\boldsymbol{\varepsilon}^{p,g}$. Il traduit la diminution de rigidité du béton dans la direction i sous l'action de la microfissuration diffuse (4-31). Ainsi, l'endommagement affectant le module d'Young de la matrice du matériau et intervenant dans le système (4-23) est déterminé à l'aide de l'équation (4-32).

$$d_i^g = \frac{\varepsilon_i^{p,g}}{\varepsilon_0 + \varepsilon_i^{p,g}} \quad (4-31)$$

$$\begin{cases} D_i^{c,g} = 1 - \left((1 - d_j^g)(1 - d_k^g) \right)^\alpha & \text{si } \tilde{\sigma}_i < 0 \\ D_i^{t,g} = d_i^g & \text{si } \tilde{\sigma}_i \geq 0 \end{cases} \quad (4-32)$$

Les notations \mathbf{d}_i^g , \mathbf{d}_j^g et \mathbf{d}_k^g correspondent aux endommagements dans les trois directions principales \mathbf{i} , \mathbf{j} et \mathbf{k} du tenseur de déformations plastiques $\bar{\boldsymbol{\epsilon}}^{p,g}$. Le facteur α affectant certains des termes utilisés pour déterminer l'endommagement en compression $\mathbf{D}^{c,g}$ est issu des travaux menés sur la Réaction Alkali-Granulats (Capra & Sellier, 2002). Il prend en compte le fait que la diminution de la rigidité du matériau est moins marquée en compression qu'en traction. En effet, en cas d'application de contraintes de compression, la transmission des efforts au travers des fissures de RSI perpendiculaires à la direction d'application des contraintes sera assurée par la présence de produits néoformés. Le matériau est donc moins sensible à l'endommagement de RSI en compression qu'en traction. A ce jour, la valeur de α est fixée à 0,15 comme pour la Réaction Alkali-Granulats, mais est susceptible d'évoluer en fonction des futurs développements de ce modèle et de l'enrichissement de la base de données expérimentale disponible dans la littérature. Il en va de même pour la constante $\boldsymbol{\epsilon}_0$, dont la valeur est de 0,3 %.

Les résultats obtenus au cours de la campagne expérimentale (cf. Chapitre 3 §5.1) ont mis en évidence la difficulté à dissocier les effets conjoints des différents phénomènes ayant eu lieu au cours de la durée de vie des corps d'épreuve de laboratoire (effets de la teneur en alcalins, de la thermoactivation des réactions d'hydratation, de l'endommagement thermique, de la maturation, des conditions de saturation, de l'endommagement diffus de RSI et de l'endommagement localisé initié par les gradients de gonflement). Par ailleurs, nombre de résultats disponibles dans la littérature ne permettent pas l'évaluation de l'endommagement diffus de RSI indépendamment de ces phénomènes. En l'état, une loi d'endommagement propre à la RSI ne peut être déterminée. C'est pourquoi la loi utilisée dans le modèle, issue de travaux portant sur la Réaction Alkali-Granulats, n'a pas été modifiée.

2.3. Plasticité, endommagement, fluage et retrait

Le module consacré à la RSI et présenté précédemment s'inscrit dans un modèle poromécanique global prenant en compte les différents phénomènes à l'origine de déformations différées du béton.

2.3.1. Schéma rhéologique

Le modèle s'appuie sur un modèle d'endommagement inspiré des travaux de (Grimal *et al.*, 2008a, 2008b) et sur un modèle rhéologique permettant de prendre en compte les interactions entre les différents phénomènes impliqués dans le comportement du béton (Figure 4-6).

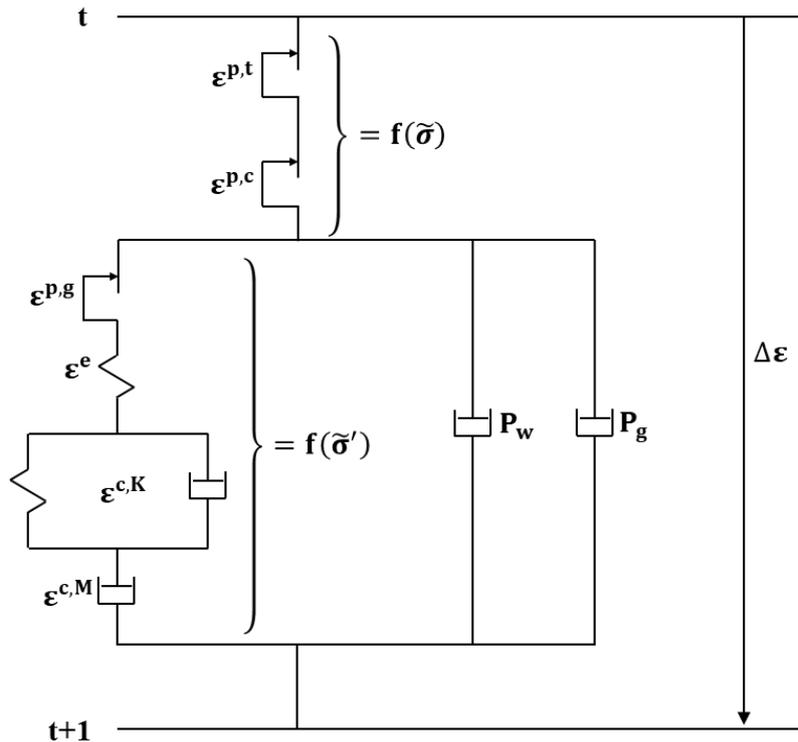


Figure 4-6. Schéma rhéologique du modèle.

- Déformations élastiques ϵ^e .
- Déformations de fluage du béton ϵ^c , se décomposant en fluage réversible ou de Kelvin-Voigt $\epsilon^{c,K}$, et fluage permanent ou de Maxwell $\epsilon^{c,M}$.
- Déformations induites de la pression capillaire P_w (retrait et fluage de dessiccation), cette pression étant évaluée à partir du degré de saturation du béton selon une loi de Van Genuchten.
- Déformations plastiques de traction $\epsilon^{p,t}$ pilotées par des critères de Rankine.
- Déformations plastiques de compression $\epsilon^{p,c}$ pilotées par un critère de Drucker-Prager isotrope.
- Déformations plastiques induites par la RSI $\epsilon^{p,g}$ pilotées par des critères de Rankine (cf. Chapitre 4 §2.2.2).

La détermination des déformations plastiques induites par la RSI est menée à l'échelle porale. Il en va de même des phénomènes d'élasticité, fluage et retrait, tous directement liés aux pressions intraporeuses P_g ou P_w . Les contraintes effectives (au sens poromécanique) dans la partie non endommagée du béton $\tilde{\sigma}'_i$ sont considérées. A l'inverse, la détermination des déformations plastiques de traction et de compression est menée à l'échelle macroscopique. Autrement dit, les contraintes totales (au sens poromécanique) dans la partie non endommagée du béton $\tilde{\sigma}_i$ $\tilde{\sigma}$ sont considérées.

2.3.2. Plasticité macroscopique

Les déformations plastiques de traction $\boldsymbol{\varepsilon}^{p,t}$ sont pilotées par trois critères d'ouverture de fissures localisées ou critères de Rankine \mathbf{f}_i^t , \mathbf{f}_j^t et \mathbf{f}_k^t un dans chaque direction principale de sollicitation, de manière à tenir compte de l'éventuelle anisotropie du chargement (Sellier *et al.*, 2013a, 2013b). La valeur des critères dépend de la résistance à la traction du matériau \mathbf{R}_t et du niveau de sollicitation $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}$ (4-33). Trois critères supplémentaires, \mathbf{f}_i^r , \mathbf{f}_j^r et \mathbf{f}_k^r , interviennent également dans le but de simuler la refermeture des fissures de traction lorsque le matériau est sollicité en compression (4-34). Ceux-ci sont exprimés en fonction du niveau de sollicitation $\tilde{\boldsymbol{\sigma}}$ et de la contrainte de refermeture de fissures \mathbf{R}_r .

$$\begin{cases} \mathbf{f}_i^t = \tilde{\sigma}_i - \mathbf{R}_t \\ \mathbf{f}_j^t = \tilde{\sigma}_j - \mathbf{R}_t \\ \mathbf{f}_k^t = \tilde{\sigma}_k - \mathbf{R}_t \end{cases} \quad (4-33)$$

$$\begin{cases} \mathbf{f}_i^r = \begin{cases} -\tilde{\sigma}_i - \mathbf{R}_r & \text{si } \boldsymbol{\varepsilon}_i^{p,t} > \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \text{si } \boldsymbol{\varepsilon}_i^{p,t} \leq \mathbf{0} \end{cases} \\ \mathbf{f}_j^r = \begin{cases} -\tilde{\sigma}_j - \mathbf{R}_r & \text{si } \boldsymbol{\varepsilon}_j^{p,t} > \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \text{si } \boldsymbol{\varepsilon}_j^{p,t} \leq \mathbf{0} \end{cases} \\ \mathbf{f}_k^r = \begin{cases} -\tilde{\sigma}_k - \mathbf{R}_r & \text{si } \boldsymbol{\varepsilon}_k^{p,t} > \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \text{si } \boldsymbol{\varepsilon}_k^{p,t} \leq \mathbf{0} \end{cases} \end{cases} \quad (4-34)$$

Les déformations plastiques de compression sont pilotées par un critère d'endommagement diffus de compression/cisaillement ou critère de Drucker-Prager (4-35). Ce critère permet de comparer les sollicitations à la résistance en cisaillement du matériau. Le premier terme du critère correspond à la somme de l'énergie de cisaillement et de l'effet du frottement interne $\boldsymbol{\delta}$ du matériau. Le deuxième terme permet quant à lui d'estimer la résistance au cisaillement à partir de la résistance à la compression du matériau \mathbf{R}_c .

$$\mathbf{f}^c = \left(\sqrt{\frac{\tilde{\boldsymbol{\sigma}}_{ij}^d : \tilde{\boldsymbol{\sigma}}_{ij}^d}{2}} + \boldsymbol{\delta} \frac{\text{tr}(\tilde{\boldsymbol{\sigma}}_{ii})}{3} \right) - \mathbf{R}_c \left(\frac{1}{\sqrt{3}} - \frac{\boldsymbol{\delta}}{3} \right) \quad (4-35)$$

Deux conditions supplémentaires ont été introduites pour gérer les interactions entre critères de Rankine et de Drucker-Prager. Les critères de Rankine sont atteints avant celui de Drucker-Prager dans le cas de traction uniaxiale au moyen de l'Equation (4-36) et de traction triaxiale grâce à l'Equation (4-37).

$$R_c \geq R_t \frac{\sqrt{3} + \delta}{\sqrt{3} - \delta} \quad (4-36)$$

$$R_c \geq R_t \frac{3\delta}{\sqrt{3} - \delta} \quad (4-37)$$

Ces interactions entre critères sont illustrées dans les directions principales des contraintes totales dans le matériau non endommagé par la Figure 4-7.a pour des valeurs de R_t , R_c et δ respectivement égales à 3 MPa, 30 MPa et 1. La Figure 4-7.b illustre l'allure prise par ces critères en deux dimensions.

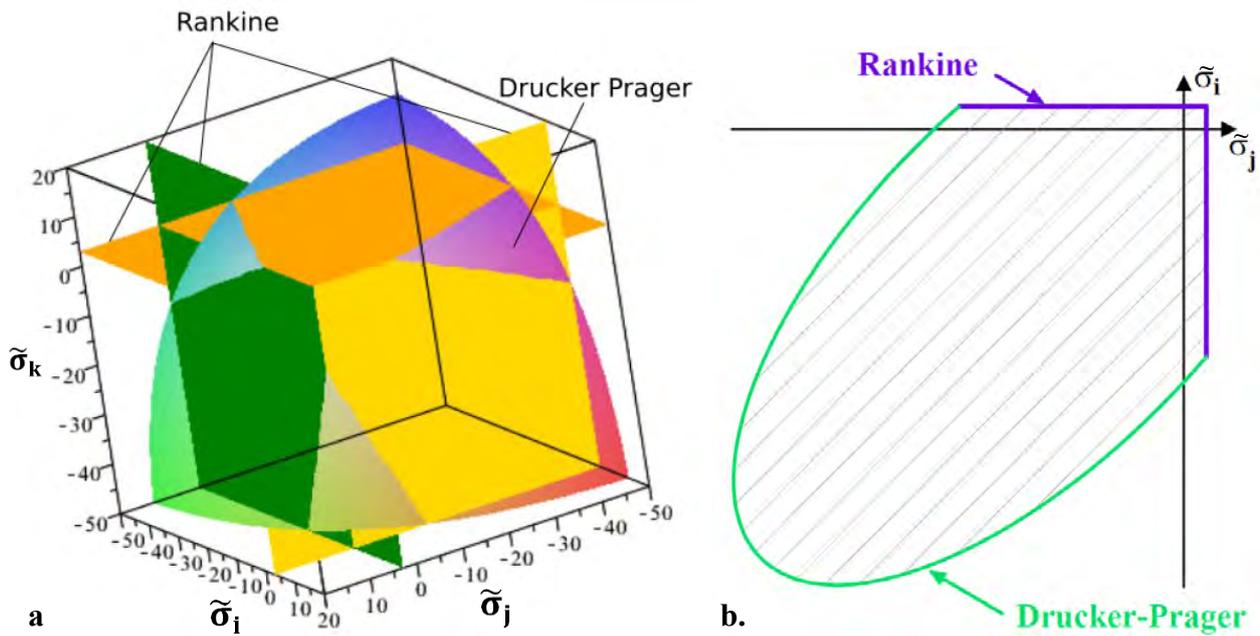


Figure 4-7. Critères plastiques de Rankine (traction) et de Drucker-Prager (compression-cisaillement) dans l'espace formé par les contraintes totales principales du matériau non endommagé $\tilde{\sigma}_i$, $\tilde{\sigma}_j$ et $\tilde{\sigma}_k$ en 3D (a.) (Sellier, 2016) et en 2D (b.).

2.3.3. Retrait

Le retrait du béton est déterminé à partir de la pression capillaire P_w qui peut être modélisée en utilisant une loi de Van Genuchten (4-38). Cette équation de rétention d'eau fait intervenir le degré de saturation S_r ainsi que deux paramètres que sont a et b , dépendants de la température et du réseau poreux du matériau.

$$P_w = a \left(1 - S_r^{-\frac{1}{b}} \right)^{1-b} \quad (4-38)$$

2.3.4. Fluage

Les déformations tardives du squelette solide désignées sous le nom de fluage propre peuvent être permanentes ou réversibles, selon les phénomènes sous-jacents. Le modèle de fluage propre est composé de deux modules rhéologiques : un solide de Kelvin-Voigt pour le fluage réversible et un fluide viscoélastique de Maxwell pour le fluage permanent (Sellier *et al.*, 2016).

A l'échelle macroscopique, la vitesse de fluage permanent est supposée proportionnelle à la déformation élastique, tel qu'exprimé dans l'équation ci-dessous. \mathbf{C}^c est une fonction de consolidation prenant en compte les effets de la température, de l'humidité et du chargement mécanique sur les cinétiques de fluage (4-39).

$$\frac{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^{c,M}}{\partial t} = \frac{\boldsymbol{\varepsilon}^e}{\tau_{ref}^M \mathbf{C}^c} \quad (4-39)$$

Le fluage réversible est modélisé grâce au module de Kelvin-Voigt, dans lequel la contrainte est remplacée par une déformation élastique réduite correspondant à la déformation finale du module de Kelvin-Voigt (4-40). Il dépend, comme le fluage permanent, de la température et de la teneur en eau du matériau.

$$\frac{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^{c,K}}{\partial t} = \frac{1}{\tau^K} \left(\frac{\boldsymbol{\varepsilon}^e}{\Psi^K} - \boldsymbol{\varepsilon}^{c,K} \right) \quad (4-40)$$

2.3.5. Endommagement

Dans ce modèle, en plus de l'endommagement thermique et de fluage, un endommagement est associé à chaque type de déformations plastiques positives. En conséquence, plusieurs familles d'endommagement coexistent :

- Comme l'endommagement de traction devient fortement anisotrope pendant le processus de localisation, la distinction est faite entre l'endommagement pré-pic isotrope \mathbf{D}_0^t basé sur l'évolution de la contrainte effective et l'endommagement post-pic orthotrope \mathbf{D}^t associé aux déformations plastiques localisées $\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p,t}$ gérées par les critères de Rankine (Sellier *et al.*, 2013a, 2013b).
- Deux endommagements, en traction $\mathbf{D}_i^{t,g}$ et en compression $\mathbf{D}_i^{c,g}$, liés à la surpression porale induite par la RSI, aussi calculés dans chaque direction principale du tenseur des déformations plastiques correspondantes $\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p,g}$ (cf. Chapitre 4 §2.2.3).

- Un endommagement scalaire de cisaillement et de compression \mathbf{D}^s calculé comme une fonction de la dilatance plastique induite par le dépassement du critère de Drucker-Prager.
- Un endommagement induit par la température \mathbf{D}^{th} (Ladaoui *et al.*, 2013).
- Le dernier endommagement est lié aux fonctions de refermeture des fissures de traction localisées. Comme mentionné précédemment, les critères de refermeture sont exprimés en fonction de contraintes effectives, mais ces contraintes existent seulement dans la zone de la fissure où les rugosités des bords de la fissure sont en contact. Une variable d'endommagement de refermeture anisotrope \mathbf{D}^r est utilisée pour prendre en compte que seule une fraction des contraintes de compression est capable de traverser une fissure de traction localisée pas encore totalement refermée.

Ces différents types d'endommagements interviennent dans la relation liant les contraintes principales σ_i aux contraintes totales dans le matériau non endommagé $\tilde{\sigma}_i$ (4-41).

$$\sigma_i = \underbrace{\frac{(1 - \mathbf{D}^{th})}{\text{thermique}} \frac{(1 - \mathbf{D}^s)}{\text{cisaillement}}}_{\text{Endommagements isotropes}} \left(\underbrace{\frac{(1 - \mathbf{D}_0^t)}{\text{traction pré-pic}} \frac{(1 - \mathbf{D}_i^t)}{\text{traction post-pic}} \frac{(1 - \mathbf{D}_i^{t,g})}{\text{RSI-traction}} \tilde{\sigma}_i^+}_{\text{Endommagements de traction}} \right. \\ \left. + \underbrace{\frac{(1 - \mathbf{D}_i^r)}{\text{refermeture}} \frac{(1 - \mathbf{D}_i^{c,g})}{\text{RSI-compression}} \tilde{\sigma}_i^-}_{\text{Endommagements de compression}} \right) = (1 - \mathbf{D}_i) \tilde{\sigma}_i \quad (4-41)$$

2.4. Modélisation des armatures et de la précontrainte pour le recalcul d'ouvrages

La modélisation des armatures et/ou des câbles de précontrainte constitue un enjeu majeur pour le recalcul d'ouvrages. La notion d'adhérence acier-béton suppose le recours à une loi d'interface représentative des efforts pouvant être diffusés d'un matériau à l'autre. A défaut, une adhérence parfaite est supposée entre les deux matériaux. Un sur-endommagement du béton au voisinage immédiat de l'armature est alors constaté et perturbe le calcul.

2.4.1. Revue des méthodes de modélisation des armatures et de la précontrainte dans la littérature

Face à ces problématiques, certaines des solutions proposées sont basées sur la représentation volumique de la zone d'interface acier-béton (Hameed *et al.*, 2016; Handika *et al.*, 2015; Kolani *et al.*, 2012; Michou, 2015). La taille des éléments constitutifs du maillage doit toutefois également être prise en considération : elle doit être relativement homogène pour limiter les phénomènes d'instabilités numériques. Or, le maillage des armatures et/ou de la zone d'interface suppose le recours à des éléments très fins au regard de la géométrie des structures à simuler, ce qui implique donc un nombre croissant d'éléments et une complexification du maillage, avec des conséquences très néfastes sur les temps de calcul. Ceci peut ainsi constituer un frein à l'utilisation des outils de recalcul d'ouvrages pourtant pertinents.

Les solutions avec interface sans épaisseur, dites à double-nœuds, sont donc privilégiées pour les applications sur ouvrages. (Millard & Vivier, 2006) proposent d'évaluer la dégradation de l'interface acier-béton lorsque l'armature est atteinte de corrosion. L'adhérence entre les matériaux est modélisée par des éléments joints surfaciques couplés à une loi élasto-plastique de type Coulomb.

Une autre approche est proposée par (Llau *et al.*, 2016) avec pour objectif de combiner les avantages des modélisations 1D et 3D des armatures. Un maillage 3D est généré à partir du maillage 1D de l'armature par projection d'une section circulaire le long de l'axe de l'armature. Dans le cas d'un béton précontraint, les contraintes équivalentes dans l'acier doivent être déterminées. L'interface acier-béton est créée par le biais de relations cinématiques liant les nœuds limitrophes de l'armature à ceux du béton. Cette méthode permet de gommer les effets de localisation de contraintes dans le béton classiquement observés lors de l'utilisation d'éléments 1D pour mailler les armatures. Cela dit, malgré le recours à une condensation statique de Guyan pour réduire le nombre de degrés de liberté générés par la création des nouveaux éléments finis, le temps de calcul reste impacté par cette transformation 1D-3D.

Un modèle liant les armatures au béton environnant a été développé par (Casanova *et al.*, 2012) et poursuivi par (Mang *et al.*, 2015) pour mailler les armatures par des éléments 1D tout en ayant la possibilité d'introduire une loi d'adhérence acier-béton non linéaire, ce qui constitue un atout majeur pour les applications industrielles sur ouvrages. Par ailleurs, la solution proposée permet de traiter les cas où les deux maillages (acier et béton) ne sont pas coïncidents. La première étape de résolution consiste à déterminer le glissement entre l'acier et le béton dans la direction longitudinale, soit le déplacement longitudinal relatif entre un nœud de l'armature et un nœud

virtuel du béton situé au même endroit, grâce à une fonction de forme. La contrainte d'adhérence est calculée à partir de cette valeur du glissement et la fonction de forme est à nouveau utilisée pour redistribuer les forces au niveau des nœuds du béton. L'hypothèse d'absence de glissement dans les directions transversales est faite : les déplacements transversaux de l'armature et du béton sont supposés identiques. Une méthode itérative de Newton-Raphson est utilisée jusqu'à convergence pour la résolution de cas non linéaires. Cette approche constitue une bonne alternative à la modélisation classique du béton armé, dite à adhérence parfaite ou sans glissement. Toutefois, les phénomènes de concentrations de contraintes et/ou de sur-endommagement du béton situé autour des armatures restent dépendants de la taille des éléments de béton entourant les armatures.

2.4.2. Modélisation des armatures et de la précontrainte par méthode dite des armatures « réparties »

La méthode développée par (Casanova *et al.*, 2012), permettant a priori une modélisation 1D des armatures sans interface acier-béton mais avec la possibilité d'introduire une loi d'adhérence non-linéaire, a été retenue pour ce modèle (Sellier, 2016). Les effets structuraux des armatures sont considérés équivalents à ceux d'armatures réparties de façon orthotrope. Chaque armature répartie est désignée par un numéro r associée à une direction \vec{V}^r et à une densité ρ^r , correspondant au rapport de la section transversale d'acier orientée selon \vec{V}^r par rapport à celle de béton sur le volume considéré.

2.4.2.1. Loi de comportement homogénéisé du matériau comportant des armatures réparties

Le champ de contrainte n'est pas le même lorsqu'une armature traverse des zones non fissurées du matériau ou au contraire une fissure localisée. Or, les deux cas de figure sont susceptibles de survenir au sein d'un même élément fini. La combinaison de ces effets est effectuée en pondérant d'une part les contraintes induites dans les armatures σ_i^R au niveau de la fissure localisée par l'endommagement localisé du béton D_i^f et d'autre part les contraintes « homogénéisées » induites dans l'armature entre les fissures σ_i^H par son complément $(1 - D_i^f)$. L'équation (4-42) est ainsi obtenue, où σ_i^m correspond à la contrainte dans la matrice. Entre les fissures localisées, la contribution de l'armature répartie au comportement homogénéisé du matériau agit selon une composante axiale σ_i^f induite par l'allongement de l'armature dans la direction \vec{V}^r . Elle est de fait proportionnelle à sa densité ρ^r . Les contraintes homogénéisées induites dans les armatures entre les

fissures σ_i^H sont donc obtenues en sommant les contraintes normales σ^r dans les armatures, projetées dans la direction d'endommagement principal \mathbf{i} (4-43).

$$\sigma_i = \left(\mathbf{1} - \sum_r \rho^r \right) \sigma_i^m + (\mathbf{1} - \mathbf{D}_i^t) \sigma_i^H + \mathbf{D}_i^t \sigma_i^R \quad (4-42)$$

$$\sigma_i^H = \sum_r \rho^r \sigma^r (\vec{\mathbf{V}}^r \otimes \vec{\mathbf{V}}^r)_i \quad (4-43)$$

2.4.2.2. Contrainte axiale dans les armatures

La loi de comportement des armatures est élasto-plastique avec écrouissage linéaire (4-44). Y interviennent le module d'Young des armatures \mathbf{E}^r , leurs déformations axiales totales $\boldsymbol{\varepsilon}^r$, plastiques $\boldsymbol{\varepsilon}^{r,p}$, ainsi que leur éventuelle mise en précontrainte initiale σ_0^r . L'éventuelle relaxation des armatures peut être prise en compte (Sellier, 2016). Une description complète des équations régissant ce phénomène dans le modèle a été publiée par (Chhun *et al.*, 2018).

$$\sigma^r - \sigma_0^r = \mathbf{E}^r (\boldsymbol{\varepsilon}^r - \boldsymbol{\varepsilon}^{r,p}) \quad (4-44)$$

La plasticité des armatures est gérée par un critère uniaxial faisant intervenir un module d'écrouissage ainsi que la limite élastique des armatures (4-45).

$$\mathbf{f}^r = |\sigma^r - \mathbf{H}^r \boldsymbol{\varepsilon}^{r,p}| - \mathbf{f}_y^r \leq 0 \quad (4-45)$$

Le modèle d'armatures réparties retenu permet de considérer un ancrage acier-béton parfait ou imparfait. Dans le cas d'un ancrage parfait, les déformations axiales de l'armature $\boldsymbol{\varepsilon}^r$ sont déterminées à partir d'une valeur approchée de son allongement (4-46), avec $\boldsymbol{\varepsilon}_r$ la déformation axiale (4-47) et $\boldsymbol{\gamma}_r$ la déformation de cisaillement (4-48).

$$\boldsymbol{\varepsilon}^r \approx \boldsymbol{\varepsilon}_r + \frac{1}{2} \boldsymbol{\gamma}_r^2 \quad (4-46)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_r = \vec{\mathbf{V}}^r \bar{\boldsymbol{\varepsilon}} \vec{\mathbf{V}}^r \quad (4-47)$$

$$\boldsymbol{\gamma}_r = \|\bar{\boldsymbol{\varepsilon}} \vec{\mathbf{V}}^r - \boldsymbol{\varepsilon}_r \vec{\mathbf{V}}^r\| \quad (4-48)$$

Le cas d'un ancrage imparfait (Sellier, 2016), permettant un glissement entre les armatures et la matrice, n'est pas abordé de façon complète dans ce manuscrit. En effet, les simulations effectuées au cours de ces travaux ont été réalisées avec une hypothèse d'adhérence acier-béton parfaite pour les éléments finis de petite dimension. La répartition des fissures au sein d'éléments finis de grande dimension est quant à elle gérée via l'énergie de rupture libérée par leur apparition (Sellier, 2016),

ainsi la prise en compte de la contrainte d'adhérence acier béton n'est réalisée que pour les mailles de dimension supérieure à la longueur d'ancrage de l'acier. La prise en compte du glissement acier-béton pour les armatures réparties traversant des éléments finis de plus petite dimension fait encore l'objet de recherches au LMDC et n'est pas disponible à ce jour.

2.5. Présentation d'un outil tableur utilisé pour le calage et les études complémentaires

Un outil de calcul se présentant sous la forme d'un tableur a été développé pour être utilisé pour le calage des paramètres ainsi que dans le cadre d'études simplifiées. Il intègre l'ensemble des lois chimiques du modèle ainsi qu'une version simplifiée du système d'équations gérant le comportement mécanique des éléments en béton armé. Plusieurs hypothèses simplificatrices ont été formulées pour permettre une résolution immédiate de cas de bétons expansifs armés, chargés ou libres, en conditions thermiques, hydriques et chimiques variables :

- La résolution spatiale est simplifiée puisque le tableur simule le comportement d'un volume de béton homogène chargé de façon homogène. Il peut considérer un chargement isotrope transverse en considérant d'une part la direction longitudinale de chargement ou de ferrailage et d'autre part les directions transversales. Cela implique que les chargements ou les ferrailages doivent être identiques dans les deux directions transversales (isotropie transverse). Les chargements et ferrailages sont supposés répartis de façon homogène sur la section.
- Les phénomènes de retrait, de fluage et d'endommagement du béton ne sont pas pris en compte.
- Les champs de température, de teneur en eau et de teneur en alcalins sont supposés homogènes dans le volume de béton considéré, ce qui implique une homogénéité du champ d'avancement de la RSI.

Les résultats fournis par cet outil de calcul sont cohérents vis-à-vis des résultats obtenus grâce au logiciel de calcul aux éléments finis Cast3m version 2017, sous réserve d'une certaine homogénéité des champs de température, degré de saturation, teneur en alcalins, ferrailage et chargement. La Figure 4-8 illustre les résultats obtenus avec Cast3m et avec le tableur dans le cas d'un béton réactif saturé armé uniaxialement ayant subi un cycle thermique homogène et soumis à un lessivage des alcalins.

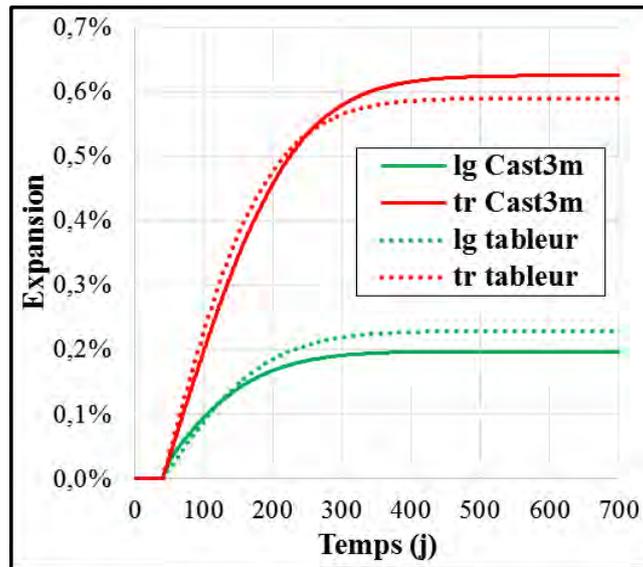


Figure 4-8. Confrontation des déformations longitudinales et transversales d'un béton réactif saturé armé uniaxialement ayant subi un cycle thermique homogène et soumis à un lessivage des alcalins.

3. Application du modèle chemo-poromécanique aux corps d'épreuve libres, armés et chargés de laboratoire

La modélisation des éprouvettes de laboratoire réalisées au cours de la thèse constitue une première étape vers la modélisation d'ouvrages ou de parties d'ouvrages atteintes de RSI. En effet, l'étude du comportement du béton libre $L0-T0$, armé uniaxialement $L1,1\%-T0$, armé triaxialement $L1,1\%-T0,7\%$, et chargé uniaxialement $L14,5-T0$ permet de valider la pertinence des modèles physico-chimique et poromécanique retenus dans des conditions thermiques, hydriques et mécaniques maîtrisées.

3.1. Modélisation physico-chimique des corps d'épreuve

La première étape de la modélisation consiste à déterminer la cinétique et le volume d'ettringite différée formé. Pour cela, les champs de teneur en eau, de teneur en alcalins et de température doivent être renseignés ou déterminés. Un certain nombre de paramètres matériaux interviennent également.

3.1.1. Définition des paramètres pour la modélisation physico-chimique des corps d'épreuve

La plupart des paramètres impliqués dans la détermination du volume d'ettringite différée formé au cours du temps ont été fixés suite à la confrontation du modèle aux résultats de la littérature réalisée par (Sellier & Multon, 2018). Seul le temps caractéristique de référence pour la précipitation τ_p^{ref} est utilisé pour le calage de la cinétique de gonflement. La méthodologie de calage de ce paramètre physico-chimique ainsi que des autres paramètres de calage utilisés dans le modèle chemo-poromécanique sera détaillée plus avant dans ce manuscrit (cf. Chapitre 4 §3.2.2). Le Tableau 4-1 liste les paramètres dont la valeur est propre à ces essais. De même, le Tableau 4-2 liste les valeurs fixes utilisées pour la modélisation des corps d'épreuve ainsi que la manière dont elles ont été obtenues.

Tableau 4-1. Paramètres du modèle physico-chimique propres à cette campagne expérimentale.

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Détermination
S_c	163,2	mol/m ³	Teneur en sulfate du béton	Composition chimique du béton
A_c (*)	242,8	mol/m ³	Teneur en aluminat de ciment	
$N_{abéton}$	[0 ; 158]	mol/m ³	Concentration en alcalins solubles dans la porosité	Calcul lessivage (cf. Chapitre 4 §3.1.2)
T_{cure}	[23 ; 80]	°C	Température de cure	Cycle expérimental (cf. Chapitre 2 §3.3)
T_{eau}	38	°C	Température de conservation	Expérimental (**)
S_r	0,8 puis 1,0	-	Degré de saturation	Expérimental (***)

(*) La distinction entre ions aluminat et oxydes de fer étant rarement faite dans la littérature en ce qui concerne la RSI, la dénomination « aluminat » est utilisée dans ce manuscrit pour désigner les ions métalliques réactifs, prenant en compte autant les ions aluminat que les oxydes de fer (cf. Chapitre 1 §2.4.1.2).

(**) La température de conservation des corps d'épreuve est maintenue constante, même si la résistance chauffante a été ponctuellement coupée pour permettre le suivi dimensionnel des corps d'épreuve indépendamment des effets de dilatation thermique différentiels (cf. Chapitre 2 §3.3).

(***) Les corps d'épreuve sont supposés être saturés à 80 % avant immersion à 28 jours et atteindre un taux de saturation de 100 % au bout de 24 heures d'immersion (cf. Chapitre 2 §3.3).

Tableau 4-2. Paramètres fixes du modèle physico-chimique (Sellier & Multon, 2018).

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Détermination
Ea_d	$8,0^{E+4}$	J/mol	Energie d'activation pour la dissolution	
Ea_f	$1,8^{E+5}$	J/mol	Energie d'activation pour la fixation	
Ea_p	$4,4^{E+4}$	J/mol	Energie d'activation pour la précipitation	(Sellier & Multon, 2018)
τ_d^{ref}	2,71	j	Temps caractéristique de référence pour la dissolution	
τ_f^{ref}	1,25	j	Temps caractéristique de référence pour la fixation	
$T_{th,ref}$	80	°C	Température seuil de référence pour la dissolution	Essais de (Brunetaud <i>et al.</i> , 2006, 2008)
n	0,18	-	Exposant de diminution de la température de dissolution	
m	2,5	-	Exposant de diminution de la cinétique de fixation	Essais de (Kchakech, 2015)
$T_{th,f}$	70	°C	Température de référence pour la fixation	
Na_k	0,28	mol/m ³	Concentration en alcalins de référence pour la dissolution	Essais de (Famy <i>et al.</i> , 2001)
Na_{bl}	$2 \times [Na_{ini}]$	mol/m ³	Seuil de concentration en alcalins pour la précipitation	
S_r^k	$\approx 0,95$	-	Degré de saturation caractéristique pour la précipitation	Essais de (Al Shamaa <i>et al.</i> , 2015)

3.1.2. Modélisation du lessivage des alcalins

Les données concernant l'évolution de la teneur en alcalins dans les corps d'épreuve recueillies au cours de la campagne expérimentale sont utilisées pour caler le modèle de lessivage des alcalins. On notera que cette phase de modélisation des alcalins n'a pas vocation à être prédictive mais sert à relier les mesures de concentration en alcalins dans l'eau du bac de conservation avec le profil de teneur en alcalins à l'intérieur des éprouvettes. L'objectif étant de fournir au modèle de RSI des données en termes de concentrations en alcalins les plus réalistes possibles.

L'importance des alcalins sur le développement de la RSI a été soulignée dans le chapitre consacré à l'état de l'art (cf. Chapitre 1 §2.4.1.3). Une forte teneur initiale en alcalins contribuerait à accroître la réactivité d'un matériau vis-à-vis de la RSI en augmentant la solubilité de l'ettringite primaire et en favorisant la sorption dans les C-S-H des ions sulfate relargués par sa dissolution. A l'inverse, à

long terme, la présence d'alcalins limiterait la RSI en empêchant la désorption des ions sulfate absorbés sur les C-S-H lors du cycle de chauffage. Les études de laboratoire sont conçues pour permettre le développement de gonflements importants sur une période la plus courte possible. Ainsi, ces essais accélérés nécessitent de fortes teneurs en alcalins au jeune âge, introduits lors de la formulation du matériau, mais des quantités les plus faibles possibles après la fin de l'échauffement. Pour cela, les corps d'épreuve ont été immergés de manière à permettre le lessivage des alcalins. Ces conditions de conservation doivent être prises en compte dans la modélisation. La cinétique de lessivage des alcalins obtenue expérimentalement est approchée à l'aide d'un modèle de diffusion dans le matériau et d'un modèle de convection en surface, utilisés avec une équation de conservation de la masse d'alcalins (4-49). Ce problème est analogue à un problème de thermique, il peut par conséquent être résolu en totalité avant le problème de RSI-mécanique, à condition de négliger l'impact de la fissuration sur le coefficient d'échange surfacique et sur le coefficient de diffusion des alcalins. Les cinétiques de convection et de diffusion, pilotées grâce aux coefficients d'échange convectif h et de diffusion D_{Na} , permettent de reproduire des gradients de teneur en alcalins au sein des prismes de béton.

$$\frac{\partial Na_{\text{béton}}}{\partial t} = D_{Na} \times \nabla^2 Na_{\text{béton}} - h \times S \times (Na_{\text{surface béton}} - Na_{\text{eau}}) \quad (4-49)$$

Les maillages utilisés pour ce calcul sont constitués d'environ 1100 éléments. Les plans de symétrie des différents prismes de béton sont exploités et seul 1/8^{ème} du volume des éprouvettes est modélisé. Le modèle de convection a été appliqué à l'ensemble des surfaces des prismes libres L0-T0. En revanche, les extrémités des prismes armés L1,1%-T0, L1,1%-T0,7% et chargés à 14,5 MPa L14,5-T0 ont été supposées isolées par la présence de platines métalliques empêchant le lessivage. La diminution de la surface de convection liée à la présence des plats en peau des éprouvettes armées triaxialement L1,1%-T0,7% a été prise en compte via une diminution du coefficient d'échange convectif h^{28j} .

D'après les résultats expérimentaux, au cours des 420 jours de conservation en eau, environ 50 % des alcalins initialement « solubles » ont été lessivés (cf. Chapitre 3 §6.1). La fraction d'alcalins lessivés reste donc assez faible au regard des résultats obtenus dans la littérature et ne semble quasiment plus évoluer entre 367 et 420 jours d'immersion. Ceci pourrait être expliqué par l'apparition progressive de calcite comblant la porosité de surface des éprouvettes et ralentissant ainsi le lessivage (cf. Chapitre 3 §2.2.2.7.1). Cette hypothèse est introduite dans la modélisation des corps d'épreuve par le biais d'une diminution du coefficient d'échange convectif h . Cette diminution est considérée comme approximativement linéaire au cours du temps jusqu'à atteindre

1/10^{ème} de sa valeur initiale après 420 jours d’immersion, cela pour retrouver les résultats expérimentaux. Le renouvellement de l’eau de conservation après 420 jours d’immersion est modélisé par une réaugmentation brutale de ce coefficient pour prendre en compte l’endommagement ou la dissolution de la calcite (Figure 4-9).

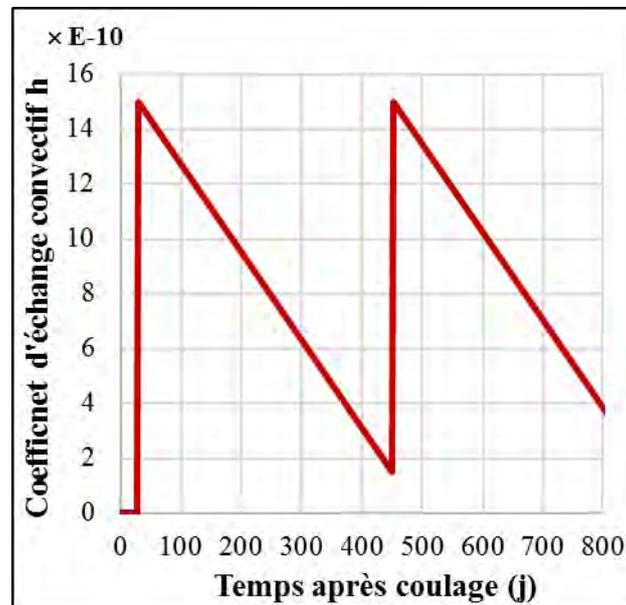


Figure 4-9. Evolution du coefficient d’échange convectif pour prendre en compte le comblement progressif de la porosité de surface par la calcite (entre 28 et 449 jours et à partir de 451 jours), puis sa dissolution rapide après renouvellement de l’eau de conservation (entre 449 et 451 jours).

L’enrichissement en alcalins de l’eau de conservation est pris en compte dans le calcul du flux convectif en surface grâce au terme Na_{eau} . Les paramètres et conditions aux limites associées à ces modèles sont listés dans le Tableau 4-3.

Tableau 4-3. Paramètres et conditions aux limites de diffusion et de convection des alcalins.

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Détermination
D	7,0 ^{E-12}	m ² /s	Coefficient de diffusion des alcalins dans le béton à 38°C	Calage sur la teneur en alcalins dans l’eau de conservation (cf. Chapitre 3 Figure 3-41)
h^{28j}	11,0 ^{E-10}	-	Coefficient d’échange convectif entre le béton et l’eau à 28 jours	
Na⁰_{béton}	158,0	mol/m ³	Teneur initiale en alcalins solubles dans le béton	Données expérimentales
Na⁰_{eau}	5,7	mol/m ³	Teneur initiale en alcalins dans l’eau de conservation	

Les résultats numériques ont été confrontés aux résultats expérimentaux d’évolution de la teneur en alcalins dans le béton (Figure 4-10.a), déterminée à partir de la concentration dans l’eau de

conservation. Les teneurs en alcalins résiduelles mesurées à différentes profondeurs sur les cylindres après 420 jours d'immersion ont également été comparées (Figure 4-10.b).

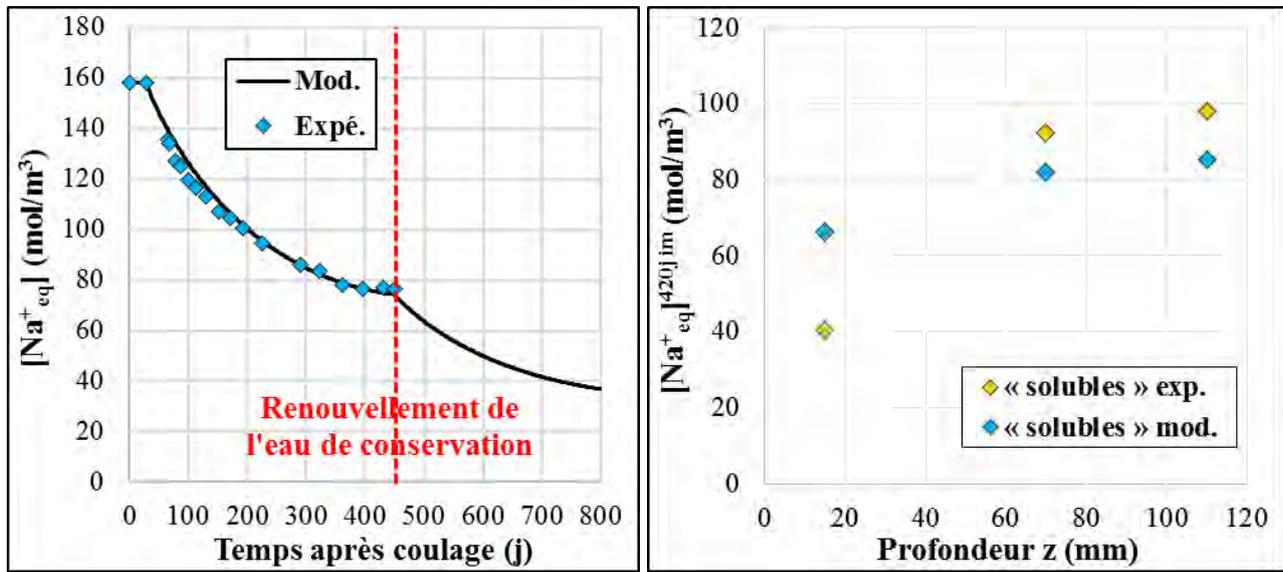


Figure 4-10. Confrontation des résultats expérimentaux et numériques de teneur en alcalins moyenne dans le béton au cours du temps (a.) et à différentes profondeurs après 420 jours d'immersion (b.).

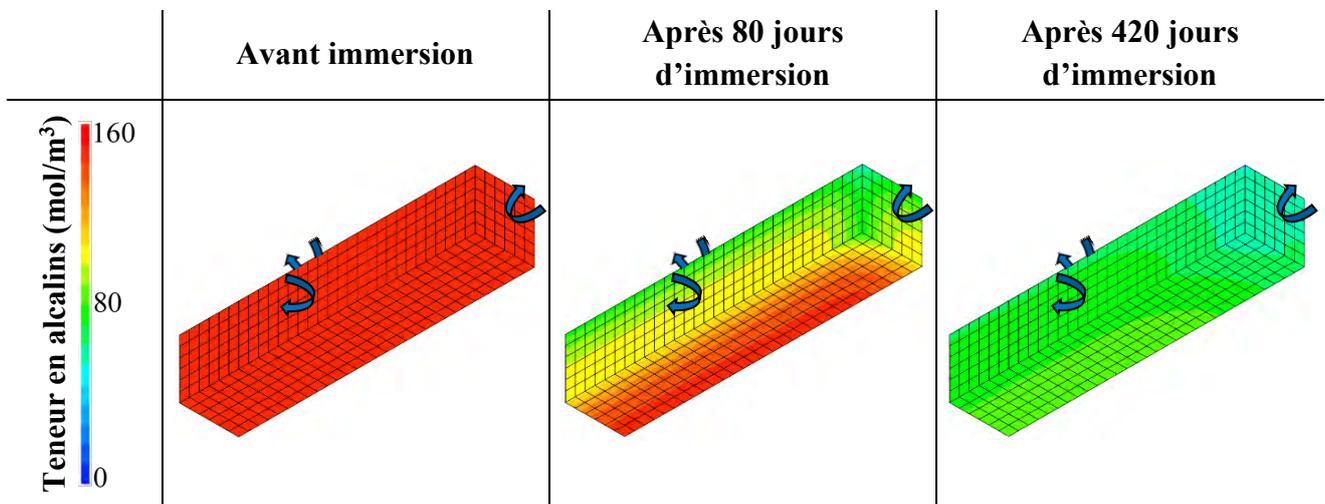


Figure 4-11. Evolution de la teneur en alcalins dans 1/8^{ème} des prismes libres **LØ-TØ**. Les flèches indiquent les surfaces soumises à la convection (surfaces avant, supérieure et de droite). Les autres correspondent aux plans de symétrie.

