



**HAL**  
open science

# Modélisation des réactions de gonflement interne des bétons avec prise en compte des couplages poro-mécaniques et chimiques

Pierre Morenon

► **To cite this version:**

Pierre Morenon. Modélisation des réactions de gonflement interne des bétons avec prise en compte des couplages poro-mécaniques et chimiques. Matériaux composites et construction. Université Paul Sabatier - Toulouse III, 2017. Français. NNT : 2017TOU30138 . tel-01845620

**HAL Id: tel-01845620**

**<https://theses.hal.science/tel-01845620>**

Submitted on 20 Jul 2018

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

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



# THÈSE

En vue de l'obtention du

## DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE

Délivré par :

Université Toulouse 3 Paul Sabatier (UT3 Paul Sabatier)

---

Présentée et soutenue par :

**Pierre MORENON**

le mardi 14 novembre 2017

Titre :

**Modélisation des réactions de gonflement interne des bétons avec prise en compte des couplages poro-mécaniques et chimiques**

---

École doctorale et discipline ou spécialité :

ED MEGeP : Génie Civil

Unité de recherche :

Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC)

Directeurs de Thèse :

Alain SELLIER

Université Toulouse 3 Paul Sabatier

Stéphane MULTON (co-directeur)

Université Toulouse 3 Paul Sabatier

Jury :

François TOUTLEMONDE

IFSTTAR

Rapporteur

Benoît BARY

CEA

Rapporteur

Eduardo FAIRBAIRN

Université Fédérale de Rio de Janeiro

Président

Russell GUNN

BG Consulting Engineers

Examineur

Laurie LACARRIERE

Université Toulouse 3 Paul Sabatier

Examinatrice

Etienne GRIMAL

EDF-CIH

Invité

Eric BOURDAROT

EDF-CIH

Invité

François HAMON

EDF-R&D

Invité

Philippe KOLMAYER

EDF-CIH

Invité







# Résumé

Les réactions de gonflements internes (RGI) sont des pathologies qui dégradent le béton de certains ouvrages tels que des barrages en étant à l'origine de gonflements. Electricité De France (EDF) doit assurer la sûreté des personnes et des biens situés à l'aval de ses structures. Ce travail a pour but d'améliorer la modélisation des phénomènes physiques liés à ces dégradations notamment l'interaction entre le produit gonflant et le squelette solide. La contrainte intraporeuse générée par la pression du produit peut créer un endommagement. Dans le modèle proposé, la fissuration peut avoir lieu à deux échelles :

- Au niveau microscopique c'est le produit gonflant qui comble le volume libre autour du site de réaction avant de mettre en traction le matériau jusqu'à fissuration, ce qui provoque une baisse des caractéristiques du matériau (résistances en traction et en compression, module d'Young). Un critère de plasticité anisotrope et une loi d'écroutissement positif sont proposés pour modéliser ce phénomène.

- Au niveau macroscopique, des gradients de gonflements peuvent se développer à l'intérieur d'ouvrages dont les états de contraintes et les conditions d'humidité et de température ne sont pas homogènes. Une fissuration localisée peut alors s'initier. Elle est la source de risques de dislocations des structures pouvant mener à leur ruine, de concentrations de contraintes dans les aciers structuraux, de chemins facilités pour les agents agressifs extérieurs et pour l'eau, composé essentiel au développement rapide de ces pathologies. La prise en compte des couplages hydro-poro-mécaniques est nécessaire à la simulation de ces phénomènes. Cette fissuration est modélisée par un critère plastique de Rankine anisotrope dont l'énergie dissipée par la fissuration est régularisée par la méthode d'Hillerborg.

Après avoir présenté ce modèle, il est validé et appliqué à différentes échelles pour des états de contraintes et des conditions environnementales diverses, sur :

- des éprouvettes soumises à des contraintes et des blocages multi-axiaux,
- des poutres de laboratoire plus ou moins armées subissant des gradients d'humidité importants,
- des barrages dans des conditions réelles construits dans les années 1950.

Les résultats obtenus avec le modèle permettent de retrouver les déplacements, les contraintes et les résistances de ces structures après vieillissement. Pour les poutres atteintes de réaction alcali-silice, les résultats numériques obtenus montrent notamment une prise en compte réaliste des contraintes induites par la présence d'armatures, ce qui est confirmé par la validation du comportement à rupture. Néanmoins, des difficultés de calage subsistent pour les poutres subissant la réaction sulfatique interne. Elles sont issues des grandes amplitudes d'expansion et des couplages diffusion-fissuration qui rendent spécifique le comportement de ces structures par rapport à des structures subissant des expansions moins importantes.

Ce modèle est un outil pour la requalification des ouvrages dans le but d'assurer leur sûreté. Il peut également servir de base de calcul à la simulation de diverses réhabilitations et travaux de confortements.

# Abstract

Internal swelling reactions (ISR) damage the concrete of structures such as dams. Electricité De France (EDF) must ensure the safety of the people and goods located below the dam. This work aims to improve the modeling of the physical phenomena related to these damages, especially the interaction between the swelling product and the solid skeleton. The intraporous stress generated by the product pressure can create cracking, which, in the proposed model, can occur at two scales:

- At a microscopic scale, the swelling product fills the gaps around the reaction site, which induces cracking and a decrease of the materials' characteristics (tensile and compression strengths, Young's modulus). Numerically, an anisotropic plastic criteria and a hardening law allow modelling this phenomenon.

- At a macroscopic level, swelling gradients can develop inside concrete structures whose stress states and climatic conditions (humidity and temperature) are not homogeneous. A localized cracking can begin. It is a source of structure dislocation risks and stress concentrations in structural reinforcement. It may ease the way in for outside aggressive agents and water, an essential component for these reactions. Hydro-poro-mechanical couplings need to be taken into account when simulating these phenomena. The cracking is modelled by a Rankine plastic criterion whose dissipated energy is regularized by the Hillerborg's method.

After presenting the model, several stress states and environmental conditions are applied to the model in order to validate it on:

- samples under multi-axial stresses and restraints,
- plain and reinforced beams submitted to moisture gradients in laboratory,
- 1950s dams in real conditions.

The results of the model make it possible to reproduce the displacements, the stresses and residual strength of these structures after aging. For the beams submitted to alkali aggregate reaction, the numerical results show a relevant prediction of the stress induced by reinforcement, confirmed by the failure behaviour. Nevertheless, the model encounters calibration difficulties for beams affected by delayed ettringite formation. They come from large swelling amplitude and diffusion-cracking coupling which are inherent to these structure behaviours.

This model is a tool for concrete structure requalification in order to ensure their safety. It can also be a basis for diverse rehabilitations and reinforcement works simulation.

# Remerciements

Je souhaite d'abord remercier tous les membres du jury qui ont acceptés de rapporter (M. Bary et M. Toutlemonde) et d'examiner cette thèse (Mme Lacarrière, M. Gunn et M. Fairbairn (Président du jury)).

J'exprime ici ma reconnaissance la plus profonde à mes encadrants universitaires Alain Sellier et Stéphane Multon qui ont su faire de ces 3 années une formidable aventure intellectuelle et motivante. Je les remercie de leur rigueur, leurs conseils, leur humilité et leur bienveillance.

Je souhaite également remercier mon encadrement chez EDF : Etienne Grimal, Eric Bourdarot, Philippe Kolmayer (CIH) et François Hamon (R&D) pour la définition claire des objectifs, la vision industrielle et pratique du sujet, le soutien logistique, et la confiance qu'ils m'ont accordés tout au long de ce travail. Merci à l'ensemble des personnels d'EDF avec qui j'ai pu échanger, notamment au service génie civil structure du CIH au Bourget-Du-Lac et à la R&D à Saclay.

Merci à l'ensemble des chercheurs et des passionnés de Génie Civil que j'ai rencontrés.

Je voudrais également remercier l'ensemble des personnels du LMDC à Toulouse, qu'ils soient enseignants, chercheurs, ingénieurs, techniciens, assistants de direction ou techniciens de surface. Ils m'ont tous permis de travailler dans un environnement sain et agréable. Je souhaiterais tout particulièrement remercier mes collègues doctorants avec qui j'ai pu échanger sur mon sujet et m'ouvrir sur de nouvelles problématiques. De plus, je remercie Bernard, Sylvain, Gaël, Aurélie, Sophie, Moustapha, Mr Pierre, Nuraziz, Théo, Gabriel, Kahina, Ponleu, Carolina, Saïd, Thierry, Thomas, Julie, Yvan, Alexandre, les Poules, Marius, Babacar, Hognon, Chantal, Marie, Long, la team Tarot, Billy, Rudy, Mathilde, le Gypaète, Laurent, Célestine, Célimène, et tous ceux que j'oublie, pour les moments conviviaux partagés.

A mes amis qui ont subi maintes fois la description du gonflement du béton : Michaël, Roman, Pierre, Boris, Linda, Sébastien, Thomas, Guillaume, Alex, Arthur, Vincent, Valéria, Elise, Frédéric, Stéphane, Claire, Marc, Valérie, Lauriane, Kym, Nico, Marie, Erwan, Florian, Thomas, Jean-Baptiste, Jean-Victor, Vincent, Valère, mes copains de promo 47 de l'INSA, mes amis musiciens...

A ma famille, ma mère, mon père, pour tout le soutien qu'ils m'ont apporté durant toute ma scolarité pour que je trouve un métier qui me plaise et me passionne.

A Elodie pour le soutien quotidien et sans faille.





# TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART .....	7
1. Introduction du chapitre .....	8
2. La Réaction Alkali-Silice (RAS).....	8
2.1 Mécanismes réactionnels .....	8
2.2 Paramètres influents sur le volume de phases néoformées .....	10
2.3 Modélisation du volume de gel créé .....	14
3. La Formation d'Ettringite Différée (DEF) .....	19
3.1 Mécanismes réactionnels .....	19
3.2 Paramètres influents sur le volume de gel produit.....	20
3.3 Modélisation du volume de DEF créé .....	24
4. Comportement mécanique du béton.....	26
4.1 La théorie de la poro-élasticité.....	27
4.2 Mécanique de l'endommagement .....	29
4.3 Fissuration localisée.....	30
4.4 L'effet des contraintes et des confinements sur les gonflements.....	40
4.5 Gonflement et propriétés mécaniques.....	51
4.6 Les modèles mécaniques pour RGI .....	52
4.7 Les modèles poro-mécaniques pour RGI.....	56
5. Conclusion du chapitre.....	59
CHAPITRE 2 : MODELE PORO-MECANIQUE POUR LES REACTIONS DE GONFLEMENT INTERNE (RGI).....	63
1. Introduction du chapitre .....	64
2. Fissuration due aux réactions de gonflement interne .....	64
2.1 Avancements des réactions chimiques.....	64
2.2 Génération d'une pression intraporeuse.....	74
2.3 Description du critère de fissuration diffuse et de la loi d'écrouissage .....	75
2.4 Endommagement de fissuration diffuse.....	80
2.5 Calage des paramètres de RGI.....	82
3. Formulation poroplastique couplée à l'endommagement anisotrope et au fluage .....	85
3.1 Schéma rhéologique.....	85
3.2 Critères de fissuration des modèles.....	87
3.3 Comportement en traction.....	89
4. Evolution et validation du modèle poro-mécanique .....	95
4.1 Gonflement faible à modéré.....	96
4.2 Gonflement important.....	107

5. Conclusion du chapitre.....	111
CHAPITRE 3 : APPLICATIONS AUX STRUCTURES DE LABORATOIRE .....	115
1. Introduction du chapitre .....	116
2. Poutres endommagées par la Réaction Alkali-Silice (RAS).....	117
2.1 Conditions des essais .....	117
2.2 Modélisation du transfert et des effets de l'eau sur le gonflement .....	119
2.3 Modélisation poro-mécanique des poutres : des expansions à la rupture .....	126
3. Poutres endommagées par la Réaction Sulfatique Interne (RSI) .....	147
3.1 Conditions des essais .....	147
3.2 Transport hydrique dans les poutres .....	149
3.3 Diffusion et effet de la concentration en alcalins sur les expansions .....	151
3.4 Modélisation poro-mécanique des poutres : déformations et fissuration .....	157
4. Conclusion du chapitre.....	179
CHAPITRE 4 : APPLICATIONS AUX OUVRAGES .....	185
1. Introduction du chapitre .....	186
2. Barrage de Temple-Sur-Lot atteint de Réaction Alkali-Silice .....	188
2.1 Présentation de l'ouvrage.....	188
2.2 Identification des paramètres du matériau .....	192
2.3 Modélisation hydrique .....	197
2.4 Modélisation poro-mécanique .....	198
2.5 Analyse des paramètres utilisés pour le calcul du barrage .....	204
3. Barrage atteint de Réaction Sulfatique Interne .....	208
3.1 Présentation de l'ouvrage.....	208
3.2 Identification des paramètres du matériau .....	211
3.3 Modélisation thermique .....	213
3.4 Modélisation hydrique .....	221
3.5 Modélisation du lessivage des alcalins .....	221
3.6 Modélisation poro-mécanique .....	222
3.7 Analyse des paramètres utilisés pour le calcul du barrage .....	230
4. Conclusion du chapitre.....	233
CONCLUSION GENERALE .....	237
PERSPECTIVES.....	241
ANNEXE 1 .....	243
BIBLIOGRAPHIE .....	245