Le calage de la cinétique de lessivage des alcalins apparaît satisfaisant, même si les effets de gradients résiduels après 420 jours d'immersion sont légèrement sous évalués. Le suivi expérimental de la teneur en alcalins dans l'eau de conservation n'ayant pas été poursuivi au-delà de 420 jours d'immersion (renouvellement de l'eau de conservation), l'hypothèse de réaccélération du lessivage des alcalins à compter de cette date n'a donc pas pu être vérifiée à ce jour. Le champ

d'alcalins ainsi déterminé a pu être utilisé comme donnée d'entrée du modèle de RSI. La Figure 4-11 illustre l'évolution de ce champ de concentration en alcalins dans le corps d'épreuve libre à différentes échéances. La cinétique de lessivage est maximale en surface, particulièrement au niveau des angles des prismes.

3.1.3. Volume d'ettringite différée formé

Le champ d'hydrates sulfoalumineux primaires (ettringite et monosulfoaluminate) ayant été dissous au cours de l'hydratation du prisme a été déterminé à partir du système d'équations gérant la dissolution (cf. Chapitre 4 §2.1.3).

La Figure 4-12.a illustre l'évolution des quantités de chacune des espèces au cours de la période chaude (dissolution du monosulfoaluminate primaire M_1 , libération d'ions sulfate \tilde{S} et aluminate \tilde{A} , fixation d'une partie des ions aluminate dans les hydrogrenats G) alors que la Figure 4-12.b fait également apparaître la période froide (consommation des ions sulfate \tilde{S} et aluminate \tilde{A} , précipitation d'ettringite différée E_2). Le cycle de température appliqué a permis une dissolution complète de ces hydrates sur l'ensemble du volume des corps d'épreuve.

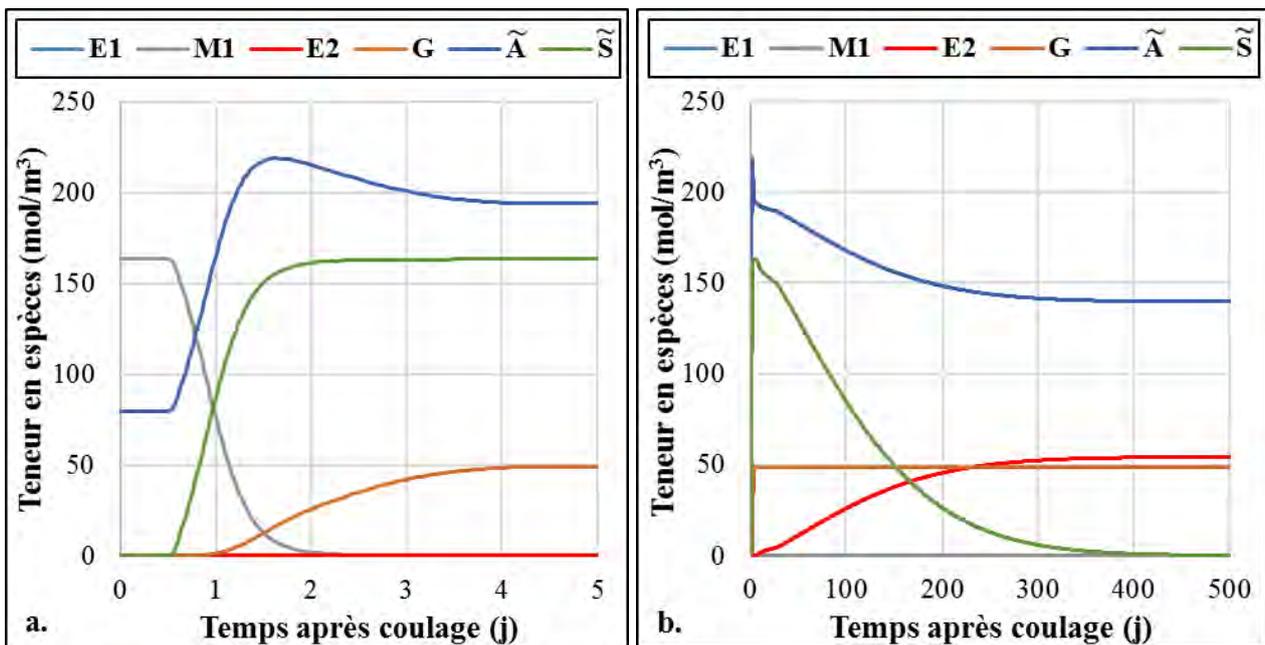


Figure 4-12. Evolution des teneurs en espèces chimiques en période chaude (a.) et en période froide (b.) (E_1 et M_1 = ettringite et monosulfoaluminate primaires, E_2 = ettringite différée, G = ions aluminate fixés dans les hydrogrenats, \tilde{A} et \tilde{S} = ions aluminate et sulfate disponibles).

A partir du champ de teneur en alcalins calculé précédemment, l'évolution du volume d'ettringite différée formé au cours du temps a pu être déterminée. La Figure 4-13 présente le profil d'avancement de la RSI à différentes échéances : plus l'avancement est élevé dans une zone, plus la

quantité d'ettringite différée y ayant précipité est importante. La quantité maximale d'ettringite différée pouvant être formée est égale à $54,4 \text{ mol/m}^3$. Dans la mesure où les champs de température (jeune âge et conservation) et de saturation du matériau sont homogènes, la formation d'ettringite différée ne dépend que de la teneur en alcalins. Ainsi, le volume d'ettringite différée formé est dans un premier temps plus élevé en peau des corps d'épreuve, zones où la teneur en alcalins chute le plus rapidement du fait du lessivage. Par la suite, la ré-homogénéisation progressive du champ d'alcalins s'accompagne d'une ré-homogénéisation de l'avancement de la RSI dans les corps d'épreuve.

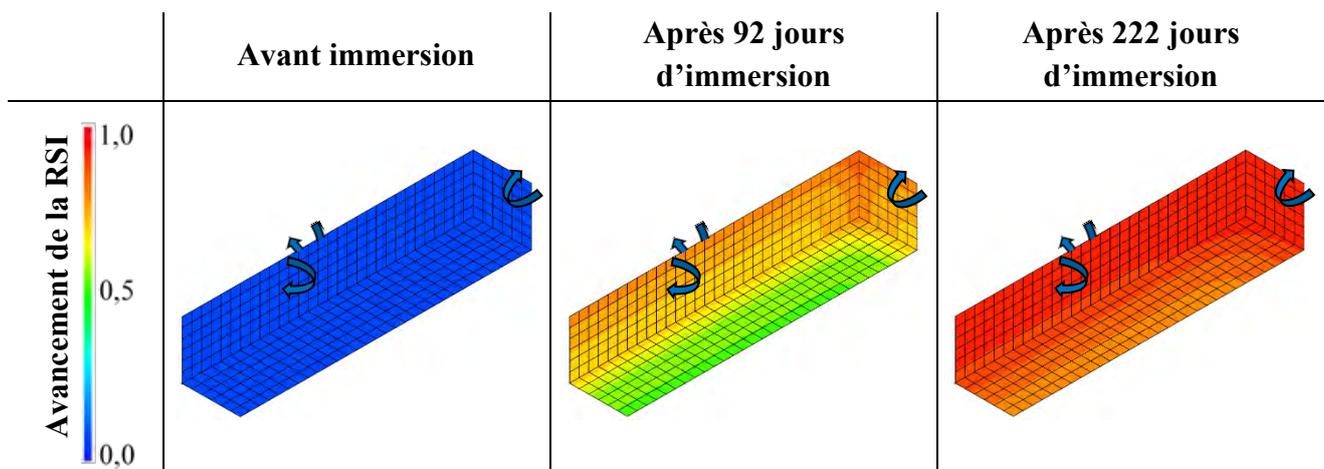


Figure 4-13. Evolution de l'avancement de la RSI au sein des prismes libres [L0-T0](#). Les flèches indiquent les surfaces soumises à la convection (surfaces avant, supérieure et de droite).

3.2. Modélisation poromécanique des corps d'épreuve

L'application du modèle poromécanique sur les corps d'épreuve réalisés au cours de la thèse doit permettre de reproduire leurs déformations connaissant les conditions aux limites en contraintes. A ce titre, un comparatif entre résultats numériques et expérimentaux est mené. Les déformations dans chacune des directions des différents lots d'éprouvettes doivent être reproduites. Elles traduisent la capacité du modèle à prendre en compte l'effet du confinement anisotrope sur l'anisotropie de gonflement induit par la RSI. L'obtention des profils de fissuration associés est également importante. En effet, la formation de fissures est directement fonction du champ de contraintes dans le matériau : le comparatif entre résultats expérimentaux et numériques permet donc de contrôler la pertinence du calcul. Enfin, la reproduction de l'endommagement du matériau est également un des enjeux de la modélisation et peut être confrontée aux résultats des essais de caractérisation réalisés après 450 jours d'immersion.

Les maillages conçus pour les calculs de lessivage des alcalins et de la quantité d'ettringite différée formée, composés d'environ 1100 éléments, sont réutilisés pour les calculs mécaniques. Pour rappel, les plans de symétrie des différents prismes de béton sont exploités et seul 1/8^{ème} du volume des éprouvettes est modélisé. Les temps de calcul sont ainsi significativement réduits. Les caractéristiques de fluage ont été calées à partir de données obtenues sur un béton similaire à celui utilisé dans l'étude expérimentale. Les aciers passifs ont été maillés à l'aide d'armatures élasto-plastiques réparties. Les armatures longitudinales et transversales ont été liées à la totalité du volume des prismes. Cette hypothèse est assez réaliste du fait du recours à un dispositif expérimental d'homogénéisation des contraintes longitudinales (cf. Chapitre 2 §3.4.1) et de la répartition quasiment homogène des plats transversaux le long des corps d'épreuve. Ce type de modélisation des armatures est le plus favorable à la convergence numérique dans la mesure où les effets de localisation de contraintes sont minimisés. L'ancrage acier-béton a été supposé parfait. Cette hypothèse apparaît cohérente autant dans la direction longitudinale, où les dispositifs de retenue des aciers longitudinaux semblent avoir relativement bien joué leur rôle d'homogénéisation des contraintes, que dans les directions transversales, où les plats transversaux sont continus sur tout le pourtour des corps d'épreuve.

3.2.1. Paramètres matériaux pour le calcul des gonflements induits par la RSI

La modélisation poromécanique des corps d'épreuve nécessite l'utilisation de paramètres d'entrée du modèle renseignant quelques-unes des principales caractéristiques des matériaux utilisés (Tableau 4-4). Ainsi, le comportement des armatures longitudinales en acier est modélisé par une loi élasto-plastique à écrouissage positif approximée à partir des essais de caractérisation (cf. Chapitre 2 §3.2.2). La même approche a été utilisée pour la modélisation du comportement des armatures transversales en acier inoxydable, malgré les incertitudes induites par la difficulté de mise en œuvre des essais de traction sur ce matériau.

La caractérisation à 28 jours du béton soumis à un traitement thermique puis à une période de séchage a permis de définir le module d'Young, les résistances à la traction et à la compression par fendage du matériau endommagé thermiquement (cf. Chapitre 3 §5.1). De fait, la partie du modèle associée à la détermination de l'endommagement thermique a pu être désactivée pour se focaliser sur les effets de la RSI. Par ailleurs, faute de données précises pour la modélisation, la modification des performances mécaniques liés à la poursuite de l'hydratation à long terme pendant l'immersion, la baisse de la résistance à la traction consécutive à la saturation du béton (erreur limitée sur la

résistance à la traction car ces phénomènes ont des effets opposés, mais sous-estimation probable du module d'Young à long terme) ainsi que l'éventuel effet induit par le départ des alcalins ont été négligés. La maturation pourrait toutefois être prise en compte en utilisant un modèle d'hydratation couplé aux modèles chimiques et poromécaniques.

Les effets de déformations thermiques différentielles entre le béton et les armatures pendant la phase de traitement thermique ont également été négligés.

Tableau 4-4. Paramètres matériaux pour le modèle poromécanique.

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Détermination
E_c^{28j}	35400	MPa	Module d'Young du béton à 28 jours	Essais de caractérisation à 28 jours (cf. Chapitre 3 §5.1)
R_c^{28j}	31,3	MPa	Résistance à la compression du béton à 28 jours	
R_t^{28j}	3,0	MPa	Résistance à la traction du béton à 28 jours	Valeur courante
η_c	0,2	-	Coefficient de Poisson du béton	
E_s	219,5	GPa	Module d'Young des aciers longitudinaux	Essais de caractérisation (cf. Chapitre 2 §3.2.2)
H_s	1815	MPa	Module d'érouissage plastique des aciers longitudinaux	
f_{y_s}	505	MPa	Limite élastique des aciers longitudinaux	
τ_s	6	MPa	Contrainte d'adhérence béton-aciers longitudinaux	Valeur courante
D_s^{eq}	0,012	m	Diamètre équivalent des aciers longitudinaux	Donnée expérimentale
ρ_s^{eq}	0,01131	-	Densité d'armatures longitudinales (*)	Donnée expérimentale
E_{ss}	179	GPa	Module d'Young des plats inox	Essais de caractérisation (cf. Chapitre 2 §3.2.2)
H_{ss}	2215	MPa	Module d'érouissage plastique des plats inox	
$f_{y_{ss}}$	400	MPa	Limite élastique des plats inox	
τ_{ss}	6	MPa	Contrainte d'adhérence béton-plats inox	Valeur courante
D_{ss}^{eq}	0,0036	m	Diamètre équivalent des plats inox	Donnée expérimentale
ρ_{ss}^{eq}	0,0068	-	Densité d'armatures transversales (*)	Donnée expérimentale

(*) La densité d'armatures correspond au rapport entre la section d'aciers et la section de béton à laquelle ils sont liés. Dans cette étude, les armatures sont liées à la totalité de la section des prismes.

3.2.2. Méthodologie de calage des corps d'épreuve

Le fluage du béton a été modélisé à partir de paramètres de fluage issus d'études menées sur des bétons similaires à celui utilisé au cours de cette étude. Quatre paramètres sont utilisés : deux temps caractéristiques gérant les cinétiques de fluage réversible τ_K^{ref} et permanent τ_M^{ref} , un rapport entre le module de Kelvin (fluage réversible) et le module d'Young Ψ_K et une déformation caractéristique de la partie irréversible ϵ_M^{ref} (Sellier *et al.*, 2016). Les valeurs utilisées sont listées dans le Tableau 4-5. Par ailleurs, la cohérence des déformations de fluage ainsi obtenues a été contrôlée en considérant les déformations longitudinales expérimentales mesurées sur les corps d'épreuve chargés uniaxialement à 14,5 MPa L14,5-TØ. En effet, le raccourcissement des prismes est a priori dû à une combinaison des effets, opposés, de fluage et de gonflement induit par la RSI (cf. Chapitre 3 §2.2.2.2). Ainsi, les déformations de fluage atteignent à minima -0,11% après 420 jours d'immersion. Cette condition a été vérifiée numériquement. Le retrait du béton n'a par ailleurs pas été considéré, notamment parce que celui-ci est conservé dans l'eau.

Tableau 4-5. Paramètres de calage du fluage dans le modèle poromécanique (Sellier *et al.*, 2016).

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Détermination
τ_K^{ref}	1	j	Temps caractéristique pour le fluage réversible	Calés à partir d'essais de fluage sur bétons similaires à celui de l'étude
τ_M^{ref}	10	j	Temps caractéristique pour le fluage permanent	
Ψ_K	4	-	Rapport entre le module de Kelvin (fluage réversible) et le module d'Young	
ϵ_M^{ref}	$4,5^{E-5}$	m/m	Déformation caractéristique du fluage permanent	

Le calage des principaux paramètres pilotant la RSI (h_{DEF} , Φ_{DEF}^v et τ_p^{ref}) a été effectué à partir des résultats expérimentaux correspondant aux prismes armés uniaxialement L1,1%-TØ. Le paramètre h_{DEF} prenant en compte l'écrouissage linéaire de la loi de résistance à la traction de la matrice cimentaire intervient directement dans la modélisation de l'anisotropie des gonflements du béton sous chargement anisotrope (cf. Chapitre 4 §2.2.2). Il apparait de fait nécessaire de fixer sa valeur sur des essais gênés plutôt que libres de contraintes. Le béton constituant les ouvrages atteints de RSI est toujours sollicité mécaniquement, que cela soit par un chargement externe dû au service, à des dispositifs de précontrainte, à l'action du poids propre de la structure ou à l'existence de gradients thermiques ou chimiques. Dans le cas de requalification de structures, les essais d'expansion réalisés sur béton non armé et non chargé extrait des structures armées et chargées sont le plus souvent menés plusieurs années après le coulage et ne fournissent des informations que sur

le potentiel d'expansion résiduel du matériau. Dans ce contexte, les déformations et les profils de fissuration (répartition, ouverture, orientation) mesurés directement sur les ouvrages atteints témoignent de leur histoire depuis le coulage et constituent généralement des données pertinentes pour la calibration et la validation de modèles de recalcul et de prédiction. Le calage des paramètres du modèle sur les essais de gonflement gêné s'inscrit donc dans cette démarche. Outre le coefficient d'écrouissage h_{DEF} de la résistance à la traction de la matrice cimentaire, deux autres paramètres nécessitent un calage. Le volume des vides accessibles à l'ettringite différée avant que la pression n'entraîne un endommagement du matériau Φ_{DEF}^V impacte la proportion d'ettringite différée précipitant sans provoquer de déformations plastiques du matériau : il permet ainsi de gérer l'amplitude des gonflements. Le temps caractéristique de référence pour la précipitation τ_p^{ref} intervient directement sur la cinétique de précipitation de l'ettringite différée et, de fait, sur la cinétique de gonflement. Les résultats expérimentaux correspondant aux prismes armés uniaxialement **L1,1%-T0** fournissent ainsi assez d'informations pour effectuer le calage de ces paramètres (Tableau 4-6). Le résultat de l'identification est visible sur la Figure 4-14.b.

Tableau 4-6. Calage des paramètres de RSI du modèle chemo-poromécanique pour les corps d'épreuve.

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Détermination
Φ_{DEF}^V	0,00579	m ³ / m ³	Volume des vides accessibles à l'ettringite différée avant microfissuration du matériau	Amplitude de gonflement
τ_p^{ref}	230	j	Temps caractéristique de référence pour la précipitation	Cinétique de gonflement
h_{DEF}	0,045	-	Coefficient d'écrouissage de la résistance à la traction de la matrice cimentaire	Anisotropie de gonflement

3.2.3. Déformations des corps d'épreuve

Conformément à la méthodologie décrite ci-dessus, les trois paramètres de calage du modèle chemo-poromécanique ont ainsi été identifiés de façon à reproduire de manière satisfaisante les déformations longitudinales centrées et transversales des prismes armés uniaxialement **L1,1%-T0** (Figure 4-14.b). Les gonflements obtenus dans les autres cas de chargement (prismes libres **L0-T0**, prismes armés triaxialement **L1,1%-T0,7%** et prismes précontraint uniaxialement **L14,5-T0**) sont ensuite prédits sans aucun recalage. La Figure 4-14 regroupe ainsi le résultat de l'identification (Figure 4-14.b) et la comparaison entre les prédictions du modèle et les essais (Figure 4-14.a, Figure 4-14.c et Figure 4-14.d).

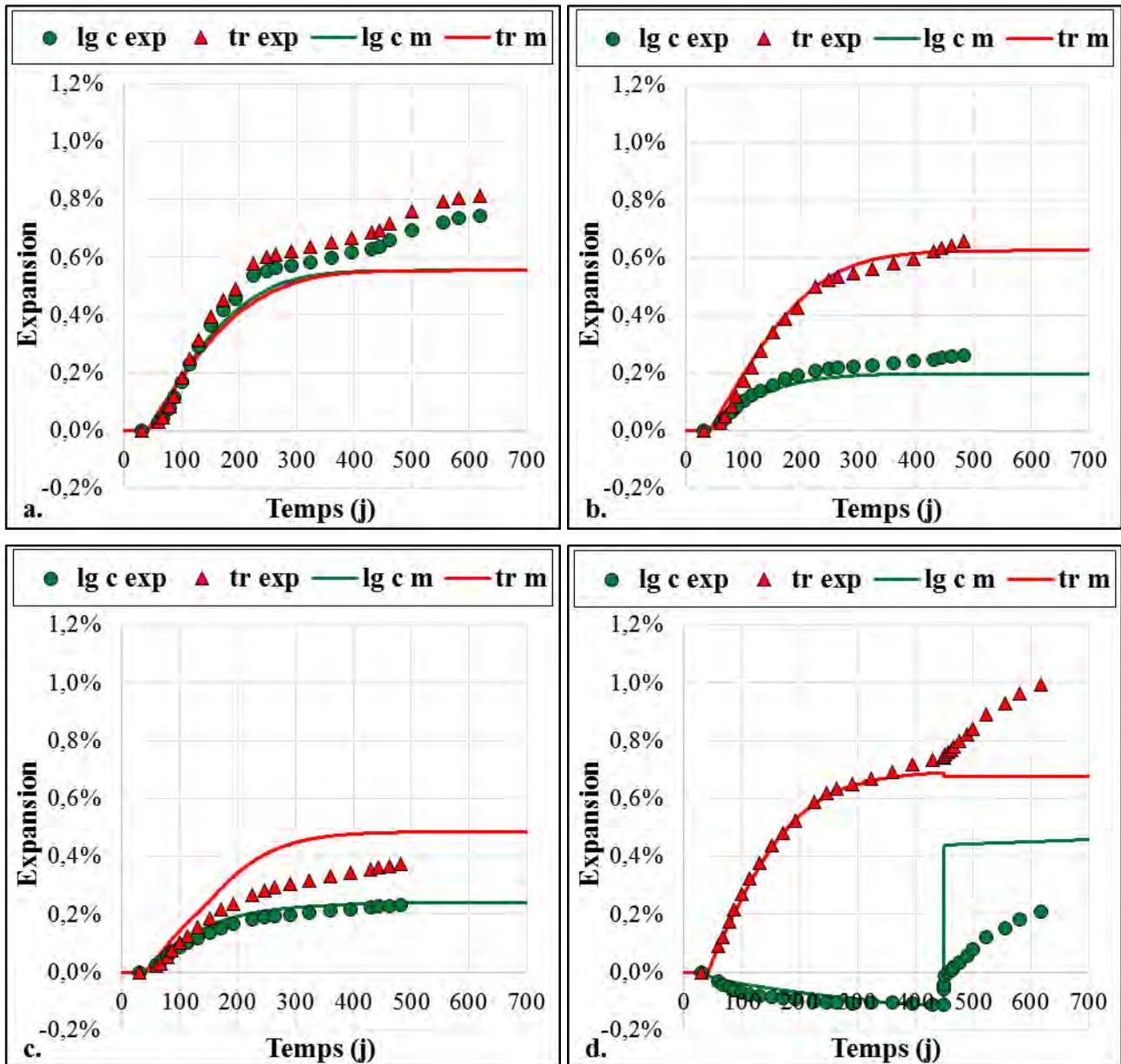


Figure 4-14. Résultats expérimentaux (indices **exp**) et numériques (indices **m**) d'expansions longitudinales centrées et transversales des prismes libres $L0-T0$ (a.), armés uniaxialement (utilisés pour le calage) $L1,1\%-T0$ (b.), triaxialement $L1,1\%-T0,7\%$ (c.) et chargés à 14,5 MPa $L14,5-T0$ (d.).

Les amplitudes de gonflement obtenues sur le cas ayant servi à l'identification (Figure 4-14.b) sont globalement bien reproduites bien que légèrement sous-évaluées, notamment dans la direction longitudinale. En dehors des écarts constatés en termes d'amplitude de gonflement, la cinétique de réaction est convenablement modélisée depuis les premières expansions jusqu'à la fin de la phase d'accélération des phénomènes, 300 jours environ après coulage. La pente résiduelle de gonflement observée expérimentalement à partir de cette date n'est en revanche pas reproduite.

L'amplitude de déformations obtenue sur les corps d'épreuve libres **L0-T0** apparaît sous-évaluée (Figure 4-14.a). Les expansions longitudinales et transversales déterminées numériquement sont identiques tout au long du suivi, ce qui correspond bien au comportement relativement isotrope mesuré expérimentalement en conditions libres de contraintes. Au même titre que pour les corps d'épreuve armés uniaxialement (ayant servi à l'identification), la cinétique de gonflement semble relativement bien reproduite entre 0 et environ 300 jours après coulage. Ce n'est en revanche pas le cas de la pente résiduelle de gonflement observée expérimentalement à partir de cette date. Le renouvellement de l'eau de conservation après 449 jours, et la réaccélération du lessivage des alcalins qui y est associée (cf. Chapitre 4 §3.1.2 pour le calage de la cinétique de lessivage), n'a pas d'impact sur les déformations dans la mesure où, dans la modélisation actuelle, la cinétique de gonflement identifiée conduit à un épuisement de tous les ions sulfate susceptibles de former de l'ettringite différée avant cette échéance. Une modification du modèle sera proposée et testée plus avant dans ce chapitre (cf. Chapitre 4 §3.2.7) pour améliorer sa capacité à reproduire le comportement des corps d'épreuve après la fin de la phase d'accélération, notamment ce phénomène de réaccélération des déformations suite au renouvellement de l'eau de conservation.

Les expansions longitudinales des prismes armés triaxialement **L1,1%-T0,7%** sont bien reproduites (Figure 4-14.c), tant en termes d'amplitude que de cinétique (exception faite de la pente résiduelle de gonflements). La surévaluation des déformations transversales semble liée à la loi de comportement plastique des plats entrée dans le modèle. En effet, il semble que les résultats numériques s'écartent des résultats expérimentaux à cause de la plastification des plats. Les difficultés rencontrées lors de la mise en œuvre des essais de traction sur l'acier inoxydable (cf. Chapitre 2 §3.2.2) peuvent être à l'origine d'une mauvaise évaluation du comportement du matériau. Quoiqu'il en soit, la capacité du modèle à reproduire les expansions gênées par le ferrailage passif est satisfaisante.

Enfin, la modélisation des corps d'épreuve chargés à 14,5 MPa **L14,5-T0** apparaît très pertinente entre 0 et 449 jours après le coulage, que ce soit dans les directions longitudinale ou transversale autant en termes d'amplitude que de cinétique (Figure 4-14.d). La décharge des corps d'épreuve après 449 jours n'a pas été appliquée de manière aussi brutale que ce qui a été fait expérimentalement pour éviter les problèmes d'instabilité numérique du modèle. En effet, le relâchement de la charge conduit à un changement de signe rapide de l'état de contrainte dans la matrice : avant la décharge, la matrice est comprimée car la pression intraporeuse est inférieure à la contrainte extérieure de compression, mais après la décharge, seule la pression intraporeuse agit sur la matrice, la sollicitant en traction. Si ce basculement de compression à traction est trop brutal, l'endommagement du matériau est surévalué par le modèle incrémental ce qui conduit à un

gonflement extrêmement brutal dans toutes les directions, sans commune mesure avec la reprise des gonflements observés expérimentalement. Il convient par conséquent de raffiner les pas de temps pendant les phases de modification rapide des conditions aux limites (ce qui est usuel en contexte de calcul non-linéaire incrémental). La décharge de 14,5 MPa à 0,0 MPa a donc été effectuée de manière progressive sur 20 pas de 0,05 jours (la réponse du modèle est identique sur 50 pas de temps 0,02 jours).

Cette décharge entraîne un gonflement brutal du béton dans la direction longitudinale, les déformations passant subitement de -0,12 % à 0,44 %, ce qui est bien supérieur aux valeurs de déformations relevées expérimentalement 3 jours après décharge (proches de 0,00%). Ces phénomènes sont a priori liés à l'importance de la pression intraporeuse due à la précipitation d'ettringite différée dans la porosité du matériau au moment de la décharge. En effet, lors de la décharge, la pression intraporeuse n'est plus équilibrée par les contraintes de compression induites par le chargement : la résistance à la traction locale de la matrice est dépassée et une microfissuration transversale brutale de la matrice a lieu. L'écart observé entre les résultats numériques et expérimentaux est donc lié à une surévaluation par le modèle de la pression intraporeuse moyenne à cette date. Or, l'équation (4-25) utilisée dans le modèle suppose une conservation de la pression tant que les déformations du matériau n'évoluent pas. Il est possible qu'un phénomène de dissipation de la pression intraporeuse se produise du fait de la dissolution/migration/précipitation de l'ettringite différée vers les pores de grandes dimensions. La pression intraporeuse initiée par la précipitation d'ettringite différée tendrait donc à diminuer progressivement au cours du temps jusqu'à disparition des gradients de pression entre nanopores et micro et macropores. Une seconde voie d'amélioration de la modélisation pourrait par conséquent consister à utiliser un modèle de dissipation de pression de RSI dans la partie poromécanique.

Par la suite, la recouvrance du fluage conduit à une augmentation progressive des déformations de 0,44 % à 0,46 % entre 459 jours (soit la fin de la décharge) et 700 jours. Les résultats expérimentaux ont mis en évidence des déformations évoluant de 0,00 % à 0,21 % entre 457 et 618 jours. L'absence de point de mesure au-delà de cette date lors de la rédaction de ce manuscrit ne permet pas de conclure quant à l'amplitude atteinte par les déformations longitudinales après décharge. Quoiqu'il en soit, le modèle semble surestimer la vitesse de déformation longitudinale des corps d'épreuve immédiatement après décharge aux dépens des phénomènes survenant par la suite. Les déformations transversales obtenues par le calcul, proches de 0,69 % avant la décharge, diminuent très légèrement pour atteindre 0,67 % en raison de l'effet de Poisson. Ces résultats apparaissent cohérents vis-à-vis des constatations expérimentales (augmentation minimale de 0,75 % à 0,76 % au moment de la décharge). Aucune variation significative de ces déformations n'est

observée par la suite, contrairement aux résultats expérimentaux pour lesquels les déformations transversales augmentent de 0,76 % à 0,99 % entre 457 et 618 jours. Pour rappel, la date de décharge des corps d'épreuve correspond également à leur immersion dans une eau renouvelée, ceci ayant pu induire une réaccélération du lessivage des alcalins (cf. Chapitre 3 §2.2.2.8). Les déformées des différents lots après environ 420 jours d'immersion sont présentées Figure 4-15.

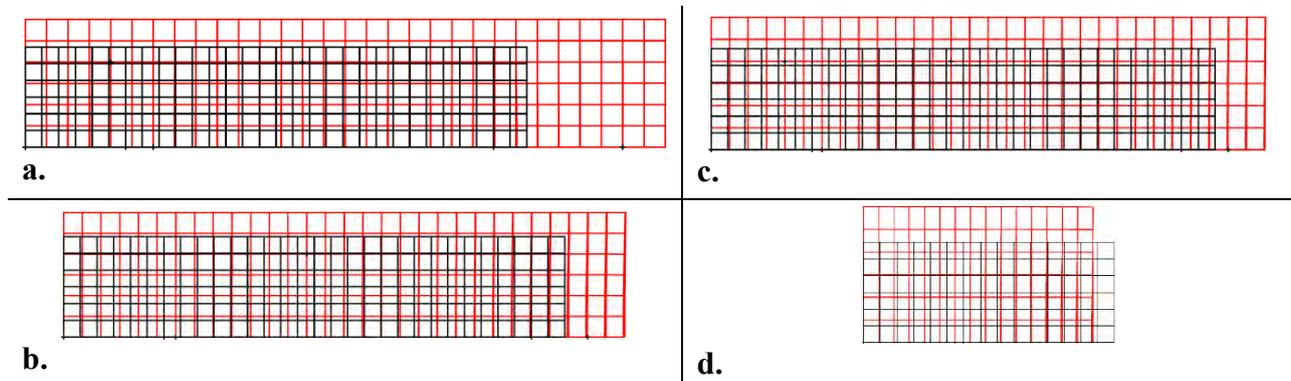


Figure 4-15. Déformées amplifiées 50 fois des prismes libres **L0-T0** (a.), armés uniaxialement **L1,1%-T0** (b.), triaxialement **L1,1%-T0,7%** (c.) et chargés à 14,5 MPa **L14,5-T0** (d.) après environ 420 jours d'immersion. Le maillage noir correspond à la forme initiale des prismes.

Ces résultats illustrent bien la capacité du modèle à reproduire l'anisotropie des gonflements induits par la RSI sous confinement anisotrope.

3.2.4. Contraintes induites dans les corps d'épreuve

Deux phénomènes conduisent à l'apparition de contraintes dans les corps d'épreuve. L'effet des gradients de gonflement induits par le lessivage des alcalins dans les éprouvettes libres **L0-T0** est détaillé dans un premier temps. Les contraintes générées par la mise en traction des aciers confinants les corps d'épreuve armés uniaxialement **L1,1%-T0** et triaxialement **L1,1%-T0,7%** sont présentées par la suite.

3.2.4.1. Cas des prismes libres **L0-T0** : effet du lessivage des alcalins sur l'état de contrainte

La Figure 4-16 illustre le comportement des éprouvettes libres **L0-T0** dans la direction longitudinale sous l'action des gradients de gonflement induits par le lessivage des alcalins.

La précipitation d'ettringite différée est initiée au niveau des zones en contact direct avec l'eau de conservation où la teneur en alcalins chute le plus rapidement. Les gonflements de la peau associés

à ce phénomène sont gênés par le cœur des corps d'épreuve, où la formation d'ettringite différée est plus lente. De fait, un phénomène d'autocontrainte du béton se produit : le cœur est sollicité en traction alors que la peau est sollicitée en compression (Figure 4-16.a).

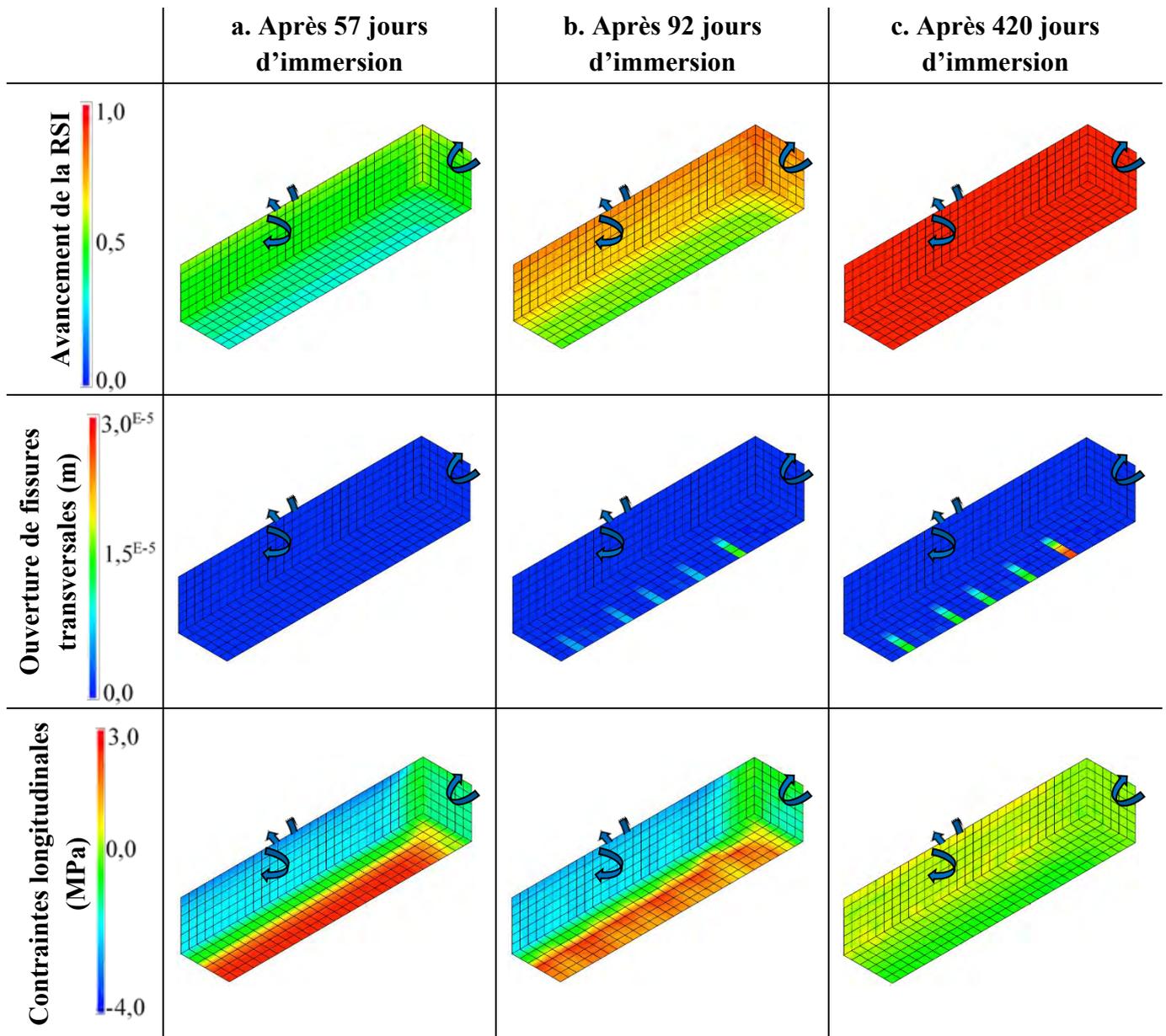


Figure 4-16. Effet des gradients d'avancement de la RSI dû au lessivage des alcalins sur le comportement de 1/8^{ème} des prismes libres **L0-T0**. Un avancement de 1 signifie que la totalité de l'ettringite différée a précipité (soit 54,4 mol/m³). Les flèches indiquent les surfaces en contact avec l'eau de conservation et donc soumises à la convection (surfaces avant, supérieure et de droite).

Plus les gradients d'avancement de la RSI s'accroissent, plus les contraintes augmentent dans chacune des zones, jusqu'à aboutir à la fissuration en traction du cœur des éprouvettes (Figure 4-16.b). L'élanement des corps d'épreuve conduit à une fissuration plus importante dans le plan transversal, car les contraintes se cumulent sur toute la longueur des prismes. La première fissure

transversale apparaît environ 62 jours après immersion, à environ 0,13 m de l'extrémité des prismes. Elle s'ouvre progressivement jusqu'à atteindre 0,028 mm de largeur après 140 jours d'immersion, date qui correspond aux gradients d'avancement de RSI les plus importants au sein des corps d'épreuve (de l'ordre de 37 %). En effet, la diminution progressive du coefficient d'échange convectif conduit à une diminution des gradients à partir de cette date. D'autres fissures, parallèles à la première et espacées de 0,08 m en moyenne le long des éprouvettes, apparaissent simultanément après environ 70 jours d'immersion. Leur ouverture se stabilise autour de 0,012 mm 140 jours après immersion. Cette fissuration conduit à une libération des contraintes longitudinales de traction au cœur et de compression en peau, comme illustrée par la Figure 4-16.b.

A plus long terme, la ré-homogénéisation du champ d'avancement de la réaction entraîne un relâchement quasi complet des contraintes longitudinales (Figure 4-16.c). Toutefois, les déformations finales du cœur des prismes sont supérieures à celles de la peau puisque les déformations plastiques de traction (autrement dit la fissuration macroscopique) s'ajoutent aux déformations plastiques induites par la RSI (autrement dit la fissuration diffuse) : de fait, des contraintes longitudinales résiduelles de traction, proches de 0,7 MPa, sont visibles en peau et, à l'inverse, le cœur est légèrement comprimé (contraintes longitudinales résiduelles de l'ordre de -0,7 MPa).

Ces phénomènes d'autocontraintes se produisent de manière analogue dans les autres directions, sans atteindre les mêmes amplitudes en raison de l'élançement réduit des éprouvettes dans les directions transversales. Deux fissures longitudinales apparaissent au niveau du cœur, à environ 0,08 m de l'extrémité des prismes, au bout d'environ 80 jours d'immersion. Leur ouverture augmente jusqu'à 120 jours d'immersion mais reste très modeste, de l'ordre de 0,002 mm.

Ces résultats numériques semblent confirmer l'explication avancée en début de manuscrit concernant l'apparition tardive de phénomènes de fissuration en peau des corps d'épreuve (cf. Chapitre 1 §3.1.1.2) : les phénomènes d'autocontraintes conduisent à l'apparition d'une contrainte de compression en peau pendant les 100 premiers jours d'immersion empêchant de fait la fissuration dans cette zone. Par la suite, les contraintes de compression diminuent du fait de l'homogénéisation progressive de la teneur en alcalins d'une part et de la fissuration en traction du cœur des prismes. Expérimentalement, les premières fissures situées en partie centrales des corps d'épreuve libres ont été observées au bout de 165 jours d'immersion. Le faïençage observé à partir de cette date n'est pas reproduit par le modèle dans la mesure où il correspond au signe visible de la microfissuration diffuse induit par les interactions pâte-granulats locales.

Pour rappel, les gradients de teneur en alcalins sont légèrement sous-estimés dans ce calcul (cf. Chapitre 4 §3.1.2), ce qui signifie que les phénomènes d'autocontraintes sont probablement plus marqués que ceux présentés ici. Les ouvertures de fissures de traction du cœur des corps d'épreuve sont donc certainement plus importantes. L'existence de telles fissures pourra être contrôlée expérimentalement en fin de suivi sur les éprouvettes.

L'effet des gradients de gonflements induits par le lessivage des alcalins est également visible sur les prismes armés uniaxialement L1,1%-T0, triaxialement L1,1%-T0,7% et chargés uniaxialement L14,5-T0. Toutefois, les contraintes initiées par ces phénomènes ne génèrent aucune fissure en raison du confinement et de l'absence de lessivage au niveau de l'extrémité des corps d'épreuve (présence de platines d'about dans le cas des prismes armés et du bâti pour les prismes chargés).

3.2.4.2. Cas des prismes confinés L1,1%-T0 et L1,1%-T0,7%

Les contraintes de compression dans le béton générées par la mise en traction des aciers confinant les corps d'épreuve armés uniaxialement L1,1%-T0 et triaxialement L1,1%-T0,7% ont également été évaluées (cf. Chapitre 3 §2.2.2.5). En pratique, les contraintes totales dans les prismes correspondent à la somme des contraintes induites par les gradients et de celles dues au chargement extérieur ou à la mise en tension des armatures. Les contraintes totales dans la direction longitudinale et dans l'une des directions transversales, en l'occurrence la direction verticale, ont été tracées Figure 4-17.

Le phénomène d'autocontraintes du béton conduit à l'apparition de légères contraintes longitudinales de traction ne dépassant pas 0,5 MPa quelques jours après immersion (Figure 4-17.a), quel que soit le confinement. Toutefois, très rapidement, le gonflement du béton sollicite les armatures longitudinales en traction qui, par réaction, compriment longitudinalement le béton. Dès lors, l'ensemble de la section de béton est comprimé dans cette direction malgré les effets induits par les gradients de gonflement entre peau et cœur. Après 100 jours d'immersion, les contraintes longitudinales dans les corps d'épreuve armés uniaxialement L1,1%-T0 avoisinent -5,0 MPa en peau et -1,9 MPa au cœur des prismes (Figure 4-17.b). Les valeurs sont du même ordre de grandeur pour les éprouvettes confinées triaxialement L1,1%-T0,7%, avec -5,9 MPa en peau et -2,2 MPa au cœur. L'homogénéisation progressive de l'avancement de la RSI conduit à un rééquilibrage des contraintes longitudinales autour de -4,9 MPa pour le premier cas de confinement et de -5,7 MPa pour le second (Figure 4-17.c).

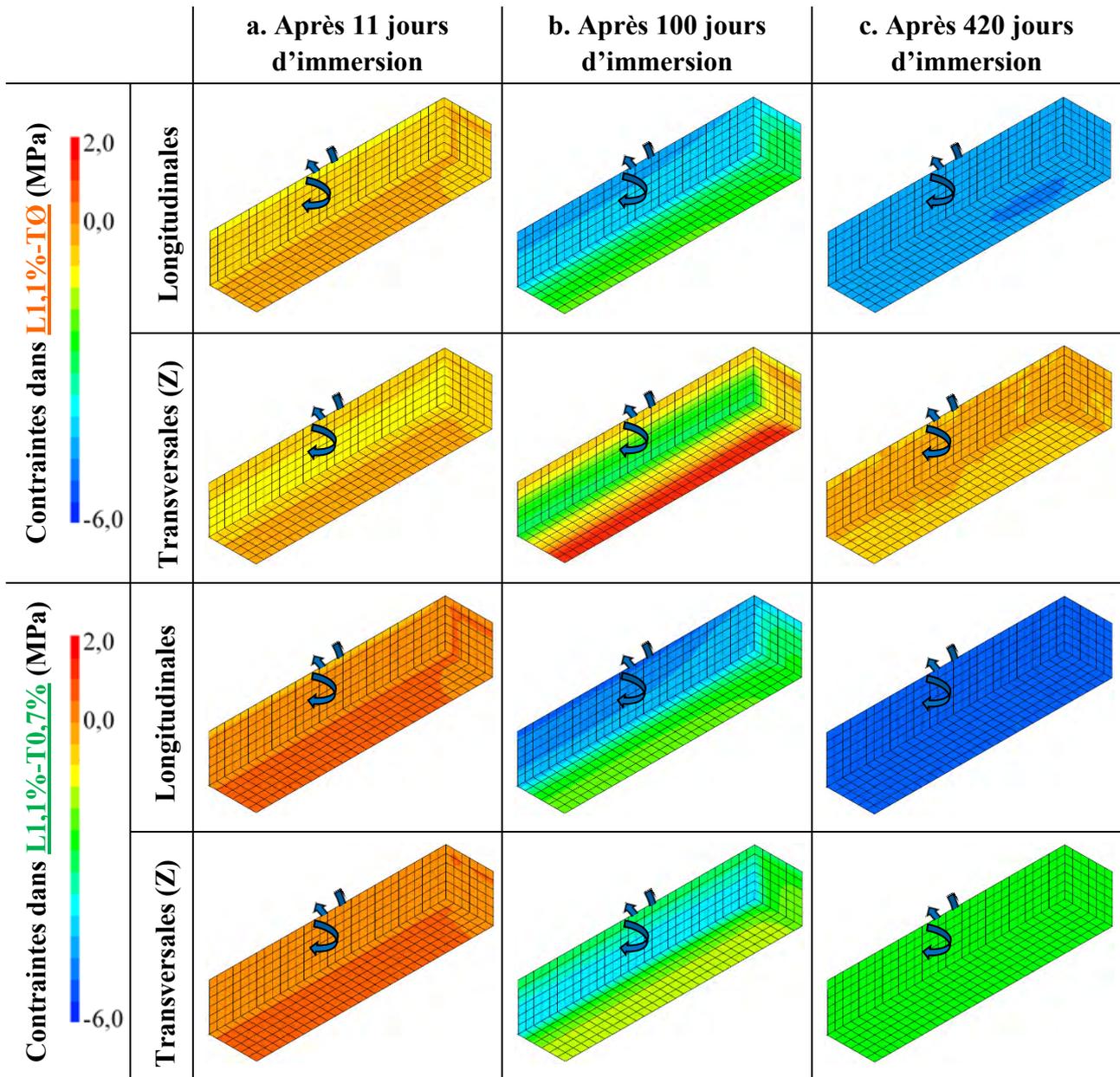


Figure 4-17. Contraintes longitudinales et transversales totales dans les prismes armés uniaxialement L1,1%-T0 et triaxialement L1,1%-T0,7%. Une seule des directions transversales, la direction verticale, est présentée : les mécanismes sont bien entendu parfaitement identiques dans l'autre direction. Les flèches indiquent les surfaces soumises à la convection (surfaces avant et supérieure).

Les contraintes transversales dans les prismes armés uniaxialement L1,1%-T0 ont pour seule origine les phénomènes de gonflement différentiels entre peau et cœur, tels que décrits dans la partie précédente. Pour ce qui est des éprouvettes confinées triaxialement L1,1%-T0,7%, la présence de plats transversaux gênant les gonflements conduit à l'apparition progressive de contraintes transversales de compression dans le béton. L'effet additionnel des phénomènes liés au lessivage des alcalins est tel que les contraintes transversales atteignent -4,6 MPa en peau après

100 jours d'immersion et -1,7 au cœur (Figure 4-17.b), avant de se rééquilibrer autour de -2,8 MPa en fin de suivi (Figure 4-17.c).

Les ordres de grandeur de contraintes longitudinales et transversales apparaissent tout à fait cohérents vis-à-vis de l'estimation faite par ailleurs à partir des déformations mesurées expérimentalement en peau et en supposant un ancrage acier-béton parfait (Figure 4-18). A ce titre, le recours à un modèle poromécanique pour simuler le comportement du béton atteint de RSI et à un modèle d'armatures réparties semble donner totale satisfaction.

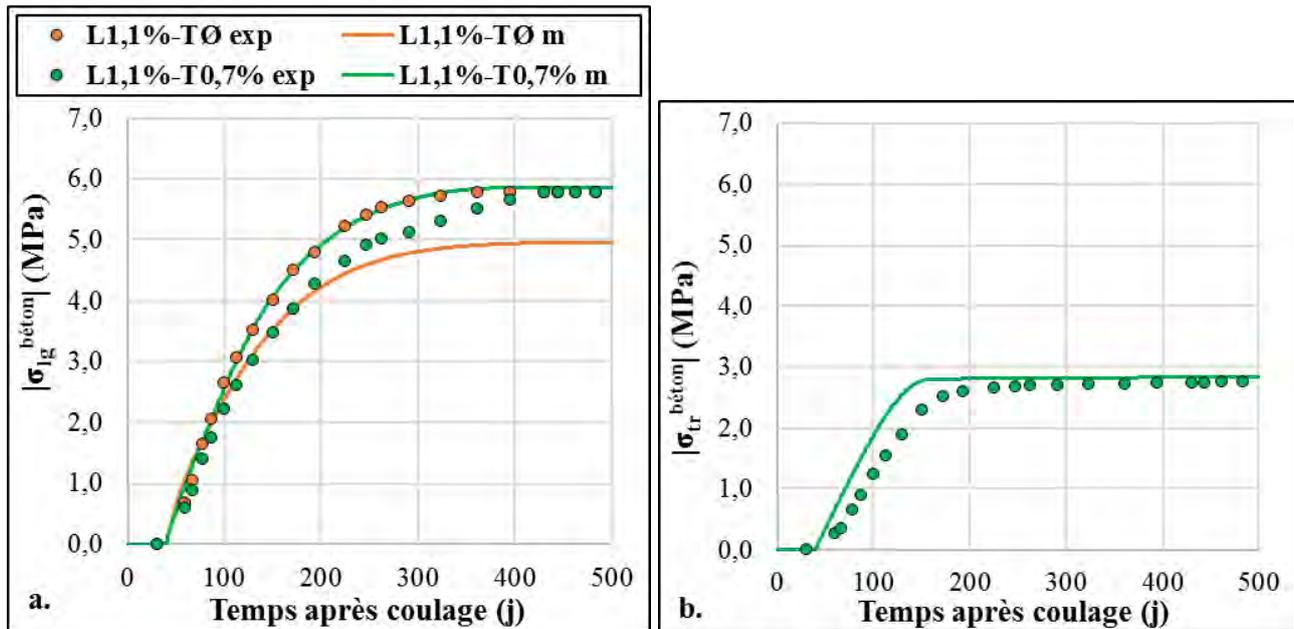


Figure 4-18. Contraintes moyennes induites longitudinalement (a.) et transversalement (b.) dans le béton des prismes armés uniaxialement L1,1%-T0 et triaxialement L1,1%-T0,7%. Confrontation des valeurs numériques (indices **m**) et estimées à partir des résultats expérimentaux (indices **exp**).

3.2.5. Endommagement des corps d'épreuve

Dans cette étude, l'évolution des caractéristiques mécaniques induites par les effets thermiques a été prise en compte dès le démarrage du calcul en renseignant les caractéristiques mécaniques du béton à 28 jours. La modification des performances mécaniques liés à la maturation, au séchage ainsi que l'éventuel effet induit par le départ des alcalins a été négligé. La maturation pourrait toutefois être prise en compte en utilisant un modèle d'hydratation couplé aux modèles chimiques et poromécaniques. Ce couplage a été effectué pour l'étude d'une pile de pont atteinte de RSI, présentée en fin de chapitre (cf. Chapitre 4 §4.2). Le champ d'endommagement global des corps d'épreuve obtenu à l'issue du calcul correspond donc au cumul de trois phénomènes : l'endommagement de RSI, induit par la pression intraporeuse créée par la précipitation d'ettringite

différée dans le matériau, l'endommagement localisé de traction et l'endommagement diffus de compression/cisaillement, tous deux induits par les phénomènes de gonflements différentiels et le chargement extérieur. La Figure 4-19 présente les champs associés à ces endommagements pour les corps d'épreuve libres L0-T0, armés uniaxialement L1,1%-T0 et triaxialement L1,1%-T0,7%.

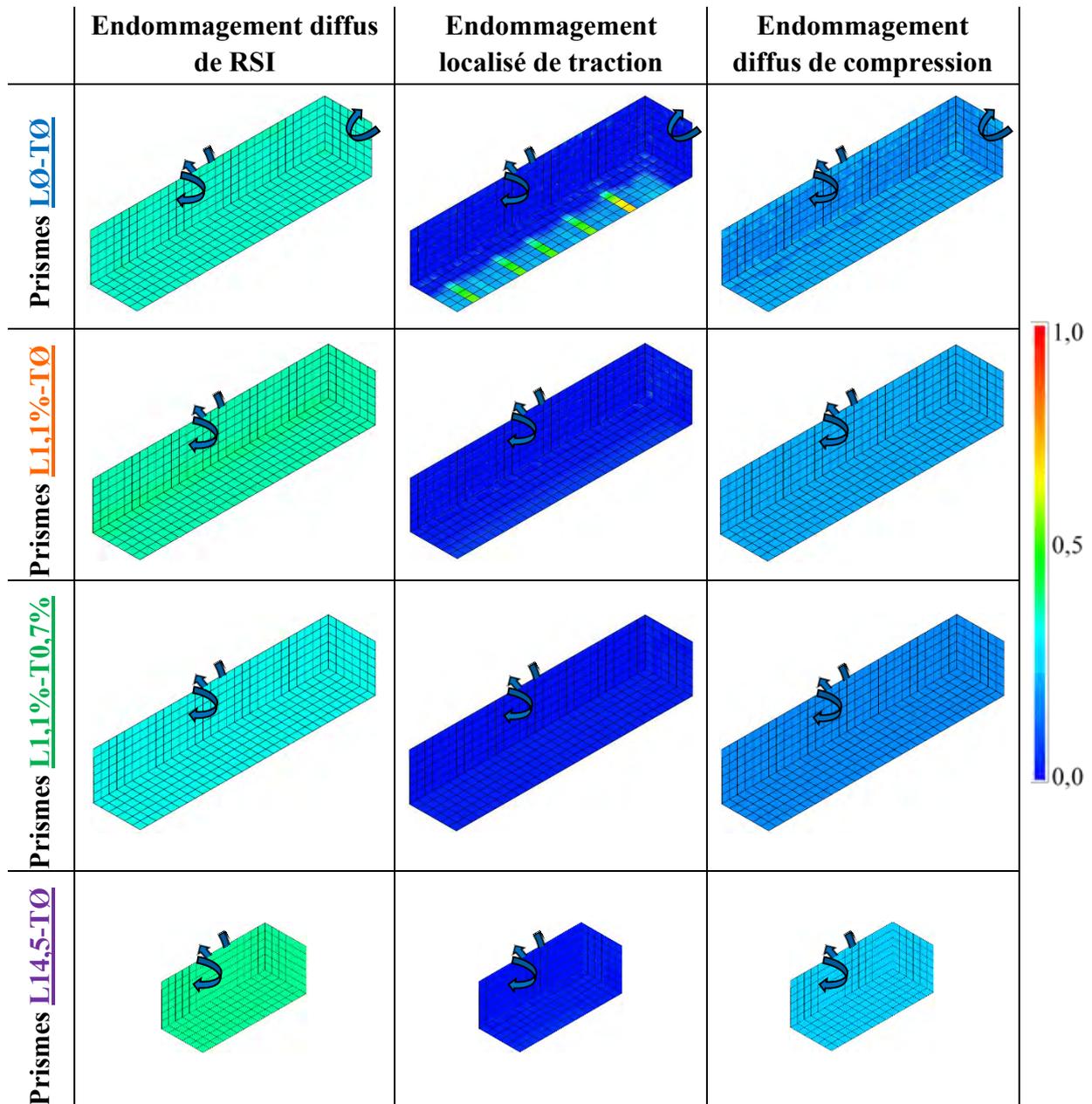


Figure 4-19. Endommagements diffus de RSI, localisé de traction et diffus de compression corps d'épreuve libres L0-T0, armés uniaxialement L1,1%-T0 et triaxialement L1,1%-T0,7%, et chargés uniaxialement L14,5-T0 avant décharge. Les flèches indiquent les surfaces soumises à la convection.

3.2.6. Bilan de la modélisation des corps d'épreuve

L'objectif de cette partie était d'évaluer la capacité du modèle à reproduire les phénomènes observés sur des prismes en béton libres, armés uniaxialement et triaxialement et chargés uniaxialement en compression. Le lessivage des alcalins a été modélisé grâce à un modèle de diffusion-convection calé sur les résultats expérimentaux présentés dans le chapitre précédent. Le modèle chimique de RSI a permis de déterminer la quantité d'hydrates primaires dissoute au cours du traitement thermique ainsi que l'évolution de la quantité d'ettringite différée formée en période froide.

Les déformations des prismes armés uniaxialement L1,1%-TØ ont été reproduites en utilisant les trois paramètres de calage du modèle chemo-poromécanique. La modélisation des corps d'épreuve libres LØ-TØ apparaît cohérente vis-à-vis des observations expérimentales, notamment en termes d'isotropie de gonflement, bien que les déformations soient sous-évaluées. La confrontation de la prédiction du modèle avec les déformations expérimentales des prismes armés triaxialement L1,1%-T0,7% et chargés uniaxialement à 14,5 MPa L14,5-TØ est globalement satisfaisante. Ces résultats illustrent bien la capacité du modèle à reproduire l'anisotropie des gonflements induits par la RSI sous confinement anisotrope. L'augmentation des déformations longitudinales plastiques induites par la pression intraporeuse lors de la décharge des corps d'épreuve L14,5-TØ apparaît surévaluée numériquement. L'hypothèse de conservation de cette pression interne au cours du temps, telle qu'elle est considérée dans le modèle, pourrait être à l'origine de cet écart. En effet, des phénomènes de dissolution/migration/précipitation vers les pores de grandes dimensions pourraient contribuer à dissiper progressivement la pression. De plus amples investigations semblent nécessaires pour conclure sur l'existence de ces phénomènes, notamment via une campagne expérimentale dédiée.

L'estimation des contraintes dans les corps d'épreuve est extrêmement satisfaisante dans la mesure où sont reproduits d'une part les effets d'autocontraintes du béton sous l'action des gradients de gonflement induits par le lessivage des alcalins et d'autre part les contraintes induites par la présence des armatures gênant le gonflement. La dissipation des contraintes lors de l'apparition d'une fissure localisée prouve la capacité du modèle poromécanique à lier plasticité, endommagement et état de contraintes.

En revanche, la pente résiduelle de gonflement observée expérimentalement à partir de 300 jours d'immersion n'est pas reproduite par le modèle, pas plus que la réaccélération des expansions après renouvellement de l'eau de conservation après 449 jours d'immersion. Une modification du modèle

est proposée ci-dessous pour améliorer sa capacité à reproduire le comportement des corps d'épreuve après la fin de la phase d'accélération.

3.2.7. Modification du modèle chimique de RSI pour la prise en compte de l'effet de la teneur en alcalins sur l'amplitude de gonflement

La réaccélération des gonflements résiduels à partir du renouvellement de l'eau de conservation pose la question du rôle joué par les alcalins sur l'amplitude de la RSI. Comme évoqué précédemment (cf. Chapitre 3 §2.2.2.7.1), ce phénomène pourrait être lié à une limitation de la quantité d'ions sulfate mobilisables pour la formation d'ettringite différée en fonction de la teneur en alcalins du matériau. Les essais de référence concernant l'incidence de la teneur en alcalins sur le développement de la RSI ont été menés par (Famy *et al.*, 2001) : des échantillons issus d'une même gâchée de mortier ont été conservés dans des solutions présentant des concentrations en alcalins différentes. Si un effet cinétique significatif a bien été observé, les résultats disponibles dans la littérature ne permettent pas de conclure quant à l'impact que pourrait avoir la teneur en alcalins sur l'amplitude de gonflement (aucune donnée sur l'amplitude après stabilisation des déformations). Il n'est donc pas exclu que la concentration en alcalins dans la solution interstitielle du matériau empêche définitivement le relargage d'une partie des ions réactifs piégés dans les C-S-H.

Les phénomènes de lessivage des alcalins ont été modélisés sur Cast3m version 2017. Les champs ainsi obtenus ont été intégrés de manière à accéder à la teneur moyenne en alcalins dans le matériau, puis injectés dans les calculs homogénéisés effectués à l'aide de l'outil de calcul simplifié (tableur) développé et présenté précédemment (cf. Chapitre 4 §2.5).

3.2.7.1. Loi de blocage de la précipitation d'ettringite différée en fonction de la teneur en alcalins

Un système d'équations permettant une prise en compte du blocage de la désorption des ions sulfate piégés dans les C-S-H en présence des alcalins est introduit et remplace certaines des équations présentées en début de chapitre (notamment (4-15) et (4-22)). Une nouvelle variable interne est utilisée : la quantité d'ions sulfate pouvant effectivement être relargués dans la solution interstitielle, notée \tilde{S}_{RSI} . Elle dépend de la quantité d'ions sulfate piégés dans les C-S-H \tilde{S} , qui est régie par l'équation (3-1) présentée en début de chapitre, et est pondérée par un terme non linéaire dépendant de la teneur en alcalins au pas de temps considéré (4-50). Est alors calculée la quantité théorique d'ettringite différée E_2^∞ susceptible d'être formée à partir des ions sulfate pouvant être

relargués dans les conditions chimiques considérées \tilde{S}_{RSI} et disponibles sous forme de monosulfoaluminate M_1 (4-51). La détermination de la cinétique de précipitation de l'ettringite différée est ainsi possible après avoir pris en compte l'avancement de la réaction et les effets thermiques, hydriques et chimiques par le biais de du temps caractéristique de précipitation τ_p par le biais de l'équation (4-52) (qui remplace l'équation (4-15)).

$$\tilde{S}_{RSI} = \tilde{S} \times \left(1 - \frac{\min(Na; Na_{bl})}{Na_{bl}} \right)^{m_0} \quad (4-50)$$

$$E_2^\infty = \min \left(\frac{M_1 + \tilde{S}_{RSI}}{3}; M_1 + \tilde{A} \right) \quad (4-51)$$

$$\frac{\partial E_2}{\partial t} = \frac{\max(E_2^\infty; E_2) - E_2}{\tau_p} \quad (4-52)$$

Le blocage de la précipitation en fonction de la teneur en alcalins introduit dans le modèle conduit à une diminution du volume d'ettringite différée créé, qu'une diminution du volume des vides accessibles à l'ettringite ne peut pas compenser totalement. Ceci peut conduire à une importante sous-estimation des phénomènes expansifs associés. Un phénomène de remplissage partiel de la porosité par l'ettringite différée est considéré, ce qui revient à supposer que le volume de porosité occupé par la formation d'une mole d'ettringite est supérieur à celui déterminé à partir de sa densité. Autrement dit, un coefficient C_r est introduit dans l'équation liant la quantité au volume de produit expansif formé, tel qu'illustré par l'équation (4-53) (qui remplace l'équation (4-22)), où V_{AFt} et V_{AFm} sont respectivement les volumes molaires de l'ettringite et du monosulfoaluminate.

$$\frac{\partial \Phi_{DEF}}{\partial t} = C_r \times \left(\frac{\partial E_2}{\partial t} \times V_{AFt} - \frac{\partial M_1}{\partial t} \times V_{AFm} \right) \quad (4-53)$$

Les paramètres que sont m_0 et C_r ont été déterminés en appliquant le modèle modifié aux résultats expérimentaux de (Famy *et al.*, 2001) (Figure 4-20.b). Préalablement, la cinétique de lessivage des alcalins a été reproduite à l'aide d'un modèle de diffusion/convection similaire à celui utilisé précédemment, cette étape de modélisation permettant de prendre en compte les différentes conditions aux limites imposées par Famy et al (Figure 4-20.a). Les valeurs des coefficients diffusifs et convectifs utilisés, supposés constants tout au long des essais, sont listées dans le Tableau 4-7.

Tableau 4-7. Coefficients de diffusion et de convection des alcalins dans les éprouvettes de (Famy *et al.*, 2001).

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Détermination
D_{Na}	$5,0^{E-11}$	m^2/s	Coefficient de diffusion des alcalins dans le mortier	Calage sur la teneur en alcalins dans l'eau de conservation mesurée par (Famy <i>et al.</i> , 2001)
h	$18,0^{E-10}$	-	Coefficient d'échange convectif entre le mortier et l'eau	

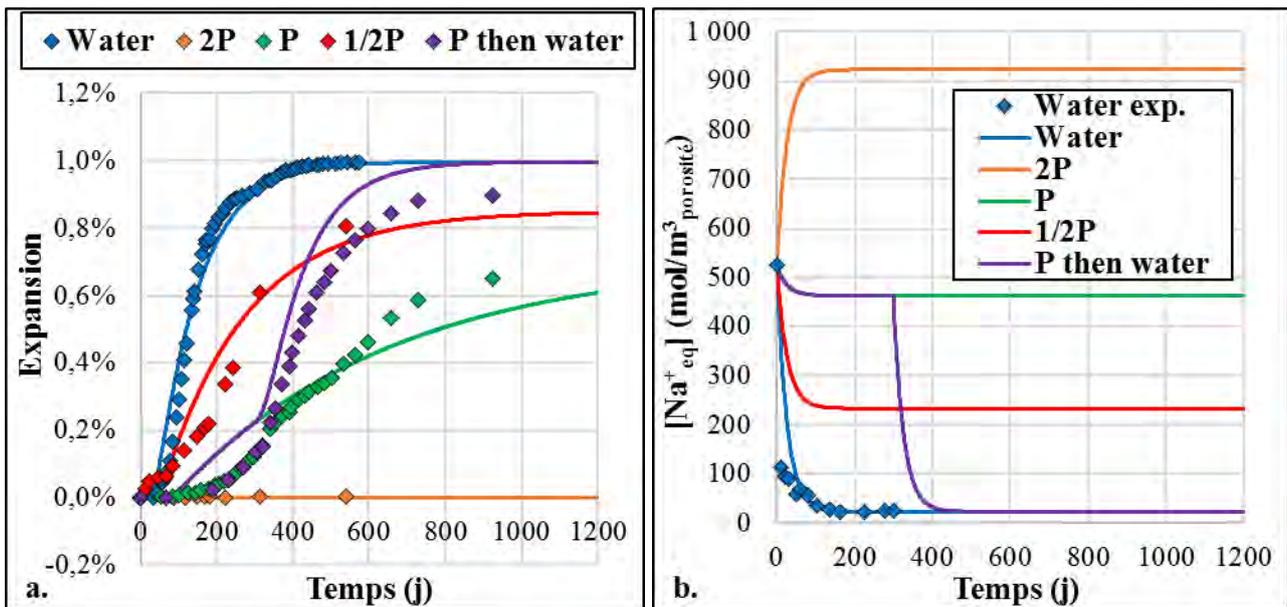


Figure 4-20. Modélisation des essais de (Famy *et al.*, 2001) pour le calage des paramètres m_0 et C_r (a.). Calage de l'évolution de la teneur en alcalins moyenne dans éprouvettes (b.).

La modélisation de ces essais à l'aide du modèle modifié donne satisfaction. Le comportement global des différentes éprouvettes a été reproduit quelles que soient leurs conditions de conservation. L'amplitude des déformations apparaît bien dépendante de la teneur en alcalins dans le matériau. Seuls les effets de latence observés en début de suivi des échantillons de mortier conservés dans les solutions P et 1/2P ne sont pas reproduits. Les valeurs de m_0 et C_r utilisées pour modéliser ces essais sont indiquées dans le Tableau 4-8.

Tableau 4-8. Calage des paramètres de la loi de blocage de la précipitation en fonction de la teneur en alcalins sur les essais de (Famy *et al.*, 2001).

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Détermination
m_0	2,5	-	Exposant de la loi de blocage de la précipitation	Calage sur les déformations mesurées par (Famy <i>et al.</i> , 2001)
C_r	3,0	-	Coefficient de remplissage de la porosité par l'ettringite différée	

3.2.7.2. Application aux corps d'épreuve de la loi de blocage de la précipitation d'ettringite différée en fonction de la teneur en alcalins

Le modèle modifié a été appliqué aux corps d'épreuve étudiés au cours de la thèse en conservant les mêmes conditions initiales et aux limites que lors de l'étude effectuée sur Cast3m version 2017 (Figure 4-21).

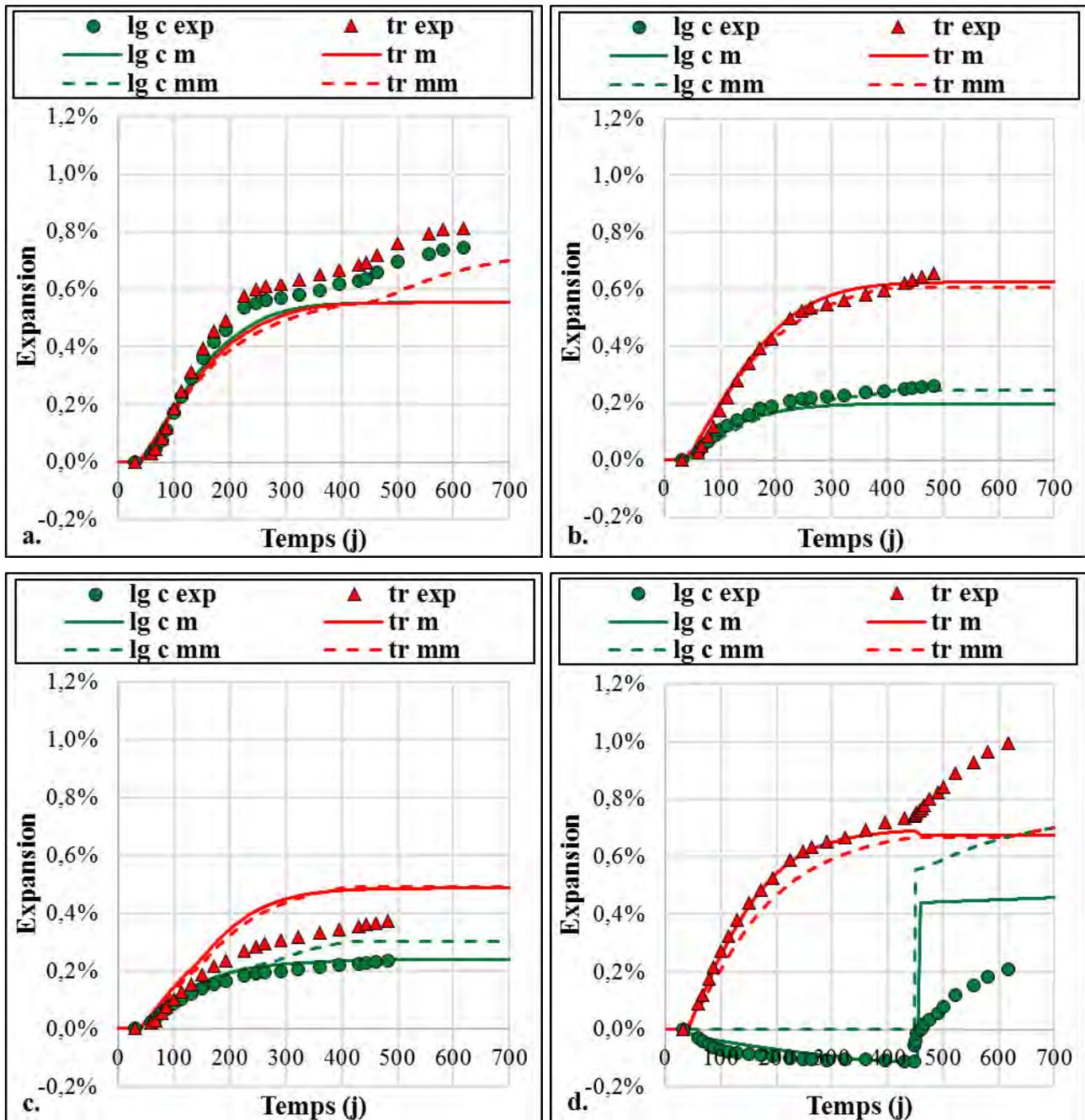


Figure 4-21. Résultats d'expansions longitudinales centrées et transversales des prismes libres L0-T0 (a.), armés uniaxialement L1,1%-T0 (b.), triaxialement L1,1%-T0,7% (c.) et chargés uniaxialement à 14,5 MPa L14,5-T0 (d.) obtenus avec le modèle modifié incluant une loi de blocage de la précipitation par les alcalins (indices **mm**). Confrontation aux résultats expérimentaux (indices **exp**) et numériques obtenus précédemment (indices **m**).

Seuls les champs d'alcalins ont été moyennés sur le volume des éprouvettes pour permettre la résolution à l'aide du tableur simplifié. Par ailleurs, les phénomènes d'endommagement et de fluage du béton ne sont pas pris en compte dans cet outil (cf. Chapitre 4 §2.5). De fait, sur le graphe correspondant au cas des prismes chargés uniaxialement à 14,5 MPa [L14,5-T0](#) n'est pas présenté l'effet de fluage, notamment dans la direction longitudinale (Figure 4-21.d). Les valeurs du volume des vides accessibles à l'ettringite différée avant fissuration diffuse Φ_{DEF}^V et du temps caractéristique de référence pour la précipitation τ_p^{ref} ont été recalées de manière à reproduire le comportement des corps d'épreuve (Tableau 4-9).

Tableau 4-9. Calage des paramètres de RSI du modèle modifié pour les corps d'épreuve.

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Détermination
Φ_{DEF}^V	0,00557	m ³ / m ³	Volume des vides accessibles à l'ettringite différée avant microfissuration	Amplitude de gonflement
τ_p^{ref}	52	j	Temps caractéristique de référence pour la précipitation	Cinétique de gonflement

Les éprouvettes armées [L1,1%-T0](#) et [L1,1%-T0,7%](#) ne sont pas concernées par le renouvellement de l'eau de conservation. De fait, les phénomènes expansifs se stabilisent au fur et à mesure du ralentissement du lessivage des alcalins (Figure 4-21.b et Figure 4-21.c). Ainsi, les résultats obtenus avec le modèle modifié diffèrent assez peu des résultats précédents. La pente résiduelle de gonflement semble toutefois légèrement mieux modélisée. La prise en compte de la réaccélération du lessivage des alcalins, à partir de 450 jours, sur le comportement des corps d'épreuve libres [L0-T0](#) est en revanche clairement visible (Figure 4-21.a). En effet, la diminution de la teneur en alcalins dans le matériau permet le relargage des ions sulfate encore présents dans les C-S-H, ce qui conduit à une reprise des phénomènes expansifs. Ainsi, si l'amplitude de gonflement à 450 jours est toujours sous-évaluée, le regain de gonflement est quant à lui bien modélisé.

Le fait que le fluage ne soit pas pris en compte dans le tableur conduit à une surévaluation des déformations des prismes chargés uniaxialement à 14,5 MPa [L14,5-T0](#) obtenue à partir du modèle modifié (indice **mm**) par rapport au calcul Castem (indice **m** Figure 4-21.d). L'écart visible entre les déformations longitudinales déterminées à l'aide du tableur simplifié et celles déterminées sur Castem est dû à la non-prise en compte des effets de fluage dans le calcul simplifié. Ceci se répercute sur le niveau de déformations immédiatement après la décharge. Quoi qu'il en soit, entre 450 et 620 jours, la reprise des phénomènes expansifs due au lessivage des alcalins n'est visible que dans la direction longitudinale. En effet, du fait d'une part de l'importance des gonflements transversaux ayant eu lieu avant la décharge et d'autre part de l'écrouissage positif de la résistance à la traction de la matrice cimentaire (cf. Chapitre 4 §2.2.2), cette dernière est plus élevée dans la

direction longitudinale que dans les directions transversales. Ainsi, après décharge (autrement dit lorsque les contraintes extérieures sont nulles), le critère de fissuration est atteint plus rapidement dans les directions transversales (conduisant à des déformations longitudinales) que dans la direction longitudinale (conduisant à des déformations transversales). A partir de 620 jours, les déformations, et donc les résistances à la traction de la matrice cimentaire, sont égales dans les trois directions : l'augmentation de la pression porale conduit de fait à un gonflement isotrope. Ces résultats apparaissent toutefois encore assez différents de ce qui a été obtenu expérimentalement. Il est donc probable que la libération des ions sulfate au cours du lessivage des alcalins ne soit pas le seul mécanisme à l'œuvre. La dissipation de la pression intraporeuse au cours du temps du fait des phénomènes de dissolution/migration/précipitation de l'ettringite différée pourrait notamment intervenir.

En conclusion, la reprise de gonflement observée sur les corps d'épreuve libres [L0-T0](#) semble de fait pouvoir être expliquée par un phénomène de blocage des ions sulfate piégés dans les C-S-H par la présence d'alcalins dans la solution interstitielle. Ce blocage de la RSI a également permis de prendre en compte la contribution du renouvellement de l'eau de conservation sur le regain de gonflement observé expérimentalement sur les éprouvettes chargés uniaxialement à 14,5 MPa [L14,5-T0](#). A ce titre, la loi proposée, calée sur les résultats expérimentaux de (Famy *et al.*, 2001), semble contribuer à la pertinence globale du modèle chimique de RSI. Il sera par conséquent opportun de l'intégrer dans le code aux éléments finis, en particulier si l'on souhaite modéliser des ouvrages pour lesquels la teneur en alcalin peut varier au cours du temps. Toutefois, la difficulté à reproduire le comportement des prismes [L14,5-T0](#) après décharge s'explique a priori par l'existence de phénomènes d'origine mécanique et non chimique.

4. Application à un ouvrage réel atteint de RSI

Suite à la validation du modèle sur des corps d'épreuve de laboratoire en béton armé, il est appliqué à une partie d'ouvrage atteint de RSI. Il s'agit en l'occurrence d'un ouvrage de franchissement d'un cours d'eau construit entre 2001 et 2003 présentant des désordres caractéristiques d'une réaction de gonflement interne. A noter, le béton contient une proportion importante d'air entraîné, de l'ordre de 5,8 %. Les fûts de piles ont fait l'objet d'un diagnostic en 2008 ayant établi la présence d'une RSI. Depuis, une instrumentation de l'ouvrage a été mise en place et des relevés sont régulièrement effectués pour suivre l'évolution des dommages. L'objectif de cette étude est de modéliser aux éléments finis le comportement mécanique du fût présentant les désordres les plus importants afin

4.1. Présentation de l'ouvrage

Sont présentés dans cette partie les zones de l'ouvrage concernées par la RSI, à savoir les fûts des piles. Il est question de leur géométrie et ferrailage, de l'instrumentation installée ainsi que des diagnostics réalisés. Cette présentation se limite aux informations exploitables en vue de la requalification de l'ouvrage. Les aspects formulation et conditions de coulage ne sont pas abordés dans cette section mais le seront dans celle dédiée à la modélisation thermique (cf. Chapitre 4 §4.2.1).

4.1.1. Géométrie et ferrailage de l'ouvrage

L'ouvrage de franchissement étudié est composé de 4 travées de 30 à 50 m chacune. Le tablier est de type bi-poutre mixte et repose sur trois piles « marteau » à deux appuis désignées P1, P2 et P3. Les fûts circulaires de 3 mètres de diamètre mesurent respectivement 4,075 m, 4,483 m et 3,871 m de hauteur. Ils sont surmontés par des chevêtres de 12,8 mètres de longueur et de hauteur variable. Les plans de coffrage de la pile P1 sont présentés par la Figure 4-23. Les fûts des piles P1 et P2 sont immergés en partie basse contrairement à celui de la pile P3 dont la base est enterrée sur plusieurs dizaines de centimètres.

Leur ferrailage se compose de cerces H16, espacées verticalement de 0,25 m et dont l'enrobage est de 0,08 m, et d'aciers longitudinaux HA25, disposés en pourtour des fûts tous les 10° avec un enrobage de 10 cm. Le taux de ferrailage n'est ainsi que de 0,053 % transversalement et de 0,25 % verticalement. Le plan de ferrailage des fûts est exposé en Figure 4-23. Enfin, les chevêtres des trois piles ont été renforcés par précontrainte en fin d'année 2003 pour pallier à un sous dimensionnement local des armatures.

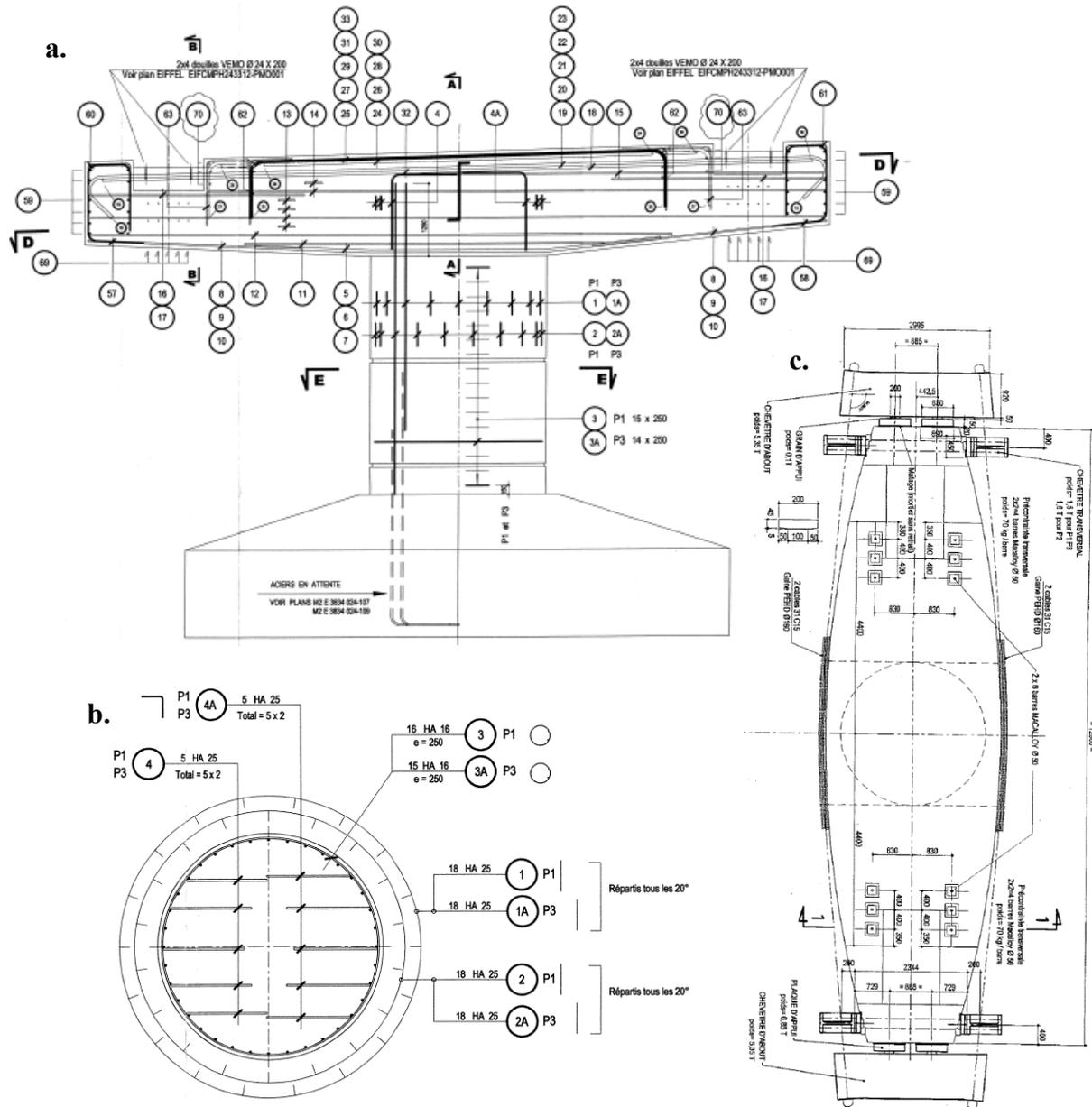


Figure 4-23. Plans de ferrailage des piles et chevêtres (a.) et des fûts (b.). Plan de précontrainte des chevêtres (c.).

4.1.2. Chargement mécanique de l'ouvrage

Une combinaison d'action quasi-permanente au sens de la norme NF EN 1990 est pris en compte, dans la mesure où les calculs effectués portent sur le comportement à long terme de l'ouvrage. Les différents chargements mécaniques considérés sont listés ci-dessous :

- Poids propre : le poids propre des éléments modélisés est déterminé à partir de leur masse volumique.

- Action du tablier : le tablier repose sur le chevêtre par l'intermédiaire de deux appareils d'appuis. D'après la note de justification des fûts et des chevêtres, son poids propre génère une charge verticale de 415t correspondant à la charge nominale sur chaque appui de la pile P1.
- Action de la précontrainte : dans la mesure où la précontrainte verticale du chevêtre n'affecte par l'état de contrainte du fût, seule la précontrainte horizontale est modélisée. Elle est induite par 4 câbles 31 C15 générant une force de 4916 kN chacun et s'appuyant sur les plaques d'about. L'action de cette précontrainte est représentée par un chargement horizontal perpendiculaire à l'about du chevêtre.

4.1.3. Instrumentation de l'ouvrage et diagnostics RSI

Un suivi des piles a été effectué à partir de 2005. L'instrumentation mise en place avait pour objectif d'établir l'importance et l'évolution des désordres. Les fûts des piles ont par ailleurs été carottés et un diagnostic RSI a été effectué pour confirmer la présence d'ettringite différée et déterminer leur potentiel de gonflement. Le fût de la pile P1 présente les désordres les plus importants et fait en conséquence l'objet de la présente étude. Néanmoins, les similarités entre les piles P1, P2 et P3 en termes de géométries, ferrailage, matériaux utilisés, conditions et date de conception (coulage de P2 et P3 respectivement 8 et 20 jours après P1), sollicitations mécaniques et désordres observés permettent l'exploitation des relevés les concernant en guise de point de comparaison.

4.1.3.1. Relevé d'indice de fissuration

Ces relevés ont été effectués depuis Août 2010. Les ouvertures de fissures coupant chacun des axes d'un trièdre d'un mètre par un mètre tracé sur chaque pile ont été cumulées, donnant ainsi accès à l'Indice de Fissuration (noté IF) de la partie d'ouvrage en question (Figure 4-24). Les données recueillies semblent établir une évolution relativement lente des désordres, malgré les fortes fluctuations observées d'une échéance de mesure à l'autre, dues certainement aux effets thermiques et hydriques sur les déformations de la surface des fûts. La pile P1 présente toutefois un IF ayant quasiment doublé en l'espace de 7 ans (Figure 4-25), mais correspondant à ce jour à une « fissuration d'importance faible » selon la classification accompagnant la méthode de relevés LPC 47. Les IF relevés sur les segments verticaux et horizontaux du trièdre démontrent l'existence d'une direction de fissuration préférentielle. En effet, la fissuration verticale semble évoluer nettement

plus rapidement que la fissuration horizontale : ce comportement pourrait être induit par un gonflement du cœur des fûts plus marqué radialement que verticalement en raison de l'état de contrainte anisotrope dans le matériau (poids propre de la pile, du chevêtre et du tablier, ferrailage vertical plus dense).

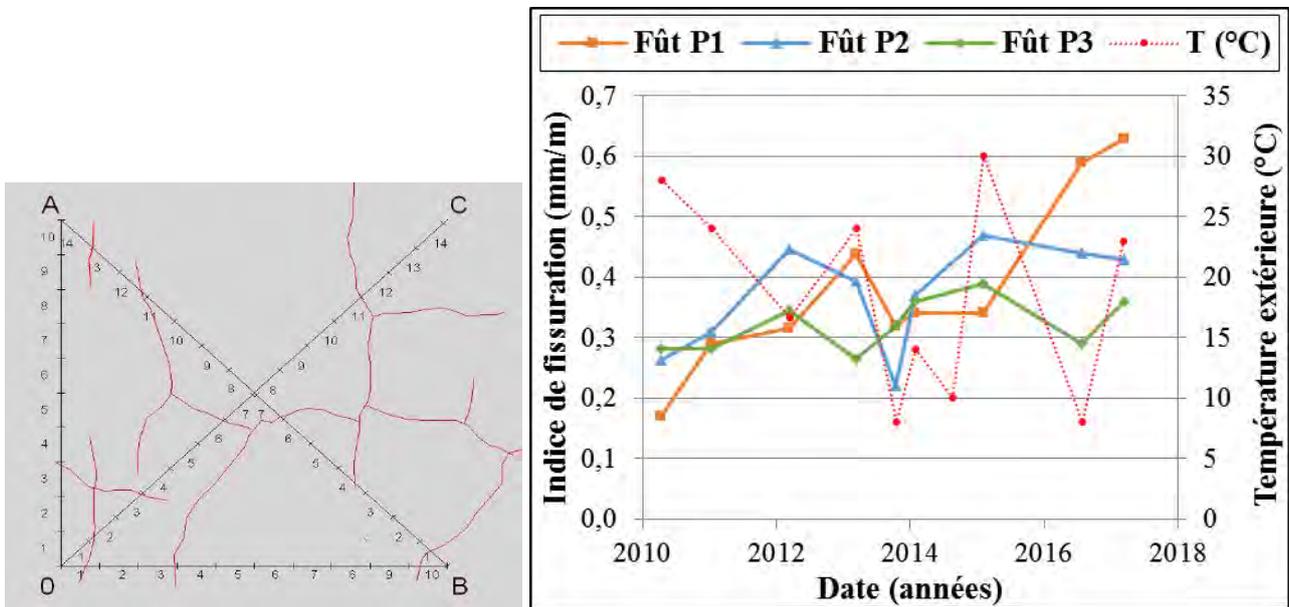


Figure 4-24. Exemple de trièdre utilisé pour le relevé d'Indice de Fissuration. Evolution de l'IF moyen des fûts des trois piles.

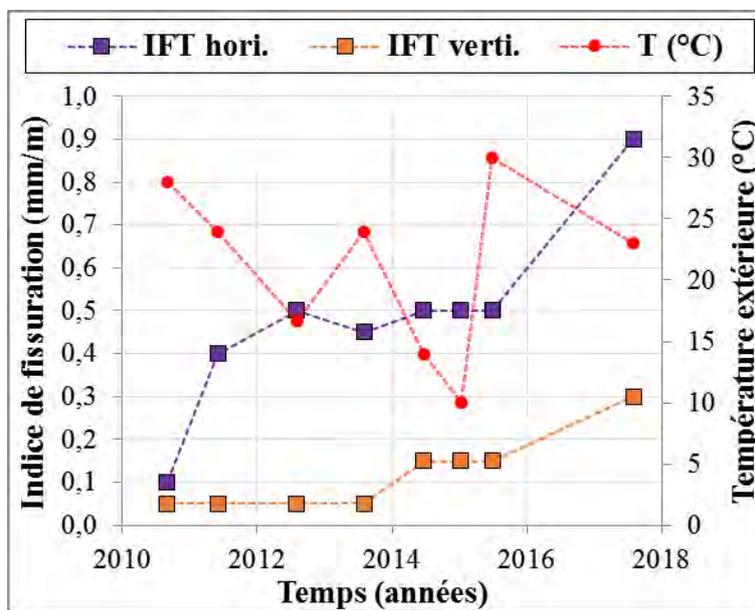


Figure 4-25. Indices de fissuration associés aux segments horizontaux (fissuration verticale), notés **IFT hori.**, et verticaux (fissuration horizontale), notés **IFT verti.**, du trièdre de la pile P1.

La mise en œuvre d'une mesure alternative des indices de fissuration, plus représentative du comportement global de l'ouvrage que les relevés effectués sur trièdre, est présentée en Annexe 4, ainsi que les résultats associés.