# INTRODUCTION GENERALE

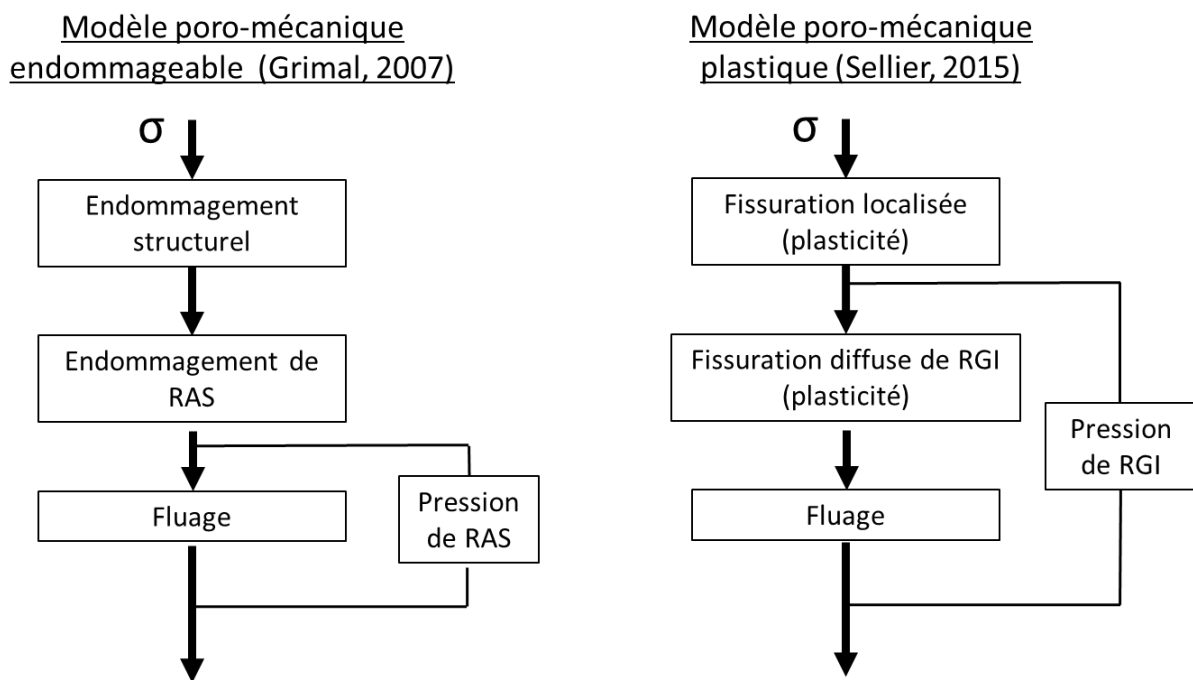
Les réactions de gonflement interne (RGI) sont des pathologies pouvant remettre en cause l'utilisation, voire la stabilité, d'un nombre significatif d'ouvrages stratégiques. Electricité de France (EDF) étant le maître d'ouvrage de barrages français, la première de ses préoccupations est la sûreté des ouvrages. La compréhension et la prédiction des phénomènes d'expansion est capitale pour la sûreté des populations et des ouvrages mais aussi pour optimiser les cycles de maintenance et de réparation. Cette thèse a pour but d'améliorer les modèles de calcul aux éléments finis d'ouvrages atteints par des réactions de gonflement interne (RGI) regroupant la réaction alcali-silice (RAS) et la formation d'ettringite différée (DEF). La simulation numérique doit permettre de retrouver les déplacements et les faciès de fissuration in situ de ces structures pour en valider la modélisation. Elle peut alors être utilisée pour la prédiction des dégradations du matériau et de la structure et pour l'évaluation de la marge de sécurité de ces ouvrages dans le temps, ce qui en fait un outil d'aide à la décision pour le maître d'ouvrage.

Un des enjeux scientifiques est la prise en compte des paramètres influents dans les calculs, dont l'humidité du matériau, et l'histoire des températures depuis le coulage du béton. Les avancements chimiques de la RAS et de la RSI sont très sensibles à l'état hydrique du matériau. Pour ces réactions, l'eau joue à la fois le rôle de milieu de diffusion des espèces chimiques mais aussi celui de réactif. La gestion de l'état hydrique du matériau dans les calculs est donc primordiale. La présence d'eau est intimement liée à l'état mécanique du matériau : la présence de fissures facilite l'intrusion d'eau provenant de l'extérieur ce qui accélère les réactions chimiques à l'origine des dégradations. Par ailleurs, les réactions peuvent consommer l'eau présente localement et s'arrêter si l'eau vient à manquer. La première étape consiste donc à représenter fidèlement la formation des produits à l'origine des gonflements du béton, puis l'état de fissuration (notamment l'ouverture des fissures structurelles et la fissuration induite par les RGI à l'échelle microscopique). Le travail de ce mémoire se concentre donc sur la simulation numérique des effets mécaniques des gonflements issus de RGI. Une attention particulière sera portée à l'anisotropie des gonflements induite par des contraintes externes ou des armatures et aux contraintes développées dans le béton et l'acier.

Trois objectifs principaux sont visés :

- Le remplacement du modèle poro-mécanique endommageable de (Grimal, 2007) par un modèle poro-plastique endommageable initié dans la thèse de (Salgues et al., 2014) et reformulé par (Sellier, 2015), dans Code\_Aster (code éléments finis développé par EDF) (Figure 1). Le but est d'améliorer la stabilité des calculs et la vitesse de résolution pour les éléments fortement endommagés en passant d'un modèle endommageable à un modèle plastique pour être en mesure de simuler plus rapidement de grands ouvrages en 3D, tels les barrages EDF. Ce modèle doit être capable de différencier les endommagements diffus et localisés, de prendre en compte le fluage et l'anisotropie de gonflement et d'endommagement.

- L'intégration d'un modèle permettant le calcul de béton atteint de DEF (Sellier et Multon, 2016). Le modèle de (Grimal, 2007) prenant uniquement en compte la RAS, les travaux de (Salgues et al., 2014) ont permis d'établir les équations d'équilibre thermodynamique nécessaires à la création de DEF. Dans un but d'utilisation rapide en ingénierie, ce modèle a été modifié : une partie des équations d'équilibre thermodynamique a été remplacée par des équations semi-empiriques (Sellier et Multon, 2016) basées sur un ensemble de résultats expérimentaux.
- Les validations de ces modèles et l'applicabilité à des ouvrages réels. L'ensemble de ces changements nécessite une phase de validation notamment au niveau des couplages (fissuration diffuse et fluage, fissuration diffuse et fissuration localisée). L'applicabilité à des ouvrages permettra de valider l'utilisation de ces modèles sur des structures de taille importante.



**Figure 1 : Modèle endommageable de (Grimal, 2007) et modèle plastique de (Sellier, 2015)**

Dans un premier temps, l'état de l'art est exposé dans le but de répertorier tous les éléments nécessaires à la compréhension des travaux de la thèse. Les mécanismes réactionnels des deux pathologies seront développés ainsi que les paramètres qui influent sur leur formation tant en termes d'amplitude que de cinétique. Les modèles permettant de calculer le volume de produits néoformés seront alors exposés. Après avoir rempli le volume de porosité disponible autour du site réactionnel, le volume produit par la réaction met en traction la matrice cimentaire suite à la pression qu'il génère. Cette contrainte crée une déformation à l'origine des gonflements. Elle peut mener à un endommagement. Les différents modèles d'endommagement existants dans la littérature seront donc présentés. Cela débutera par les modèles d'endommagement traduisant

des fissures structurelles, qui peuvent être provoquées par des gradients de gonflement sur ouvrages. Les problématiques liées à la prise en compte de la localisation de la fissuration dans les codes aux éléments finis à travers la régularisation énergétique seront abordées dans cette partie. Plusieurs modèles permettant de représenter les déformations de RGI et la perte des caractéristiques mécaniques directement due au gonflement seront également décrits.