4.1.3.2. Cartographie des fissures

Les cartographies de fissures du fût de la pile P1 effectuées en juillet 2013 sont présentées sur la Figure 4-26. Les 70 premiers centimètres situés à la base du fût n'ont pas pu être cartographiés car immergés. Ces cartographies illustrent et confirment l'orientation préférentielle de la fissuration dans la direction verticale. Par ailleurs, la concentration de fissures semble particulièrement importante à mi-hauteur du fût. Les relevés effectués sur les fûts des piles P2 et P3 sont assez similaires et conduisent aux mêmes constats. Ces désordres semblent être la conséquence d'un gonflement relativement homogène du cœur des fûts, ayant entraîné la fissuration localisée du béton de surface non expansif. Ces phénomènes seraient dus à l'élévation de température consécutive à l'hydratation du béton, nettement plus marquée à cœur qu'en surface. Par ailleurs, la fissuration apparait moins dense dans la zone de marnage qu'elle ne l'est à mi-hauteur : les gonflements du cœur des fûts pourraient donc être relativement indépendants de la présence d'eau en partie basse et de la remontée capillaire associée mais au contraire alimentés par l'eau initialement présente dans la porosité du matériau. Les phénomènes de remontée capillaire sont d'ailleurs freinés par la présence d'air entraîné dans le béton à hauteur de 5,8 % (Hanzic *et al.*, 2010).

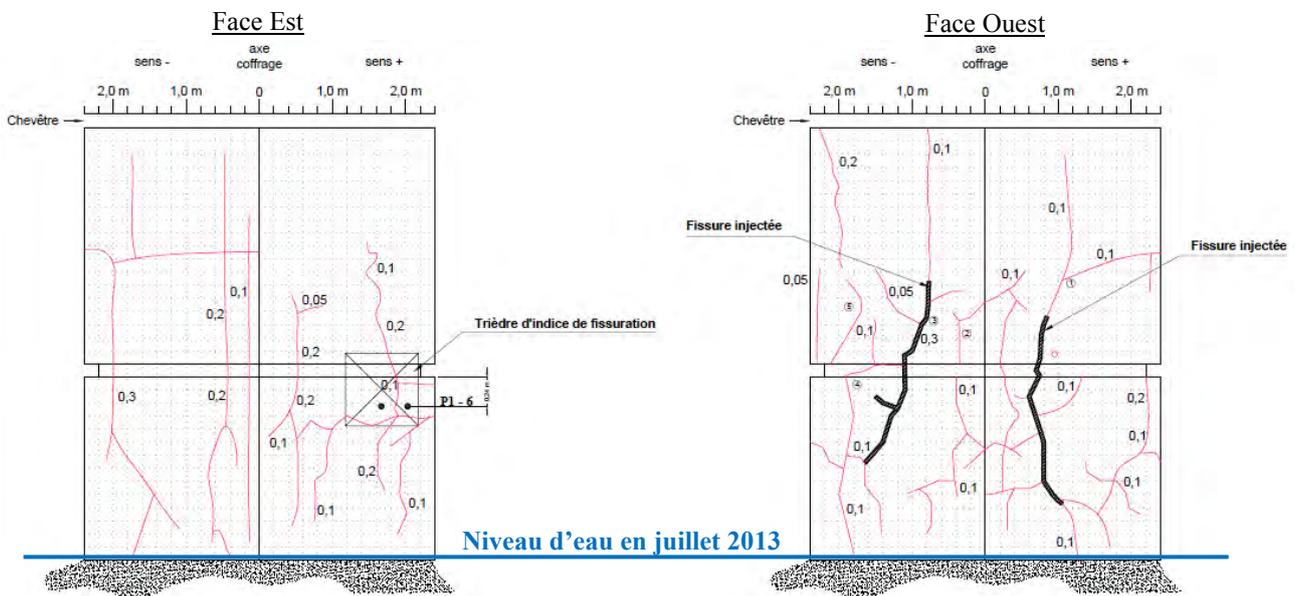


Figure 4-26. Cartographie de fissuration du fût de la pile P1 effectuée en juillet 2013.

4.1.3.3. Diagnostics RSI

Un premier carottage de la pile P1 a été effectué en mars 2008 à une hauteur de 1,8 m, soit au-dessus de la limite supérieure de la zone de marnage, et sur 1,5 m de profondeur. L'échantillon

extrait a été divisé en quatre carottes de 80 mm de diamètre. La résistance en compression du béton situé entre 0,4 et 0,7 m de profondeur était de 39 MPa, ce qui apparaît relativement cohérent vis-à-vis des performances attendues (40 MPa à 28 jours d'après la fiche béton). Les teneurs en ions sulfate libres, mesurées à différentes profondeurs, sont en adéquation avec les données fournies par le cimentier. Enfin, les analyses MEB effectuées sont riches d'enseignement concernant la réactivité du matériau. En effet, outre la détection d'une forte porosité liée à la présence d'air entrainé (vacuoles dont le diamètre est de l'ordre de 100 μm), de grandes quantités d'ettringite différée ont été observées à 0,8 m de profondeur. Certaines vacuoles sont partiellement ou totalement comblées par l'ettringite. Les mêmes observations ont été faites à 1,2 m de profondeur, avec en surcroît des déchaussements de granulats comblés par de l'ettringite. Aucune trace d'ettringite différée n'a été détectée en peau. Ces analyses ont ainsi confirmé le développement d'une RSI au sein du fût de la pile P1. Elles mettent également en lumière l'existence de phénomènes d'intensité différente au cœur, à mi-profondeur et en peau de l'ouvrage. Le volume d'ettringite présent dans les vacuoles apparaît important et le rôle de vase d'expansion de cette porosité semble non négligeable, d'autant plus que le volume total associé atteint 5,8 % du volume de béton. Elle représente donc une capacité très importante d'absorption de l'ettringite et donc de limitation des phénomènes expansifs.

Une seconde étude a été menée en 2010 sur des carottes prélevées sur le fût de la pile P1 à environ 1 m de hauteur (zone de marnage) et sur une profondeur de 1,5 m. Un prélèvement similaire a été fait sur la pile P2 à 0,5 m de hauteur (zone de marnage). Les échantillons recueillis ont été respectivement divisés en 5 et 4 carottes de 0,11 m de diamètre. L'étude minéralogique effectuée sur l'une d'entre elles a permis d'estimer la quantité de liant introduite ainsi que les quantités d'oxydes du liant utilisé et a montré une bonne correspondance vis-à-vis de la formulation utilisée et des données fournies par le cimentier. Les résultats de l'essai de compacité menée sur une carotte prélevée à environ 1 m de profondeur sur le fût de la pile P1 fait état d'une porosité accessible à l'eau de $16,7 \pm 0,9$ %. La présence d'air entrainé dans le béton n'est certainement pas étrangère à l'obtention d'une valeur aussi élevée. La microfissuration induite par la RSI et par la libération de contraintes consécutive au carottage pourrait également avoir contribué à accroître la porosité accessible à l'eau. Les carottes situées à environ 0,8 m de profondeur sur le fût de la pile P1 et entre 0,4 et 0,8 m de profondeur sur le fût de la pile P2 ont fait l'objet d'essais d'expansion résiduelle suivant la méthode LPC 67 pendant 450 jours. Les déformations longitudinales des carottes se stabilisent autour de 0,6 % après 400 jours d'immersion (Figure 4-27). L'exploitation de cet essai sera discutée plus avant (cf. Chapitre 4 §4.1.4.1). L'évolution du module dynamique du béton a également été mesurée. Un gain de module dynamique de plus de 20 % a été observé durant les premiers jours consécutifs à l'immersion de la carotte extraite de P2. A l'inverse, une chute de

module de l'ordre de 20 % a été mesurée sur la carotte extraite de P1. Quoiqu'il en soit, entre 30 et 250 jours d'essai, leur module dynamique a légèrement diminué (d'environ 15 % pour P1 et 20 % pour P2) avant de ré-augmenter entre 250 et 450 jours d'essais.

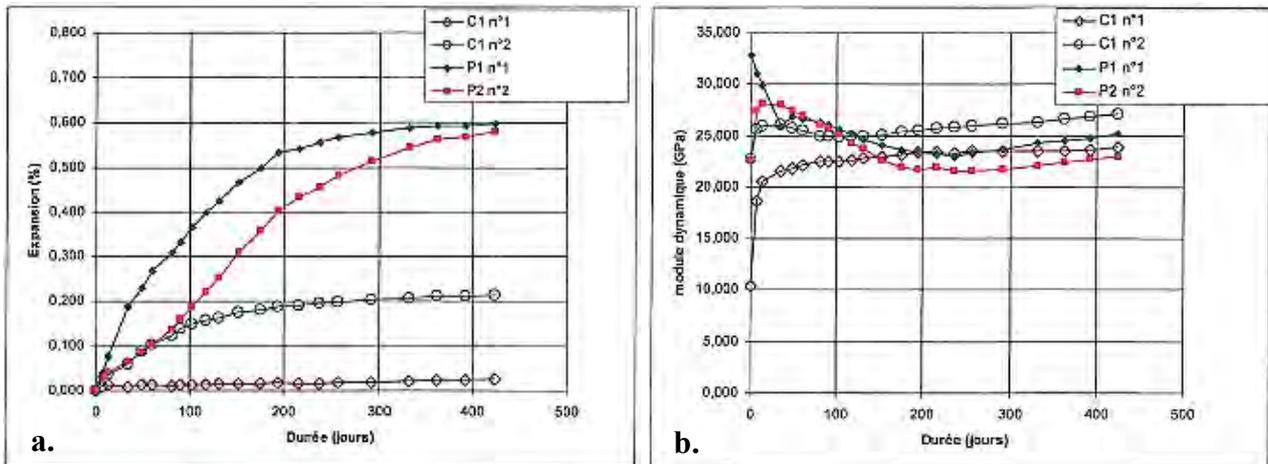


Figure 4-27. Evolution des déformations longitudinales (a.) et du module dynamique (b.) des carottes prélevées sur les fûts des piles P1 et P2. Les points C1 et C2 ne concernent pas la présente étude.

Les observations aux MEB ont été effectuées à différentes profondeurs et pour moitié sur fracture et surface polie. La carotte extraite du fût de la pile P1 présente des signes d'avancement de réaction et de dégradation plus marqués que celle extraite du fût de la pile P2. Entre 1,2 et 1,5 m de profondeur, une large proportion des nombreuses vacuoles créées suite à l'utilisation d'un entraîneur d'air dans la formulation de béton (diamètre des bulles de l'ordre de 100 μm) sont partiellement ou totalement comblées par de l'ettringite massive. Aucun déchaussement de granulats ou fissure de la pâte n'a été observé. En revanche, entre 0,9 et 1,2 m de profondeur, le remplissage partiel des vacuoles s'accompagne de déchaussements de granulats et de fissures de la pâte comblés par de l'ettringite massive. Des nodules d'ettringite sont également au sein de la pâte. Entre 0,3 et 0,9 m de profondeur, le même phénomène de comblement partiel des vacuoles par de l'ettringite massive est observé. Aucune fissure ou déchaussement de granulat n'a été détectée. Enfin, le béton de peau présente des traces d'ettringite de forme aciculaire, a priori non expansive selon (Scherer, 1999). En conclusion, le rôle de vase d'expansion joué par les vacuoles l'air entraîné semble très important, limitant de fait la quantité d'ettringite différée susceptible de créer des désordres dans le matériau et l'ouvrage. Ce constat est étayé par les travaux de (Petrov, 2003) ayant montré que le potentiel de gonflement de RSI diminue avec l'augmentation de la proportion d'air entraîné.

4.1.4. Exploitation des données in situ en vue de la modélisation de l'ouvrage

La modélisation d'un ouvrage atteint de RSI nécessite un calage de certains paramètres du modèle chemo-poromécanique pour s'assurer de la pertinence des résultats obtenus. Il s'agit notamment de définir la cinétique et l'amplitude de la réaction et des gonflements associés. Contrairement aux essais de laboratoire, l'évolution des déformations de l'ouvrage depuis le coulage n'est pas connue, pas plus que le potentiel de gonflement initial du matériau en conditions libres de contraintes. Face à ces difficultés, il convient de s'interroger sur la meilleure façon d'exploiter les données à disposition pour permettre une comparaison entre les résultats numériques et in situ. Les données in situ les plus pertinentes pour le calage et la validation du modèle semblent être l'essai d'expansion résiduelle sur carotte et les indices de fissuration.

4.1.4.1. Interprétation des résultats d'essai d'expansion résiduelle

L'essai d'expansion résiduel, effectué en 2010, correspond en théorie à une accélération des phénomènes réactifs par rapport à ceux ayant lieu au sein de l'ouvrage en raison des conditions environnementales au sein desquelles il est mené. En effet, le béton extrait suite au carottage est libre de contraintes, totalement saturé en eau, conservé à 20°C et est soumis à un phénomène de lessivage des alcalins. Ces conditions de conservation ont pour conséquence de favoriser la précipitation d'ettringite différée, qui s'effectue de fait beaucoup plus rapidement qu'au sein de l'ouvrage (cf. Chapitre 1 §2.4.3 concernant l'impact de ces conditions de conservation sur l'accélération des phénomènes de gonflement). L'exploitation de ces essais devrait donc théoriquement permettre un calage du temps caractéristique de précipitation τ_p^{ref} ainsi que du volume des vides accessibles à l'ettringite différée avant microfissuration du matériau Φ_{DEF}^V de manière à reproduire la cinétique et l'amplitude des expansions mesurées au cours de cet essai. Toutefois, les conditions chimiques et mécaniques particulières dans lesquelles se déroule ce type d'essai ne sont pas représentatives des conditions au sein de l'ouvrage et pourraient avoir une influence sur l'amplitude des déformations. En outre, l'accélération de la cinétique de précipitation de l'ettringite différée pourrait également avoir un impact sur l'amplitude de gonflement. Ces points seront abordés plus en détail après la présentation des résultats numériques (cf. Chapitre 4 §4.3.8). Par ailleurs, l'amplitude de gonflement mesuré à partir de l'essai d'expansion résiduelle ne fournit pas d'informations sur les expansions étant survenues avant l'extraction de la carotte. Le calage du volume des vides accessibles à l'ettringite différée avant microfissuration du matériau est donc dépendant de l'importance des gonflements ayant eu lieu au sein du fût de la pile avant prélèvement

des échantillons. Ceci implique un effet de dépendance entre cinétique et amplitude des expansions et complexifie de fait le calage du modèle. En conclusion, l'amplitude de gonflement mesurée sur la carotte ne correspondra pas nécessairement à l'amplitude de gonflement qui pourrait être mesurée dans la pile après stabilisation des phénomènes, mais les données extraites de l'essai d'expansion résiduelle restent quoi qu'il en soit les plus pertinentes parmi celles disponibles dans cette étude de cas.

4.1.4.2. Exploitation des indices de fissuration

Dans le cadre d'un calcul aux éléments finis à l'aide d'un modèle tel que celui utilisé dans ce travail, un comparatif direct entre indices et profils de fissuration in situ et numériques peut être effectué, bien que les sources d'incertitude restent nombreuses, notamment concernant les conditions environnementales (thermiques et hydriques) dans lesquelles ont été réalisés ces relevés et leur incidence sur les valeurs obtenues.

Les indices de fissuration in situ (ou IF), relevés sur un trièdre ou sur la périphérie du fût, ne permettent pas directement d'accéder aux déformations de l'ouvrage et ne sont de fait pas exploitables en l'état pendant le processus de calage du modèle. Pour cela, une méthode d'estimation des déformations au cœur de l'ouvrage est proposée ci-dessous, moyennant quelques hypothèses simplificatrices :

- La fissuration visible au niveau du parement du fût de la pile est a priori induite par les phénomènes de gradients de gonflement entre le cœur et la peau de l'ouvrage. Le cœur est supposé gonfler de manière homogène, alors que la peau est supposée totalement non-réactive. La délimitation de ces zones doit être définie à partir des calculs thermiques (cf. Chapitre 4 §4.2.1.4 pour la Figure 4-28 présentant le champ d'hydrates sulfoalumineux dissouts). A titre d'illustration pour cette étude, la zone gonflante (noté $r_g(\mathbf{0})$ dans l'équation (4-54)) est délimitée par un rayon de 1,15 m.
- Le gonflement du cœur est imposé à la peau, ce qui conduit à la formation de fissures localisées par gradients de déformations.
- L'indice de fissuration périphérique (ou IFP) mesuré est associé à un accroissement du périmètre du fût de la pile. Les déformations élastiques et de fluage du béton sont négligées.

La Figure 4-28 illustre la méthode de détermination des déformations du cœur du fût de la pile à partir de l'équation (4-54).

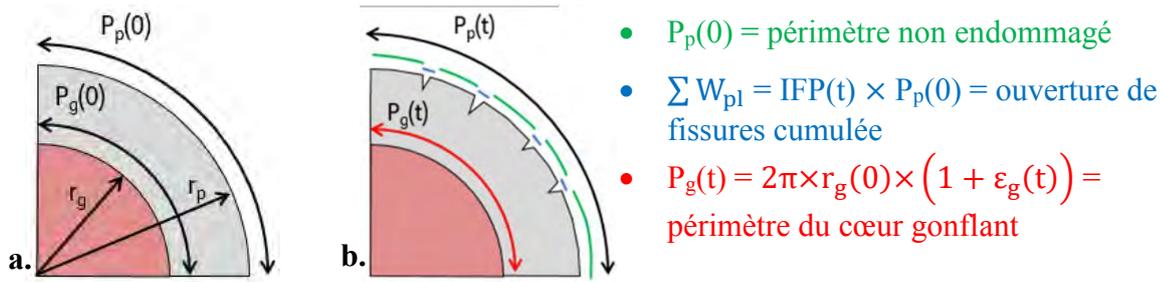


Figure 4-28. Schématisation d'un quart de pile avant (a.) et après gonflement du cœur (b.).

$$\begin{cases} P_p(t) = P_p(0) + \sum W_{pl} = P_p(0) \times (1 + IFP(t)) \\ P_p(t) = 2\pi \times r_p(t) = P_p(0) + P_g(0) \times \varepsilon_g(t) \end{cases} \Rightarrow \varepsilon_g(t) = \frac{r_p(0)}{r_g(0)} \times IFP(t) \quad (4-54)$$

Les résultats de cette exploitation des indices de fissuration ont ainsi été utilisés dans le cadre de la méthodologie de calage du modèle à l'aide du tableur (cf. Chapitre 4 §4.3.1).

4.2. Obtention des données d'entrée du modèle chemo-poromécanique

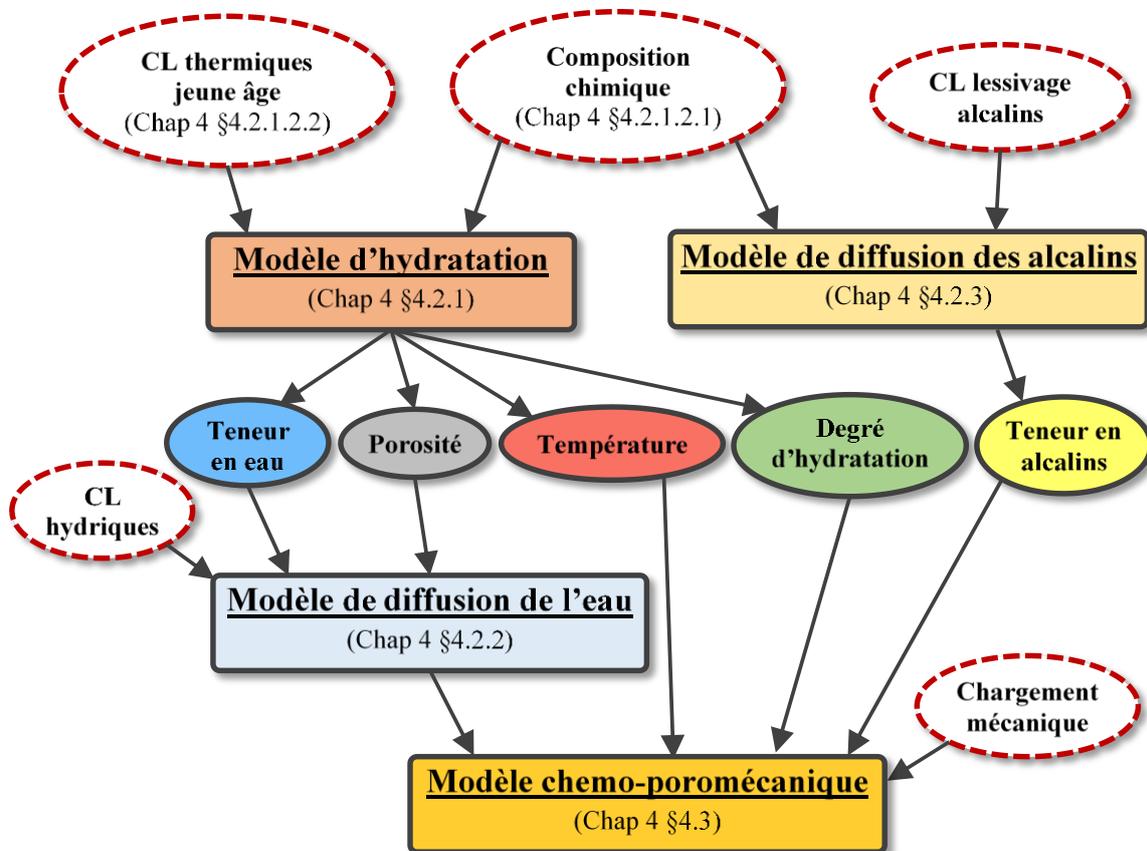


Figure 4-29. Obtention des données d'entrée du modèle chemo-poromécanique à partir des informations disponibles (entourées par un trait pointillé rouge).

Contrairement au cas des corps d'épreuve issus du programme expérimental, une large part des paramètres d'entrée du modèle chemo-poromécanique n'est pas directement connue : seules la composition chimique du matériau et certaines conditions aux limites le sont. De fait, plusieurs modèles sont utilisés pour accéder aux grandeurs nécessaires au fonctionnement du modèle chemo-poromécanique (Figure 4-29).

4.2.1. Modélisation thermique au jeune âge

La formation d'ettringite différée dans le fût de la pile P1 est étroitement liée à l'histoire thermique du béton au jeune âge. En effet, l'exothermie des réactions d'hydratation a conduit à un important dégagement de chaleur qui, en raison du volume de la pièce coulée, a provoqué une élévation importante de la température dans le matériau. La première étape de la modélisation de cet ouvrage consiste donc à déterminer l'évolution de ce champ de température.

4.2.1.1. Maillage de la pile P1

Le maillage a été réalisé en tenant compte de la géométrie de la pile grâce au logiciel de calcul aux éléments finis Cast3m version 2017. Deux plans de symétrie verticaux ont été exploités (Figure 4-30.a). Un quart du fût a ainsi été maillé à partir d'éléments de forme prismatique (PRI6) par translation verticale de la base, composée de deux sous-zones pour éviter l'accumulation d'éléments au centre de la pile (Figure 4-30.b).

Un quart de la semelle a également été maillé afin de permettre une représentation réaliste des conditions aux limites thermiques (transfert de chaleur vers la semelle déjà hydratée) et mécaniques de la pile (fretage à sa base). La semelle a été cependant modélisée en prenant en compte un comportement élastique (non vieillissant) en vue de limiter le temps de calcul. Enfin, le quart du chevêtre est aussi représenté pour son effet de fretage, mais également pour reproduire l'état de contrainte dans le fût, induit par la descente de charge (moment créé par l'appui du tablier sur le chevêtre et précontrainte rajoutée en 2003). Le maillage complet, illustré par la Figure 4-31, est composé de 4380 éléments pour la semelle, de 4752 éléments pour le fût et de 3009 éléments pour le chevêtre soit un total de 12141 éléments.

Les plans de symétrie sont bloqués en déplacements horizontaux dans leur direction orthogonale (plan X bloqué en Y et plan Y bloqué en X), de plus la base de la semelle est considérée comme encastree donc bloquée dans toutes les directions (X, Y et Z).

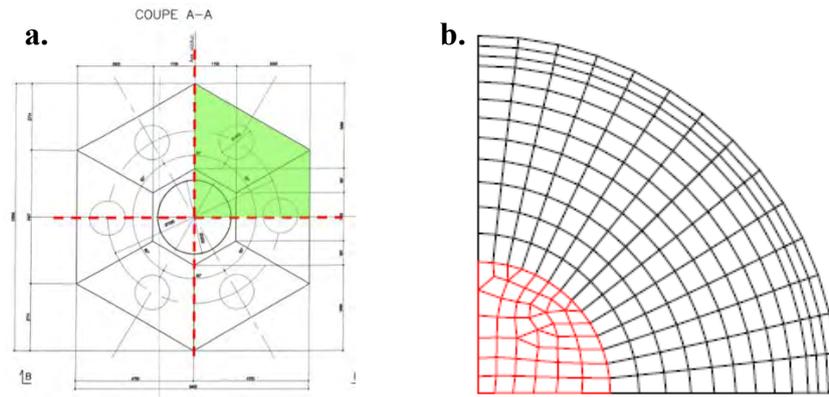


Figure 4-30. Maillage du fût de la pile P1 : exploitation des plans de symétrie du problème (a.) et maillage de la base du fût (b.).

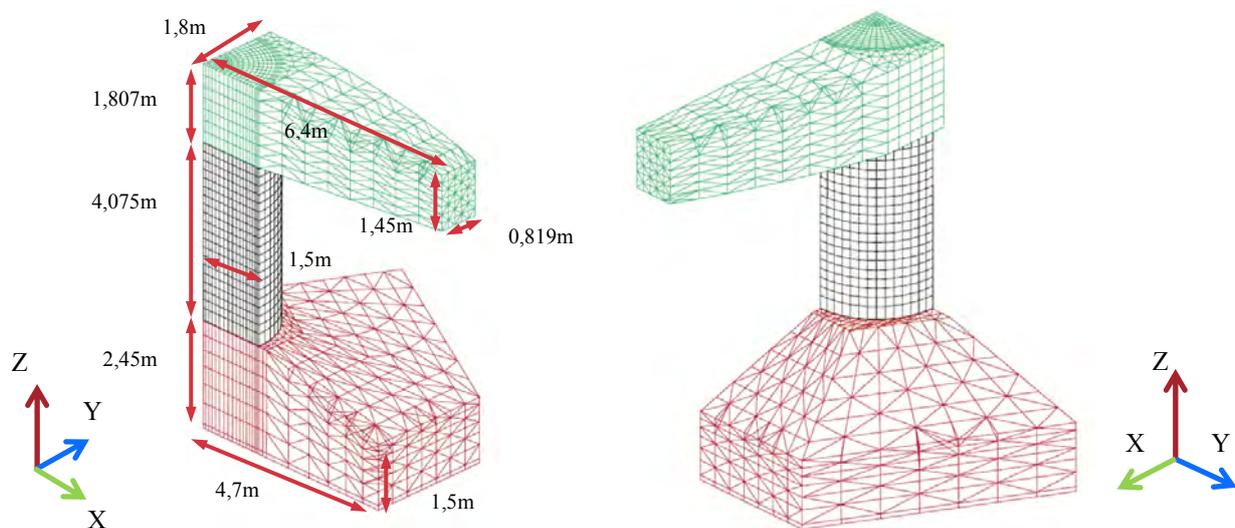


Figure 4-31. Maillage et dimensions de la pile P1.

4.2.1.2. Modélisation de l'hydratation du béton

Le modèle d'hydratation multiphasique développé par (Buffo-Lacarrière *et al.*, 2007) a été utilisé pour déterminer le champ de température induit par le dégagement de chaleur consécutif à l'hydratation du béton ainsi que le champ de teneur en eau. L'évolution du degré d'hydratation à long terme est également déterminée de manière à l'utiliser par la suite dans le modèle poromécanique pour prendre en compte les gains de performances mécaniques liés à la maturation du béton. Ce modèle permet de simuler l'hydratation des différentes phases de liants composés. Lors de l'hydratation du liant (composé ou non), la formation des hydrates s'accompagne d'une consommation d'eau et d'un dégagement de chaleur, ce qui entraîne une évolution de la température, de la teneur en eau et de l'avancement de la réaction d'hydratation. La vitesse de la

réaction est ainsi déduite de la teneur en eau (activation hydrique), de la température (activation thermique) ainsi que du degré d'hydratation calculés au pas de temps précédent (Figure 4-32).

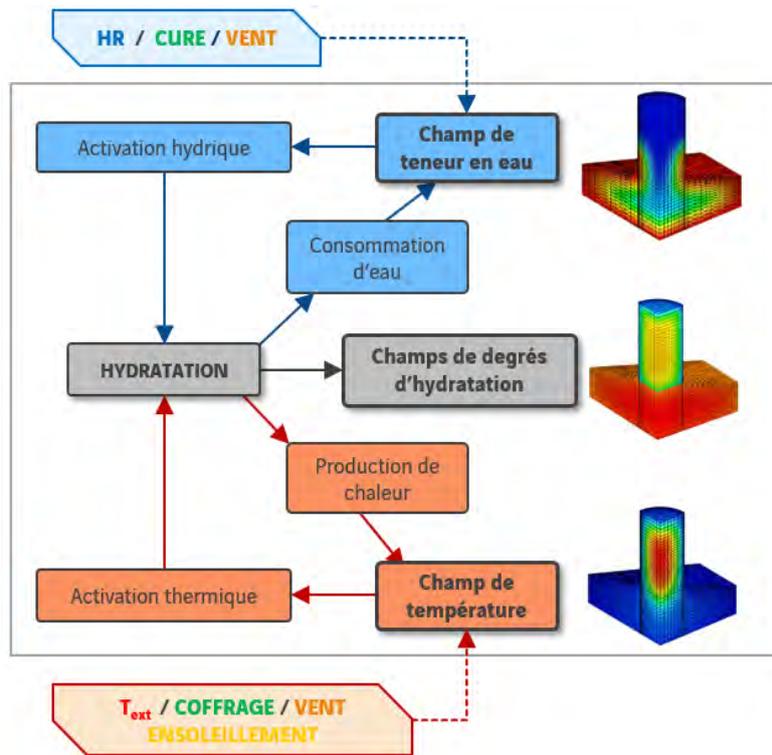


Figure 4-32. Principe de fonctionnement du modèle d'hydratation.

La création d'une couche d'hydrates autour des grains, ralentissant l'accès de l'eau aux anhydres, est prise en compte et évolue en fonction de ce degré d'hydratation. Enfin, le modèle permet de prendre en compte l'influence des conditions aux limites du problème.

4.2.1.2.1. Formulation et caractéristiques thermiques du béton du fût de la pile

La formule de ce béton est présentée par le biais du Tableau 4-10. La composition chimique du ciment CEM I 52,5 N CE CP2 NF utilisé, fournie par le cimentier Calcia Beffes, y apparaît également. Le pourcentage de perte au feu du ciment est de 2,33 % et sa surface Blaine est de l'ordre de 3500 cm²/g.

Les caractéristiques thermiques du béton définies par l'IFSTTAR dans le cadre de l'étude réalisée en 2013 sur le fût de la pile P1 ont été réutilisées pour la présente étude. Ainsi, la conductivité thermique du matériau est prise égale à 1,66 W/m.K, valeur provenant de mesures sur béton reconstitué. La capacité calorifique massique « moyenne » est considérée en prenant en compte la capacité calorifique du béton hydraté à 50 %, ce qui correspond à une consommation d'eau égale à 12,5% de la masse de ciment soit 48 kg/m³ (4-55). Les notations m_g , m_c , m_e et m_{ec} font

respectivement références aux masses de granulats, de ciment, d'eau totale et d'eau consommée par les réactions d'hydratation.

Tableau 4-10. Formulation du béton et composition chimique du ciment.

Constituants du béton	Proportion (kg/m ³)	Constituants du ciment	Pourcentage massique
Ciment CEM I 52,5	385	SiO ₂	19,26
Eau	175	Al ₂ O ₃	5,17
Sable 0/4 GS Vierzon	730	Fe ₂ O ₃	2,6
Gravillon 4/10 Chousy	240	CaO	63,3
Gravillon 10/20 Chousy	730	SO ₃	3,32
Adjuvant CIMPLAST	1,15	K ₂ O	1,05
Adjuvant CIMPORE AE 21	0,77	Na ₂ O	0,15

$$C_p = \frac{\left[m_g \times \left(\frac{730 + 840}{2} \right) + m_c \times 760 + (m_e - m_{ec}) \times 4186 + m_{ec} \times 2180 \right]}{\rho} = 995 \text{ J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1} \quad (4-55)$$

La valeur de la masse volumique du béton ρ est tirée de la fiche béton et est égale à 2262 kg/m³. Le béton contient par ailleurs 5,8 % d'air entrainé, ce qui explique sa faible masse volumique.

4.2.1.2.2. Conditions thermiques initiales et aux limites

Le site <http://www.infoclimat.fr> propose les archives climatiques pour une station météo située à 2.9 km à vol d'oiseau de l'ouvrage. Selon les informations fournies par le constructeur, le bétonnage de la pile a eu lieu le 10/10/2001. A partir des relevés météorologiques des deux derniers jours et de la nuit avant le coulage, la température moyenne était de 13°C. La température initiale est supposée supérieure de 5 °C à la température extérieure moyenne, soit égale à 18°C afin de prendre en compte l'effet du conditionnement des matériaux (granulats exposés au rayonnement solaire par exemple) et du malaxage (qui fournit de l'énergie au système). La semelle de la pile, coulée 27 jours plus tôt, est supposée être à une température homogène de 15°C au moment du coulage du fût. La même base de données (<http://www.infoclimat.fr>) est utilisée pour déterminer les conditions climatiques pendant la durée de vie de l'ouvrage. Le fût échange de la chaleur par convection avec l'air extérieur. Pendant la partie jeune âge, le relevé de température par heure est utilisé sur une période de 12,5 jours à partir du 10/10/2001 à 8h. Enfin, passé 12,5 jours, c'est le relevé mensuel qui est utilisé. Les valeurs de température après 2017 sont extrapolées en fonction

des moyennes mensuelles des années précédentes. Les deux évolutions de températures sont présentées sur la Figure 4-33.

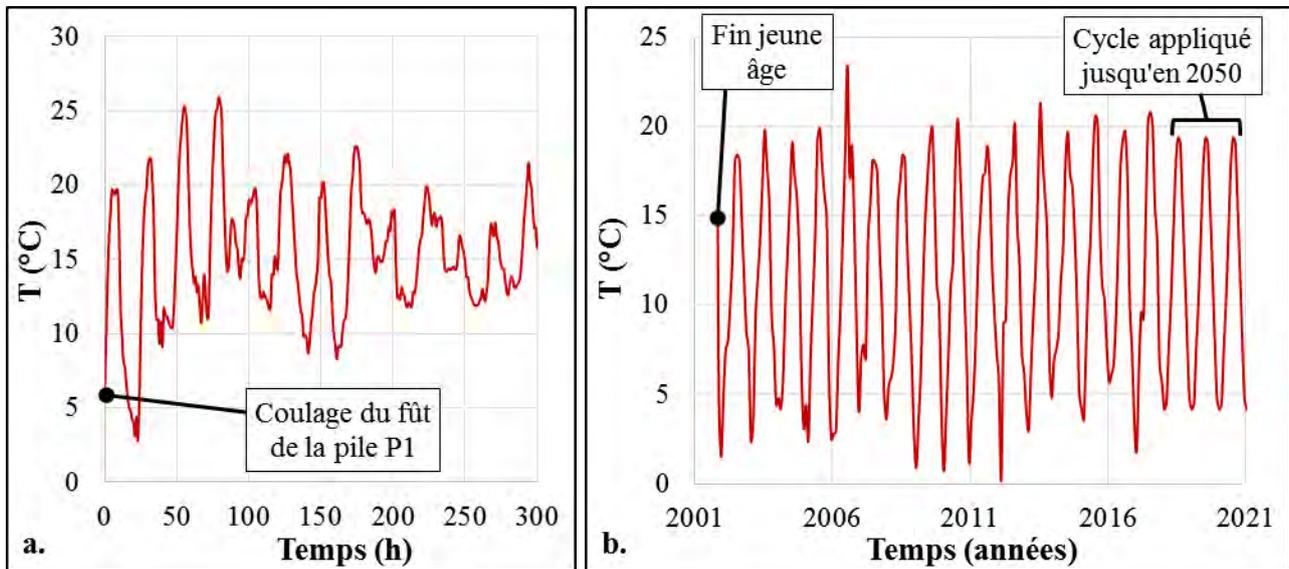


Figure 4-33. Evolution de la température extérieure dans le modèle au cours des 300 premières heures (a.) et à long terme (b.).

Dans la mesure où la présence du batardeau protège partiellement la pile du vent, un coefficient d'échange convectif avec l'air extérieur H_{air} égal à $6 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$ est considéré, ce qui correspond à une situation peu ventilée. Le coffrage utilisé pour le coulage étant métallique (matériau très bon conducteur thermique, $\lambda = 46 \text{ W/m}\cdot\text{K}$), son influence est supposée négligeable sur l'histoire thermique de la pile. Les échanges thermiques entre le sol et la base de la semelle ont été grossièrement modélisés par un coefficient conductif pris égal à $1.92 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$ (correspondant à la conductivité d'un sol d'une épaisseur de 1 m possédant une conductivité de $1.92 \text{ W/m}\cdot\text{K}$) et en imposant une température du sol de 13°C correspondant à la température moyenne annuelle. Ce dernier paramètre n'a par ailleurs que peu d'influence sur le champ de température dans la pile.

4.2.1.2.3. Dégagement de chaleur lié à l'hydratation du béton

La courbe de dégagement de chaleur en fonction du temps a été déterminée à partir des données fournies par l'entreprise Ciments CALCIA sur le ciment étudié. Une correction du Langavant est effectuée en déduisant le dégagement de chaleur instantané induit par l'hydrolyse du ciment anhydre (pendant la première heure). En effet, ce dégagement de chaleur se produit sur chantier au moment du malaxage et du transport, et son effet est déjà inclus dans la température initiale du

béton au moment du coulage. Les paramètres de la loi de cinétique d'hydratation du ciment (3 paramètres) sont identifiés de façon à reproduire cet essai (Figure 4-34).

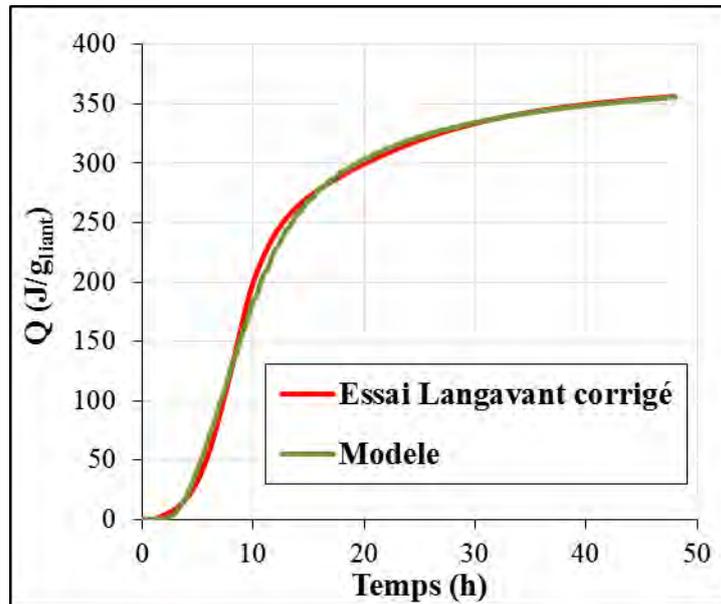


Figure 4-34. Dégagement de chaleur selon le Langavant corrigé et selon le modèle d'hydratation.

4.2.1.3. Champs de température au sein du fût

Le calcul thermique au jeune âge sous Cast3m permet d'accéder au champ de température pendant l'hydratation du fût de la pile P1. La Figure 4-35 présente la température dans la pile à différentes échéances. Dans la mesure où le temps nécessaire au coulage du fût sur le chantier n'est pas connu, il a été supposé instantané (hypothèse défavorable du point de vue de l'élévation de la température au cours de l'hydratation et donc de la dissolution des hydrates sulfoalumineux primaires).

La pile monte rapidement en température après coulage atteignant 70°C à cœur 20 heures après coulage. Le pic de température, 82°C au cœur du fût, est atteint au bout de 60 heures, alors que la peau est à 40°C . Dès lors, le fût refroidit progressivement sur plusieurs jours car sa conductivité thermique et le coefficient d'échange avec l'air extérieur sont faibles. Faute de temps, la fissuration thermique n'a pas été modélisée dans cette étude, bien qu'elle puisse être prise en compte par le modèle. L'importance des gradients thermiques entre peau et cœur de l'ouvrage ($\Delta_{\text{max}} \approx 40^{\circ}\text{C}$) pourrait avoir conduit à l'apparition de fissures en peau s'étant partiellement refermées lors du refroidissement du cœur du fût. Cet endommagement localisé du matériau pourrait par la suite avoir favorisé l'apparition de fissures induites par les gradients de gonflements de RSI entre peau et cœur de l'ouvrage.

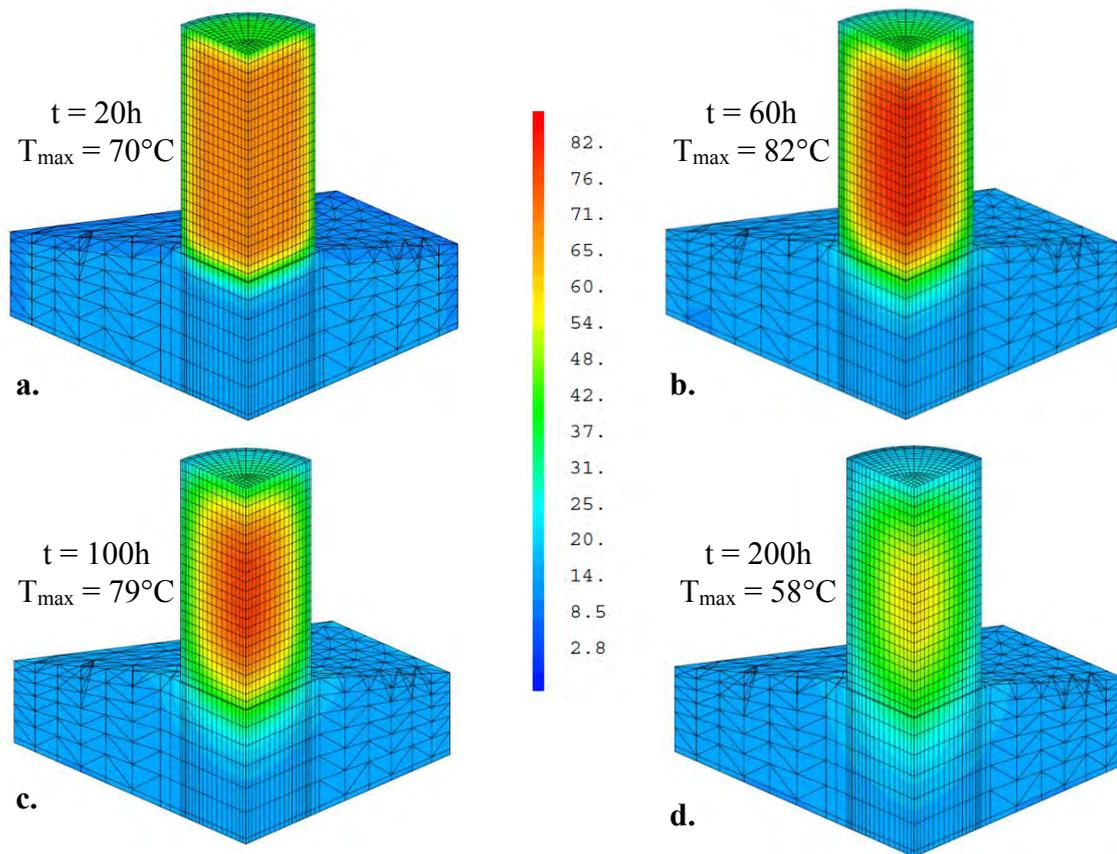


Figure 4-35. Température dans la pile P1 au cours de l'hydratation du fût 20 heures (a.), 60 heures (b.), 100 heures (c.) et 200 heures après coulage (d.).

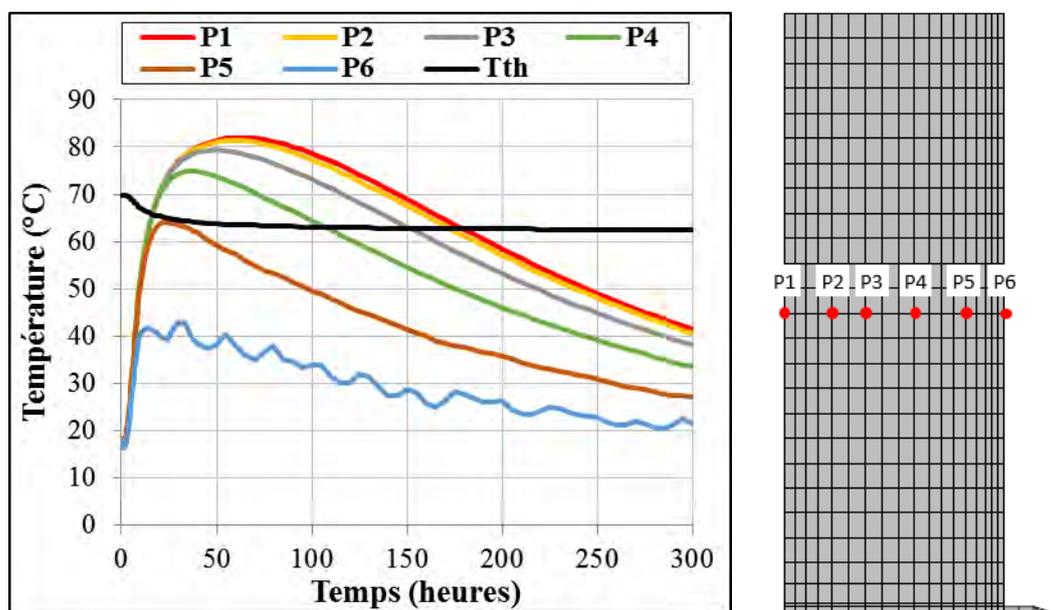


Figure 4-36. Evolution de la température au jeune âge dans le fût pour différents points de mesures (a.). Localisation des points de mesures sur un quart du fût (b.).

L'évolution de la température à mi-hauteur du fût (2 mètres) et pour plusieurs profondeurs est présentée sur la Figure 4-36 ci-dessus. La température de dissolution de l'ettringite $T_{th,d}$ est aussi

représentée sur ce graphique. Pour rappel, elle est déterminée à partir de la concentration en alcalins dans le matériau (cf. Chapitre 4 §2.1.2). Cette concentration a tendance à augmenter à mesure que l'eau est consommée par les réactions d'hydratation, favorisant ainsi la dissolution des hydrates primaires. Ce phénomène explique la diminution de $T_{th,d}$ au cours du temps.

Il apparait que la température de dissolution des hydrates primaires est dépassée sur plus de 50 % du volume du fût. Elle est par ailleurs dépassée pendant plus de 80 heures au-delà de 0,6 m de profondeur.

4.2.1.4. Champs de dissolution des hydrates primaires au sein du fût

Le champ d'hydrates sulfoalumineux primaires (ettringite et monosulfoaluminate) ayant été dissous au cours de l'hydratation du fût a été déterminé à partir du système d'équations gérant la dissolution (cf. Chapitre 4 §2.1.3). La Figure 4-37 illustre la répartition des ions libérés suite à ce phénomène. Les valeurs affichées sont comprises entre 0, correspondant à une zone où aucun hydrate primaire n'a été dissous, et 1, valeur affectée aux zones où la totalité des hydrates primaires a été dissoute. Finalement, cette figure est une cartographie du potentiel de gonflement dans le fût. Le cœur, où l'élévation de la température a été la plus importante et la plus longue, présente le potentiel le plus élevé (soit environ $51,6 \text{ mol/m}^3$ d'ettringite différée susceptible de se former), au contraire des zones situées en peau, où l'élévation de la température n'a pas été suffisante pour entraîner la dissolution des hydrates primaires. Le béton apparait susceptible de gonfler dans un rayon d'environ 1,15 mètre.

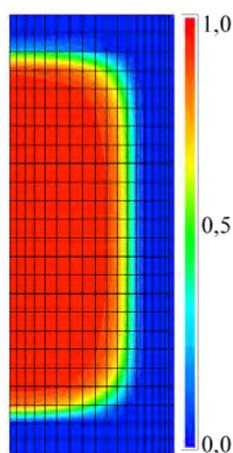


Figure 4-37. Cartographie du potentiel de gonflement dans le fût de la pile P1. Les valeurs affichées sont comprises entre 0, correspondant à une zone où le potentiel de gonflement est nul (aucun hydrate primaire n'a été dissous), et 1, valeur affectée aux zones où le potentiel de gonflement est maximal (la totalité des hydrates primaires a été dissoute).

4.2.2. Modélisation des transferts hydriques

L'impact du degré de saturation des matériaux cimentaires sur le développement de la RSI a été démontré par de nombreux auteurs, comme évoqué dans le premier chapitre de ce manuscrit (cf. Chapitre 1 §2.4.3.1). Le modèle chimique de RSI utilisé dans cette étude prend en compte cette dépendance via le coefficient C_p^H (cf. Chapitre 4 §2.1.4). L'évolution du champ de degré de saturation est donc déterminée en fonction des conditions auxquelles est exposé l'ouvrage. Pour cela, un modèle de diffusion de l'eau dans le béton basé sur la loi de Mensi (Mensi *et al.*, 1988) a été utilisé (loi de conservation de l'eau utilisant donc la teneur en eau comme variable d'état). Cette loi propose de prendre en compte un coefficient de diffusion (en m²/s) dépendant de la teneur en eau et respectant l'équation (4-56), où **D** est le coefficient de diffusion (exprimé en mètre carré par seconde), **W** est la teneur en eau (exprimée en litre d'eau par mètre cube de béton), et **a** et **b** sont des coefficients de calage.

$$D(W) = a \times e^{b \times W} \quad (4-56)$$

Dans la mesure où aucun relevé in situ ne permet un calage de ces paramètres sur le profil hydrique de la pile, des valeurs courantes pour la diffusion de l'eau dans le béton leur sont attribuées (Tableau 4-11). Les coefficients ont été supposés identiques en séchage et en imbibition.

Tableau 4-11. Calage des paramètres du modèle de diffusion.

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Détermination
a	1 ^{E-11}	m ² /s	Coefficient de diffusion de référence	Valeurs courantes pour la diffusion dans le béton
b	0,05	-	Coefficient de calage	

La cinétique de précipitation de l'ettringite différée dépend du degré de saturation du matériau (rapport entre la teneur en eau et la porosité), et non directement de la teneur en eau **W**. De même, la condition aux limites hydriques est donnée en humidité relative (donc exprimable en degré de saturation via l'utilisation d'un isotherme de sorption moyen). La détermination de la porosité du matériau se doit donc d'être la plus précise possible. La valeur de porosité calculée par le modèle d'hydratation, égale à 10,5 % du volume de béton, apparaît assez cohérente vis-à-vis des résultats des essais de porosité à l'eau réalisés (porosité à l'eau de l'ordre de 17 %) sachant qu'elle ne prend pas en compte le volume d'air entraîné (évalué à 5,8 %). Le choix est fait d'utiliser cette valeur de

porosité de 10,5 % pour le calcul du degré de saturation malgré le fait qu'elle ne prenne pas en compte l'air entraîné. La raison de ce choix est exposée ci-après.

Les vacuoles créées par l'utilisation d'un entraîneur d'air sont les plus gros pores du réseau poreux, ce qui signifie que leur pression capillaire est la moins importante : elles se remplissent donc d'eau en dernier. Ce phénomène explique d'ailleurs l'intérêt de l'air entraîné pour la protection contre le gel puisque les vacuoles peu saturées permettent la détente de l'eau des capillaires mis en pression par le gel. Le degré de saturation des petits pores est donc plus élevé que le degré de saturation « macroscopique ». Or, d'après le mécanisme de RSI proposé par (Brunetaud, 2005; Scherer, 2004) et exposé précédemment dans ce manuscrit (cf. Chapitre 1 §2.3.3.3), la précipitation de l'ettringite différée s'effectuerait dans un premier temps dans les nanopores avant que les phénomènes de la migration de l'ettringite sous pression vers les vacuoles n'interviennent. La cinétique de précipitation de RSI n'est dès lors impactée que par le degré de saturation dans les nanopores. Il est donc logique que le degré de saturation intervenant dans le calcul de RSI soit celui-ci et non celui de l'ensemble de la porosité. En conclusion, le fait de ne considérer que le degré de saturation de la nanoporosité du béton pour le calcul de RSI conduit à une évaluation plus juste de la cinétique de précipitation de l'ettringite différée.

4.2.2.1. Conditions hydriques initiales et aux limites

Pour faciliter l'application des conditions aux limites hydriques, le fût est modélisé en conditions endogènes jusqu'au retrait du batardeau, date estimée à 4000 heures (soit environ 167 jours) après le coulage du fût. A compter de cette date, les conditions extérieures sont considérées. La rivière sature progressivement en eau la semelle et la base du fût de la pile P1. Sa présence est modélisée par une condition limite imposée correspondant à un degré de saturation du béton égal à 1. Les variations du niveau d'eau ont été estimées à partir des relevés de niveau effectués à quelques kilomètres en amont et en aval de l'ouvrage. Pour la modélisation, une variation cyclique a été imposée avec un niveau haut, en période hivernale, atteignant 1,5 mètre de hauteur par rapport au bas du fût de la pile P1, contre 0,3 mètre en période estivale. L'humidité relative extérieure est modélisée par une condition limite imposée correspondant à un degré de saturation constant du béton de 0,91 (en utilisant un isotherme de désorption moyen), légèrement supérieur aux valeurs d'humidité relative issues des relevés météorologiques effectuées à quelques kilomètres de l'ouvrage. Cette estimation est supposée prendre en compte l'accroissement local d'humidité relative induit par l'évaporation de l'eau de la rivière.

4.2.2.2. Champs de degré de saturation au sein du fût

La Figure 4-38 présente l'état de saturation en hiver et en été pour l'année 2018. Elle permet de visualiser la fluctuation du niveau de l'eau de la rivière. Sur cette figure est aussi présentée la saturation de l'ouvrage en 2028 à titre indicatif.

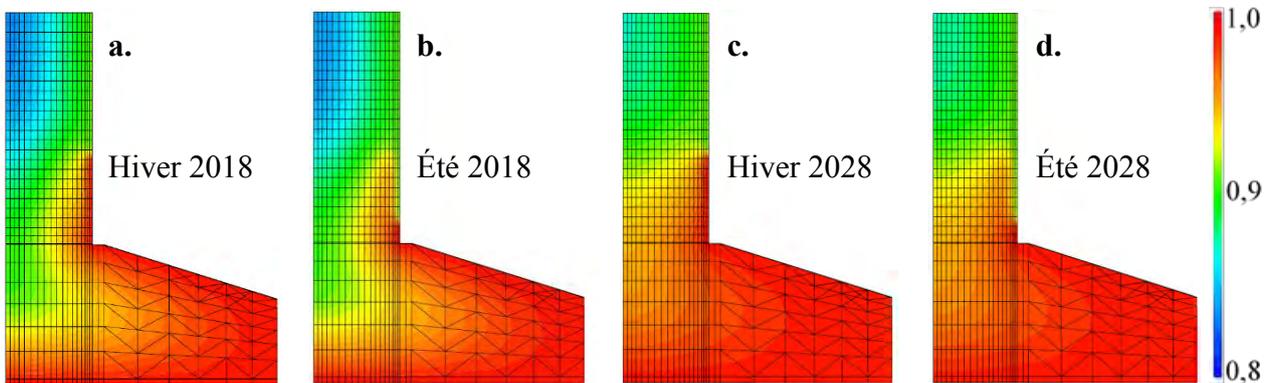


Figure 4-38. Champs de degré de saturation de la semelle et du fût de la pile P1 en hiver (a.) et été 2018 (b.), et en hiver (c.) et été 2028 (d.).

La Figure 4-39 représente l'évolution du degré de saturation du fût de la pile dans le temps en différents points. La chute de degré de saturation en début de vie de l'ouvrage correspond à la phase d'hydratation du béton où une partie de l'eau est consommée par les réactions. Puis l'ouvrage entre en contact avec l'eau de la rivière lors du retrait du batardeau et se sature progressivement en eau. Le profil hydrique semble tendre vers un état quasi stationnaire en 2050.

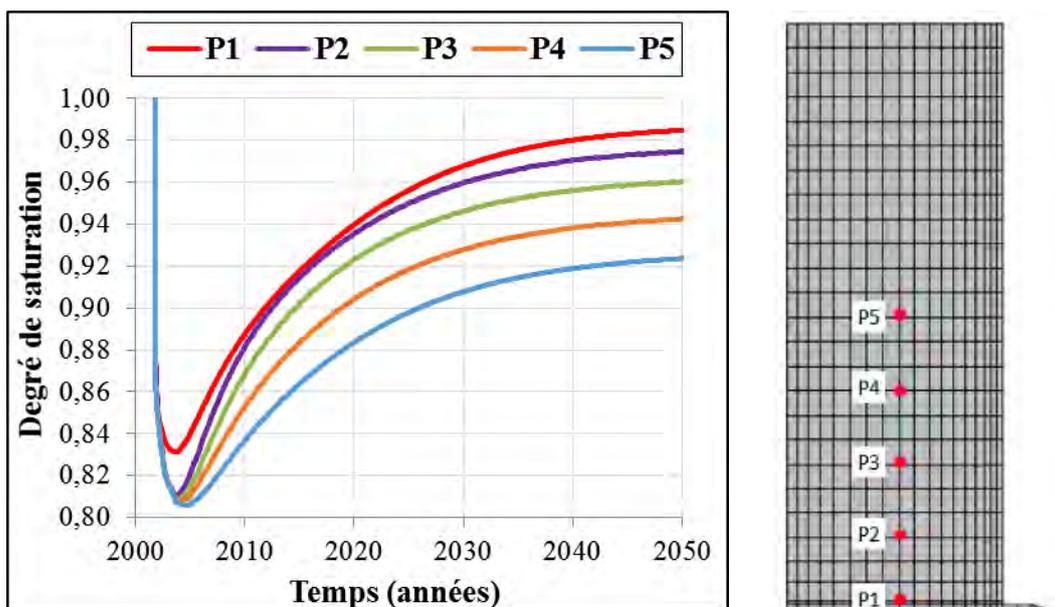


Figure 4-39. Evolution du degré de saturation dans le fût de la pile P1 pour différents points de mesures (a.). Localisation des points de mesures sur un quart du fût (b.).

4.2.3. Modélisation du lessivage des alcalins

Un modèle de diffusion des alcalins a été utilisé pour simuler le lessivage au niveau de la partie immergée (concentration en alcalins dans l'eau de la rivière considérée nulle). Les paramètres cinétiques utilisés pour le lessivage des alcalins des corps d'épreuve de l'étude expérimentale ont été réutilisés dans ce cas (cf. Chapitre 4 §3.1.2). Pour ce calcul, la pile a été supposée totalement saturée dès l'état initial, contrairement à ce qui a été démontré par la modélisation hydrique ci-dessus (la vitesse de lessivage est donc a priori surévaluée). Au bout de 30 ans de lessivage, la teneur en alcalins n'a diminué significativement (de plus de 20% de la teneur initiale) que sur une profondeur de 0,34 m. Or, les hydrates primaires n'ont pas été dissous en période chaude dans cette zone du fût. La diminution locale de la teneur en alcalins n'influe donc quasiment pas sur la cinétique de réaction. Le choix est donc fait de négliger le lessivage des alcalins dans cette étude.

La carotte extraite du fût de la pile P1 a en revanche été soumise à un phénomène de lessivage au cours de l'essai d'expansion résiduelle. Selon la méthode d'essai LPC n°67, le volume d'eau dans lequel est immergé la carotte, certes faible devant le volume de béton, ne contient initialement pas ou peu d'alcalins. Les gradients de concentration entre l'eau de conservation et la solution interstitielle conduit inévitablement à un appauvrissement de cette dernière en alcalins. Ce phénomène est pris en compte en reproduisant la cinétique de lessivage observée entre 0 et 421 jours d'immersion dans le cadre du plan expérimental présenté dans ce manuscrit (cf. Chapitre 3 §6.1), les formulations de béton et concentrations initiales en alcalins dans la solution interstitielle étant sensiblement les mêmes (environ 1,05 mol/L dans les corps d'épreuve contre environ 1,00 mol/L dans la carotte).

4.3. Modélisation chemo-poromécanique de l'ouvrage

Les champs de température au jeune âge et de degré de saturation dans le fût de la pile P1 ainsi que de teneur en alcalins dans la carotte ayant été déterminés, le calcul chemo-poromécanique modélisant les effets de la précipitation d'ettringite différée dans l'ouvrage peut être effectué. Le nombre de paramètres intervenant dans la résolution numérique est relativement élevé en raison de la complexité et l'interdépendance des phénomènes en jeu. Une méthodologie de calage et de validation du modèle est tout d'abord proposée.

4.3.1. Méthodologie de calage et de validation du modèle

La méthodologie de calage et de validation retenue s'appuie sur l'ensemble des données disponibles. L'idée est de reproduire le plus fidèlement possible l'histoire de l'ouvrage et de la carotte au sein d'une seule et même simulation, en confrontant les résultats numériques aux indices et profils de fissurations et aux expansions résiduelles. Le calage des paramètres est effectué à l'aide du tableur simplifié présenté précédemment (cf. Chapitre 4 §2.5).

Le jeu de paramètres permettant de reproduire les phénomènes expansifs observés au cours de l'essai d'expansion résiduelle est présenté dans le Tableau 4-12. Pour le calage de ces paramètres, les conditions de conservation des carottes ayant été considérées sont les suivantes : libres de contraintes, totalement saturées en eau, conservées à 20°C et exposées à un lessivage des alcalins supposé similaire à celui observé expérimentalement dans le cadre de la campagne menée au cours de la thèse. Le volume des vides accessibles à l'ettringite différée avant microfissuration du matériau Φ_{DEF}^v est relativement faible au regard de la valeur utilisée pour le calage des corps d'épreuve dans la section précédente de ce chapitre (0,40 % ici contre 0,58 % précédemment), ce qui semble discutable dans la mesure où le béton de la pile présente une porosité importante (environ 16,7 %) due à l'utilisation d'un entraîneur d'air, contrairement au béton utilisé pour les corps d'épreuve.

Tableau 4-12. Calage des paramètres de RSI du modèle chemo-poromécanique sur l'essai d'expansion résiduelle du fût de la pile P1.

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Détermination
Φ_{DEF}^v	0,0040	m ³ / m ³	Volume des vides accessibles à l'ettringite différée avant microfissuration du matériau	Amplitude de gonflement
τ_p^{ref}	40	j	Temps caractéristique de référence pour la précipitation	Cinétique de gonflement
S_r^k	0,959	-	Degré de saturation caractéristique pour la précipitation	Cinétique de gonflement

L'évolution des déformations dans le fût de la pile et dans la carotte obtenue à partir de ce jeu de paramètres est illustrée par la Figure 4-40. Dans cette pré-étude, un chargement équivalent homogénéisé du tablier et du chevêtre, les effets de frottement induits par les armatures longitudinales et transversales, une température moyenne de 11,4°C, une absence de lessivage des alcalins et un degré de saturation hétérogène et évolutif ont été considérées comme conditions de calcul pour le béton du fût.

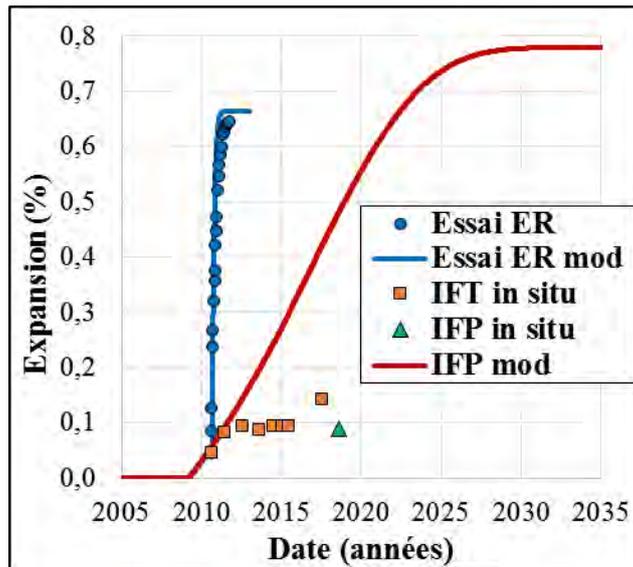


Figure 4-40. Calage du modèle sur l'essai d'expansion résiduelle du fût de la pile P1, noté **Essai ER**. Confrontation des indices de fissuration sur trièdre, noté **IFT in situ**, et périphérique, noté **IFP in situ**, avec l'indice de fissuration périphérique obtenu numériquement, noté **IFP mod**.

Si l'on considère comme représentatif de l'état de la pile les indices de fissuration mesurés, il semble que l'application du jeu de paramètres permettant de reproduire le comportement de la carotte ne permette pas de reproduire le comportement dans le fût. En effet, aucun désordre n'est prédit avant 2009 alors qu'il en a été observé à partir de 2005 (fissuration du parement) et les phénomènes expansifs après 2011 évoluent trop rapidement par rapport aux indices de fissuration mesurés. Cette pré-étude des lois de précipitation et gonflement du modèle relève une dualité entre le comportement de la RSI sur carotte saturée, lessivée et en conditions de gonflement libre, et le comportement de la RSI sur ouvrage soumis à des contraintes. Plusieurs pistes seront évoquées en fin de chapitre (cf. Chapitre 4 §4.3.8). Un calcul aux éléments finis à l'aide du logiciel Cast3m version 2017 et du modèle chemo-poromécanique présenté et utilisé précédemment pour les corps d'épreuve est tout de même mené avec ce jeu de paramètres.

A noter, avant l'application du modèle chemo-poromécanique à la pile, des tests sur poutres armées (maillage explicite d'armatures) et non-armées atteintes de RSI ont été faits avec un modèle proche développé par le LMDC dans Code Aster (Morenon, 2017). Par ailleurs, le modèle d'armatures réparties (cf. Chapitre 4 §2.4.2) a été utilisé sur un cas d'étude virtuel plus simple (avancement chimique de RSI homogène au sein d'une poutre dont le ferrailage est hétérogène) afin de tester sa pertinence et son efficacité (Thiebaut *et al.*, 2018).

4.3.2. Champs de précipitation de l'ettringite différée au sein du fût

La Figure 4-41 présente le profil d'avancement de la RSI à différentes échéances : plus l'avancement est élevé dans une zone, plus la quantité d'ettringite différée y ayant précipité est importante. Cet avancement est donc dépendant de la quantité d'hydrates primaires dissoute au jeune âge d'une part et de la cinétique de précipitation d'autre part.

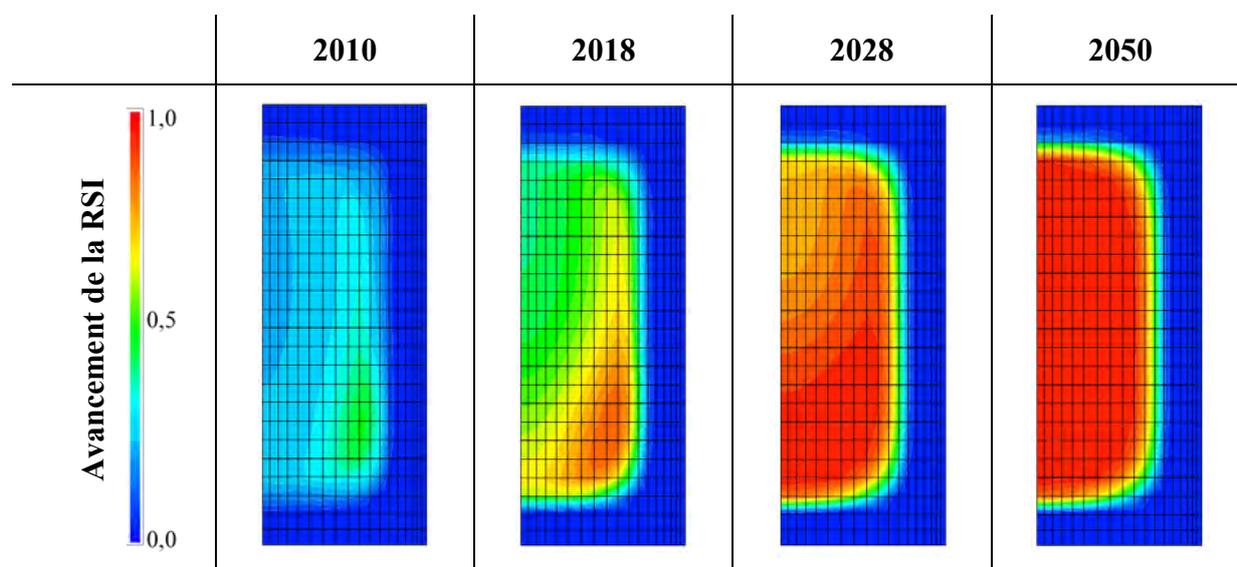


Figure 4-41. Champs d'avancement de la RSI du fût de la pile P1. Les valeurs affichées sont comprises entre 0, correspondant à une zone où il n'y a pas eu formation d'ettringite différée, et 1, valeur affectée aux zones où il y a eu formation d'ettringite différée à hauteur de $51,6 \text{ mol/m}^3$.

Entre la date du coulage du fût et 2050, le potentiel de formation de l'ettringite différée a été totalement consommé dans l'ouvrage. Toutefois, seul le cœur du fût, exposé à une élévation de température importante au jeune âge, présente un avancement de RSI égal à 1 (c'est-à-dire une quantité d'ettringite différée formée de $51,6 \text{ mol/m}^3$). Aucune trace d'ettringite différée n'est visible en peau dans la mesure où les hydrates primaires n'y ont pas été dissous en période chaude. Dès 2010, de l'ettringite a précipité à différentes profondeurs conformément aux observations MEB effectuées à cette échéance (cf. Chapitre 4 §4.1.3.3). Entre 2010 et 2028, la précipitation d'ettringite différée se poursuit, en particulier en partie immergée où la saturation progressive accélère la précipitation.

4.3.3. Analyse de la fissuration

Pour des raisons liées à des problèmes de convergence du modèle, l'état mécanique de l'ouvrage n'a pas pu être déterminé au-delà de Juillet 2027, soit lorsqu'environ 90 % du potentiel de

formation d'ettringite différée a été consommé. Les résultats issus du modèle poromécanique sont donc présentés jusqu'en Juillet 2027.

L'évolution des indices de fissuration périphérique à différentes hauteurs du fût telle qu'elle est calculée par le modèle (notée **IFP mod**) est confrontée sur la Figure 4-42 aux résultats des relevés d'indices de fissuration incluant les indices de fissurations sur trièdre (notés **IFT in situ**) et les indices de fissuration périphériques (notés **IFP in situ**).

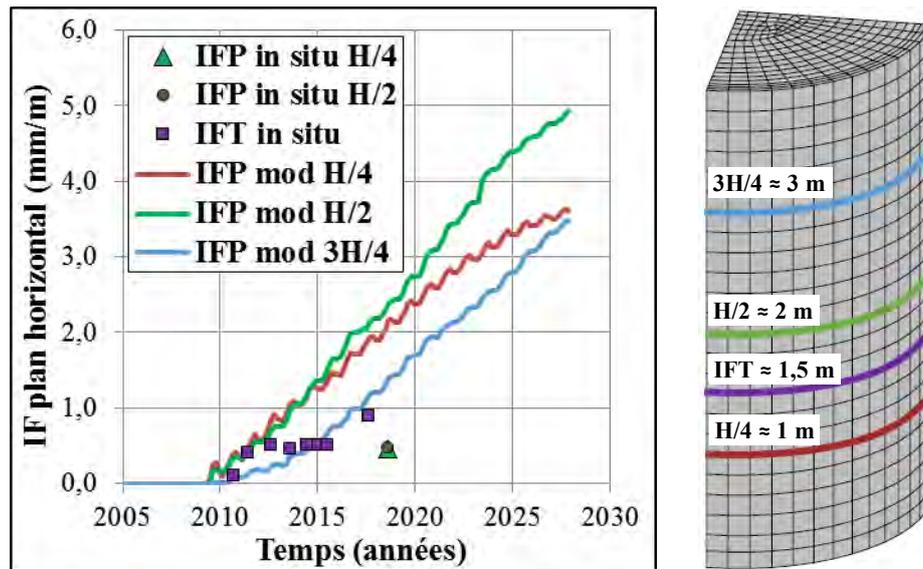


Figure 4-42. Evolution des indices de fissuration mesurés in situ dans la direction horizontale sur trièdre (**IFT in situ**) et sur la périphérie du fût (**IFP in situ**) et des indices de fissuration calculés numériquement sur la périphérie du fût (**IFP mod**).

Les mesures d'indices de fissuration périphériques sont plus représentatives des désordres dans le fût que les mesures d'indices de fissuration sur trièdre, effectuées sur une portion trop réduite du parement. Les résultats numériques **IFP mod** devraient donc préférentiellement être comparés aux **IFP in situ**, bien qu'un seul relevé ait été effectué à ce jour avec cette méthode.

L'indice de fissuration relevé in situ sur trièdre (**IFT in situ**) en 2010 au moment du prélèvement de la carotte semble globalement bien reproduit numériquement (moyenne entre **IFP mod H/4** et **IFP mod H/2**). La date d'apparition des premiers désordres est toutefois mal estimée par le modèle dans la mesure où les premières fissures du parement du fût ont été détectées in situ en 2005. La prise en compte, dans le calcul, de l'endommagement du béton au jeune âge induit par les phénomènes de dilatation thermique différentielle entre peau et cœur du fût pourrait permettre une apparition plus précoce des premières fissures du parement, mais conduirait à une augmentation de l'indice de fissuration. Or, l'évolution de l'indice de fissuration déterminée à partir de la modélisation (**IFP mod**) semble beaucoup trop rapide au regard des observations in situ (**IFT in situ** et **IFP in situ**).

L'évolution sinusoïdale des indices de fissuration calculés (**IFP mod**) est due au cycle humidification séchage de la base du fût dans la zone de marnage (située entre 0,3 et 1,5 mètre de hauteur) et à la dilatation thermique induit par le cycle été-hiver. Finalement, avec un calcul interrompu peu avant la stabilisation des gonflements, les indices de fissuration périphériques atteindraient 5,0 mm/m à mi-hauteur du fût en 2027. Cette valeur d'indice de fissuration correspond à une fissuration entre « forte » et « très forte » selon la méthode de relevés LPC n°47 (Fasseu & Michel, 1997).

L'absence de mesures d'indices de fissuration in situ sur toute la hauteur du fût complique les confrontations avec les résultats numériques. C'est pourquoi les indices de fissuration calculés par le modèle dans la direction verticale (notés **IFT mod**) ont été relevés au même niveau et sur la même portion que les indices de fissuration mesurés in situ sur le trièdre (notés **IFT in situ**). Leurs évolutions respectives sont présentées par la Figure 4-43 pour différents angles. La cinétique de croissance de la fissuration horizontale est assez fidèlement reproduite jusqu'en 2016. Toutefois, au même titre que les indices de fissuration mesurés dans le plan horizontal, l'évolution des désordres dans le plan vertical apparaît grandement surestimée par le modèle. Les désordres antérieurs à 2012 ne sont pas non plus obtenus numériquement. Enfin, en 2027, l'indice de fissuration calculé dans la direction verticale atteindrait en moyenne 3,5 mm/m soit une valeur environ 1,4 fois inférieure à celui calculé dans le plan horizontal (égal à 5,0 mm/m). Ce phénomène traduit la prise en compte de l'anisotropie des gonflements induits par la RSI sous chargement anisotrope. La moyenne des deux valeurs donne un indice de fissuration en 2027 de 4,25 mm/m qui correspond à une fissuration « forte » selon la méthode LPC n°47 de mise en œuvre de ces relevés (Fasseu & Michel, 1997).

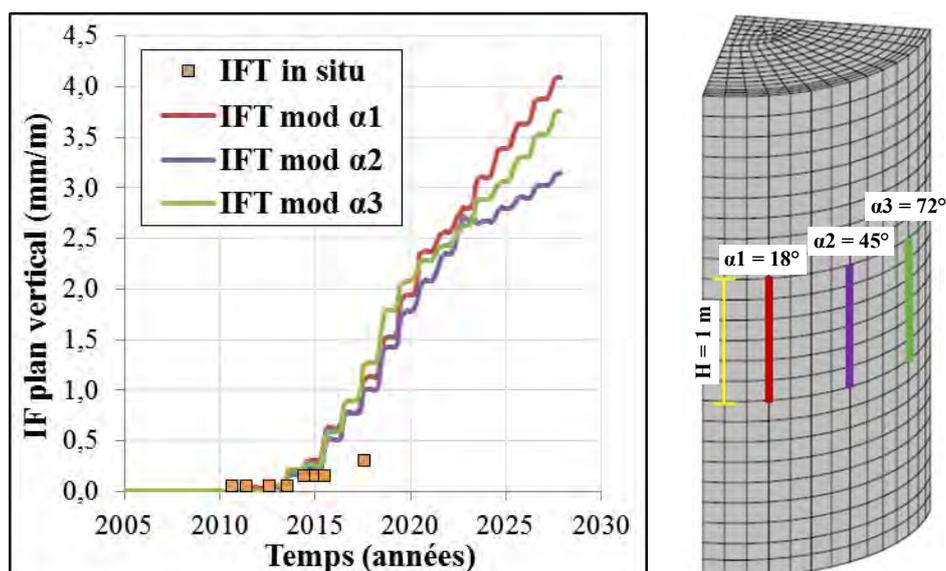


Figure 4-43. Evolution des indices de fissuration mesurés in situ dans la direction verticale sur trièdre (**IFT in situ**) et des indices de fissuration calculés numériquement au même niveau et sur la même longueur que le trièdre (**IFT mod**).

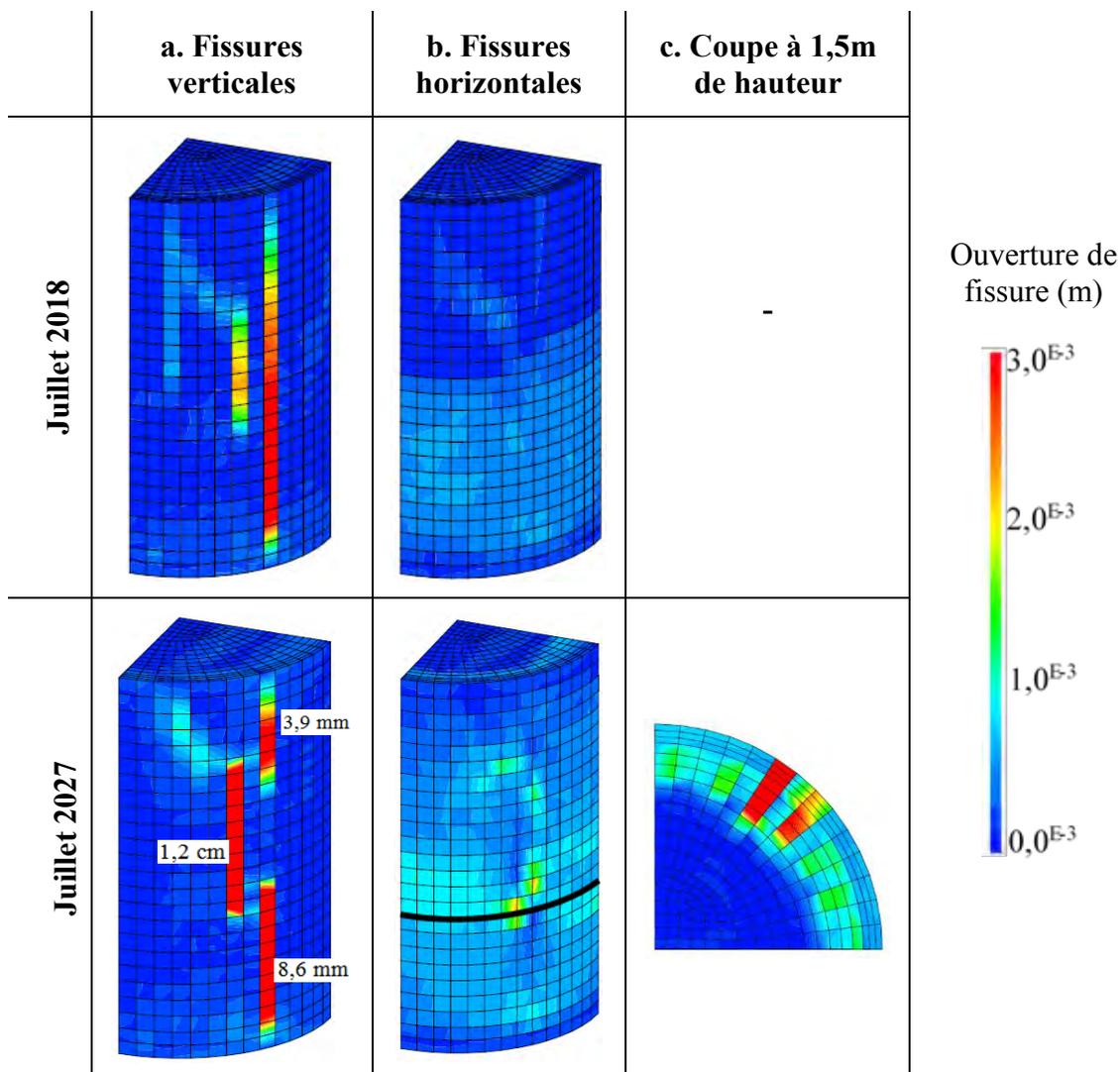


Figure 4-44. Ouvertures de fissures verticales et horizontales dans le fût de la pile en Juillet 2027. L'ouverture des fissures dont la valeur est en dehors de l'échelle est indiquée directement sur la figure. Le plan de coupe est indiqué par le trait noir.

Cette anisotropie est directement observable sur les champs d'ouverture de fissure calculés. La Figure 4-44 ci-dessus présente le profil de fissuration en peau dans le sens vertical et dans le sens horizontal en 2018 et 2027. Une coupe à 1,5 m de hauteur dans les deux directions de fissuration est également proposée en 2027. Les profils ont été tracés pour le mois de Juillet car il s'agit de la période de l'année où les désordres sont les plus importants dans le modèle et correspondent au mois de relevés du profil de fissuration en 2013 (Figure 4-26) et de la mesure de l'indice de fissuration périphérique en 2018. Les calculs conduisent à un faciès de fissures horizontales faïencé

en 2018 avec des ouvertures n'excédant pas 1,0 mm, ce qui apparaît cohérent vis-à-vis des relevés effectués in situ (Figure 4-44.a). Cependant, dans la direction verticale, les fissures apparaissent trop peu nombreuses et trop ouvertes en regard de l'état réel du parement (Figure 4-44.b). Cette tendance se poursuit et s'accroît entre 2018 et 2027 avec une ouverture maximale de fissure atteignant 12 mm.

Le modèle semble donc conduire à une localisation trop importante des fissures verticales au niveau du parement du fût par rapport aux relevés in situ. De façon plus générale, se pose la question de la capacité des modèles aux éléments finis à représenter précisément la localisation des fissures sur un ouvrage. Plusieurs outils numériques permettant de prendre en compte le caractère aléatoire de la résistance à la traction du béton à l'échelle d'un ouvrage pourraient conduire à une meilleure reproduction des désordres.

Le recours à des champs aléatoires de résistance à la traction est une possibilité : la résistance à la traction du béton varie aléatoirement d'un point à l'autre du maillage autour de la valeur définie par l'utilisateur. Une fois la première fissure initiée, sa propagation pourrait être perturbée par une zone de résistance plus élevée et ainsi favoriser l'apparition d'autres fissures. Toutefois, ces champs aléatoires nécessitent un grand nombre de simulations pour s'affranchir du caractère aléatoire du champ généré et accéder à un résultat statistiquement représentatif du comportement de l'ouvrage. (Sellier & Millard, 2013) proposent une alternative à l'utilisation de ces champs aléatoires. L'outil proposé s'appuie sur l'augmentation de la probabilité de trouver un défaut avec l'accroissement du volume de béton sollicité, connue sous le nom d'effet d'échelle de Weibull. La résistance locale à la traction est déterminée à partir d'une « fonction d'influence probabiliste » considérant l'effet négligeable des points lointains sur la probabilité de défaillance d'une zone donnée. Autrement dit, le volume chargé environnant est considéré pour calculer la résistance à la traction en un point. Cette méthode de calcul implique que la résistance à la traction locale du béton augmente autour d'une fissure en raison de la libération partielle des contraintes qu'elle implique. De fait, la probabilité de générer de nouvelles fissures dans l'ouvrage augmente. Cette solution n'a pas pu être testée dans Castem 2017 car incompatible avec l'architecture du logiciel, mais pourra l'être dans la version 2018. Par ailleurs, la localisation trop importante des fissures pourrait également être liée à une sous-estimation de l'énergie dissipée par l'ouverture d'une fissure. Quoi qu'il en soit, les méthodes d'amélioration de la prédiction de la fissuration proposées n'affranchissent toutefois pas l'utilisateur du travail d'interprétation des profils de fissuration obtenus numériquement vis-à-vis des relevés in situ.

4.3.4. Analyse de la déformation du fût

Les déformations horizontales et verticales de l'ouvrage en Juillet 2027 sont présentées sur la déformée de l'ouvrage, tracée avec un coefficient amplificateur de 100, par la Figure 4-45.

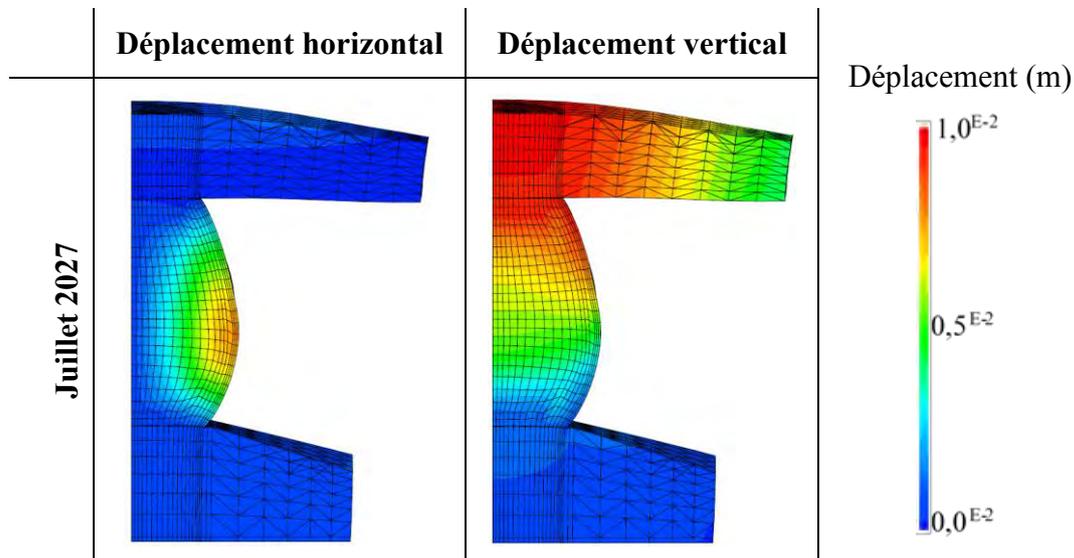


Figure 4-45. Déplacements horizontaux et verticaux tracés sur la déformée de la pile (coefficient d'amplification égal à 100).

Le gonflement en poire de l'ouvrage est bien visible à cette échéance, bien qu'il s'estompe par la suite lorsque toute l'ettringite en partie haute du fût a fini de précipiter. Le déplacement maximal dans la direction horizontale atteint 8,0 mm en été 2027 soit une déformation horizontale moyenne du fût de l'ordre de 0,53 %. Dans la direction verticale, le fût présente un déplacement vertical maximum en tête d'environ 10,0 mm en Juillet 2027, soit une déformation verticale moyenne sur la hauteur de l'ordre de 0,025 %.

4.3.5. Analyse des contraintes dans le béton

Les contraintes verticales et horizontales dans le béton sont présentées via deux vues en coupe, une verticale passant par le plan de symétrie du fût et une horizontale à 1,5 m de hauteur (Figure 4-46).

En Juillet 2027, l'état de contrainte dans l'ouvrage apparait fortement impacté par le développement de la RSI. Le béton subit une contrainte horizontale de compression atteignant 9 MPa en partie basse du fût et environ 5 MPa en partie haute. Cet état de contrainte est a priori dû à l'effet de frettage : une partie des gonflements induits par le développement de la RSI est gênée aux extrémités de la pile par la présence de la semelle d'une part et du chevêtre d'autre part, éléments épargnés par la pathologie.

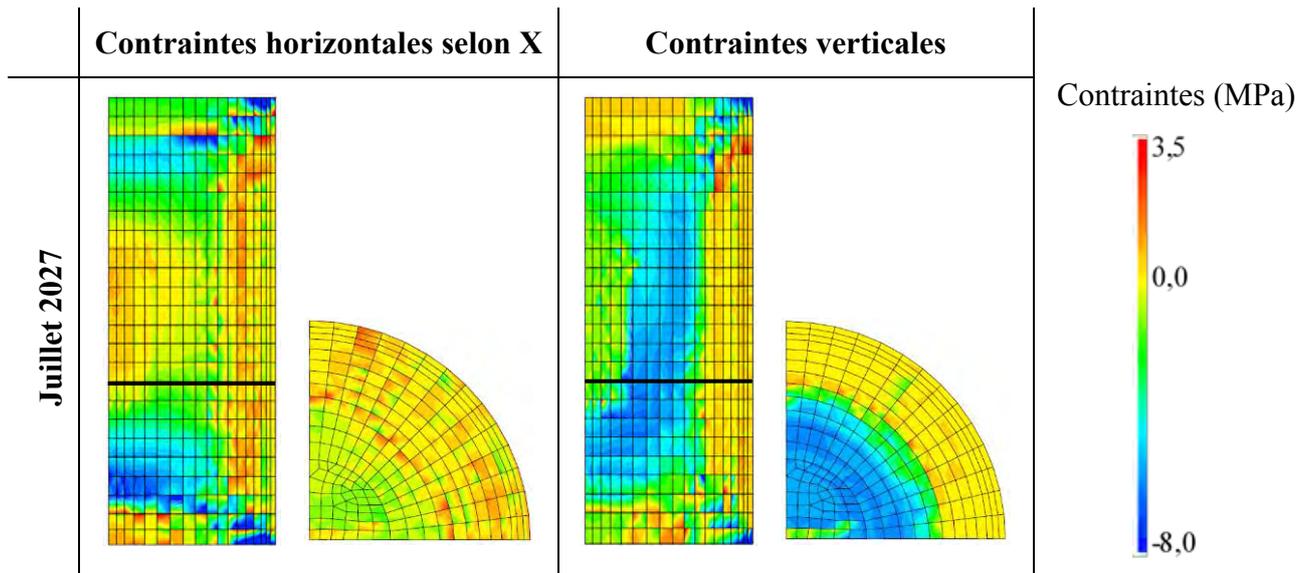


Figure 4-46. Contraintes horizontales et verticales dans le béton du fût. Les valeurs positives correspondent à des contraintes de traction, les valeurs négatives à des contraintes de compression.

Le plan de coupe est indiqué par le trait noir.

Au contraire, la partie centrale est plutôt soumise à une légère contrainte horizontale de traction de l'ordre de 0,7 MPa au maximum. Son apparition pourrait être due aux gradients de gonflement dans la zone gonflante étant apparus en cours de réaction. En effet, la saturation progressive du cœur de l'ouvrage s'est produite de manière plus tardive que sur la périphérie (cf. Chapitre 4 §4.3.2 pour observer l'évolution du champ de précipitation de l'ettringite différée au sein du fût), puisque ce phénomène est lié à un équilibre avec l'environnement (immergé dans le tiers inférieur du fût, exposé à une humidité relative de 91 % dans les tiers supérieurs). De fait, les gonflements les plus rapides ont eu lieu entre 0,35 et 1,00 mètre de profondeur, entraînant l'apparition de contraintes de traction dans les zones moins saturées (entre 1,00 et 1,50 mètre de profondeur) et non gonflantes (entre 0,00 et 0,35 m de profondeur). Toutefois, l'importance des déformations horizontales dues à la RSI au cœur de l'ouvrage ont conduit à un dépassement de la résistance à la traction du béton du parement : l'ouverture des fissures verticales induites en peau et leur propagation vers le cœur du fût a contribué à une diminution des contraintes de traction horizontales dans cette zone. Ceci explique pourquoi le champ de contraintes horizontales est quasi nul sur les premiers centimètres du fût. A l'approche de la zone gonflante (environ 0,35 mètre de profondeur), les fissures s'interrompent car la contrainte de traction n'a jamais dépassé la résistance à la traction du matériau. Ainsi, la zone d'interface entre le cœur gonflant et la peau inerte du fût reste légèrement sollicitée horizontalement en traction puisque ces contraintes n'ont pas été dissipées par la formation de fissures. Finalement, en moyennant les contraintes horizontales sur l'ensemble du fût, il apparaît que celui-ci est globalement légèrement comprimé dans cette direction. Ces résultats

numériques semblent pertinents au vu d'une part des phénomènes de fissuration verticale du parement ayant entraîné un relâchement des contraintes de traction dans cette zone, et d'autre part des effets de frettage du béton induits par la semelle en pied, le chevêtre en tête et les cerces présentes en peau sur toute la hauteur du fût. La présence de ces armatures horizontales à hauteur de 0,053 % de la section de béton contribue à la mise en compression du béton sous l'action du gonflement horizontal induit par la RSI. En effet, les déformations du béton se répercutent sur les armatures, de fait sollicitées en traction. L'équilibre de la section est maintenu avec l'apparition de contraintes horizontales de compression dans le béton.