Dans un deuxième temps, le modèle poro-mécanique utilisé dans ce travail et implanté dans Code\_Aster (Code Eléments Finis d'EDF) est présenté en modules. Le premier module consiste en la présentation du calcul des volumes de produits gonflants créés en se basant sur la chimie des RGI. Le second se consacre au calcul de la pression générée et de sa traduction en contraintes dans le squelette via la poro-mécanique. Ces contraintes sont la source d'une fissuration diffuse évaluée à travers un modèle de plasticité qui est présenté ensuite. Il permet de reproduire les déformations plastiques importantes générées par les gonflements grâce à une loi d'écrouissage et un critère de type Rankine orthotrope. Il prend en compte l'anisotropie des déformations de RGI sous l'effet des contraintes et des confinements. Un endommagement diffus anisotrope est alors déduit. Il permet de prendre en compte la perte anisotrope des caractéristiques mécaniques du matériau suite aux gonflements de RGI. Ce modèle dédié aux RGI est ensuite intégré dans un modèle poro-mécanique plus global prenant notamment en compte le retrait, le fluage (de façon couplée aux phases interstitielles (eau, produits de RGI)), un endommagement de cisaillement-compression grâce à un critère de Drucker-Prager, et un endommagement structurel de traction grâce à un critère de Rankine également anisotrope. Ce dernier permet de calculer l'ouverture de fissure dans chaque direction principale des éléments finis et de refermer ces fissures localisées le cas échéant. Une méthode de calcul originale de la taille des éléments finis dans les directions principales de traction, intégrée à la régularisation énergétique d'Hillerborg, permet d'améliorer la quantification de la fissuration localisée sur des éléments finis de différentes natures et à fonctions d'interpolation linéaires pour les déplacements. Le modèle est ensuite calibré sur des tests de laboratoire comprenant des éprouvettes soumises à des contraintes et à des confinements multiaxiaux issus de la littérature. Le couplage fissuration diffuse et fluage est validé sur ces essais.

Le troisième chapitre porte sur l'application du modèle à des poutres plus ou moins armées soumises à des gradients hydriques. L'objectif est la validation du couplage fissuration diffuse et fissuration localisée. La première partie concerne des poutres atteintes de RAS, la deuxième traite de la modélisation des mêmes structures mais subissant une RSI. Les gradients hydriques créent des niveaux d'avancement différents dans la hauteur des poutres car la partie inférieure de celles-ci est immergée alors que la partie supérieure subit un séchage. Les gradients de gonflement générés provoquent des fissurations et des déplacements anisotropes avec des cinétiques différentes de celles obtenues sur éprouvettes libres de contraintes. La gêne et les reports de gonflements dus aux armatures sont particulièrement examinés. En effet, un béton gonflant au contact d'une barre d'acier vient créer une contrainte de compression qui, de la



même manière qu'une précontrainte, peut par la suite retarder la fissuration localisée du matériau sous chargement extérieur. Il est important de reproduire ce comportement pour pouvoir simuler le confortement de barrages par tirants ou simuler des ouvrages armés. La modélisation de ces poutres en RAS et en RSI permet de pointer les différences de comportement à prendre en compte entre ces deux pathologies, notamment le seuil hydrique à partir duquel le gonflement est substantiel et les contraintes développées lors d'un gonflement gêné par des armatures.

Dans le dernier chapitre, le modèle est appliqué à deux barrages existants construits autour des années 1950. Le premier est un barrage mobile en rivière atteint de RAS. Suite aux dégradations et aux déplacements conséquents, il a été conforté dans les années 1980 grâce à des tirants métalliques passifs. Le but de la modélisation est la simulation numérique des déplacements et des faciès de fissuration sur les piles situées en rivière. Plusieurs essais sur carottes extraites de l'ouvrage et de granulats récupérés ont notamment été utilisés et combinés à des mesures in situ dans le but d'analyser cet ouvrage. Le calcul aux éléments finis peut servir de base à l'établissement d'une marge de sécurité de l'ouvrage par rapport à un scénario de sollicitation, et de son évolution à venir. Le second barrage modélisé est un barrage poids atteint de RSI. Cette application est l'occasion de modéliser un ouvrage ayant subi des échauffements variables dans sa masse au jeune âge qui ont conduit plus tard à des gonflements hétérogènes du béton dans différentes zones de la structure. Une modélisation de la phase de chauffe du béton due à l'exothermie du ciment durant la phase d'hydratation est donc effectuée. Les analyses en laboratoire n'étant pas toutes exploitables, les déplacements et les faciès de fissuration de cet ouvrage sont les principaux éléments utilisés pour le calage du modèle. La méthodologie d'obtention des paramètres du modèle sera donc une préoccupation permanente de ce travail.

Enfin, une conclusion générale de ces travaux de thèse sera établie en fonction de la capacité du modèle à reproduire les déplacements et les faciès de fissuration de toutes les structures atteintes de RGI modélisées (éprouvettes sous contraintes et confinements multiaxiaux, poutres de laboratoire et ouvrages réels) pour valider l'ensemble des couplages et l'applicabilité des modèles implantés. Des perspectives seront alors évoquées sur la base des difficultés rencontrées et des limites du modèle.





# **CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART**

## 1. Introduction du chapitre

Les réactions de gonflement interne (RGI) sont des pathologies qui dégradent le béton des ouvrages à cause de la formation d'un produit intraporeux, qui endommage le squelette solide lors de son gonflement. Dans ce chapitre bibliographique, les mécanismes réactionnels et les paramètres influents sur la formation des produits expansifs seront développés dans un premier temps. En effet, la composition du béton et les conditions environnementales, notamment la température et le degré de saturation du béton, ont une forte influence sur les amplitudes et les cinétiques de gonflement. Le but de ce travail de thèse est la modélisation du comportement mécanique des bétons atteints de RGI. Ainsi, une part importante de ce chapitre est dédiée à la bibliographie concernant les aspects mécaniques nécessaires à la modélisation des déplacements et des dégradations des ouvrages atteints. La théorie de la poro-élasticité et les modèles permettant de simuler numériquement les endommagements et les effets des contraintes sur les gonflements seront plus particulièrement développés.

## 2. La Réaction Alkali-Silice (RAS)

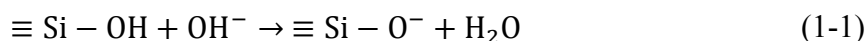
### 2.1 Mécanismes réactionnels

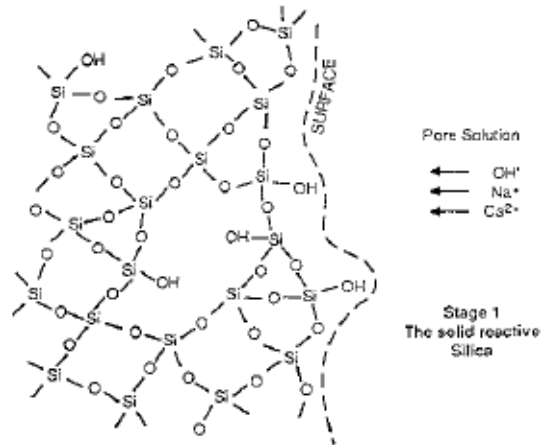
La réaction alcali-silice (RAS) est une réaction chimique faisant partie de la famille des réactions alcali-granulats (RAG) qui se produit dans un béton soumis à des conditions particulières liées à sa composition et à son environnement. Comme son nom l'indique, c'est la silice présente dans les granulats qui réagit avec les alcalins apportés majoritairement par le ciment. Divers courants cohabitent dans la littérature pour établir les sites des réactions chimiques liées à cette pathologie.

La théorie la plus consensuelle actuellement est l'approche topochimique. Elle décrit la réaction alcali-silice comme un phénomène se déroulant en trois étapes comme cela est évoqué par (Glasser et Kataoka, 1981) et (Poole, 1992).

- Une attaque des liaisons silanols

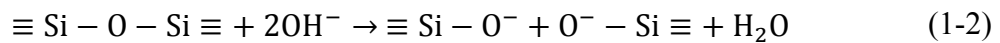
La silice sous forme de groupe silanols, soumise à un environnement thermodynamiquement instable par rapport à son équilibre à l'état naturel, va réagir avec les OH<sup>-</sup> apportés par la solution interstitielle (Eq. (1-1) et Figure 1-1).