L'état de contrainte vertical est influencé par la descente de charge du chevêtre, composée d'un effort normal dû au poids propre de la structure et d'un moment de flexion créé par l'appui du tablier sur le chevêtre et par la précontrainte rajoutée en 2003. Une bielle de compression inclinée partant de la liaison entre le chevêtre et le parement du fût se propage jusqu'au cœur du fût. De manière analogue, la mise en flexion de la semelle sous l'action de la descente de charge d'une part et de la réaction du sol d'autre part conduit à la formation d'une seconde bielle de compression partant de la liaison entre la semelle et le parement du fût vers le cœur du fût. Au même titre que dans les directions horizontales, la présence d'armatures verticales à hauteur de 0,25 % de la section de béton contribue à la mise en compression du béton sous l'action du gonflement vertical. Ces sollicitations conjointes conduisent à l'apparition de contraintes de compression atteignant 6 MPa au maximum au niveau des bielles en 2027. Par ailleurs, les phénomènes de gonflement différentiel entre peau et cœur ont contribué à accroître la contrainte verticale de compression de la zone gonflante et à faire apparaître des contraintes verticales de traction en peau (dans la zone non gonflante, pour un rayon compris entre 1,15 et 1,5 m). Ces dernières ont été suffisantes pour initier des fissures horizontales ayant entraîné un relâchement des efforts internes : ceci explique pourquoi les contraintes de traction dans la zone ne dépassent pas 1,0 MPa sur la majeure partie du fût en 2027.

Les résultats du calcul sont à mettre en regard des profils de fissuration présentés précédemment : ils mettent en lumière la capacité du modèle à lier l'état de contrainte dans le matériau à la fissuration localisée. Les phénomènes d'autocontrainte du béton sous l'action des gradients de gonflement induits par la RSI et de l'allongement des armatures sont également bien reproduits. En conclusion, bien que des ajustements du modèle semblent nécessaires, notamment concernant la localisation des fissures de traction, le principe de résolution apparaît pertinent et permet d'accéder à un état de contrainte réaliste dans un ouvrage soumis à différents types de sollicitations.

4.3.6. Analyse des contraintes dans les armatures

La Figure 4-47 présente les champs de contraintes dans les armatures horizontales (cerces) et verticales en Juillet 2018 et 2027. Ces résultats sont confrontés aux profils de fissuration obtenus précédemment.

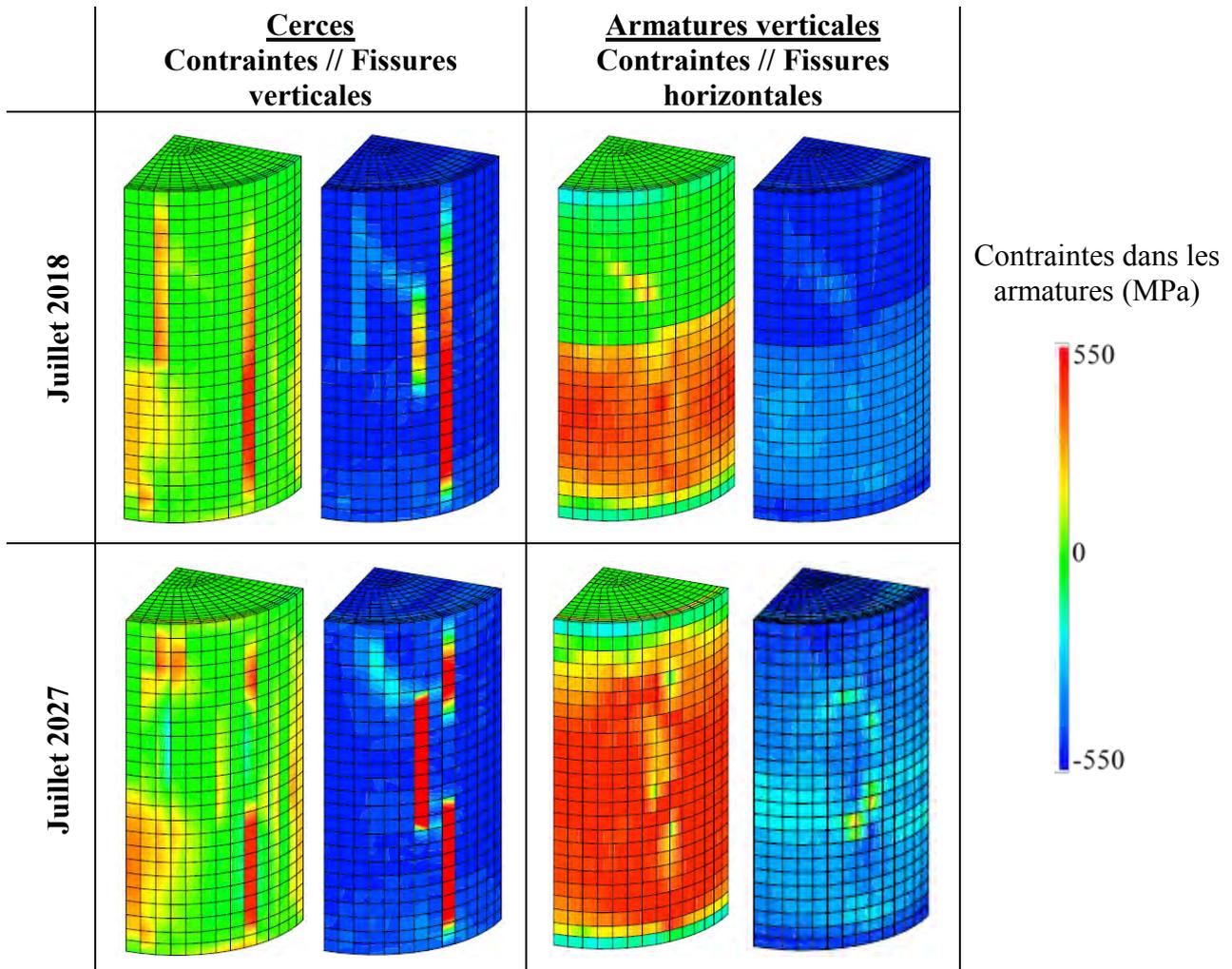


Figure 4-47. Champs de contraintes dans les armatures horizontales et verticales et champs d'ouverture de fissures associées en Juillet 2018 et 2027.

Une ouverture de fissures verticales d'environ 1,5 mm entrainerait la plastification locale des cerces au droit de ces fissures, ce qui se produit en 2013 selon le modèle. Or, les relevés in situ effectués à cette époque font état de fissures verticales certes plus nombreuses mais dont l'ouverture n'excède pas 0,5 mm. Comme évoqué précédemment, le modèle ne parvient pas à reproduire le faciès de fissuration réel de l'ouvrage : seules quelques fissures verticales principales très ouvertes sont modélisées. Cette surestimation de l'ouverture de fissures conduit à une mauvaise évaluation de la date de plastification des cerces au niveau des principales fissures. De plus, la prise en compte d'une adhérence parfaite entre le béton et les armatures conduit également à une surévaluation de la

contrainte dans les armatures au droit des fissures : en réalité, un léger glissement de l'armature de part et d'autre de la fissure se produit, entraînant une redistribution des efforts et une diminution de la contrainte maximale dans l'acier. La répartition des fissures horizontales et leur ouverture sont mieux reproduites par le modèle que les fissures verticales. De fait, les contraintes dans les armatures verticales sont également mieux évaluées. La plastification serait dans ce cas atteinte au droit de certaines fissures au cours de l'année 2018.

4.3.7. Endommagement du béton

Deux types d'endommagements sont induits par le développement de la RSI au sein du béton. Premièrement, la précipitation de l'ettringite au sein du matériau durci engendre un endommagement diffus de la matrice cimentaire pouvant conduire à une chute des caractéristiques mécaniques du béton. Cette chute peut dépasser 50 % en traction et 20 % en compression. Deuxièmement, les gradients de gonflement entre zones gonflantes ou non sont responsables de désordres macroscopiques (fissures localisées) qui réduisent la section résistante du béton. La Figure 4-48 présente les champs d'endommagement global en traction (endommagement localisé et diffus) du béton en Juillet 2018 et 2027 vus de l'intérieur du fût par deux coupes verticales correspondant aux plans de symétrie. Une coupe à 1,5 m de hauteur du fût a également été réalisée. Les valeurs d'endommagement sont comprises entre 0 et 1, correspondant respectivement à un matériau sain et totalement endommagé.

La peau du fût, sollicitée en traction sous l'action des gradients de gonflement, apparaît ainsi quasiment totalement endommagée dès 2018. Un léger accroissement de la surface endommagée est observé entre 2018 et 2027. Une zone située au cœur du fût est également endommagée en traction du fait des gonflements différentiels induits par les gradients de saturation du béton au sein de la zone gonflante avant 2018. Le cœur du fût présente un endommagement diffus dû au gonflement correspondant à une chute des performances mécaniques en traction du béton de l'ordre de 30 à 40 %.

Le cœur du fût apparaît assez fortement endommagé en compression dès 2018, avec une diminution des performances mécaniques en compression de l'ordre de 20 %. La section résistante équivalente du fût est donc bien inférieure à sa section initiale. L'endommagement en compression se poursuit entre 2018 et 2027 pour atteindre environ 30 % au cœur du fût. La peau reste globalement très peu endommagée en compression. De fait, la section résistante équivalente en 2027 reste a priori supérieure à 80 % de la section initiale. Le cumul des endommagements diffus et localisés du béton

initiés par le développement de la RSI et les sollicitations extérieures a ainsi permis de déterminer la section résistante du fût de la pile, qui constitue en l'occurrence l'un des principaux critères d'évaluation de la capacité portante de la pile (car essentiellement sollicitée en compression).

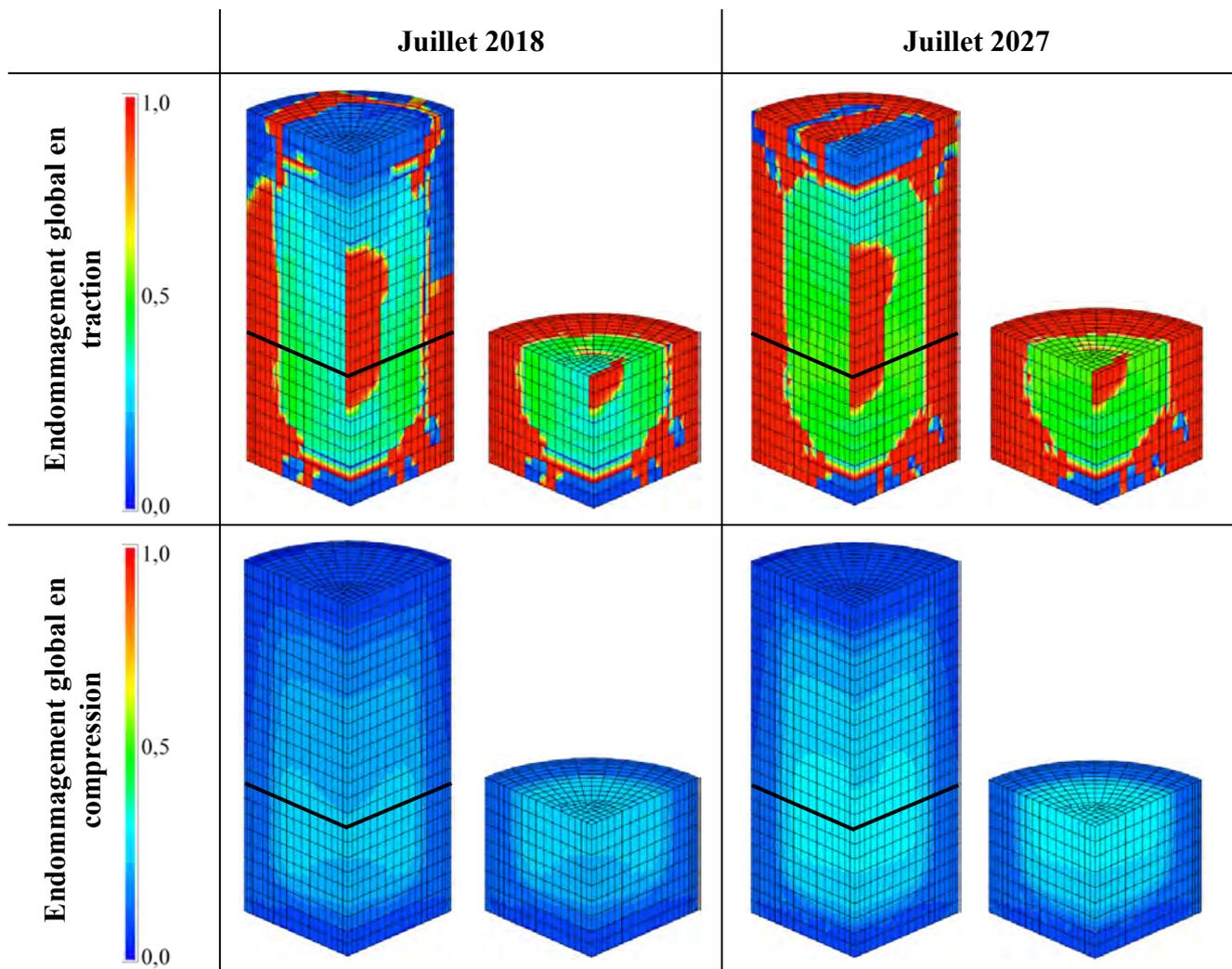


Figure 4-48. Champs d'endommagement global en traction (endommagement localisé et diffus) et en compression du béton en Juillet 2018 (a.) et 2027 (b.). Les valeurs d'endommagement sont comprises entre 0 et 1 correspondant respectivement à un matériau sain et totalement endommagé. Le plan de coupe est indiqué par le trait noir.

4.3.8. Discussion concernant la modélisation chemo-poromécanique de l'ouvrage atteint de RSI

Le comportement mécanique du fût d'une pile de pont atteint de RSI a été étudié à l'aide du modèle chemo-poromécanique présenté en début de chapitre. Les trois paramètres de calage du modèle ont

été définis de manière à reproduire les déformations mesurées lors d'un essai d'expansion résiduelle sur carotte initié en 2010.

Les profils et indices de fissuration obtenus numériquement ont été confrontés aux relevés in situ, malgré les incertitudes concernant la justesse des relations pouvant être établis entre eux. Le faïençage du parement n'est pas reproduit par le modèle, le nombre de fissures étant sous-estimé, particulièrement dans le cas des fissures verticales. Les ouvertures de fissures apparaissent par ailleurs être nettement surestimées par rapport aux constatations faites in situ. Le principe de résolution n'est toutefois pas remis en cause dans la mesure où les équations gérant la plasticité du matériau s'appuient sur une approche énergétique : le faible nombre de fissures est compensé par leur ouverture. Une meilleure évaluation de la répartition des fissures verticales conduirait de fait à une diminution de leur ouverture. Cette sous-estimation du nombre de fissures pourrait être liée à une mauvaise estimation de l'énergie dissipée par l'ouverture d'une fissure d'une part et par la non prise en compte de l'état de fissuration au jeune âge (induit par la dilatation thermique différentielle du béton entre peau et cœur du fût) d'autre part. De plus amples investigations sont nécessaires sur ce point. Les indices de fissuration semblent bien évalués jusqu'en 2013, après quoi les résultats numériques font état de désordres sans commune mesure avec ceux observés in situ. A ce titre, le réseau de vacuoles de plus de 50 μm de diamètre formé dans le béton du fait de l'utilisation d'un entraîneur d'air a probablement pris une part importante dans la limitation des désordres. La gestion du volume des vides accessibles à l'ettringite différée apparaît être trop simplifiée pour permettre la modélisation d'un béton avec air entraîné et constitue un point d'amélioration du modèle.

L'évaluation des contraintes dans le béton semble en revanche pertinente au regard des sollicitations auxquelles est soumis le fût de la pile. A ce titre, la prise en compte de la fissuration localisée dans l'évaluation des contraintes apparaît primordiale. Les phénomènes d'autocontrainte du béton sous l'action des gradients de gonflement induits par la RSI et de l'allongement des armatures sont également bien reproduits. Le cumul des endommagements diffus et localisés du béton initiés par le développement de la RSI et les sollicitations extérieures permet de déterminer la section résistante du fût de la pile, qui constitue en l'occurrence l'un des principaux critères d'évaluation de la capacité portante de la pile (car essentiellement sollicitée en compression). De même, la relation entre la répartition des contraintes dans les armatures et les fissures localisées apparaît cohérente. Les contraintes dans l'acier au droit des fissures sont probablement légèrement surévaluées dans la mesure où une adhérence acier-béton parfaite a été considérée.

En conclusion, l'application du modèle à un béton contenant une proportion importante d'air entraîné a montré les limites du paramètre $\Phi_{\text{DEF}}^{\text{V}}$ gérant le volume des vides accessibles à l'ettringite

différée sans prendre en compte la répartition de cette porosité. D'autre part, bien que des ajustements du modèle semblent nécessaires concernant la localisation des fissures de traction, le principe de résolution est tout à fait satisfaisant du point de vue du couplage entre la plasticité, l'endommagement et l'état de contrainte dans le béton et les armatures.

4.3.8.1. Analyse de l'incompatibilité entre les gonflements du fût et de la carotte

Le calage du modèle sur l'essai d'expansion résiduelle n'a pas permis de reproduire le comportement de l'ouvrage. Outre les éventuelles pistes d'amélioration du modèle évoqué par ailleurs, la question de la représentativité des déformations mesurées au cours de l'essai d'expansion résiduelle vis-à-vis des phénomènes ayant lieu au sein de la pile peut être posée. En effet, plusieurs phénomènes nécessitent d'être pris en considération. Premièrement, comme évoqué précédemment, l'amplitude de gonflement mesuré à partir de l'essai d'expansion résiduelle ne fournit pas d'informations sur les phénomènes étant survenus avant l'extraction de la carotte. Deuxièmement, les conditions de conservation au cours de l'essai ont également pu conduire à une amplification des phénomènes expansifs. En effet, comme évoqué précédemment dans le cadre de la modélisation des corps d'épreuve (cf. Chapitre 4 §3.2.7), l'impact que pourrait avoir la teneur en alcalins du matériau en période froide sur la quantité d'ettringite différée formée et sur l'importance des phénomènes expansifs associés reste relativement méconnu. Il n'est donc pas exclu que la concentration en alcalins dans la solution interstitielle du matériau empêche le relargage d'une partie des ions réactifs piégés dans les C-S-H. De fait, le potentiel de gonflement du béton constituant la carotte pourrait avoir été accru par la diminution de la teneur en alcalins dans la solution interstitielle au cours de l'essai d'expansion résiduelle. Enfin, l'accélération de la cinétique de gonflement pourrait conduire à une répartition différente de l'ettringite différée au sein de la porosité du matériau. La possible existence de phénomènes de migration de l'ettringite entre la nanoporosité située à proximité des sites de stockage des ions réactifs (C-S-H) et la micro ou macroporosité a été évoquée à plusieurs reprises lors de l'analyse des résultats expérimentaux (cf. Chapitre 3 §2.2.2.3, §2.2.2.7.2 et §2.2.2.9). Le volume d'ettringite différée ayant migré vers ces pores de grandes dimensions ne contribuerait que peu ou pas au gonflement du matériau, diminuant ainsi son potentiel expansif. Dans le cas présent, ce phénomène serait d'autant plus marqué que le béton contient une proportion élevée d'air entraîné (à hauteur de 5,8 % du volume de béton) sous forme de vacuoles de dimensions comprises entre 20 et 200 μm de diamètre et réparties de manière relativement homogène dans la pâte. Les observations au MEB semblent montrer qu'une importante part du volume d'ettringite différée a pu se former dans cette porosité grossière, limitant

significativement les phénomènes expansifs. Toutefois, dans la carotte, les phénomènes de migration de l'ettringite, pilotés notamment par diffusion des ions au sein de la solution interstitielle, deviendraient négligeables devant la cinétique de relargage des réactifs : l'ettringite aurait de fait tendance à s'accumuler dans les pores de plus petites dimensions situées à proximité des sites de stockage des ions sulfate (C-S-H), entraînant une augmentation importante de la pression intraporeuse, et donc des désordres et gonflements, par rapport au même béton conservé dans des conditions moins favorables à la précipitation d'ettringite différée. De plus, l'état de contrainte dans le matériau pourrait avoir un effet favorable sur les phénomènes de migration d'ettringite en accentuant les gradients de pression entre nanopores (augmentation de la pression intraporeuse en raison de la limitation de la microfissuration) et micro et macropores. La libération des contraintes dans le matériau au moment du carottage pourrait donc avoir atténué l'un des moteurs de migration de l'ettringite. Ce phénomène pourrait de fait être à l'origine d'importantes différences de comportement expansif entre la carotte et les fûts des piles.

4.3.8.2. Analyse complémentaire en considérant le blocage de la précipitation d'ettringite différée par les alcalins

Les essais de référence concernant l'incidence de la teneur en alcalins, menés par (Famy *et al.*, 2001), n'ont pas exclu un lien entre la concentration en alcalins dans la solution interstitielle du matériau et la quantité d'ions réactifs relargués dans la solution interstitielle après avoir été piégés dans les C-S-H en période chaude. La loi de blocage de la précipitation d'ettringite différée par les alcalins, proposée dans le cadre de la modélisation des corps d'épreuve (cf. Chapitre 4 §3.2.7.1), est appliquée à cette étude de cas par le biais du tableur simplifié présenté plus tôt (cf. Chapitre 4 §2.5). L'appauvrissement en alcalins de la solution interstitielle de la carotte conduirait à un accroissement du potentiel de RSI par rapport au cœur du fût, épargné par les phénomènes de lessivage. Les paramètres de calage du modèle n'ont pas été modifiés, à l'exception du volume des vides accessibles à l'ettringite avant fissuration qui a été réajusté pour reproduire les déformations mesurées lors de l'essai d'expansion résiduelle (Tableau 4-13). Les valeurs des nouveaux paramètres introduits m_0 et C_r par cette loi de blocage sont identiques à celles définies précédemment (à savoir respectivement 2,5 et 3,0) pour la modélisation des essais de Famy et des corps d'épreuve réalisés au cours de la thèse.

Tableau 4-13. Calage des paramètres de RSI du modèle chemo-poromécanique sur l'essai d'expansion résiduelle du fût de la pile P1, avec prise en compte du blocage de la précipitation par les alcalins.

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Détermination
Φ_{DEF}^v	0,0044	m ³ / m ³	Volume des vides accessibles à l'ettringite différée avant microfissuration du matériau	Amplitude de gonflement
τ_p^{ref}	40	j	Temps caractéristique de référence pour la précipitation	Cinétique de gonflement
S_r^k	0,959	-	Degré de saturation caractéristique pour la précipitation	Cinétique de gonflement

La Figure 4-49 confronte les résultats obtenus avec et sans prise en compte de cette loi de blocage de la précipitation d'ettringite différée par les alcalins. L'évolution des déformations dans le fût de la pile et dans la carotte en tenant compte de cette dépendance est illustrée par la Figure 4-49.a.

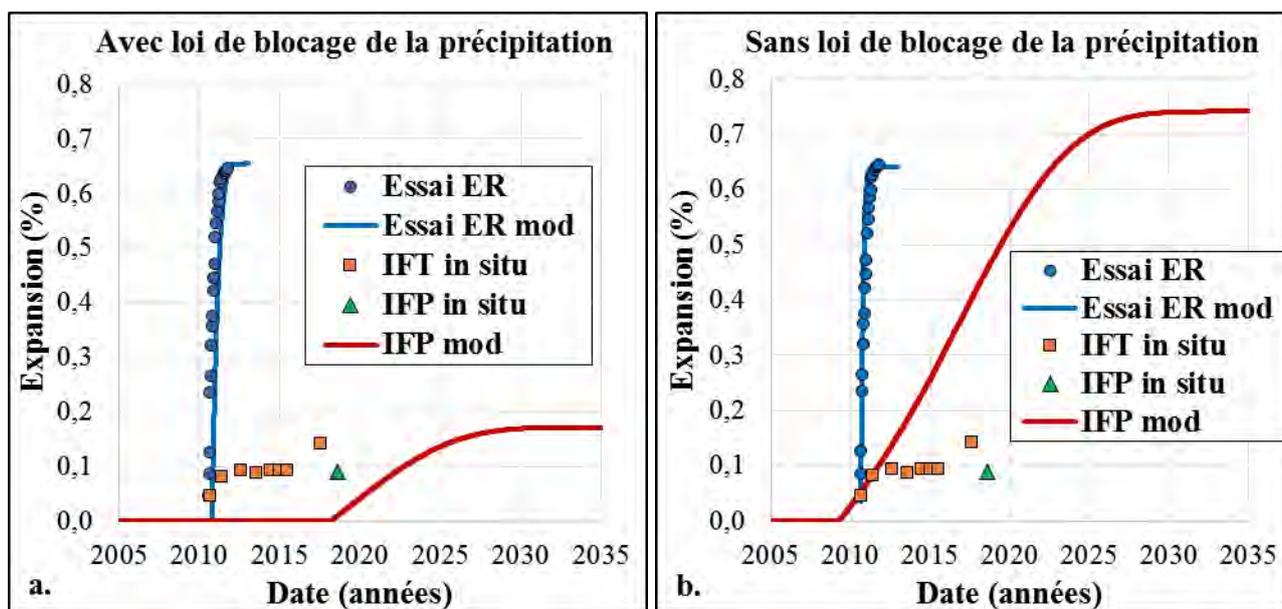


Figure 4-49. Calage du modèle sur l'essai d'expansion résiduelle du fût de la pile P1, noté **Essai ER**, avec (a.) ou sans prise en compte de la loi de blocage de la précipitation d'ettringite différée par les alcalins (b.). Confrontation des indices de fissuration sur trièdre, noté **IFT in situ**, et périphérique, noté **IFP in situ**, avec l'indice de fissuration périphérique obtenu numériquement, noté **IFP mod**.

Si l'évolution des désordres observés in situ entre 2005 et 2017 n'est pas reproduite, la cinétique d'évolution et l'amplitude de la fissuration semblent nettement plus cohérentes que lorsque le potentiel réactif du matériau est considéré indépendant de sa teneur en alcalins. Ces deux figures illustrent bien l'importance que pourrait avoir un tel phénomène sur l'interprétation des essais d'expansion résiduelle effectués sur carottes prélevées dans des parties d'ouvrage non lessivées. Il

apparaît de fait primordial d'investiguer ce point via une campagne expérimentale dédiée. Quoiqu'il en soit, ce phénomène, s'il se produit, n'est pas le seul mécanisme susceptible d'expliquer l'écart de potentiel de gonflement entre la carotte et le béton constituant le fût de la pile. En effet, les amplitudes de gonflement de la carotte et du fût pourraient avoir été fortement impactées par la compétition entre les cinétiques de relargage des ions réactifs dans la solution interstitielle et les phénomènes dissolution/migration/précipitation de l'ettringite différée au sein de la porosité (notamment avec un rôle particulier des vacuoles d'air entraîné qui confèrent un comportement spécifique à ce béton), tel qu'évoquée ci-dessus.

5. Conclusion du chapitre

Présentation des modèles chimiques, poromécaniques et d'armatures utilisés

Les modèles chimiques et poromécaniques permettant le calcul du comportement de matériaux cimentaires atteints de RSI ont été présentés en début de chapitre. Le modèle chimique s'appuie sur deux systèmes d'équations : le premier gère la cinétique de dissolution des hydrates primaires (ettringite et monosulfoaluminate) en fonction des conditions thermiques et chimiques en période chaude, le second modélise le phénomène de précipitation de l'ettringite différée en intégrant les aspects thermiques, hydriques et chimiques susceptibles d'impacter la cinétique de la réaction en période froide. Le recours à un modèle poromécanique permet la prise en compte des pressions intraporeuses induites notamment par les réactions de gonflement interne telle que la RSI. En effet, la précipitation de l'ettringite différée dans la matrice durcie du matériau conduit à l'apparition d'une pression intraporeuse sollicitant le squelette et pouvant conduire à sa microfissuration. Cette pression est dépendante du volume d'espèces créé et du volume de porosité accessible, ce dernier étant composé d'une fraction du volume de porosité initiale du matériau, du volume créé par les déformations induites par le chargement extérieur et du volume créé par la microfissuration de la matrice. Cette microfissuration est modélisée par des déformations plastiques diffuses dont l'anisotropie est prise en compte grâce à l'utilisation de trois critères de plasticité, un dans chacune des directions principales. Ces critères dépendent des contraintes effectives déterminées à partir de la pression intraporeuse et des contraintes extérieures. La résistance à la traction à l'échelle microscopique évolue selon une loi élasto-plastique à écrouissage positif constant : autrement dit, une fois la microfissuration initiée dans une direction, la résistance augmente progressivement pour simuler l'amorçage progressif d'autres microfissures sous l'effet d'une augmentation des contraintes effectives. L'endommagement du béton induit par ces phénomènes de microfissuration

est intégré grâce à une loi issue de travaux sur la réaction alcali-granulats ou RAG. Une discussion a été initiée concernant l'interprétation des résultats de caractérisation mécanique des matériaux atteints de RSI. Le modèle poromécanique global gérant la plasticité localisée en traction, la plasticité diffuse en compression et les déformations différées du béton telles que le fluage et le retrait, ainsi que les endommagements associés n'a pas été présenté en détail car déjà largement abordé dans la littérature. La question du maillage des armatures présentes au sein d'ouvrages en béton armé a été abordée. L'analyse des différents modèles existant dans la littérature a conduit à une modélisation 1D des armatures sans interface acier-béton mais avec la possibilité d'introduire une loi d'adhérence non-linéaire, les effets structuraux des armatures étant considérés équivalents à ceux d'armatures réparties de façon orthotrope. Enfin, un outil de calcul se présentant sous la forme d'un tableur Excel a été développé pour être utilisé en phase de pré-étude d'éléments en béton armé et/ou chargé atteints de RSI, moyennant quelques hypothèses simplificatrices (homogénéité de l'avancement de la réaction, des chargements et des ferrailages). Cet outil s'est avéré très utile et pourrait être amélioré via la prise en compte des phénomènes d'endommagement, de fluage et de retrait.

Modélisation des corps d'épreuve libres, armés et chargés atteints de RSI

La seconde partie de ce chapitre était dédiée à la modélisation des corps d'épreuve étudiés au cours de la thèse. L'objectif était d'évaluer la capacité du modèle à reproduire les phénomènes observés sur des prismes en béton libres, armés uniaxialement et triaxialement et chargés uniaxialement en compression. Les noms, valeurs et origines des paramètres nécessaires à l'utilisation du modèle chimique, qu'ils soient dépendants ou pas du matériau étudié, ont été renseignés. Un modèle de diffusion-convection a été utilisé pour modéliser le lessivage des alcalins et calé sur les résultats expérimentaux présentés dans le chapitre précédent. La quantité d'hydrates primaires dissoute au cours du traitement thermique ainsi que l'évolution de la quantité d'ettringite différée formée en période froide ont été déterminées. Ces données ont été utilisées dans le cadre de la modélisation mécanique des corps d'épreuve. Les paramètres nécessaires à l'utilisation du modèle chemo-poromécanique ont été décrits et leur origine ou méthode de détermination renseignée. Trois paramètres de calage du modèle chemo-poromécanique ont ainsi été fixés de façon à reproduire de manière satisfaisante les déformations des prismes armés uniaxialement **L1,1%-TØ**. Les gonflements sont globalement bien reproduits bien que légèrement sous-évalués, notamment dans la direction longitudinale. La modélisation des corps d'épreuve libres **LØ-TØ** conduit à des déformations isotropes, ce qui est relativement conforme aux observations expérimentales, mais sous-évalués. Les expansions longitudinales des prismes armés triaxialement **L1,1%-T0,7%** sont

bien reproduites. La surévaluation des déformations transversales semble liée à une erreur d'identification des paramètres sur la loi de comportement élasto-plastique des plats en raison des difficultés rencontrées lors de la mise en œuvre des essais de caractérisation. La capacité du modèle à reproduire les expansions gênées par le ferrailage passif est globalement satisfaisante. Enfin, la modélisation des prismes chargés à 14,5 MPa [L14,5-TØ](#) apparaît très pertinente, que ce soit dans les directions longitudinale ou transversales, jusqu'à 449 jours d'immersion. Ces résultats illustrent bien la capacité du modèle à reproduire l'anisotropie des gonflements induits par la RSI sous confinement anisotrope. La décharge de ces corps d'épreuve a été modélisée par une réduction progressive de la contrainte appliquée de 14,5 à 0,0 MPa sur 1 jour par pas de 0,05 jours. L'augmentation des déformations longitudinales plastiques induite par la pression intraporeuse apparaît surévaluée numériquement. L'hypothèse de conservation de cette pression interne au cours du temps, telle qu'elle est considérée dans le modèle, pourrait donc être partiellement erronée si des phénomènes de dissolution/migration/précipitation vers les pores de grandes dimensions contribuaient à dissiper progressivement la pression. De plus amples investigations semblent nécessaires pour conclure sur l'existence de ces phénomènes, notamment via une campagne expérimentale dédiée capable de mesurer de façon directe ou indirecte la relaxation de pression.

La cinétique de gonflement est convenablement modélisée pour l'ensemble des corps d'épreuve depuis les premières expansions jusqu'à la fin de la phase d'accélération des phénomènes, 300 jours environ après coulage. La pente résiduelle de gonflement observée expérimentalement à partir de cette date n'est en revanche pas reproduite. Une modification du modèle a été proposée pour améliorer sa capacité à reproduire le comportement des corps d'épreuve après la fin de la phase d'accélération, notamment le phénomène de réaccélération des déformations suite au renouvellement de l'eau de conservation après 449 jours d'immersion. La modélisation des corps d'épreuve étudiés au cours de la thèse a été améliorée par la prise en compte, dans le modèle chimique de RSI, d'une loi de blocage des ions sulfate piégés dans les C-S-H par la présence d'alcalins dans la solution interstitielle. Ce modèle modifié a été calé sur les résultats de (Famy *et al.*, 2001).

Les effets d'autocontraintes du béton sous l'action des gradients de gonflements induits par le lessivage des alcalins sont clairement mis en évidence par le modèle, notamment dans le cas des corps d'épreuve libres [LØ-TØ](#). Les gonflements de la peau, où la teneur en alcalins chute rapidement, sont gênés par le cœur des prismes, où la précipitation d'ettringite différée est plus lente puisque la teneur en alcalins y est plus élevée. De fait, le cœur et la peau sont sollicités respectivement en traction et en compression. La ré-homogénéisation progressive du champ d'alcalins ainsi que la dissipation d'énergie induite par la fissuration en traction du cœur des

prismes conduit à une diminution des contraintes à partir de 85 jours d'immersion. Ce phénomène d'autocontrainte semble donc effectivement à l'origine de l'apparition tardive des fissures de peau observée expérimentalement. Par ailleurs, les ordres de grandeur de contraintes longitudinales et transversales induites par la présence des armatures semblent tout à fait cohérents vis-à-vis de l'estimation faite par ailleurs à partir des déformations mesurées expérimentalement en peau et en supposant un ancrage parfait. Les interactions avec les phénomènes d'autocontraintes sont bien prises en compte. A ce titre, le recours à un modèle chemo-poromécanique pour simuler le comportement du béton atteint de RSI et à un modèle d'armatures réparties est pleinement satisfaisant.

Modélisation d'une pile de pont atteinte de RSI

Le modèle chemo-poromécanique a été appliqué à une pile de pont en béton armé franchissant une rivière. L'ouvrage a été instrumenté et suivi depuis 2010 suite à des désordres liés au développement d'une réaction de gonflement interne. Un diagnostic a confirmé la présence d'une RSI dans les fûts des piles. Dans un premier temps, l'évolution de la température au jeune âge au sein de la pile a été déterminée grâce à un modèle d'hydratation et à la prise en compte des conditions de coulage du béton. Un modèle de diffusion-convection a également été utilisé pour modéliser les mouvements d'eau au sein de l'ouvrage en fonction des conditions d'exposition. Ces données ont servi à alimenter le modèle chimique de RSI pour accéder à la cinétique de précipitation de l'ettringite différée. Une méthodologie de calibration et de validation du modèle chemo-poromécanique a été proposée à partir des données in situ disponibles. L'objectif était de caler le modèle de manière à reproduire un essai d'expansion résiduelle effectué en 2010 sur une carotte prélevée sur la pile. Le comportement de l'ouvrage devait par la suite être contrôlé via une comparaison des indices et profils de fissuration numériques et in situ. Le calage du modèle chemo-poromécanique à l'aide du tableur simplifié a finalement révélé une incapacité du modèle à reproduire les phénomènes se produisant dans des conditions très différentes, dans la pile et dans la carotte. Cette incapacité du modèle à reproduire les deux comportements pourrait être liée à la présence d'une proportion élevée de pores de diamètre supérieur à 50 μm en raison de l'utilisation d'un entraîneur d'air. Le rôle joué par la porosité initiale du béton sur l'évolution de la pression intraporeuse n'est pris en compte qu'à l'aide d'un seul paramètre dans le modèle, ce qui s'avère a priori insuffisant pour rendre compte de la répartition inusuelle de la taille des pores dans le cas d'un béton avec air entraîné. La représentativité des déformations mesurées au cours de l'essai d'expansion résiduelle vis-à-vis des phénomènes ayant lieu au sein de la pile a également été discutée. En effet, les conditions dans lesquelles est mené ce type d'essai a pu conduire à une

amplification des phénomènes expansifs, du fait notamment du lessivage des alcalins. L'hypothèse de blocage des ions sulfate piégés dans les C-S-H en présence d'alcalins pourrait ainsi aboutir à des amplitudes de gonflement nettement plus élevées dans la carotte qu'au cœur du fût, comme l'a montré l'application de la loi de blocage de la précipitation proposée dans le cadre de l'étude des corps d'épreuve de laboratoire. Par ailleurs, une seconde hypothèse a été évoquée en écho aux remarques faites lors de l'analyse des résultats expérimentaux des corps d'épreuve : l'accélération de la cinétique de gonflement pourrait conduire à une répartition différente de l'ettringite différée au sein de la porosité du matériau du fait de phénomènes de dissolution/migration/précipitation de l'ettringite entre la nanoporosité située à proximité des sites de stockage des ions réactifs (C-S-H) et la micro ou macroporosité. Ces phénomènes joueraient un rôle significatif dans la limitation des gonflements dans la pile en raison de la lenteur de la réaction permettant ainsi la diffusion des ions dissous dans la matrice vers les pores de grandes dimensions d'une part et de gradients de pression importants au sein de la porosité induits par le confinement mécanique (limitation de la microfissuration de la matrice et donc du relâchement de la pression dans les nanopores). Au contraire, la précipitation rapide de l'ettringite différée couplée à l'absence de contraintes atténuerait l'importance de la dissolution/migration/précipitation, avec pour conséquence une amplitude de gonflement plus importante. Il apparaît primordial d'investiguer ces points via des essais de laboratoire dans le but d'améliorer la compréhension des phénomènes à l'œuvre dans les bétons confinés atteints de RSI. Les données collectées pourront permettre une modélisation plus fine des ouvrages concernés par cette pathologie.

Le comportement de l'ouvrage a tout de même été modélisé jusqu'en Juillet 2027 sur la base de l'essai d'expansion résiduelle. La modélisation semble de fait conduire à une surestimation des désordres sur le fût à partir de 2013 par rapport aux relevés in situ. Les gonflements horizontaux et verticaux apparaissent bien dépendants de l'état de contrainte dans l'ouvrage, notamment grâce au calage du paramètre h_{DEF} lors de la modélisation des corps d'épreuve. Le caractère anisotrope des gonflements induits par la RSI sous contrainte est donc bien pris en compte. La répartition des fissures horizontales est convenablement modélisée avec notamment une densité de fissures plus importante en partie basse du fût, zone où le degré de saturation est plus élevé que dans le reste de l'ouvrage car située sous le niveau d'eau ou dans la zone de marnage. En revanche, une localisation trop importante des fissures verticales au niveau du parement du fût est observée par rapport aux relevés in situ. Plusieurs pistes d'améliorations de cet aspect ont été envisagées. La détermination de l'état de contrainte apparaît très cohérente vis-à-vis d'une part des phénomènes de fissuration du parement ayant entraîné un relâchement des contraintes de traction dans cette zone, et d'autre part des effets de frettage du béton induits par la semelle en pied, le chevêtre en tête et les armatures

présentes en peau sur toute la hauteur du fût. Par ailleurs, le cumul des endommagements diffus et localisés du béton initiés par le développement de la RSI et les sollicitations extérieures permet de déterminer la section résistante du fût de la pile. Les résultats obtenus illustrent la capacité du modèle à lier l'état de contrainte dans le matériau à la fissuration localisée, aux gradients de gonflement, à la présence d'armatures et de chargements et à l'endommagement du béton. En conclusion, bien que des ajustements du modèle semblent nécessaires, notamment concernant la localisation des fissures de traction, le principe de résolution apparaît pertinent et permet d'accéder à un état de contrainte réaliste dans un ouvrage soumis à différents types de sollicitations.

CONCLUSION GENERALE

Les travaux effectués au cours de la thèse s'inscrivent dans le cadre d'une démarche globale d'amélioration de la compréhension des phénomènes chimiques et mécaniques impliqués dans la RSI et des outils de modélisation des ouvrages atteints. En effet, pour les gestionnaires d'ouvrages tels que VINCI, la requalification et la prédiction du comportement des structures atteintes constituent un enjeu majeur.

Les objectifs principaux étaient de définir les relations existant entre l'état de contraintes dans le béton et les gonflements induits par la RSI et de valider la capacité du modèle chemo-poromécanique à reproduire le comportement global de structures affectées par cette pathologie.

La première partie de ce manuscrit a permis de réaliser un état de l'art des connaissances disponibles concernant les mécanismes conduisant à la formation différée d'ettringite et ses conséquences sur le comportement du béton. Les mécanismes réactionnels à l'œuvre ont été identifiés avec en particulier l'importance des notions thermodynamiques de stabilité, de dissolution et de précipitation des espèces. La composition chimique et l'histoire thermique du matériau ont un impact majeur sur l'amplitude et la cinétique de la RSI. La présence d'eau s'avère également primordiale. La pression intraporeuse initiée par la précipitation d'ettringite dans le béton durci conduit à la microfissuration de la matrice. Cela se traduit macroscopiquement par la déformation et la dégradation des performances mécaniques du matériau. Les contraintes jouent manifestement un rôle important sur l'anisotropie et le potentiel de gonflement induit.

Le recours à des modèles numériques prédictifs nécessite en amont de nombreuses données expérimentales permettant d'une part, de calibrer ces modèles, et d'autre part de valider leur efficacité et leur pertinence, avant d'envisager le recalcul de structures. A ce titre, une campagne expérimentale constituée d'éprouvettes en béton armé a été envisagée dans le but de disposer d'éléments de validation supplémentaires. La mise au point de ce programme, des objectifs scientifiques jusqu'aux moyens de qualification, a été exposée dans le second chapitre. Il devait permettre d'évaluer le comportement d'un béton gonflant en présence d'une armature longitudinale noyée, couplée ou non à un dispositif de frettage transversal. La revue de l'état de l'art a également démontré la nécessité de caractériser les effets du gonflement sur l'adhérence acier-béton. Une étude portant sur le comportement d'un béton réactif soumis à une charge uniaxiale de compression de 14,5 MPa a par ailleurs été envisagée. Les différents éléments ont été définis avec la volonté de

conserver un maximum de cohérence entre ces essais de laboratoire sur béton et les cas d'ouvrages atteints de RSI durant toutes les étapes de leur conception. La formulation de béton, les conditions de cure thermique et de conservation retenues ont permis la confection de corps d'épreuve réactifs vis-à-vis de la RSI et dont l'amplitude d'expansion a permis l'observation de phénomènes significatifs. Les dispositions constructives retenues concernant le ferrailage des corps d'épreuve ont permis d'une part de tendre vers une homogénéité des contraintes induites par les expansions et d'autre part d'effectuer des essais de tirant et de pull-out après une période de conservation immergée de 452 jours. De même, le recours à un système de vérins émergés pour l'application d'une charge uniaxiale de compression sur des prismes en béton, couplés à un circuit hydraulique, a donné satisfaction, tant du point de vue de la durabilité des dispositifs de précontrainte que du maintien de la contrainte appliquée tout au long de la période de conservation. Les méthodes de suivi dimensionnel et chimique, de cartographie et d'observations des corps d'épreuve ainsi que des essais de caractérisation ont été détaillés.

L'étude expérimentale menée a permis de quantifier l'effet des contraintes sur le comportement des bétons atteints de RSI. Les phénomènes expansifs du béton réactif libre de contraintes apparaissent relativement isotropes. L'anisotropie des expansions sous confinement anisotrope a été démontrée par le biais des prismes armés et chargés : les déformations sont réduites dans les directions armées ou chargées et les fissures apparaissent préférentiellement dans la direction parallèle à la direction gênée. Quasiment aucun phénomène de report des expansions vers les directions libres n'a été observé. Ces dispositifs de confinement des gonflements ont systématiquement conduit à la réduction du volume de déformations par rapport au béton en gonflement libre.

Les contraintes induites dans chaque direction en fonction du taux de ferrailage et du niveau d'expansion ont été déterminées moyennant une hypothèse d'homogénéité des déformations dans les corps d'épreuve puis confrontées aux résultats de (Müllauer *et al.*, 2013). Une dépendance des gonflements vis-à-vis de l'état de contrainte a été mise en évidence. Des similitudes ont pu être observées entre ces deux études portant sur des matériaux (béton / mortier) et des phénomènes différents (RSI / RSE).

Après la phase d'accélération suivie d'un ralentissement des gonflements, les courbes d'expansion des différents lots d'éprouvettes présentent des pentes résiduelles de gonflement assez marquées et similaires entre la fin de la phase d'accélération et environ 420 jours d'immersion. Deux mécanismes pourraient expliquer l'existence de ces pentes résiduelles. Premièrement, la différence de pente de gonflement au cours de l'expansion de RSI (pente de la phase d'accélération puis pente

résiduelle) pourrait être expliquée par le ralentissement progressif du lessivage des alcalins constaté au cours de cette étude et qui pourrait s'expliquer par la formation de calcite en surface des éprouvettes suite à la carbonatation de l'eau de conservation. La présence d'alcalins dans la solution interstitielle du béton pourrait ainsi empêcher partiellement la désorption des ions sulfate piégés dans les C-S-H, limitant ainsi le potentiel de gonflement du matériau. Le départ retardé des alcalins suite au ralentissement du lessivage conduirait de fait à une libération tardive de ce potentiel de gonflement, expliquant ainsi l'importance de la pente résiduelle observée. Par ailleurs, le renouvellement de l'eau de conservation a eu a priori un effet accélérateur sur les gonflements. Ce phénomène a pu être induit par une disparition de la couche de calcite colmatant la porosité de surface suite à la modification des équilibres thermodynamiques. Selon (Brunetaud, 2005) les pentes résiduelles de gonflement pourraient également être dues aux phénomènes de dissolution/migration/précipitation des cristaux d'ettringite depuis les zones de hautes pressions (nanopores de la pâte) vers les zones de basses pressions (macropores). Les mécanismes de diffusion des espèces dans le réseau poreux du matériau piloteraient la cinétique de ce phénomène.

L'application d'une charge uniaxiale de 14,5 MPa a conduit à des déformations négatives dues au fluage du béton et masquant les éventuels phénomènes expansifs. Le phénomène de reprise rapide de gonflement observé lors de la décharge de ces prismes en béton semble relativement peu marqué en regard du confinement appliqué. Les gonflements observés par la suite, tant dans la direction longitudinale (précédemment chargée) que dans les directions transversales (libres), semblent relativement indépendants des déformations ayant eu lieu précédemment sous charge. Ce phénomène pourrait être expliqué par le relargage d'une partie des ions sulfate jusqu'alors piégés dans les C-S-H suite à la réaccélération du lessivage des alcalins. La pente résiduelle de gonflement, bien plus marquée que dans le cas des éprouvettes libres (pourtant conservées dans les mêmes conditions), pourrait être une conséquence indirecte de l'apparition de fissures suite à la décharge : une accélération du lessivage des alcalins d'une part et des phénomènes de migration associés aux mécanismes de dissolution/migration/précipitation d'autre part a pu avoir lieu.

Si un faisceau d'indices semblent indiquer la présence de phénomènes de libération du potentiel de gonflement avec la diminution de la teneur en alcalins dans le matériau d'une part et de dissolution/migration/précipitation de l'ettringite d'autre part, de plus amples investigations expérimentales sont nécessaires pour conclure sur leur existence.

Les observations au MEB-EDS des bétons libres de contraintes et armés triaxialement ont mis en évidence des décollements des interfaces pâtes-granulats ainsi que des fissures dans la pâte, systématiquement comblés, au moins partiellement, par de l'ettringite massive. Le taux de

remplissage de cette porosité a semblé légèrement supérieur dans le cas du béton confiné triaxialement et pourrait expliquer la diminution du volume de déformations de ces corps d'épreuve par rapport au béton libre, bien que des phénomènes de fissuration de retrait liés à la mise sous vide des échantillons avant observation aient pu interférer et perturber cette analyse.

Les essais de caractérisation du béton réactif ou non à 28 jours et après immersion ont mis en évidence la difficulté à isoler l'effet de la RSI sur les performances mécaniques du matériau indépendamment des autres phénomènes en jeu (effets de la maturation, du degré de saturation, de la teneur en alcalins, de l'endommagement thermique...). L'adhérence acier-béton après RSI a été caractérisée par le biais d'essais pull-out. La contrainte maximale d'adhérence apparaît peu impactée par des déformations longitudinales de l'ordre de 0,25 %. En revanche, le module de cisaillement de l'interface acier-béton est quant à lui fortement dégradé par la RSI, avec une diminution de l'ordre de 78 %. L'impact que peut avoir cette importante chute de module sur le comportement des structures en béton armé semble majeur dans la mesure où la qualité de l'adhérence acier-béton a un rôle direct sur l'apparition, l'ouverture et l'espacement des fissures.

Enfin, un suivi de la teneur en alcalins dans le matériau a été effectué par mesures directes ou indirectes. Un phénomène de fixation des alcalins interne au béton semble avoir eu lieu entre le coulage et la fin du suivi, se traduisant par une augmentation de la fraction d'alcalins « insolubles » aux dépens des alcalins « solubles » du point de vue de la méthodologie de mesure mise en œuvre. Malgré les études complémentaires menées sur béton chauffé ou non et séché ou non, ce phénomène de fixation reste inexplicable. Il semble avoir lieu au cours de la période d'immersion des corps d'épreuve.

La revue de l'état de l'art a montré que l'élaboration de modèles de recalcul et de prédictions des phénomènes expansifs dont peuvent être atteints les ouvrages nécessite le couplage de deux types de modèles : un modèle physico-chimique permettant d'accéder à un potentiel chimique de gonflement déterminé sous la forme d'un volume d'ettringite différée formée et un modèle rendant compte des dommages générés par la réaction sur la structure.

La seconde partie de ce chapitre était dédiée à la modélisation des corps d'épreuve étudiés au cours de la thèse. L'objectif était d'évaluer la capacité du modèle utilisé dans ce travail à reproduire les phénomènes observés sur des prismes en béton libres, armés uniaxialement et triaxialement et chargés uniaxialement en compression. Un modèle de diffusion a été utilisé pour modéliser le lessivage des alcalins et calé sur les résultats expérimentaux présentés dans le chapitre précédent. La quantité d'hydrates primaires dissoute au cours du traitement thermique ainsi que l'évolution de

la quantité d'ettringite différée formée en période froide ont été déterminées. Trois paramètres de calage du modèle chemo-poromécanique ont ainsi été fixés de façon à reproduire de manière satisfaisante les déformations des prismes armés uniaxialement. La modélisation des corps d'épreuve libres conduit des déformations isotropes, ce qui est relativement conforme aux observations expérimentales. Les expansions longitudinales des prismes armés triaxialement sont bien reproduites. La capacité du modèle à reproduire les expansions gênées par le ferrailage passif est globalement satisfaisante. Enfin, la modélisation des prismes chargés à 14,5 MPa apparaît très pertinente, que ce soit dans les directions longitudinale ou transversales, jusqu'à 449 jours d'immersion. Ces résultats illustrent bien la capacité du modèle à reproduire l'anisotropie des gonflements induits par la RSI sous confinement anisotrope. L'augmentation des déformations longitudinales plastiques induites par la pression intraporeuse suite à la décharge de ces corps d'épreuve apparaît surévaluée numériquement. L'hypothèse de conservation de cette pression interne au cours du temps, telle qu'elle est considérée dans le modèle, pourrait donc être partiellement erronée si des phénomènes de dissolution/migration/précipitation vers les pores de grandes dimensions contribuaient à dissiper progressivement la pression.

Une modification du modèle a été proposée pour améliorer sa capacité à reproduire le comportement des corps d'épreuve après la fin de la phase d'accélération, notamment les phénomènes de pentes résiduelles de gonflement et de réaccélération des déformations suite au renouvellement de l'eau de conservation. La modélisation des corps d'épreuve étudiés au cours de la thèse a été améliorée par la prise en compte, dans le modèle chimique de RSI, d'une loi de blocage des ions sulfate piégés dans les C-S-H par la présence d'alcalins dans la solution interstitielle. Ce modèle modifié a été calé sur les résultats de (Famy *et al.*, 2001).

Les effets d'autocontraintes du béton sous l'action des gradients de gonflements induits par le lessivage des alcalins sont clairement mis en évidence par le modèle. Les gonflements de la peau, où la teneur en alcalins chute rapidement, sont gênés par le cœur des prismes, où la précipitation d'ettringite différée est plus lente puisque la teneur en alcalins y est plus élevée. De fait, le cœur et la peau sont sollicités respectivement en traction et en compression. Ce phénomène d'autocontrainte semble donc effectivement à l'origine de l'apparition tardive des fissures de peau observée expérimentalement. Par ailleurs, les ordres de grandeur de contraintes longitudinales et transversales induites par la présence des armatures semblent tout à fait cohérents vis-à-vis de l'estimation faite par ailleurs à partir des déformations mesurées expérimentalement en peau et en supposant un ancrage parfait. Les interactions avec les phénomènes d'autocontraintes sont bien prises en compte. A ce titre, le recours à un modèle chemo-poromécanique pour simuler le

comportement du béton atteint de RSI et à un modèle d'armatures réparties est pleinement satisfaisant.

Le modèle chemo-poromécanique a été appliqué à une pile de pont en béton armé atteint de RSI. Le recours à un modèle d'hydratation a, dans un premier temps, permis de connaître l'évolution de la température au jeune âge au sein de la pile à partir de la composition et des conditions de coulage du béton. Un modèle de diffusion a également été utilisé pour modéliser les mouvements d'eau au sein de l'ouvrage en fonction des conditions d'exposition. Le comportement de l'ouvrage a été modélisé jusqu'en Juillet 2027 sur la base d'un essai d'expansion résiduelle effectué en 2010 sur une carotte prélevée sur la pile. La modélisation semble de fait conduire à une surestimation des désordres sur le fût à partir de 2013 par rapport aux relevés in situ (profils et indices de fissuration). Les gonflements horizontaux et verticaux apparaissent bien dépendants de l'état de contrainte dans l'ouvrage. La répartition des fissures horizontales est convenablement modélisée avec notamment une densité de fissures plus importante au niveau de la zone de marnage où le degré de saturation est plus élevé que dans le reste de l'ouvrage. En revanche, une localisation trop importante des fissures verticales au niveau du parement du fût est observée par rapport aux relevés in situ. La détermination de l'état de contrainte apparaît très cohérente vis-à-vis d'une part des phénomènes de fissuration du parement ayant entraîné un relâchement des contraintes de traction dans cette zone, et d'autre part des effets de frettage du béton induits par la semelle en pied, le chevêtre en tête et les armatures présentes en peau sur toute la hauteur du fût. Par ailleurs, le cumul des endommagements diffus et localisés du béton initiés par le développement de la RSI et les sollicitations extérieures permet de déterminer la section résistante du fût de la pile. Les résultats obtenus illustrent la capacité du modèle à lier l'état de contrainte dans le matériau à la fissuration localisée, aux gradients de gonflement, à la présence d'armatures et de chargements et à l'endommagement du béton.

Enfin, une discussion a été engagée au sujet de l'importance des phénomènes expansifs dans la carotte par rapport aux désordres observés sur la pile. La présence d'une proportion élevée de pores de diamètre supérieur à 50 μm en raison de l'utilisation d'un entraîneur d'air a manifestement joué un rôle de vase d'expansion particulièrement marqué dans la pile. Le rôle joué par la porosité initiale du béton sur l'évolution de la pression intraporeuse n'est pris en compte qu'à l'aide d'un seul paramètre dans le modèle, ce qui s'avère a priori insuffisant pour rendre compte de la répartition inusuelle de la taille des pores dans le cas d'un béton avec air entraîné. Par ailleurs, les conditions dans lesquelles est mené l'essai d'expansion résiduelle a pu conduire à une amplification

des phénomènes expansifs, du fait notamment du lessivage des alcalins (suivant l'hypothèse de blocage des ions sulfate piégés dans les C-S-H en présence d'alcalins évoquée précédemment). L'application de la loi de blocage de la précipitation proposée dans le cadre de l'étude des corps d'épreuve de laboratoire a montré l'incidence que pourrait avoir un tel phénomène sur les amplitudes de gonflement de la carotte et du fût. Par ailleurs, l'accélération de la cinétique de gonflement pourrait conduire à une répartition différente de l'ettringite différée au sein de la porosité du matériau du fait de phénomènes de dissolution/migration/précipitation de l'ettringite entre la nanoporosité située à proximité des sites de stockage des ions réactifs (C-S-H) et macroporosité. Le rôle de vase d'expansion de la macroporosité pourrait avoir été accru dans la pile par rapport à la carotte en raison de la lenteur de la réaction permettant ainsi la diffusion des ions dissous dans la matrice vers les pores de grandes dimensions d'une part et de gradients de pression importants au sein de la porosité induits par le confinement mécanique (limitation de la microfissuration de la matrice et donc du relâchement de la pression dans les nanopores). Au contraire, la précipitation rapide de l'ettringite différée couplée à l'absence de contraintes atténuerait l'importance de la dissolution/migration/précipitation, avec pour conséquence une amplitude de gonflement plus importante. L'existence et l'importance de ces phénomènes n'a toutefois pas pu être déterminée.

PERSPECTIVES

Des investigations expérimentales apparaissent nécessaires pour éclaircir plusieurs phénomènes observés au cours de la campagne expérimentale et de l'étude de la pile de pont atteinte de RSI.

Suite à l'analyse des résultats expérimentaux et des investigations menées dans le cadre du diagnostic RSI sur la pile du pont étudié, plusieurs indices semblent indiquer la présence d'un phénomène de dissolution/migration/précipitation de l'ettringite différée sous l'action des gradients de pression interne entre nanopores et macropores. Le remplissage généralisé des vacuoles d'air entraîné par de l'ettringite dans le cas du béton extrait de la pile conduit à s'interroger sur l'importance de ces phénomènes, notamment sous contraintes. De même, l'apparente dissipation de la pression intraporeuse au moment de la décharge des corps d'épreuve soumis à une contrainte uniaxiale de compression de 14,5 MPa soulève la question de la cinétique de ces mécanismes. Une étude expérimentale de laboratoire pourrait être dédiée à l'évaluation de la capacité de l'ettringite différée à migrer au sein de la porosité des matériaux cimentaires. Le suivi dimensionnel d'éprouvettes confinées bi ou triaxialement puis déchargées à différents stades de gonflement et suivies jusqu'à stabilisation des expansions permettrait de quantifier d'une part les effets de dissipation de la pression intraporeuse au cours du temps (en mesurant la reprise de gonflement quasi-instantanée à décharge) et d'autre part l'accroissement de la fraction d'ettringite différée ayant migré vers les macropores du fait du confinement (en analysant les amplitudes finales de gonflement atteintes pour les différents lots d'éprouvettes en fonction de la date de décharge). L'impact de la répartition et du volume de porosité sur ces phénomènes pourrait être mesuré en menant conjointement ces essais sur des bétons avec et sans air entraîné.

Le changement de conditions de conservation des corps d'épreuve libres et chargés uniaxialement a conduit à une reprise des phénomènes expansifs attribuée à une réaccélération du lessivage des alcalins. Les essais menés par (Famy *et al.*, 2001) sur des échantillons issus d'une même gâchée de mortier conservés dans des solutions présentant des concentrations en alcalins différentes n'ont pas permis de conclure quant à l'impact que pourrait avoir la teneur en alcalins sur l'amplitude de gonflement (aucune donnée n'est disponible dans la littérature sur l'amplitude après stabilisation des déformations). Il n'est donc pas exclu que la concentration en alcalins dans la solution interstitielle du matériau empêche le relargage d'une partie des ions réactifs piégés dans les C-S-H et réduise ainsi la quantité d'ettringite différée pouvant précipiter. Cette hypothèse pourrait être investiguée via des essais similaires à ceux menés par Famy et al (corps d'épreuve identiques mais conservés dans des conditions chimiques différentes) mais prolongés jusqu'à stabilisation complète

des expansions. L'amplitude finale de gonflement obtenue dans chacun des cas permettrait de conclure sur la limitation du potentiel de gonflement par les alcalins. Toutefois, les phénomènes de dissolution/migration/précipitation, s'ils sont confirmés par ailleurs, pourraient conduire à une variation des déformations finales en fonction de la teneur en alcalins du matériau. En effet, le ralentissement de la précipitation de l'ettringite différée du fait de la présence d'alcalins pourrait accroître l'importance des phénomènes de dissolution/migration/précipitation et donc limiter les gonflements. Un changement de conditions de conservation pourrait être envisagé après stabilisation complète des gonflements : une reprise des phénomènes expansifs confirmerait le rôle bloquant des alcalins vis-à-vis de la précipitation d'une partie de l'ettringite. La principale problématique liée à la mise en œuvre d'un tel plan expérimental réside dans la lenteur de la cinétique de gonflement en présence d'alcalins.

Un phénomène de fixation des alcalins a par ailleurs été observé par le biais d'analyses chimiques sur échantillons de béton effectuées avant et après immersion. En effet, outre la diminution de la quantité d'alcalins « solubles » du fait du lessivage, une partie d'entre eux semblent être devenus « insolubles » (c'est-à-dire indétectables par analyse à l'ICP sur une solution résultant d'une attaque acide à 2 % sur broyat de béton) suite à la période d'immersion de 420 jours. Cela pourrait avoir une certaine importance sur la RSI en modifiant à long terme la proportion d'alcalins présents dans la solution interstitielle. L'étude complémentaire réalisée a écarté l'hypothèse d'une fixation au cours du traitement thermique appliqué ou au cours du séchage du matériau. Ce phénomène pourrait être étudié via un suivi chimique régulier de différents échantillons immergés.

Enfin, l'analyse des essais de caractérisation des bétons réactifs ou non après immersion a mis en lumière la difficulté à dissocier les différents phénomènes d'endommagement et de maturation en jeu pour accéder au seul endommagement induit par la RSI. Une étude expérimentale dédiée à la caractérisation mécanique de bétons réactifs à différentes échéances, avec caractérisation fine de l'impact de l'hydratation, pourrait permettre une meilleure calibration de la loi d'endommagement propre à la RSI. De même, la collecte de données expérimentales concernant l'incidence de la RSI sur l'ancrage acier-béton initiée au cours de la thèse devrait être poursuivie.

Du point de vue de la modélisation des phénomènes de RSI, les perspectives de ce travail font écho à celles présentées précédemment et aux difficultés rencontrées lors de la modélisation des corps d'épreuve et de l'ouvrage.

Dans le modèle chemo-poromécanique, le volume de porosité initiale accessible à l'ettringite différée est géré par une loi linéaire d'augmentation de ce volume avec l'augmentation de la

pression. Cette approximation s'est avérée pertinente pour les applications à des bétons présentant une répartition de la porosité n'ayant pas été modifiée par l'utilisation d'un entraîneur d'air. En revanche, le cas de la pile du pont a mis en évidence le rôle de vase d'expansion que peuvent jouer les vacuoles d'air entraîné dispersées dans la pâte. Une prise en compte plus fine de la répartition de la porosité pourrait être envisagée dans le modèle en introduisant une loi non linéaire d'évolution du volume des vides initiaux accessibles à l'ettringite en fonction de la pression et du béton considéré. Cette solution présente l'avantage d'être relativement simple à mettre en œuvre dans la mesure où la structure générale du modèle n'est pas modifiée. En revanche, cette loi ne serait pas nécessairement la même d'un matériau à l'autre, en fonction notamment de la répartition de leur porosité, et pourrait induire des non-linéarités importantes et dommageables pour la convergence.

Par ailleurs, une hypothèse de conservation de la pression intraporeuse au cours du temps est considérée dans le modèle chemo-poromécanique. Pourtant, un certain nombre d'indices laissent supposer qu'elle pourrait se dissiper. Si l'existence de phénomènes de dissolution/migration/précipitation devait être confirmée expérimentalement, une modification du modèle permettant leur prise en compte pourrait être envisagée. Les phénomènes ayant lieu dans la nanoporosité et dans la macroporosité pourraient être dissociés en calculant deux lois de pression intraporeuse associées à ces deux types de porosité. Une loi de Darcy pilotée par les gradients de pression pourrait être introduite pour modéliser les transferts de masse de l'une vers l'autre. Les déformations plastiques de RSI seraient initiées par la pression dans la nanoporosité alors que les macropores ne joueraient qu'un rôle de vase d'expansion. De fait, un volume des vides initiaux serait associé à chaque type de porosité, ce qui constitue une alternative à la modification de la loi d'évolution du volume des vides initiaux accessibles à l'ettringite proposée précédemment. La calibration de ces volumes des vides initiaux pourrait être indépendante du matériau pour les nanopores et déterminée indirectement à partir d'essais de porosité à l'eau pour le volume de macropores. Ce mécanisme apparaît toutefois relativement complexe à implanter dans le modèle.

La prise en compte de l'endommagement du module de cisaillement de l'interface acier-béton dans le modèle d'armatures réparties apparaît primordiale pour la requalification d'ouvrages en béton armé atteint de RSI dans la mesure où ce module joue directement sur les ouvertures de fissures. Toutefois, les résultats expérimentaux obtenus au cours de cette thèse ne constituent pas une base de données suffisante pour définir une loi d'endommagement.

L'application du modèle chemo-poromécanique à la pile de pont a mis en évidence une localisation trop importante des fissures verticales au niveau du parement du fût par rapport aux relevés in situ. Dans le calcul présenté dans ce manuscrit, les caractéristiques mécaniques du béton ont été

supposées homogènes. De fait, lorsqu'une première fissure est initiée, celle-ci a tendance à se propager aux dépens de l'apparition d'autres fissures (en raison de l'écrouissage négatif de la résistance à la traction). Cette hypothèse pourrait donc nuire à la prédiction des zones de fissuration sur les ouvrages. Plusieurs outils numériques permettant de prendre en compte le caractère aléatoire de la résistance à la traction du béton à l'échelle d'un ouvrage pourraient conduire à une meilleure reproduction des désordres. Par ailleurs, la localisation trop importante des fissures pourrait également être liée à une sous-estimation de l'énergie dissipée par l'ouverture d'une fissure. Quoiqu'il en soit, les méthodes d'amélioration de la prédiction de la fissuration proposées n'affranchissent toutefois pas l'utilisateur du travail d'interprétation des profils de fissuration obtenus numériquement vis-à-vis des relevés in situ.

Enfin, au vu de l'importance des données relevées in situ pour le calage des paramètres et la validation des modèles de requalification des ouvrages atteints de RSI, il apparaît primordial de prendre en compte les retours d'expérience concernant les méthodes d'obtention de ces données et leur fiabilité.

Ainsi, les difficultés liées à l'interprétation des résultats d'essais d'expansion résiduelle ont été abordées dans ce manuscrit. Une méthodologie s'appuyant sur le recours à des modèles d'hydratation permettrait de déterminer les zones de l'ouvrage ayant subi les plus fortes (zones réactives) et les plus faibles élévations de température (zones non réactives). Un prélèvement pourrait être effectué dans chacune de ces zones. Le suivi dimensionnel de la carotte prélevée en zone réactive donnerait accès à l'expansion résiduelle, comme la méthode LPC n°67 le préconise. L'application, sur la carotte prélevée en zone non réactive, d'un cycle thermique représentatif de l'élévation de température subie par la carotte prélevée en zone réactive permettrait une évaluation du potentiel de gonflement total du matériau, indépendamment de l'avancement de la RSI dans les zones réactives de l'ouvrage. Par ailleurs, un suivi de la teneur en alcalins dans l'eau de conservation apparaît nécessaire au cours de ces essais pour permettre un calage plus précis des cinétiques de formation de l'ettringite différée.

Les indices et profils de fissuration relevés sur l'ouvrage étudié ont été confrontés aux résultats numériques. A ce titre, les indices de fissuration relevés sur trièdre d'un mètre carré apparaissent peu représentatifs de la fissuration générale du parement. Il semble donc nécessaire de mettre en œuvre ces relevés sur des surfaces plus grandes lorsque cela est possible.

BIBLIOGRAPHIE

ADAMOPOULOU, E., PIPILIKAKI, P., KATSIOTIS, M. S., CHANIOTAKIS, M. & KATSIOTI, M., (2011), How sulfates and increased temperature affect delayed ettringite formation (DEF) in white cement mortars, *Construction and Building Materials*, vol. 25, n°8, p. 3583-3590.

AL SHAMAA, M., (2012), *Étude du risque de développement d'une réaction sulfatique interne et de ses conséquences dans les bétons de structure des ouvrages nucléaires* (PhD thesis, Université Paris-Est).

AL SHAMAA, M., LAVAUD, S., DIVET, L., COLLIAT, J. B., NAHAS, G. & TORRENTI, J. M., (2016), Influence of limestone filler and of the size of the aggregates on DEF, *Cement and Concrete Composites*, vol. 71, p. 175-180.

AL SHAMAA, M., LAVAUD, S., DIVET, L., NAHAS, G. & TORRENTI, J. M., (2015), Influence of relative humidity on delayed ettringite formation, *Cement and Concrete Composites*, vol. 58, p. 14-22.

ALNAGGAR, M., CUSATIS, G. & DI LUZIO, G., (2013), Lattice Discrete Particle Modeling (LDPM) of Alkali Silica Reaction (ASR) deterioration of concrete structures, *Cement and Concrete Composites*, vol. 41, p. 45-59.

ALNAGGAR, M., DI LUZIO, G., CUSATIS, G., ALNAGGAR, M., DI LUZIO, G. & CUSATIS, G., (2017), Modeling Time-Dependent Behavior of Concrete Affected by Alkali Silica Reaction in Variable Environmental Conditions, *Materials*, vol. 10, n°5, p. 471.

ARLIGUIE, G. & HORNAIN, H., (2007), *GranDuBé - Grandeurs associées à la Durabilité des Bétons*, AFGC, AUGC, 437p p.

ARRHENIUS, S., (1889), Über die Dissociationswärme und den Einfluss der Temperatur auf den Dissociationsgrad der Elektrolyte, *Zeitschrift für Physikalische Chemie*, vol. 4U, n°1, p. 96-116.

AUBERT, J.-E., ESCADEILLAS, G. & LEKLOU, N., (2009), Expansion of five-year-old mortars attributable to DEF: Relevance of the laboratory studies on DEF?, *Construction and Building Materials*, vol. 23, n°12, p. 3583-3585.

BAGHDADI, N., (2008), *Modélisation du couplage chimico-mécanique d'un béton atteint d'une réaction sulfatique interne* (PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées).

- BAGHDADI, N., SEIGNOL, J.-F. & TOUTLEMONDE, F., (2007a), Modélisation du couplage chimico-mécanique pour calculer une structure en béton atteinte de réaction sulfatique interne Présenté à 18ème congrès français de mécanique, , Bordeaux, France.
- BAGHDADI, N., TOUTLEMONDE, F. & SEIGNOL, J.-F., (2007b), Modélisation de l'effet des contraintes sur l'anisotropie de l'expansion dans les bétons atteints de réactions de gonflement interne, In : *Conférence AUGC, Bordeaux*.
- BARBARULO, R., (2002), *Comportement des matériaux cimentaires : actions des sulfates et de la température* (PhD thesis), Ecole Normale Supérieure de Cachan.
- BARBARULO, R., PEYCELON, H. & LECLERCQ, S., (2007), Chemical equilibria between C–S–H and ettringite, at 20 and 85 °C, *Cement and Concrete Research*, vol. 37, n°8, p. 1176-1181.
- BARBARULO, R., PEYCELON, H., PRENÉ, S. & MARCHAND, J., (2005), Delayed ettringite formation symptoms on mortars induced by high temperature due to cement heat of hydration or late thermal cycle, *Cement and Concrete Research*, vol. 35, n°1, p. 125-131.
- BARON, J. (, OLLIVIER, J.-, DESDEVISES, A., BUIL, M., DETRICHE, C. H., VERNET, C., ... LETOURNEUX, J.-, (1992), La durabilité des bétons, *Collection de l'association technique de l'industrie des liants hydrauliques - Ecole française du béton*.
- BARY, B., (2008), Simplified coupled chemo-mechanical modeling of cement pastes behavior subjected to combined leaching and external sulfate attack, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 32, n°14, p. 1791-1816.
- BATIC, O. R., MILANESI, C. A., MAIZA, P. J. & MARFIL, S. A., (2000), Secondary ettringite formation in concrete subjected to different curing conditions, *Cement and Concrete Research*, vol. 30, n°9, p. 1407-1412.
- BAŽANT, Z. ., (2000), Size effect, *International Journal of Solids and Structures*, vol. 37, n°1-2, p. 69-80.
- BAŽANT, Z. P., (1999), Size effect on structural strength: a review, *Archive of Applied Mechanics*, vol. 69, n°9-10, p. 703-725.
- BAŽANT, Z. P. & KWON, Y. W., (1994), Failure of slender and stocky reinforced concrete columns: tests of size effect, *Materials and Structures*, vol. 27, n°2, p. 79.

- BENKEMOUN, N., HAUTEFEUILLE, M., COLLIAT, J.-B. & IBRAHIMBEGOVIC, A., (2010), Modeling heterogeneous materials failure: 3D meso-scale models with embedded discontinuities.
- BISSCHOP, J., PEL, L. & VAN MIER, J. G. M., (2001), Effect of aggregate size and paste volume on drying shrinkage microcracking in cement-based composites, *Creep, Shrinkage & Durability Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials*. Elsevier, p. 75–80.
- BLACK, L., BREEN, C., YARWOOD, J., PHIPPS, J. & MAITLAND, G., (2006), In situ Raman analysis of hydrating C3A and C4AF pastes in presence and absence of sulphate, *Advances in Applied Ceramics*, vol. 105, n°4, p. 209-216.
- BOUZABATA, H., MULTON, S., SELLIER, A. & HOUARI, H., (2012a), Effects of restraint on expansion due to delayed ettringite formation, *Cement and Concrete Research*, vol. 42, n°7, p. 1024-1031.
- BOUZABATA, H., MULTON, S., SELLIER, A. & HOUARI, H., (2012b), Swellings due to alkali-silica reaction and delayed ettringite formation: Characterisation of expansion isotropy and effect of moisture conditions, *Cement and Concrete Composites*, vol. 34, n°3, p. 349-356.
- BREMNER, T. W. & HOLM, T. A., (1986), Elastic Compatibility and the Behavior of Concrete, *Journal Proceedings*, vol. 83, n°2, p. 244-250.
- BROWN, P. W., (1993), Kinetics of Tricalcium Aluminate and Tetracalcium Aluminoferrite Hydration in the Presence of Calcium Sulfate, *Journal of the American Ceramic Society*, vol. 76, n°12, p. 2971-2976.
- BRUNETAUD, X., (2005), *Étude de l'influence de différents paramètres et de leurs interactions sur la cinétique de l'amplitude de la réaction sulfatique interne au béton* (PhD thesis, Châtenay-Malabry, École centrale Paris).
- BRUNETAUD, X., DIVET, L. & DAMIDOT, D., (2008), Impact of unrestrained Delayed Ettringite Formation-induced expansion on concrete mechanical properties, *Cement and Concrete Research*, vol. 38, n°11, p. 1343-1348.
- BRUNETAUD, X., LINDER, R., DIVET, L., DURAGRIN, D. & DAMIDOT, D., (2006), Effect of curing conditions and concrete mix design on the expansion generated by delayed ettringite formation, *Materials and Structures*, vol. 40, n°6, p. 567-578.

- BUCHER, R., VIDAL, T., SELIER, A. & VERDIER, J., (2017), Effet du séchage sur les propriétés mécaniques des matériaux cimentaires Présenté à 23ème Congrès Français de Mécanique, , Lille, France.
- BUFFO-LACARRIÈRE, L., SELIER, A., ESCADEILLAS, G. & TURATSINZE, A., (2007), Multiphase finite element modeling of concrete hydration, *Cement and Concrete Research*, vol. 37, n°2, p. 131-138.
- BURGHER, B., THIBONNIER, A., FOLLIARD, K. J., LEY, T. & THOMAS, M., (2008), *Investigation of the internal stresses causes by delayed ettringite formation in concrete* (Technical report n° 0-5218), Technical report, Center for Transportation Research, the University of Texas at Austin.
- BURLION, N., BOURGEOIS, F. & SHAO, J. F., (2000), Coupling damage-drying shrinkage: experimental study and modelling, *Shrinkage of Concrete*, vol. 17, p. 315–339.
- CAGNON, H., VIDAL, T., SELIER, A., BOURBON, X. & CAMPS, G., (2015), Drying creep in cyclic humidity conditions, *Cement and Concrete Research*, vol. 76, p. 91-97.
- CAO, H. T., BUCEA, L., RAY, A. & YOZGHATLIAN, S., (1997), The effect of cement composition and pH of environment on sulfate resistance of Portland cements and blended cements, *Cement and Concrete Composites*, vol. 19, n°2, p. 161-171.
- CAPRA, B. & SELIER, A., (2002), Modelling of alkali-aggregate reaction: orthotropic behaviour and numerical simulations, *Concrete science and engineering*, vol. 4, n°13, p. 56–70.
- CAPRA, B., SELIER, A. & BOURDAROT, E., (2000), Anisotropic modelling of alkali–aggregate reaction in concrete, In : *Proc. 11th Int. Conf. on AAR, Quebec City*, p. 929–938.
- CAROL IGNACIO, PRAT PERE C. & LÓPEZ CARLOS M., (1997), Normal/Shear Cracking Model: Application to Discrete Crack Analysis, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 123, n°8, p. 765-773.
- CASANOVA, A., JASON, L. & DAVENNE, L., (2012), Bond slip model for the simulation of reinforced concrete structures, *Engineering Structures*, vol. 39, p. 66-78.
- CHARLWOOD, R. G., SOLYMAR, Z. V., STEELE, R. R. & CURTIS, D. D., (1992), A review of AAR in hydroelectric plants and dams, In : *Proceedings of International Conference on Concrete Alkali-*

Aggregate Reactions in Hydraulic Plants and Dams, Fredericton, NB. Canada, Canadian Electrical Association.

CHARPIN, L. & EHRLACHER, A., (2012), A computational linear elastic fracture mechanics-based model for alkali-silica reaction, *Cement and Concrete Research*, vol. 42, n°4, p. 613-625.

CHARPIN, L. & EHRLACHER, A., (2014), Microporomechanics study of anisotropy of ASR under loading, *Cement and Concrete Research*, vol. 63, p. 143-157.

CHHUN, P., SELLIER, A., LACARRIERE, L., CHATAIGNER, S. & GAILLET, L., (2018), Incremental modeling of relaxation of prestressing wires under variable loading and temperature, *Construction and Building Materials*, vol. 163, p. 337-342.

COLLEPARDI, M., (1999), Damage by Delayed Ettringite Formation, *Concrete International*, vol. 21, n°1, p. 69-74.

COLLEPARDI, M., MONOSI, S., MORICONI, G. & CORRADI, M., (1979), Tetracalcium aluminoferrite hydration in the presence of lime and gypsum, *Cement and Concrete Research*, vol. 9, n°4, p. 431-437.

COMI, C., FEDELE, R. & PEREGO, U., (2009), A chemo-thermo-damage model for the analysis of concrete dams affected by alkali-silica reaction, *Mechanics of Materials*, vol. 41, n°3, p. 210-230.

COMI, C. & PEREGO, U., (2001), Fracture energy based bi-dissipative damage model for concrete, *International Journal of Solids and Structures*, vol. 38, n°36, p. 6427-6454.

CONSTANTINER, D. & DIAMOND, S., (1997), Fixation of alkalis in cement pore solutions, *Mechanisms of degradation of cement based systems. published by E & FN Spon*, p. 67-74.

CORRENS, C. W., (1949), Growth and dissolution of crystals under linear pressure, *Discussions of the Faraday Society*, vol. 5, p. 267-271.

CSIZMADIA, J., BALAZS, G. & TAMAS, F., (2001), Chloride ion binding capacity of aluminoferrites, *Cement and Concrete Research*, vol. 31, n°4, p. 577-588.

DAMIDOT, D., ATKINS, M., KINDNESS, A. & GLASSER, F. P., (1992), Sulfate attack on concrete : limits of the AFt stability domain, *Cement and Concrete Research*, vol. 22, n°2-3, p. 229-234.

DAMIDOT, D. & GLASSER, F. P., (1992), Thermodynamic investigation of the CaO-Al₂O₃-CaSO₄-H₂O system at 50° C and 85° C, *Cement and Concrete Research*, vol. 22, n°6, p. 1179–1191.

DAMIDOT, D. & GLASSER, F. P., (1993), Thermodynamic investigation of the CaO-Al₂O₃-CaSO₄-H₂O system at 25°C and the influence of Na₂O, *Cement and Concrete Research*, vol. 23, p. 221-238.

DESCHENES, D. J., BAYRAK, O. & FOLLIARD, K. J., (2009), *ASR/DEF-damaged bent caps : shear tests and field implications* (Technical report n° 12-8XXIA006), Technical report, Ferguson Structural Engineering Laboratory - University of Texas at Austin, Austin, Texas, 271 p.

DESCHNER, F., LOTHENBACH, B., WINNEFELD, F. & NEUBAUER, J., (2013), Effect of temperature on the hydration of Portland cement blended with siliceous fly ash, *Cement and Concrete Research*, vol. 52, p. 169-181.

DIAMOND, S., (1996), Delayed ettringite formation — Processes and problems, *Cement and Concrete Composites*, vol. 18, n°3, p. 205-215.

DIAMOND, S., (2002), Delayed ettringite formation - a current assessment, In : *International RILEM TC*, Villars, Switzerland, p. 178-194.

DIAMOND, S. & ONG, S., (1993), Combined effects of alkali silica reaction and secondary ettringite deposition in steam cured mortars, *Ceram. Trans.*, vol. 40, p. 79–90.

DILNESA, B. Z., LOTHENBACH, B., RENAUDIN, G., WICHSER, A. & KULIK, D., (2014), Synthesis and characterization of hydrogarnet Ca₃(Al_xFe_{1-x})₂(SiO₄)_y(OH)_{4(3-y)}, *Cement and Concrete Research*, vol. 59, p. 96-111.

DIVET, L., (2001), *Les réactions sulfatiques internes au béton : contribution à l'étude des mécanismes de la formation différée de l'ettringite* (Thèse), Thèse, IFFSTAR.

DIVET, L. & RANDRIAMBOLOLONA, R., (1998), Delayed Ettringite Formation: The Effect of Temperature and Basicity on the Interaction of Sulphate and C-S-H Phase 1, *Cement and Concrete Research*, vol. 28, n°3, p. 357-363.

DORMIEUX, L., KONDO, D. & ULM, F.-J., (2006), *Microporomechanics*, John Wiley & Sons, 347 p.

DORMIEUX, L., LEMARCHAND, E., KONDO, D. & FAIRBAIRN, E., (2004), Elements of poro-micromechanics applied to concrete, *Materials and Structures*, vol. 37, n°1, p. 31-42.

- DUCHESNE, J. & REARDON, E. J., (1995), Measurement and prediction of portlandite solubility in alkali solutions, *Cement and Concrete Research*, vol. 25, n°5, p. 1043-1053.
- DUNANT, C. F. & SCRIVENER, K. L., (2010), Micro-mechanical modelling of alkali-silica-reaction-induced degradation using the AMIE framework, *Cement and Concrete Research*, vol. 40, n°4, p. 517-525.
- EDDY, L., AWASTHI, A., MATSUMOTO, K., NAGAI, K. & ASAMOTO, S., (2017), Mesoscopic analysis of different expansion causes in concrete by 3D Rigid Body Spring Model, *Seisan Kenkyu*, vol. 69, n°4, p. 181-185.
- EKOLU, S. O., THOMAS, M. D. A. & HOOTON, R. D., (2007), Implications of pre-formed microcracking in relation to the theories of DEF mechanism, *Cement and Concrete Research*, vol. 37, n°2, p. 161-165.
- EL BITOURI, Y., BUFFO-LACARRIÈRE, L., SELLIER, A. & BOURBON, X., (2016), Modelling of chemo-mechanical behaviour of low pH concretes, *Cement and Concrete Research*, vol. 81, p. 70-80.
- EMANUELSON, A. & HANSEN, S., (1997), Distribution of iron among ferrite hydrates, *Cement and Concrete Research*, vol. 27, n°8, p. 1167-1177.
- ESCADEILLAS, G., AUBERT, J.-E., SEGERER, M. & PRINCE, W., (2007), Some factors affecting delayed ettringite formation in heat-cured mortars, *Cement and Concrete Research*, vol. 37, n°10, p. 1445-1452.
- ESCALANTE-GARCIA, J. I. & SHARP, J. H., (1999), Variation in the composition of C-S-H gel in portland cement pastes cured at various temperatures, *Journal of the American Ceramic Society*, vol. 82, n°11, p. 3237-3241.
- ESPOSITO, R. & HENDRIKS, M. A. N., (2016), A multiscale micromechanical approach to model the deteriorating impact of alkali-silica reaction on concrete, *Cement and Concrete Composites*, vol. 70, p. 139-152.
- FAMY, C., (1999), *Expansion of heat-cured mortars*, London, UK, Imperial College.

- FAMY, C., SCRIVENER, K. L., ATKINSON, A. & BROUGH, A. R., (2001), Influence of the storage conditions on the dimensional changes of heat-cured mortars, *Cement and Concrete Research*, vol. 31, n°5, p. 795-803.
- FAMY, C., SCRIVENER, K. L. & BROUGH, A. R., (2002), Role of microstructural characterisation in understanding the mechanism of expansion due to delayed ettringite formation Présenté à International RILEM TC 186-ISA workshop on internal sulfate attack and delayed ettringite formation, , RILEM Publications, Villars, Switzerland.
- FAMY, C. & TAYLOR, H. F. W., (2001), Ettringite in Hydration of Portland Cement Concrete and its Occurrence in Mature Concretes, *Materials Journal*, vol. 98, n°4, p. 350-356.
- FASSEU, P. & MICHEL, M., (1997), *Méthode d'essai n°47 - Détermination de l'indice de fissuration d'un parement de béton*, LCPC.
- FLATT, R. J. & SCHERER, G. W., (2008), Thermodynamics of crystallization stresses in DEF, *Cement and Concrete Research*, vol. 38, n°3, p. 325-336.
- FLINT, E. P. & WELLS, L. S., (1941), Relationship of the garnet-hydrogarnet series to the sulfate resistance of Portland cements, *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, vol. 26, p. 13-33.
- FRATINI, N., (1949), Solubility of calcium hydroxide in presence of potassium and sodium hydroxides, *Ann. Chim. Appl*, vol. 39, p. 616-620.
- FU, Y., DING, J. & BEAUDOIN, J. J., (1997), Expansion of portland cement mortar due to internal sulfate attack, *Cement and Concrete Research*, vol. 27, n°9, p. 1299-1306.
- FU, Y., GU, P., XIE, P. & BEAUDOIN, J. J., (1995), A kinetic study of delayed ettringite formation in hydrated portland cement paste, *Cement and Concrete Research*, vol. 25, n°1, p. 63-70.
- FU, Y., XIE, P., GU, P. & BEAUDOIN, J. J., (1994), Effect of temperature on sulphate adsorption/desorption by tricalcium silicate hydrates, *Cement and Concrete Research*, vol. 24, n°8, p. 1428-1432.
- FUKUHARA, M., GOTO, S., ASAGA, K., DAIMON, M. & KONDO, R., (1981), Mechanisms and kinetics of C4AF hydration with gypsum, *Cement and Concrete Research*, vol. 11, n°3, p. 407-414.

- GALLUCCI, E., ZHANG, X. & SCRIVENER, K. L., (2013), Effect of temperature on the microstructure of calcium silicate hydrate (C-S-H), *Cement and Concrete Research*, vol. 53, p. 185-195.
- GODART, B., (2017), *Rencontre scientifique et technique : les réactions de gonflement interne des bétons*, ASFA, IFSTTAR Champs sur Marne, France.
- GODART, B. & DIVET, L., (2013), Lessons learned from structures damaged by delayed ettringite formation and the French prevention strategy, In: *5th international conference on Forensic Engineering*, Institution of Civil Engineers, France.
- GOLLOP, R. S. & TAYLOR, H. F. W., (1992), Microstructural and microanalytical studies of sulfate attack. I. Ordinary portland cement paste, *Cement and Concrete Research*, vol. 22, n°6, p. 1027-1038.
- GRABOWSKI, E., CZARNECKI, B., GILLOTT, J. E., DUGGAN, C. R. & SCOTT, J. F., (1992), Rapid Test of Concrete Expansivity Due to Internal Sulfate Attack, *Materials Journal*, vol. 89, n°5, p. 469-480.
- GRAF, L. A., (2007), Effect of Relative Humidity on Expansion and Microstructure of Heat-Cured Mortars.
- GRATTAN-BELLEW, P. E., BEAUDOIN, J. J. & VALLÉE, V.-G., (1998), Effect of aggregate particle size and composition on expansion of mortar bars due to delayed ettringite formation, *Cement and Concrete Research*, vol. 28, n°8, p. 1147-1156.
- GRIMAL, E., SELIER, A., PAPE, Y. L. & BOURDAROT, E., (2008a), Creep, Shrinkage, and Anisotropic Damage in Alkali-Aggregate Reaction Swelling Mechanism-Part I: A Constitutive Model, *Materials Journal*, vol. 105, n°3, p. 227-235.
- GRIMAL, E., SELIER, A., PAPE, Y. L. & BOURDAROT, E., (2008b), Creep, Shrinkage, and Anisotropic Damage in Alkali-Aggregate Reaction Swelling Mechanism-Part II: Identification of Model Parameters and Application, *Materials Journal*, vol. 105, n°3, p. 236-242.
- GU, Y., DANGLA, P., FEN-CHONG, T., OMIKRINE METALSSI, O. & MARTIN, R.-P., (2017), Modeling for cement materials exposed to external sulfate attack or delayed ettringite formation. In: *23^{ème} Congrès Français de Mécanique*, Lille, France.

- HAMEED, R., SELIER, A., TURATSINZE, A. & DUPRAT, F., (2016), Simplified approach to model steel rebar-concrete interface in reinforced concrete, *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 21, n°4, p. 1291-1298.
- HANDIKA, N., (2017), *Multi-fissuration des structures en béton armé: analyse par corrélation d'images et modélisation*, Toulouse, INSA.
- HANDIKA, N., CASAUX-GINESTET, G. & SELIER, A., (2015), Influence of interface zone behaviour in reinforced concrete under tension loading: an analysis based on modelling and digital image correlation Présenté à COMPLAS XIII: proceedings of the XIII International Conference on Computational Plasticity: fundamentals and applications, , CIMNE, p. 122-133.
- HANEHARA, S., OYAMADA, T. & FUJIWARA, T., (2008), Reproduction of delayed ettringite formation in concrete and its mechanism, In : *International Conference on Microstructure Related Durability of Cementitious Composites*, RILEM Publications, p. 143-152.
- HANZIC, L., KOSEC, L. & ANZEL, I., (2010), Capillary absorption in concrete and the Lucas–Washburn equation, *Cement and Concrete Composites*, vol. 32, n°1, p. 84-91.
- HEINZ, D., KALDE, M., LUDWIG, U. & RUEDIGER, I., (1999), Present State of Investigation on Damaging late Ettringite Formation (DLEF) in Mortars and Concretes, *Special Publication*, vol. 177, p. 1-14.
- HEINZ, D. & LUDWIG, U., (1987), Mechanism of Secondary Ettringite Formation in Mortars and Concretes Subjected to Heat Treatment, *Special Publication*, vol. 100, p. 2059-2072.
- HOEK, E. & FRANKLIN, J. A., (1968), *A simple triaxial cell for field or laboratory testing of rock*, Imperial College of Science and Technology, University of London.
- IDIART, A. E., LÓPEZ, C. M. & CAROL, I., (2011), Chemo-mechanical analysis of concrete cracking and degradation due to external sulfate attack: A meso-scale model, *Cement and Concrete Composites*, vol. 33, n°3, p. 411-423.
- IKUMI, T., CAVALARO, S. H. P., SEGURA, I., DE LA FUENTE, A. & AGUADO, A., (2016), Simplified methodology to evaluate the external sulfate attack in concrete structures, *Materials & Design*, vol. 89, p. 1147-1160.