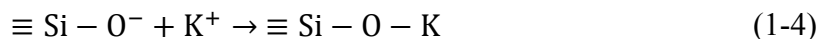
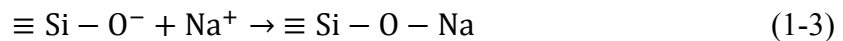
**Figure 1-1 : Attaque des liaisons silanols par l'hydroxyde (Poole, 1992)**

Par ailleurs, les ponts siloxanes sont rompus du fait de l'attaque de l'hydroxyde de sodium (Eq. (1-2)).



- La fixation des alcalins sur les groupes  $\equiv \text{Si} - \text{O}^-$  créés

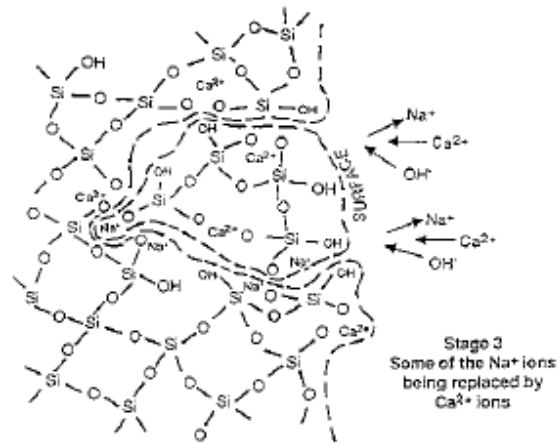
La solution interstitielle étant chargée d'ions, la charge présente sur l'oxygène est neutralisée par des ions chargés positivement ( $\text{Na}^+$  ou  $\text{K}^+$ ) présents en solution (Eq. (1-3) et Eq. (1-4)).



Le produit créé est un gel hydrophile expansif qui va remplir peu à peu les pores connectés aux sites de réactions dans le granulats et dans la matrice cimentaire avant de venir y exercer une pression. (Bulteel et al., 2006) décrit notamment la réaction par un gonflement du granulats.

- La substitution des alcalins  $\text{Na}^+$  par des ions  $\text{Ca}^{2+}$

Selon (Poole, 1992), au cours du temps, les alcalins qui ont été fixés lors de la création de gel, peuvent être remplacés par des ions calcium  $\text{Ca}^{2+}$  dans le réseau siliceux. Ainsi les alcalins repasseraient en solution et entretiendraient la cinétique de réaction. Il y a création de gels silico-calco-alcalins. Cependant, la cause de ce phénomène n'a pas encore mené à un consensus comme le montrent (Freyburg et Berninger, 2004) qui ont analysé la teneur en  $\text{Ca}^{2+}$  de gels dans 110 ouvrages. Il en résulte que les ouvrages les plus anciens ne sont pas toujours ceux ayant les plus hautes concentrations en calcium dans les gels.



**Figure 1-2 : Substitutions des ions Na<sup>+</sup> par des Ca<sup>2+</sup> (Poole, 1992)**

Certains auteurs ont développé d'autres approches pour expliquer la présence de gels expansifs comme (Dron et Brivot, 1993) qui soutiennent une approche trans-solution où la réaction peut se produire n'importe où dans la solution interstitielle entre les ions issus de l'attaque de la silice des granulats.

## 2.2 Paramètres influents sur le volume de phases néoformées

Trois éléments sont nécessaires au développement de la RAS dans un béton : les alcalins, la silice réactive et une humidité suffisante (Diamond, 1983; Dron et Brivot, 1993). Le calcium, dont le rôle reste discuté, est fourni en quantité par la portlandite présente dans le béton.

### 2.2.1 Influence de la composition du béton

*Le type de granulat :*

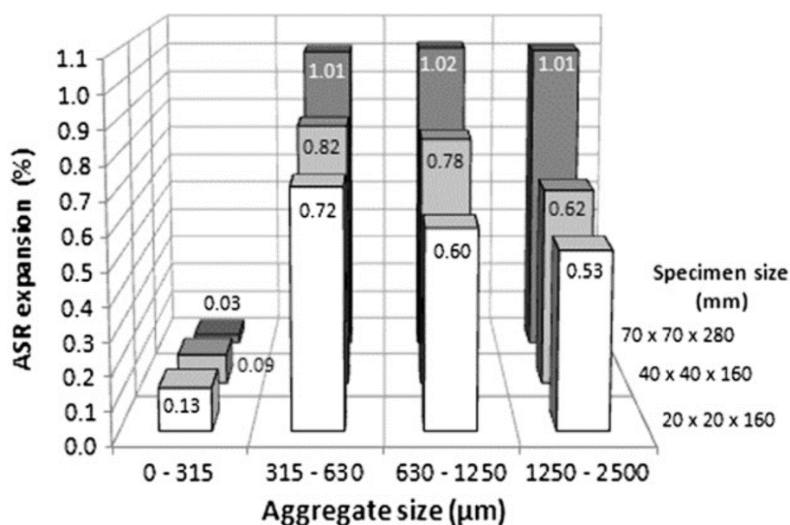
D'après les recommandations du LCPC (LCPC, 1994; *FD P18-464 - Béton - Dispositions pour prévenir les phénomènes d'alcali-réaction*, 2014), les granulats peuvent être classés en trois groupes : les granulats siliceux non réactifs (NR), les granulats potentiellement réactifs (PR) ou les granulats potentiellement réactifs mais avec un effet de pessimum (PRP). En effet, pour certains granulats, un pessimum de gonflement peut être observé en fonction de la teneur en granulats réactifs (Hewlett, 2003). Le pic du pessimum varie selon les granulats utilisés. La cinétique de réaction dépend également de manière très importante de la nature des granulats.

*La granulométrie :*

La surface spécifique des granulats a une influence sur les gonflements. Plus de gel peut migrer dans la porosité connectée pour un granulat de faible taille que pour un plus gros (Gao et al., 2013). De plus, un effet pessimum est observé en fonction de la taille des granulats (Multon et al., 2010; Gao et al., 2013) (Figure 1-3). Ce phénomène pourrait être expliqué par la quantité de silice consommée lors de la fissuration du granulat. Si le granulat est petit, la fissuration aura lieu pour un granulat dont la silice sera fortement attaquée. Pour un granulat plus gros, le cœur du granulat n'aura pas encore réagi au moment de la fissuration. Le gel produit par la suite ne provoquera qu'une faible augmentation de pression du fait de l'espace créé par la fissuration (Gao et al., 2013).

Un effet d'échelle est également observé. Plus la taille des granulats est importante par rapport à la taille des éprouvettes, plus le gonflement final est faible. (Gao et al., 2013) explique ce phénomène par le départ de gel dans la fissuration créé, fissuration qui dépend du rapport des tailles des inclusions gonflantes et des éprouvettes. (Multon et Sellier, 2016) précisent qu'une compétition entre le lessivage et la diffusion des alcalins dans les granulats peut participer à l'effet d'échelle observé dans le cas d'éprouvettes conservées dans des fortes conditions d'humidité.

La différence de cinétique entre les sables et les graviers est utilisée pour déterminer l'avancement de la réaction sur des carottes extraites d'ouvrages (Grimal, 2007).



**Figure 1-3 : Expansions finales d'éprouvettes de RAS en fonction de leur taille et de la taille des granulats (Gao et al., 2013)**

*La teneur en alcalins :*

Elle doit être suffisante pour permettre la réaction car les alcalins sont des réactifs (Berra et al., 2005; Poole, 1992). Les alcalins proviennent majoritairement du ciment mais certains minéraux des granulats (feldspath ou mica) peuvent également en fournir (Bérubé et al., 2002;



Diamond, 1989). Le lessivage des alcalins est un phénomène important à prendre en compte sur des essais avec des éprouvettes de faibles dimensions (Lindgård et al., 2013). En effet, une diffusion des alcalins peut venir faire baisser la concentration de cette espèce sur les premières dizaines de centimètres de béton en contact avec l'extérieur (Multon et Sellier, 2016).

*La porosité de la pâte :*

Plus la porosité de la pâte est grande, plus le gel a de l'espace pour se répandre sans causer de dommages (vase d'expansion plus grand) mais la diffusion est accélérée. Au contraire, plus la porosité est faible plus la RAS va être retardée. Cependant, l'impact de la perméabilité du gel d'alcali-réaction dans la pâte de ciment sur les expansions avant fissuration est limité au cas de quelques granulats très réactifs. Dans la plupart des cas, des expansions significatives sont engendrées avant la détection de gel dans la pâte de ciment (Sanchez et al., 2015) car une fois que la RAS a eu lieu, elle engendre rapidement une contrainte intra-poreuse (Capra et al., 1996; Sellier et al., 1995a).

*L'ajout d'additions minérales :*

Sous certaines conditions, l'ajout d'additions minérales réduit les gonflements (soumis à des tests de performances (LCPC, 1994)). En effet, elles ont un impact sur la composition de la pâte de ciment, la porosité et donc sur les réactifs et le milieu réactionnel (vase d'expansion et diffusion des espèces).

## **2.2.2 Influence de l'environnement**

*La température :*

Plus la température est élevée plus la réaction est rapide (Diamond et al., 1981). C'est également ce qui est observé par (Larive, 1997) sur la Figure 1-4. Cet effet est utilisé en laboratoire pour accélérer les réactions qui se dérouleraient en plusieurs années à température ambiante.

L'effet de la température sur la cinétique de réaction est souvent modélisé grâce à une loi d'Arrhenius (Eq. (1-5)) (Larive, 1997; Ulm et al., 2000; Gravel, 2001; Poyet, 2003; Grimal, 2007).  $Ea$  est l'énergie d'activation qui vaut entre 40 et 53 kJ/mol selon les auteurs (Renders et al., 1995; Larive, 1997; Lombardi et al., 1997).  $R$  est la constante des gaz parfaits (8,1314 J/(mol.K)).

$$\varepsilon_{RAG}^{calcul} = \exp\left[\frac{Ea}{R}\left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T_{calcul}}\right)\right] \varepsilon_{RAG}^{ref} \quad (1-5)$$

L'augmentation de la température va de pair avec le nombre de moles de gel créé (Lombardi et al., 1997). D'après (Furusawa et al., 1994), la hausse de la température provoquerait une modification du coefficient de diffusion apparent dans les granulats.

L'asymptote du gonflement ne semble pas modifiée par la température (Shayan et al., 1996; Larive, 1997)) mais ce point ne fait pas consensus (Guömundsson et Ásgeirsson, 1975; Diamond et al., 1981; Wood et al., 1987). (Wood et al., 1987) trouve des gonflements quatre fois supérieurs à 13°C qu'à 38°C. La baisse de la solubilité de la portlandite et l'augmentation de la solubilité de la silice avec la température devraient provoquer des gonflements plus importants avec une hausse de température mais d'autres caractéristiques évoluent positivement comme les résistances (Urhan, 1987). Des effets perturbateurs peuvent être présents sur ces essais comme le lessivage des alcalins, la perméation de gel dans les fissures, la nature des gels et l'endommagement thermique.

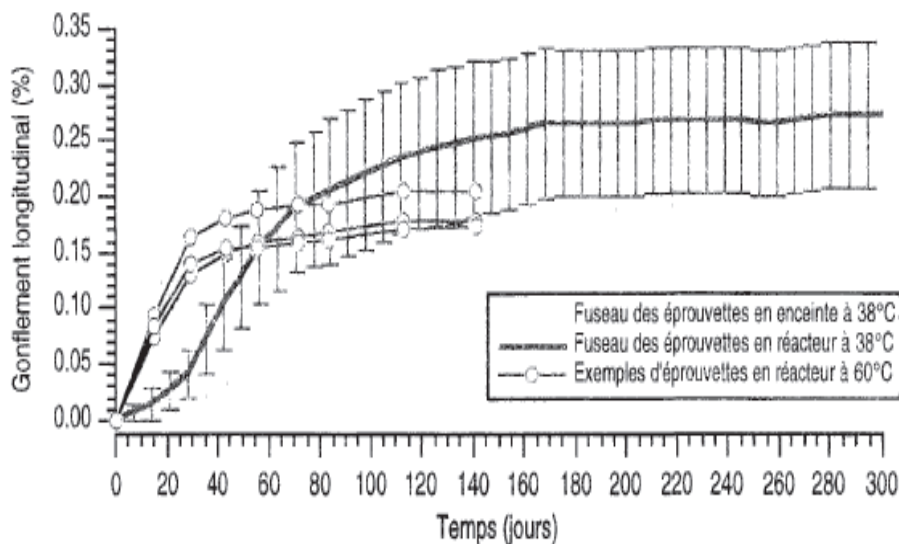
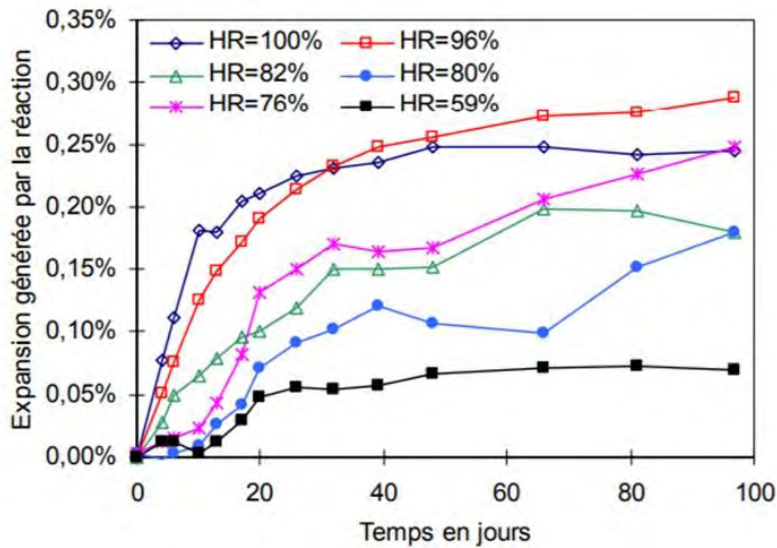


Figure 1-4 : Gonflement au cours du temps à 38°C et 60°C (Larive, 1997)

#### L'humidité :

Le gel de RAS est hydrophile, il absorbe beaucoup de molécules d'eau. L'eau joue donc un double rôle : elle sert à la fois au transport des ions dans la solution interstitielle vers les sites de réaction par diffusion et au phénomène d'expansion en rentrant dans le gel. Les travaux de (Larive, 1997), (Poyet, 2003) et (Multon, 2003) ont permis de montrer que l'expansion était directement liée à l'humidité relative (HR) de l'environnement (Figure 1-5), mais que la modélisation de ces effets devenait plus précise si le degré de saturation du béton était utilisé pour définir cette dépendance. (Poyet, 2003) montre notamment qu'il existe un seuil à approximativement 70% d'humidité relative à partir duquel les gonflements ne sont plus négligeables (Figure 1-5). Le gonflement final semble moins important pour l'ambiance à 100 % de HR que pour celle à 96 % de HR. Cela pourrait être dû au lessivage des alcalins qui ne sont alors plus disponibles pour la RAS. Un apport d'eau même tardif vient accélérer la

cinétique de réaction (Larive, 1997). Les liens entre humidité relative et réaction alcali-silice sont développés plus amplement dans le chapitre 2.