JAWED, I. & SKALNY, J., (1978), Alkalies in cement: A review: II. Effects of alkalies on hydration and performance of Portland cement, *Cement and Concrete Research*, vol. 8, n°1, p. 37-51.

JOHANSEN, V., THAULOW, N. & SKALNY, J., (1993), Simultaneous presence of alkali — silica gel and ettringite in concrete, *Advances in Cement Research*, vol. 5, n°17, p. 23-29.

KARTHIK, M. M., MANDER, J. B. & HURLEBAUS, S., (2016a), ASR/DEF related expansion in structural concrete: Model development and validation, *Construction and Building Materials*, vol. 128, p. 238-247.

KARTHIK, M. M., MANDER, J. B. & HURLEBAUS, S., (2016b), Deterioration data of a large-scale reinforced concrete specimen with severe ASR/DEF deterioration, *Construction and Building Materials*, vol. 124, n°Supplement C, p. 20-30.

KARTHIK, M. M., MANDER, J. B. & HURLEBAUS, S., (2018), Modeling ASR/DEF Expansion Strains in Large Reinforced Concrete Specimens, *Journal of Structural Engineering*, vol. 144, n°7, p. 04018085.

KATSIOTI, M., PATSIKAS, N., PIPILIKAKI, P., KATSIOTIS, N., MIKEDI, K. & CHANIOTAKIS, M., (2011), Delayed ettringite formation (DEF) in mortars of white cement, *Construction and Building Materials*, vol. 25, n°2, p. 900-905.

KAWABATA, Y., SEIGNOL, J.-F., MARTIN, R.-P. & TOUTLEMONDE, F., (2017), Macroscopic chemo-mechanical modeling of alkali-silica reaction of concrete under stresses, *Construction and Building Materials*, vol. 137, p. 234-245.

KCHAKECH, B., (2015), *Étude de l'influence de l'échauffement subi par un béton sur le risque d'expansions associées à la Réaction Sulfatique Interne* (Paris Est).

KELHAM, S., (1996), The effect of cement composition and fineness on expansion associated with delayed ettringite formation, *Cement and Concrete Composites*, vol. 18, n°3, p. 171-179.

KJELLSSEN, K. O., DETWILER, R. J. & GJØRV, O. E., (1990), Backscattered electron imaging of cement pastes hydrated at different temperatures, *Cement and Concrete Research*, vol. 20, n°2, p. 308-311.

- KOLANI, B., BUFFO-LACARRIÈRE, L., SELIER, A., ESCADEILLAS, G., BOUTILLON, L. & LINGER, L., (2012), Hydration of slag-blended cements, *Cement and Concrete Composites*, vol. 34, n°9, p. 1009-1018.
- KUNTHER, W., LOTHENBACH, B. & SKIBSTED, J., (2015), Influence of the Ca/Si ratio of the C–S–H phase on the interaction with sulfate ions and its impact on the ettringite crystallization pressure, *Cement and Concrete Research*, vol. 69, p. 37-49.
- LADAOU, W., VIDAL, T., SELIER, A. & BOURBON, X., (2013), Analysis of interactions between damage and basic creep of HPC and HPFRC heated between 20 and 80°C, *Materials and Structures*, n°46, p. 13-23.
- LARIVE, C., (1997), *Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques* (PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées).
- LAWRENCE, C. D., (1995), Mortar expansions due to delayed ettringite formation. Effects of curing period and temperature, *Cement and Concrete Research*, vol. 25, n°4, p. 903-914.
- LAWRENCE, C. D., (1999), Long-Term Expansion of Mortars and Concretes, *Special Publication*, vol. 177, p. 105-124.
- LEA, F. M., (1971), *The chemistry of cement and concrete*.
- LEE, H., CODY, R. D., CODY, A. M. & SPRY, P. G., (2005), The formation and role of ettringite in Iowa highway concrete deterioration, *Cement and Concrete Research*, vol. 35, n°2, p. 332-343.
- LÉGER, P., CÔTÉ, P. & TINAWI, R., (1996), Finite element analysis of concrete swelling due to alkali-aggregate reactions in dams, *Computers & Structures*, vol. 60, n°4, p. 601-611.
- LEKLOU, N., (2008), *Contribution à la connaissance de la réaction sulfatique interne* (PhD thesis, Université Paul Sabatier Toulouse III).
- LEKLOU, N., AUBERT, J.-E. & ESCADEILLAS, G., (2008), Microscopic observations of samples affected by delayed ettringite formation (DEF), *Materials and Structures*, vol. 42, n°10, p. 1369-1378.

- LEUNG PAH HANG, T., VERDIER, J., VIDAL, T., BUFFO-LACARRIÈRE, L. & BOURBON, X., (2013), Hydration and properties of early age concrete, In : *Consec13*, Nanjing, China.
- LEWIS, M. C., SCRIVENER, K. L. & KELHAM, S., (1994), Heat Curing and Delayed Ettringite Formation, *MRS Online Proceedings Library Archive*, vol. 370, .
- LEWIS, M. C., SCRIVENER, K. L. & KELHAM, S., (1995), Heat curing and delayed ettringite formation, *MRS Online Proceedings Library Archive*, vol. 370, .
- LI, G., LE BESCOP, P. & MORANVILLE, M., (1996), Expansion mechanism associated with the secondary formation of the U phase in cement-based systems containing high amounts of Na₂SO₄, *Cement and Concrete Research*, vol. 26, n°2, p. 195-201.
- LI, K. & COUSSY, O., (2002), Evaluation de l'état mécanique des ouvrages dégradés par la réaction alcali-silice, *Revue française de génie civil. Volume n°n*, vol. 2, p. 1.
- LI, K. & COUSSY, O., (2004), Numerical assessment and prediction method for the chemico-mechanical deterioration of ASR-affected concrete structures, *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 31, n°3, p. 432-439.
- LINGER, L., LAVAUD, S., DIVET, L., CUSSIGH, F., BARBERON, F. & GOTTELAND, P., (2013), Mineral additions efficiency assessment to mitigate DEF riskPrésenté à Concrete 2013.
- LLAU, A., JASON, L., DUFOUR, F. & BAROTH, J., (2016), Modelling strategies of prestressing tendons and reinforcement bars in concrete structures, In : *VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering*, p. 12.
- LOGNOT, I., KLUR, I. & NONAT, A., (1998), NMR and Infrared Spectroscopies of C-S-H and Al-Substituted C-S-H Synthesised in Alkaline Solutions, In : *Nuclear Magnetic Resonance Spectroscopy of Cement-Based Materials*, Springer, Berlin, Heidelberg, p. 189-196.
- LÓPEZ, C. M., CAROL, I. & AGUADO, A., (2008a), Meso-structural study of concrete fracture using interface elements. I: numerical model and tensile behavior, *Materials and Structures*, vol. 41, n°3, p. 583-599.
- LÓPEZ, C. M., CAROL, I. & AGUADO, A., (2008b), Meso-structural study of concrete fracture using interface elements. II: compression, biaxial and Brazilian test, *Materials and Structures*, vol. 41, n°3, p. 601-620.

- LOTHENBACH, B. & NONAT, A., (2015), Calcium silicate hydrates: Solid and liquid phase composition, *Cement and Concrete Research*, vol. 78, p. 57-70.
- LOTHENBACH, B. & WINNEFELD, F., (2006), Thermodynamic modelling of the hydration of Portland cement, *Cement and Concrete Research*, vol. 36, n°2, p. 209-226.
- LOTHENBACH, B., WINNEFELD, F., ALDER, C., WIELAND, E. & LUNK, P., (2007), Effect of temperature on the pore solution, microstructure and hydration products of Portland cement pastes, *Cement and Concrete Research*, vol. 37, n°4, p. 483-491.
- MALBOIS, M., DIVET, L., LAVAUD, S. & TORRENTI, J.-M., (2017), Influence de la nature pétrographique des granulats et de cycles de séchage sur le développement de la réaction sulfatique interne dans le béton, In : *23ème Congès Français de Mécanique*, Lille, France.
- MANG, C., DAVENNE, L. & JASON, L., (2015), A new bond slip model for reinforced concrete structures: Validation by modelling a reinforced concrete tie, *Engineering Computations*, vol. 32, n°7, p. 1934-1958.
- MARCHESE, B. & SERSALE, R., (1969), Stability of hydrogarnet series terms to sulphate attack, In : *Proceedings of the 5th International Symposium on the Chemistry of Cement, Tokyo. Cement Association of Japan, Tokyo, Japan* vol. 2, , p. 133–137.
- MARTIN, R.-P., (2010), *Analyse sur structures modèles des effets mécaniques de la réaction sulfatique interne du béton* (PhD thesis, Université Paris-Est).
- MARTIN, R.-P., OMIKRINE METALSSI, O. & TOUTLEMONDE, F., (2013), Importance of considering the coupling between transfer properties, alkali leaching and expansion in the modelling of concrete beams affected by internal swelling reactions, *Construction and Building Materials*, vol. 49, p. 23-30.
- MATSCHKEI, T., LOTHENBACH, B. & GLASSER, F. P., (2007), The AFm phase in Portland cement, *Cement and Concrete Research*, vol. 37, n°2, p. 118-130.
- MEHTA, P. K., (1973), Mechanism of expansion associated with ettringite formation, *Cement and Concrete Research*, vol. 3, n°1, p. 1-6.
- MEHTA, P. K., (1976), Scanning electron micrographic studies of ettringite formation, *Cement and Concrete Research*, vol. 6, n°2, p. 169-182.

- MEHTA, P. K., (1983), Mechanism of sulfate attack on portland cement concrete — Another look, *Cement and Concrete Research*, vol. 13, n°3, p. 401-406.
- MELAND, I., JUSTNESS, H. & LINDGARD, J., (1997), Durability Problems Related to Delayed Ettringite Formation and/or Alkali Aggregate Reactions, In : *Proceedings of 10th International Congress on the Chemistry of Cement, Gothenburg, Schweden IV*, p. 4iv064.
- MENSI, R., ACKER, P. & ATTOLOU, A., (1988), Séchage du béton: analyse et modélisation, *Materials and Structures*, vol. 21, n°1, p. 3-12.
- MICHOU, A., (2015), Analyse expérimentale du comportement de structures précontraintes par torons gainés graissés, In : *Rencontres Universitaires de Génie Civil*, Bayonne, France.
- MILLARD, A. & VIVIER, M., (2006), Modelling of tests performed in order to evaluate the residual strength of corroded beams in the framework of the benchmark of the rance beams, *Journal de Physique IV (Proceedings)*, vol. 136, p. 151-158.
- MIN, D. & MINGSHU, T., (1994), Formation and expansion of ettringite crystals, *Cement and Concrete Research*, vol. 24, n°1, p. 119–126.
- MONTEIRO, P. J. M. & KURTIS, K. E., (2003), Time to failure for concrete exposed to severe sulfate attack, *Cement and Concrete Research*, vol. 33, n°7, p. 987-993.
- MOORE, A. & TAYLOR, H. F. W., (1968), Crystal Structure of Ettringite, *Nature*, vol. 218, n°5146, p. 1048-1049.
- MORENON, P., (2017), *Modélisation des réactions de gonflement interne des bétons avec prise en compte des couplages poro-mécaniques et chimiques* (phd, Université de Toulouse, Université Toulouse III - Paul Sabatier).
- MORENON, P., MULTON, S., SELIER, A., GRIMAL, E., HAMON, F. & BOURDAROT, E., (2017), Impact of stresses and restraints on ASR expansion, *Construction and Building Materials*, vol. 140, p. 58-74.
- MORI, T. & TANAKA, K., (1973), Average stress in matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions, *Acta Metallurgica*, vol. 21, n°5, p. 571-574.

- MÖSCHNER, G., LOTHENBACH, B., ROSE, J., ULRICH, A., FIGI, R. & KRETZSCHMAR, R., (2008), Solubility of Fe-ettringite ($\text{Ca}_6[\text{Fe}(\text{OH})_6]_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 26\text{H}_2\text{O}$), *Geochimica et Cosmochimica Acta*, vol. 72, n°1, p. 1-18.
- MÖSCHNER, G., LOTHENBACH, B., WINNEFELD, F., ULRICH, A., FIGI, R. & KRETZSCHMAR, R., (2009), Solid solution between Al-ettringite and Fe-ettringite ($\text{Ca}_6[\text{Al}_{1-x}\text{Fe}_x(\text{OH})_6]_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 26\text{H}_2\text{O}$), *Cement and Concrete Research*, vol. 39, n°6, p. 482-489.
- MÜLLAUER, W., BEDDOE, R. E. & HEINZ, D., (2013), Sulfate attack expansion mechanisms, *Cement and Concrete Research*, vol. 52, p. 208-215.
- MULONGO, P. L. & EKOLU, S. O., (2013a), Kinetic model to predict cement susceptibility to delayed ettringite formation. Part 1: Theoretical concept, *Magazine of Concrete Research*, vol. 65, n°10, p. 629-639.
- MULONGO, P. L. & EKOLU, S. O., (2013b), Kinetic model to predict cement susceptibility to delayed ettringite formation. Part 2: Model validation and application, *Magazine of Concrete Research*, vol. 65, n°10, p. 640-646.
- MULTON, S., (2003), *Evaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles*, Université de Marne la Vallée.
- ODLER, I. & CHEN, Y., (1995), Effect of cement composition on the expansion of heat-cured cement pastes, *Cement and Concrete Research*, vol. 25, n°4, p. 853-862.
- OLLIVIER, J.-P. & VICHOT, A., (2008), *La durabilité des bétons: bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement*, Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées.
- OLPHEN, H. V., (1963), *An introduction to clay colloid chemistry, for clay technologists, geologists, and soil scientists*.
- PARDAL, X., POCHARD, I. & NONAT, A., (2009), Experimental study of Si–Al substitution in calcium-silicate-hydrate (C-S-H) prepared under equilibrium conditions, *Cement and Concrete Research*, vol. 39, n°8, p. 637-643.

- PATHIRAGE, M., BOUSIKHANE, F., D'AMBROSIA, M., ALNAGGAR, M. & CUSATIS, G., (2018), Effect of alkali silica reaction on the mechanical properties of aging mortar bars: Experiments and numerical modeling, *International Journal of Damage Mechanics*, p. 1056789517750213.
- PAVOINE, A., (2003), *Evaluation du potentiel de réactivité des bétons vis-à-vis de la formation différée de l'ettringite* (Université Pierre et Marie Curie-Paris VI).
- PAVOINE, A., BRUNETAUD, X. & DIVET, L., (2012), The impact of cement parameters on Delayed Ettringite Formation, *Cement and Concrete Composites*, vol. 34, n°4, p. 521-528.
- PAVOINE, A. & DIVET, L., (2007), *Méthode d'essai n°66 - Réactiité d'un béton vis-à-vis d'une réaction sulfatique interne - Essai de performance*, LCPC.
- PERKINS, R. B. & PALMER, C. D., (1999), Solubility of ettringite ($\text{Ca}_6[\text{Al}(\text{OH})_6]_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 26\text{H}_2\text{O}$) at 5–75°C, *Geochimica et Cosmochimica Acta*, vol. 63, n°13–14, p. 1969-1980.
- PETROV, N., (2003), *Effets combinés de différents facteurs sur l'expansion des bétons causée par la formation différée de l'ettringite* (PhD thesis, Université de Sherbrooke).
- PETROV, N. & TAGNIT-HAMOU, A., (2004), Is Microcracking Really a Precursor to Delayed Ettringite Formation and Consequent Expansion?, *Materials Journal*, vol. 101, n°6, p. 442-447.
- PETROV, N. & TAGNIT-HAMOU, A., (2006), *Approche Holistique de la Formation Différée de l'Ettringite*, Université de Sherbrooke, Quebec, Canada.
- PIGNATELLI, R., COMI, C. & MONTEIRO, P. J. M., (2013), A coupled mechanical and chemical damage model for concrete affected by alkali–silica reaction, *Cement and Concrete Research*, vol. 53, p. 196-210.
- PIHLAJAVAARA, S. ., (1974), A review of some of the main results of a research on the ageing phenomena of concrete: Effect of moisture conditions on strength, shrinkage and creep of mature concrete, *Cement and Concrete Research*, vol. 4, n°5, p. 761-771.
- PING, X. & BEAUDOIN, J. J., (1992a), Mechanism of sulphate expansion I. Thermodynamic principle of crystallization pressure, *Cement and Concrete Research*, vol. 22, n°4, p. 631-640.
- PING, X. & BEAUDOIN, J. J., (1992b), Mechanism of sulphate expansion II. Validation of Thermodynamic Theory, *Cement and Concrete Research*, vol. 22, n°5, p. 845-854.

- POPPE, A.-M. & DE SCHUTTER, G., (2005), Cement hydration in the presence of high filler contents, *Cement and Concrete Research*, vol. 35, n°12, p. 2290-2299.
- RADJY, F. & RICHARDS, C. W., (1973), Effect of curing and heat treatment history on the dynamic mechanical response and the pore structure of hardened cement paste, *Cement and Concrete Research*, vol. 3, n°1, p. 7-21.
- RAMLOCHAN, T., ZACARIAS, P., THOMAS, M. D. A. & HOOTON, R. D., (2003), The effect of pozzolans and slag on the expansion of mortars cured at elevated temperature: Part I: Expansive behaviour, *Cement and Concrete Research*, vol. 33, n°6, p. 807-814.
- RICHARDSON, I. G., (1999), The nature of C-S-H in hardened cements, *Cement and Concrete Research*, vol. 29, n°8, p. 1131-1147.
- RILEM, (1970), Essais portant sur l'adhérence des armatures du béton: 2: Essai par traction, *Materials and Structures*, vol. 3, p. 175-178.
- RIVARD, P., BÉRUBÉ, M.-A., BALLIVY, G. & OLLIVIER, J.-P., (2003), Effect of drying–rewetting on the alkali concentration of the concrete pore solution, *Cement and Concrete Research*, vol. 33, n°6, p. 927-929.
- ROSSI, P., WU, X., MAOU, F. L. & BELLOC, A., (1994), Scale effect on concrete in tension, *Materials and Structures*, vol. 27, n°8, p. 437-444.
- ROUBIN, E., SHAMAA, M. A., COLLIAT, J.-B., PAVOINE, A., DIVET, L., TORRENTI, J.-M. & NAHAS, G., (2014), A nonlinear meso–macro approach to modelling delayed ettringite formation and concrete degradation, *Materials and Structures*, vol. 47, n°11, p. 1911-1920.
- SALGUES, M., (2013), *Modélisation des effets structuraux des réactions sulfatiques internes : application aux barrages en béton* (PhD thesis, Université de Toulouse, Université Toulouse III - Paul Sabatier).
- SALGUES, M., SELIER, A., MULTON, S., BOURDAROT, E. & GRIMAL, E., (2014), DEF modelling based on thermodynamic equilibria and ionic transfers for structural analysis, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 18, n°4, p. 377-402.

- SANT, G., KUMAR, A., PATAPY, C., LE SAOUT, G. & SCRIVENER, K., (2012), The influence of sodium and potassium hydroxide on volume changes in cementitious materials, *Cement and Concrete Research*, vol. 42, n°11, p. 1447-1455.
- SCHERER, G. W., (1999), Crystallization in pores, *Cement and Concrete Research*, vol. 29, n°8, p. 1347-1358.
- SCHERER, G. W., (2004), Stress from crystallization of salt, *Cement and Concrete Research*, vol. 34, n°9, p. 1613-1624.
- SCRIVENER, K. L., DAMIDOT, D. & FAMY, C., (1999), Possible mechanisms of expansion of concrete exposed to elevated temperatures during curing (also known as DEF) and implications for avoidance of field problems, *Cement, concrete and aggregates*, vol. 21, p. 93–101.
- SCRIVENER, K. L. & TAYLOR, H. F. W., (1993), Delayed ettringite formation: a microstructural and microanalytical study, *Advances in Cement Research*, vol. 5, n°20, p. 139-146.
- SCRIVENER, K. & LEWIS, M., (1997), A microstructural and microanalytical study of heat cured mortars and delayed ettringite formation, In : *Proceedings of the 10th International Congress on the Chemistry of Cement, Gothenburg, Schweden* vol. 4, , p. 4iv061.
- SEIGNOL, J. F., BAGHDADI, N. & TOUTLEMONDE, F., (2009), A macroscopic chemo-mechanical model aimed at re-assessment of delayed ettringite formation affected concrete structures, In : *1st International Conference on Computational Technologies in Concrete Structures CTCS'09*, p. 422–440.
- SELLIER, A., (2016), *Model equations (Rapport interne LMDC)*, LMDC.
- SELLIER, A., CASAUX-GINESTET, G., BUFFO-LACARRIÈRE, L. & BOURBON, X., (2013a), Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing. Part I: Constitutive laws, *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 97, p. 148-167.
- SELLIER, A., CASAUX-GINESTET, G., BUFFO-LACARRIÈRE, L. & BOURBON, X., (2013b), Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing: Part II: Applications, *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 97, p. 168-185.

SELLIER, A. & MILLARD, A., (2013), WL2, une méthode pour considérer l'effet d'échelle probabiliste dans les modèles de fissuration. Présenté à 31èmes rencontres de l'AUGC, , Ecole Normale Supérieure de Cachan, p. 10.

SELLIER, A. & MULTON, S., (2018), Chemical modelling of Delayed Ettringite Formation for assessment of affected concrete structures, *Cement and Concrete Research*, vol. 108, p. 72-86.

SELLIER, A., MULTON, S., BUFFO-LACARRIÈRE, L., VIDAL, T., BOURBON, X. & CAMPS, G., (2016), Concrete creep modelling for structural applications: non-linearity, multi-axiality, hydration, temperature and drying effects, *Cement and Concrete Research*, vol. 79, p. 301-315.

SHAO, Y., LYNDALE, C. J., LAWRENCE, C. D. & SHARP, J. H., (1997), Deterioration of heat-cured mortars due to the combined effect of delayed ettringite formation and freeze/thaw cycles, *Cement and Concrete Research*, vol. 27, n°11, p. 1761-1771.

SHAYAN, A. & IVANUSEC, I., (1996), An experimental clarification of the association of delayed ettringite formation with alkali-aggregate reaction, *Cement and Concrete Composites*, vol. 18, n°3, p. 161-170.

SHIMADA, Y. & YOUNG, J. F., (2004), Thermal stability of ettringite in alkaline solutions at 80 °C, *Cement and Concrete Research*, vol. 34, n°12, p. 2261-2268.

SILVA, A. S., SOARES, D., MATOS, L., SALTA, M. M., DIVET, L., PAVOINE, A., ... MIRÃO, J., (2010), Influence of mineral additions in the inhibition of delayed ettringite formation in cement based materials – A microstructural characterization, *Materials Science Forum*, vol. 636-637, p. 1272-1279.

SILVA, A. S., (2017), *Rencontre scientifique et technique : les réactions de gonflement interne des bétons*, ASFA, IFSTTAR Champs sur Marne.

SMAOUI, N., BÉRUBÉ, M. A., FOURNIER, B., BISSONNETTE, B. & DURAND, B., (2005), Effects of alkali addition on the mechanical properties and durability of concrete, *Cement and Concrete Research*, vol. 35, p. 203-212.

STARK, J., BOLLMANN, K. & SEYFARTH, K., (1992), Investigation into delayed ettringite formation in concrete, In : *Proceedings of the 9th International Congress on the Chemistry of Cement, New Delhi* vol. 5, , p. 348-354.

- TAYLOR, H. F. W., (1997), *Cement Chemistry*, Thomas Telford, 488 p.
- TAYLOR, H. F. W., FAMY, C. & SCRIVENER, K. L., (2001), Delayed ettringite formation, *Cement and Concrete Research*, vol. 31, n°5, p. 683-693.
- TEPPONEN, P., (1987), Damages in concrete railway sleepers in Finland, *Nordic Concrete Research*, vol. 6, p. 199–209.
- THIEBAUT, Y., MULTON, S., SELIER, A., LACARRIÈRE, L., BOUTILLON, L., BELILI, D., ... HADJI, S., (2018), Effects of stress on concrete expansion due to delayed ettringite formation, *Construction and Building Materials*, vol. 183, p. 626-641.
- TOSUN, K., (2006), Effect of SO₃ content and fineness on the rate of delayed ettringite formation in heat cured Portland cement mortars, *Cement and Concrete Composites*, vol. 28, n°9, p. 761-772.
- TOULEMONDE, F., KCHAKECH, B., OMIKRINE-METALSSI, O. & MARTIN, R.-P., (2017), DEF coupled to thermal history: recent advances, In: *JCI-RILEM International Workshop, CONCRACK5*, Japan.
- ULM, F.-J., COUSSY, O., KEFEI, L. & LARIVE, C., (2000), Thermo-Chemo-Mechanics of ASR Expansion in Concrete Structures, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 126, n°3, p. 233-242.
- WARREN, C. J. & REARDON, E. J., (1994), The solubility of ettringite at 25°C, *Cement and Concrete Research*, vol. 24, n°8, p. 1515-1524.
- WIEKER, W., BADE, T., WINKLER, A. & HERR, R., (1992), On the composition of pore solutions squeezed from autoclaved cement pastes, In : *RILEM PROCEEDINGS*, CHAPMAN & HALL, p. 125–125.
- YANG, R., LAWRENCE, C. D., LYNSDALE, C. J. & SHARP, J. H., (1999a), Delayed ettringite formation in heat-cured Portland cement mortars, *Cement and Concrete Research*, vol. 29, n°1, p. 17-25.
- YANG, R., LAWRENCE, C. D. & SHARP, J. H., (1996), Delayed ettringite formation in 4-year old cement pastes, *Cement and Concrete Research*, vol. 26, n°11, p. 1649-1659.
- YANG, R., LAWRENCE, C. D. & SHARP, J. H., (1999b), Effect of type of aggregate on delayed ettringite formation, *Advances in Cement Research*, vol. 11, n°3, p. 119-132.

YURTDAS, I., BURLION, N. & SKOCZYLAS, F., (2004), Experimental characterisation of the drying effect on uniaxial mechanical behaviour of mortar, *Materials and Structures*, vol. 37, n°3, p. 170-176.

ZHANG, Z., OLEK, J. & DIAMOND, S., (2002a), Studies on delayed ettringite formation in early-age, heat-cured mortars: I. Expansion measurements, changes in dynamic modulus of elasticity, and weight gains, *Cement and Concrete Research*, vol. 32, n°11, p. 1729-1736.

ZHANG, Z., OLEK, J. & DIAMOND, S., (2002b), Studies on delayed ettringite formation in heat-cured mortars: II. Characteristics of cement that may be susceptible to DEF, *Cement and Concrete Research*, vol. 32, n°11, p. 1737-1742.

ANNEXES

Annexe 1

Une série de corps d'épreuves issue d'une gâchée différente a subi un cycle thermique non conforme en raison d'arrêts successifs de l'enceinte climatique (Figure A-1). Les éprouvettes prismatiques permettant de suivre le gonflement libre **L0-T0 (bis)**, gêné uniaxialement **L1,1%-T0 (bis)** et triaxialement **L1,1%-T1,0% (bis)** ont tout de même été conservées et suivies. Les matériaux et géométries de ces éprouvettes sont identiques à celles présentées dans le corps de ce manuscrit, à l'exception du ferrailage transversal des prismes **L1,1%-T1,0% (bis)**. Des plats en acier au carbone de 3 mm d'épaisseur ont été utilisés en lieu et place des plats en acier inoxydable de 2 mm d'épaisseur. Le nombre et la disposition des plats étant identiques d'une série à l'autre, les prismes armés et frettés ayant subi un cycle thermique non-conforme présentent un taux de ferrailage transversal d'environ 1,0 % (contre 0,7 % environ pour l'autre série).

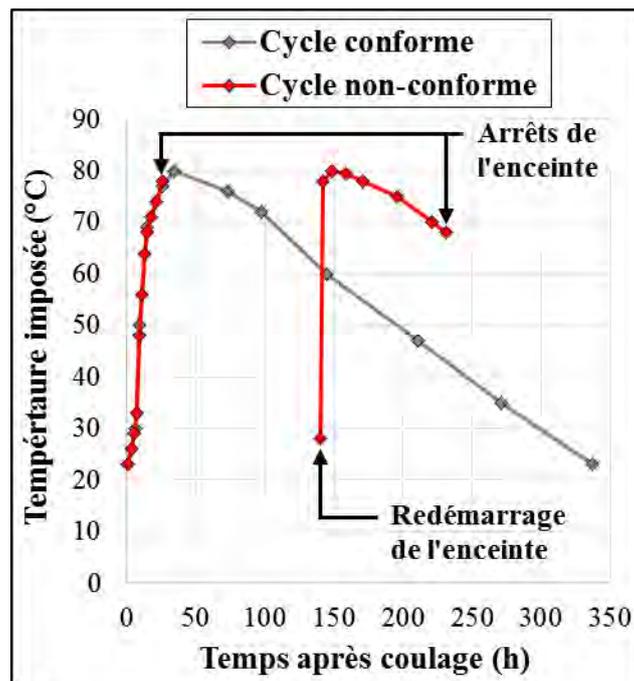


Figure A-1. Cycle thermique conforme et non-conforme suite aux arrêts successifs et au redémarrage de l'enceinte climatique.

Les déformations longitudinales et transversales des prismes ayant subi un cycle thermique non conforme évoluent globalement de manière plus lente que celles observées sur les corps d'épreuves présentés précédemment (Figure A-2). Ce phénomène est a priori lié au traitement thermique subi.

Les déformations sont nettement atténuées dans les directions armées.

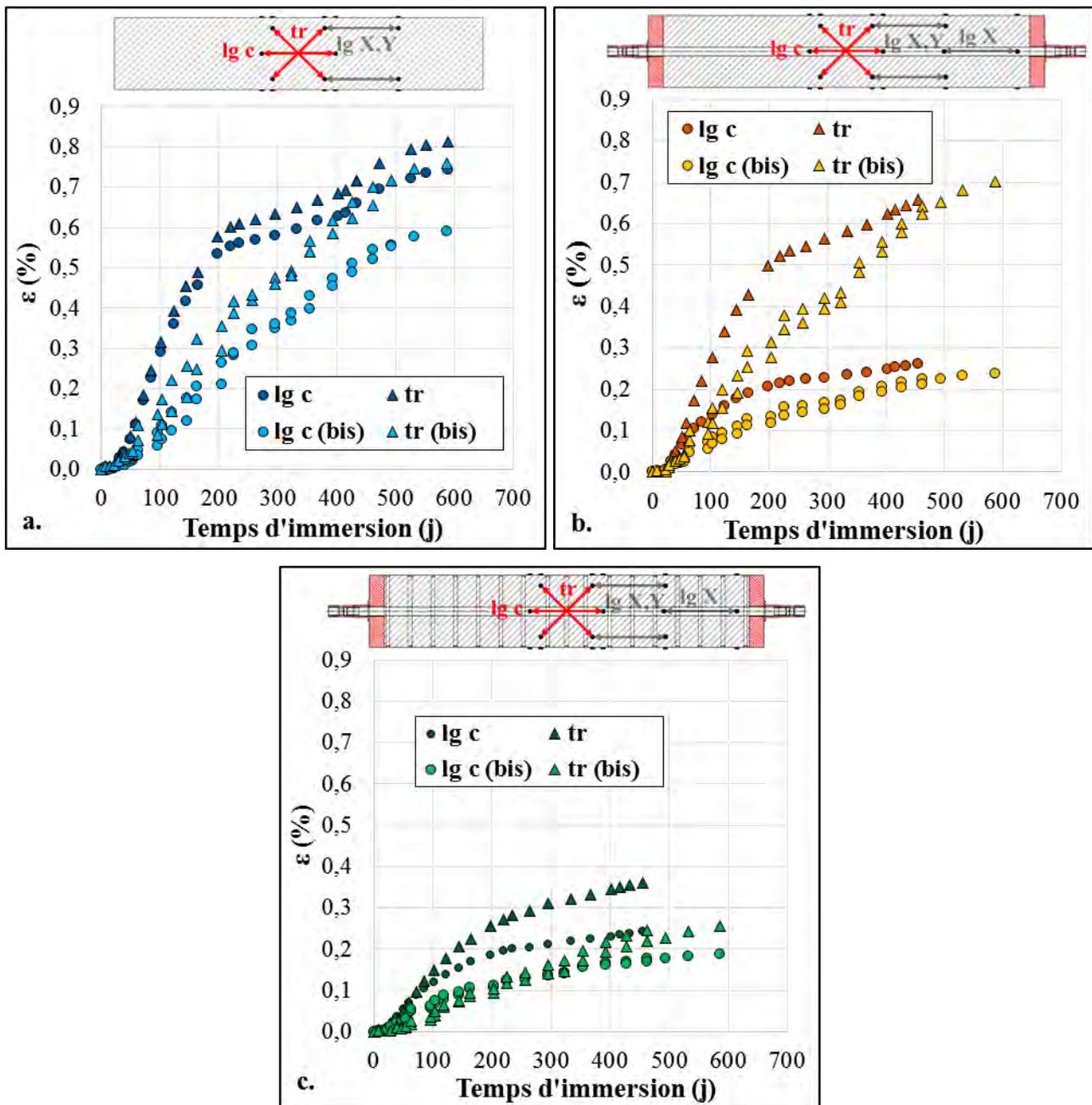


Figure A-2. Suivis dimensionnels longitudinal (ronds) et transversal (triangles) centrés des corps d'épreuves prismatiques libres **L0-T0 (bis)** (a.), armés uniaxialement **L1,1%-T0 (bis)** (b.) et triaxialement **L1,1%-T1,0% (bis)** (c.) ayant subi un cycle thermique non-conforme. Confrontation aux résultats obtenus sur les prismes ayant subi un cycle thermique conforme.

Les déformations longitudinales centrées des corps d'épreuves ayant subi un cycle thermique non-conforme ont été tracées en fonction des déformations transversales (Figure A-3). Le coefficient d'anisotropie a été précédemment défini comme étant la pente moyenne de la courbe des déformations longitudinales centrées en fonction des déformations transversales, sur la portion comprise entre 0,1% et les expansions finales. Le Tableau A-1 inventorie les valeurs des

coefficients d'anisotropie des différents lots de corps d'épreuves (cycle thermique conforme et non-conforme).

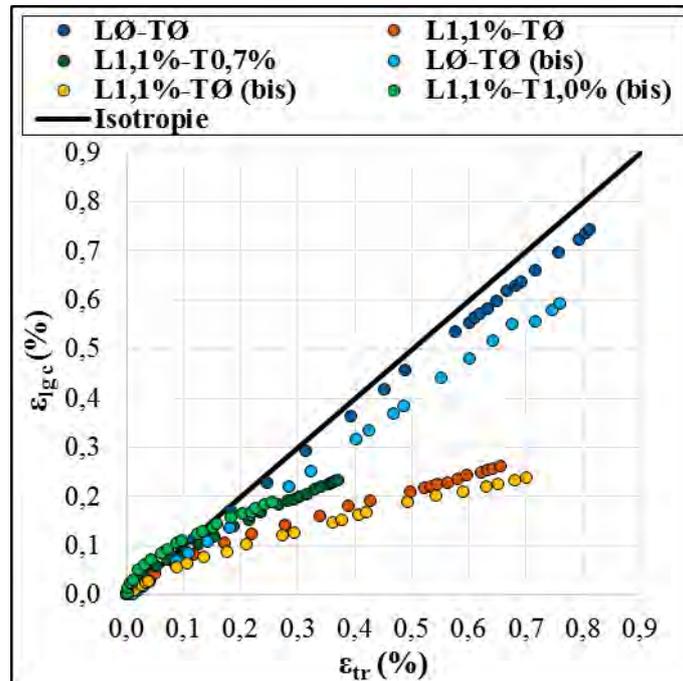


Figure A-3. Evolution des déformations longitudinales centrées en fonction des déformations transversales des corps d'épreuves prismatiques libres **LØ-TØ (bis)**, armés uniaxialement **L1,1%-TØ (bis)** et triaxialement **L1,1%-T1,0% (bis)** ayant subi un cycle thermique non-conforme. Confrontation aux résultats obtenus sur les prismes ayant subi un cycle thermique conforme.

Tableau A-1. Coefficient d'anisotropie des prismes ayant subi un cycle thermique non-conforme. Confrontation aux résultats obtenus sur les prismes ayant subi un cycle thermique conforme.

Corps d'épreuve	Coefficient d'anisotropie
LØ-TØ	0,92
LØ-TØ (bis)	0,78
L1,1%-TØ	0,34
L1,1%-TØ (bis)	0,29
L1,1%-T0,7%	0,54
L1,1%-T0,7% (bis)	0,49

Le gonflement des corps d'épreuves libres de contraintes **LØ-TØ (bis)** apparaît légèrement anisotrope avec un coefficient proche de 0,78. La réponse des corps d'épreuves armés longitudinalement **L1,1%-TØ (bis)** soumis à la RSI est clairement anisotrope, avec un coefficient moyen proche de 0,29. Le caractère anisotrope des gonflements induits par la RSI sous confinement

anisotrope est retrouvé, conformément à ce qui a été observé sur les prismes ayant subi un traitement thermique conforme. Les mêmes conclusions peuvent être tirées de l'analyse des corps d'épreuves armées triaxialement L1,1%-T1,0% (bis). En effet, le coefficient d'anisotropie moyen avoisine 0,49. Finalement, la plupart des phénomènes décrits lors de l'analyse des corps d'épreuves ayant subi un cycle thermique conforme sont également observés sur cette série de prismes. Les résultats obtenus semblent de fait assez répétables.

Annexe 2

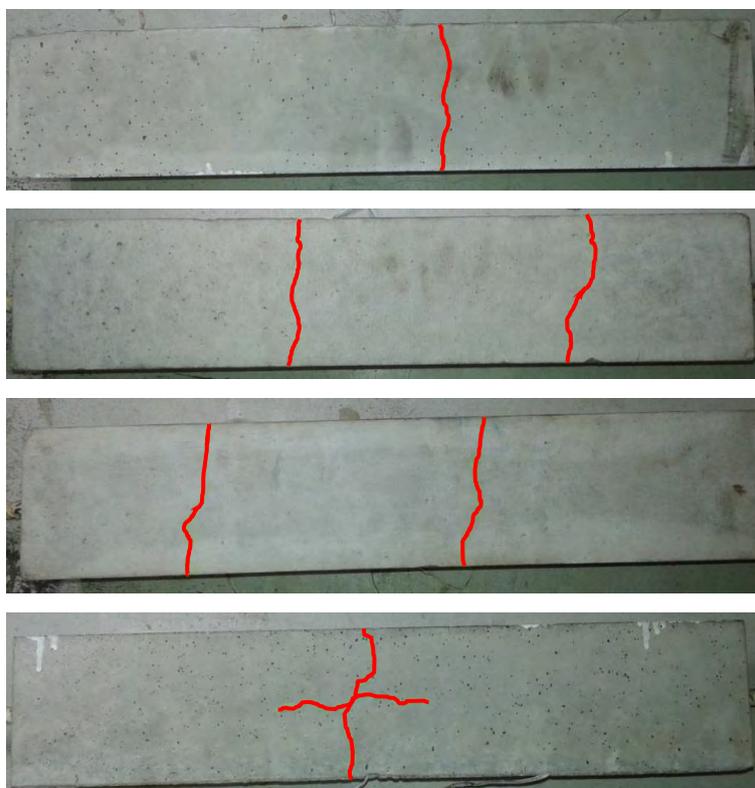


Figure A-4. Fissuration après les essais de tirants sur béton chauffé **C-NI-L1,1%-TØ** et un béton non chauffé **NC-NI-L1,1%-TØ**.

Annexe 3

Une première série d'essais de pull-out a été menée sur béton immergé ou non pendant 450 jours sans coller la base des échantillons à un support rigide. De fait, le frottement radial entre la surface des échantillons et celle de la cale en béton n'a pas permis d'équilibrer la composante radiale de l'effort de compression dans la bielle et a conduit à la rupture du béton avant celle de l'interface acier-béton. Les résultats obtenus au cours de ces essais sont présentés et confrontés à ceux obtenus à partir de la seconde série d'essais de pull out (échantillons collés sur une plaque métallique empêchant la rupture du béton avant celle de l'interface acier-béton) sur la Figure A-5.

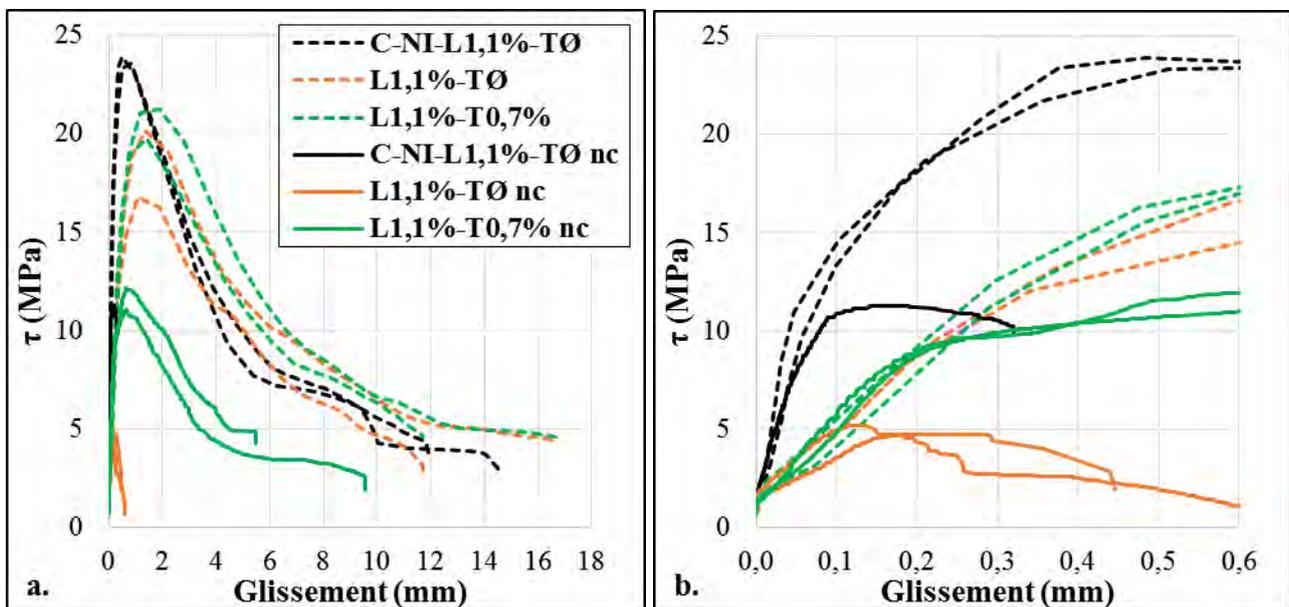


Figure A-5. Confrontation des résultats des essais pull-out collés (« c ») ou non-collés (« nc ») sur échantillons de béton non réactif C-NI-L1,1%-TØ et de béton réactif armé uniaxialement L1,1%-TØ et triaxialement L1,1%-TØ,7%.

Le module de cisaillement de l'interface acier-béton (pente initiale de la courbe d'adhérence) est identique à celui mesuré au cours des essais « collés ». En revanche, l'augmentation de la contrainte d'adhérence est interrompue avant d'atteindre sa valeur maximale en raison de la rupture du béton.

Annexe 4

Si l'IF semble un relevé exploitable en vue de la modélisation de la pile, l'échelle réduite sur laquelle il a été mesuré (1 m² sur presque 113 m² de parement du fût) limite sa pertinence. Une méthode de mesure alternative a été proposée dans le cadre du suivi de cet ouvrage et mise en œuvre pour la première fois en Juillet 2018 pour les trois piles. Cette méthode consiste à relever l'IF associé à la fissuration verticale sur tout le pourtour du fût, et ce à différentes hauteurs. L'Indice de Fissuration Périphérique ou IFP ainsi obtenu est plus représentatif de la fissuration et du comportement mécanique de l'ouvrage que l'IF utilisé jusqu'à présent. La Figure A-6 présente les IFP mesurés à environ 1 mètre, 2 mètres et 3 mètres de hauteur. L'IFP a été supposé nul au sommet et à la base des fûts bien que les mesures directes n'aient pas été possibles. Pour ce qui est de la partie supérieure des fûts, les observations à hauteur d'homme n'ont permis de voir que de très rares et fines fissures. Les parties basses, immergées ou enterrées, n'ont pas pu être observées.

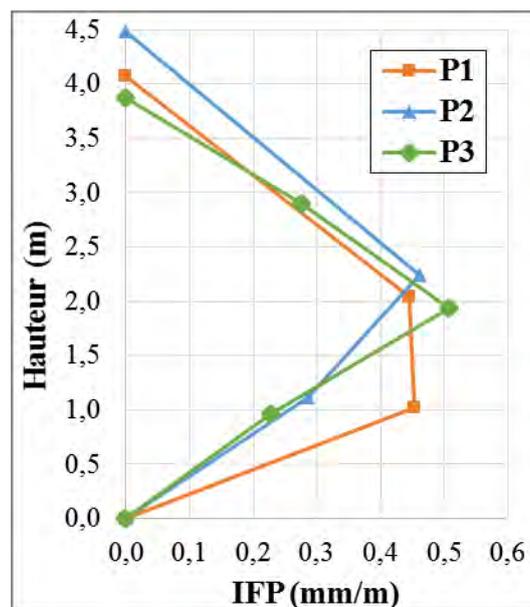


Figure A-6. Indice de Fissuration Périphérique ou IFP effectués à différentes hauteurs sur le pourtour des fûts des piles P1, P2 et P3. Les points associés aux hauteurs minimales et maximales sont des estimations.

Les IFP à mi-hauteur des trois fûts apparaissent relativement similaires, avec une moyenne située autour de 0,47 mm/m. Ces valeurs sont nettement plus faibles que celles mesurées à partir des IF sur 1 m² de parement (qui sont de l'ordre de 0,9 mm/m) : la zone retenue pour la mesure de l'IF est la zone la fissurée, ce qui conduit à une surestimation des désordres touchant la structure. A un quart de la hauteur, la pile P1 présente un IFP presque deux fois supérieur à ceux des piles P2 et P3,

ce qui pourrait être dû à un surcroît de gonflement induit par la saturation du béton de P1 dans cette zone liée à l'immersion de sa partie basse. Seule l'IFP de la pile P3 a pu être mesuré à trois quart de la hauteur. Il apparaît quasiment identique à celui mesuré à un quart de la hauteur. Ceci semble confirmer la relative symétrie verticale des phénomènes de gonflement pour cette pile non exposée à l'eau : le gonflement à cœur, couplé au frettage induit par la présence de la semelle en pied et du chevêtre en tête, entraîne ainsi une déformation en « tonneau » du fût.