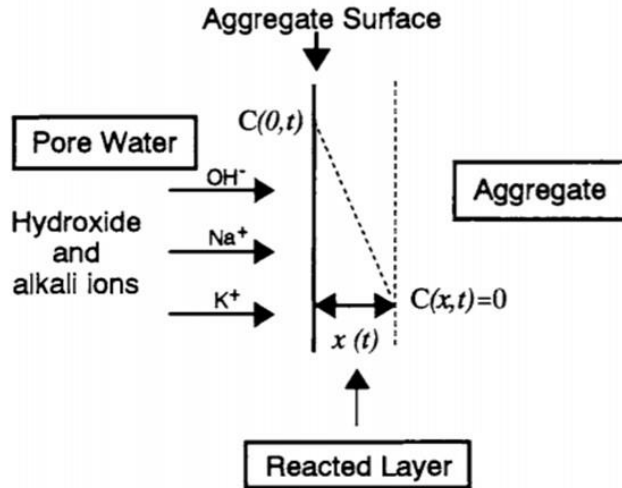
**Figure 1-5 : Influence de l'humidité relative sur les gonflements de RAS (Poyet, 2003)**

La réaction alcali-silice est une réaction se produisant donc en trois étapes majeures qui sont une attaque des liaisons silanols, une rupture des ponts siloxanes et un rééquilibrage des charges par les alcalins présents dans la solution interstitielle. Un gel hydrophile expansif est alors créé. Il se présente sous une forme silico-alcaline. Il peut s'en suivre une substitution des alcalins par des ions calciums ce qui pourrait faire perdurer le phénomène (gel silico-calco-alcalin créé et relâchement des alcalins dans la solution interstitielle). La présence d'alcalins, de silice réactive et d'humidité suffisante sont nécessaires à la production de gels de RAS.

## 2.3 Modélisation du volume de gel créé

(Furusawa et al., 1994), (Poyet, 2003) et (Bažant et Steffens, 2000) ont développé des modèles basés sur la diffusion des ions dans un volume élémentaire représentatif incorporant le granulat.

(Furusawa et al., 1994) a notamment développé un modèle basé sur la diffusion des ions hydroxydes et alcalis dans le granulat (Figure 1-6). Le modèle décrit une zone poreuse autour du granulat qui se remplit avec le volume de RAS créé. L'expansion débute après le remplissage de ce vase d'expansion dont le volume varie en fonction de la consommation de la silice réactive.



**Figure 1-6 : Représentation schématique de la diffusion des alcalins dans le granulat réactif et création d'une zone de réaction (Furusawa et al., 1994)**

Le modèle de (Bažant et Steffens, 2000) a été conçu pour reproduire les gonflements de granulats de verre broyé. Les espèces migrent vers le granulat, la silice est alors dissoute et elle réagit. Un gel se forme autour du granulat. Il se gorge d'eau et une expansion est créée. De l'eau est apportée vers le gel par diffusion (Eq. (1-6)).

$$\xi_w(x, t) = w_s \cdot \frac{1 - z(t)/x}{1 - 2z(t)/D} \quad (1-6)$$

$\xi_w$  est la concentration en eau dans le gel alors que  $w_s$  est la concentration en eau autour du granulat.  $z(t)$  est le rayon de la partie saine du granulat.  $D$  est le diamètre initial du granulat.

La concentration massique en gel  $\xi_g$  est alors calculée (Eq. (1-7)).  $\rho_s$  est la densité massique de la silice réactive.  $s$  le nombre de moles de cette dernière.  $m_g$  et  $m_s$  sont respectivement les masses molaires du gel de RAS et de la silice réactive. Deux molécules d'eau sont nécessaires pour dissoudre une molécule de silice réactive.

$$\xi_g = \frac{8\rho_s}{s^3} \cdot \left( \frac{D^3}{8} - z^3 \right) \frac{m_g}{m_s} \quad (1-7)$$

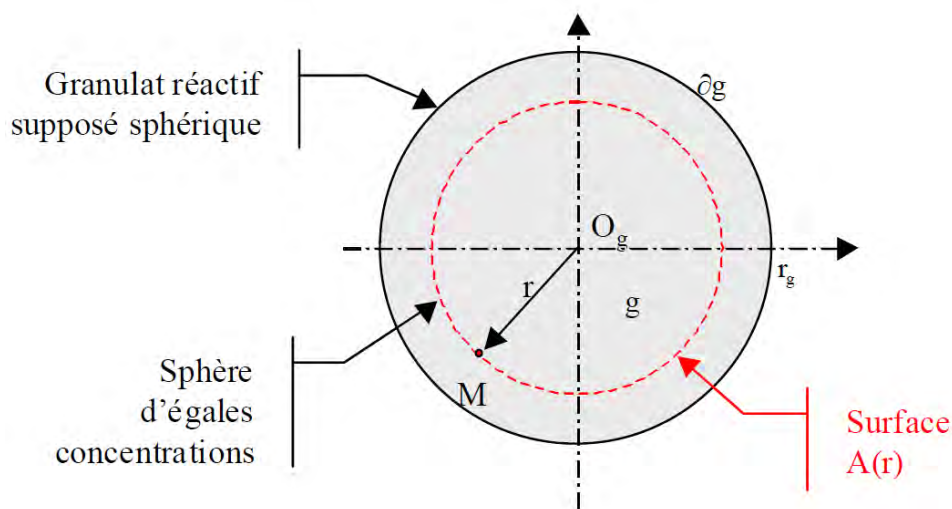
Le gel produit va ensuite se combiner avec de l'eau (à partir d'un seuil de 85 % en humidité relative) et devenir un produit gonflant. Cette imbibition est gérée par l'équation (1-8).  $w_i$  est la masse d'eau absorbée par le gel.  $n(p)$  et  $m(h)$  les fonction permettant de gérer respectivement l'impact de l'humidité et de la pression sur l'imbibition.  $\delta_c$  est l'épaisseur de la zone où la diffusion se fait.  $C_{w_i}$  représente la diffusivité de l'eau dans le gel.

$$\dot{w}_i = \frac{n(p) \cdot m(h) \cdot \xi_g - w_i}{\delta_c^2 / C_{w_i}} \quad (1-8)$$

Enfin, l'arrivée de l'eau à travers le béton est assurée par une loi de Fick classique.

(Liaudat et al., 2014) proposent un modèle de RAS basé sur la diffusion-réaction, dans lequel la réaction chimique génère un produit de réaction à l'intérieur de l'anneau de réaction. Les objectifs de ces modèles sont davantage la compréhension des phénomènes de réactions que la prévision des phénomènes.

Pour (Poyet, 2003), les granulats sont représentés pas des sphères (Figure 1-7) et la distribution granulaire vient directement impacter la cinétique et l'amplitude des gonflements. Le granulat est attaqué par différentes espèces chimiques ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ , et  $\text{Ca}^{2+}$ ). L'équation de conservation de la masse (Eq. (1-9)) pour une espèce X permet de gérer la dégradation du granulat par diffusion.

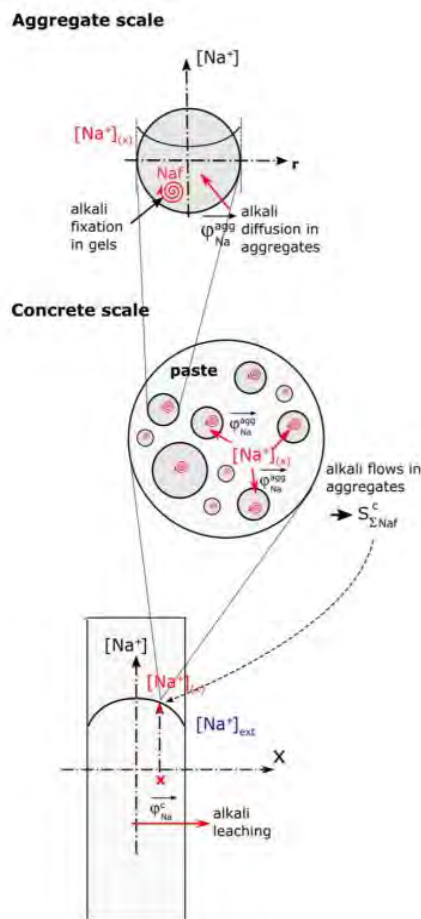


**Figure 1-7 : Système de représentation de (Poyet, 2003)**

$$\frac{\partial}{\partial t} (\overline{p_g} \cdot \overline{S r_g} \cdot \overline{X_g}) = -\text{div} [\overline{D_g^x} \cdot \overline{\text{grad}}(\overline{X_g})] + \overline{S_g}(X) \quad (1-9)$$

$p_g$ ,  $S r_g$ , et  $X$  sont respectivement la porosité, le degré de saturation et la concentration de l'espèce chimique  $X$ .  $D_g^x$  est le coefficient de diffusion. Dans le granulat,  $S_g$  est le terme puits qui permet de consommer les espèces chimiques par la réaction. A l'extérieur du granulat, ce terme correspond à la consommation de l'espèce  $X$  dans les autres granulats. A partir de cette équation, écrite pour chaque espèce, le volume de gel créé est calculé. Une méthode énergétique permet ensuite d'évaluer les gonflements correspondants en prenant en compte le volume de la porosité connectée.

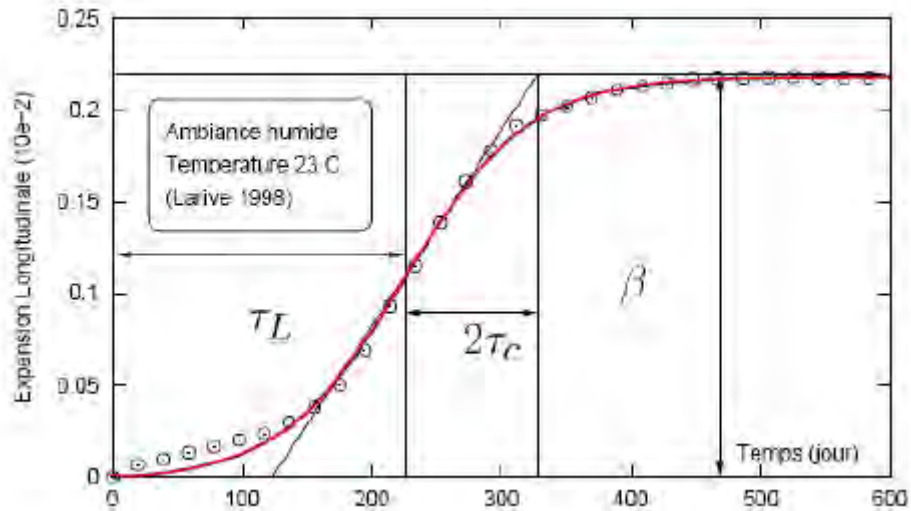
(Multon et al., 2009) ajoute à ce modèle (Poyet, 2003) une cinétique pour la fixation des alcalins (Figure 1-8). Ainsi, le gonflement peut être influencé par la diffusion ou la fixation des alcalins. Ce modèle, intégré à un code éléments finis, permet notamment de reproduire les essais d'éprouvettes soumis à des gradients d'alcalins par lessivage extérieur.



**Figure 1-8 : Diffusion et fixation des alcalins (Multon et Sellier, 2016)**

Le modèle le plus utilisé pour reproduire les cinétiques de gonflement de RAS est le modèle empirique de (Larive, 1998) (Eq. (1-10)).  $\xi$  est l'avancement chimique de la RAS, il peut donc être utilisé pour évaluer le volume de gel produit (en considérant qu'il est un fluide incompressible) en fonction du temps. En supposant que l'expansion est proportionnelle à l'avancement de la réaction,  $\xi$  est multiplié par la déformation finale pour calculer la déformation à chaque instant.  $\tau l$  est le temps de latence. Il gère le début du gonflement (Figure 1-9).  $\tau c$  est le temps caractéristique. Il définit la cinétique entre le début et la fin du gonflement (établissement de l'asymptote). Ce type de courbe en « S » (Figure 1-9) est typique des réactions de gonflement interne. Toutefois, les paramètres ne peuvent pas être reliés à des propriétés physiques mesurables.

$$\xi(t) = \frac{1 + e^{-\frac{t}{\tau c}}}{1 + e^{-\frac{t-\tau l}{\tau c}}} \quad (1-10)$$



**Figure 1-9 : Courbe de gonflement type de RAS (Larive, 1998) représenté par (Grimal, 2007)**

(Grimal et al., 2008) propose une loi différentielle de l'avancement en fonction de la température  $T$  (loi d'Arrhenius) et du degré de saturation  $Sr$  (issu de (Poyet et al., 2006)) (Eq.(1-11)).  $\alpha_0$  est un paramètre cinétique de calage,  $Ea$  l'énergie d'activation de la RAS (47000 J/mol/K),  $R$  la constante des gaz parfaits (8,314 J/mol),  $T_{ref}$  est la température de référence de l'essai (en K). Les crochets  $\langle \ \rangle$  représentent la partie positive des termes qu'ils encadrent. L'avancement  $A$  passe de 0 (réaction non débutée) à 1 (réaction totalement terminée).

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \alpha_0 e^{\frac{Ea}{R} \left( \frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T} \right)} \frac{\langle Sr - Sr^0 \rangle}{(1 - Sr^0)} \langle Sr - A \rangle \quad (1-11)$$

L'avancement multiplié par le volume maximum de RAS créable (calibré par l'utilisateur sur des courbes d'expansion) permet ensuite d'obtenir le volume de RAS à chaque instant.

La majorité de ces modèles nécessite la connaissance du gonflement libre d'une éprouvette pour calibrer les paramètres qui ne peuvent pas être mesurés directement. En général, trois paramètres sont nécessaires pour reproduire les courbes admises comme représentatives d'une RAS.

### 3. La Formation d'Ettringite Différée (DEF)

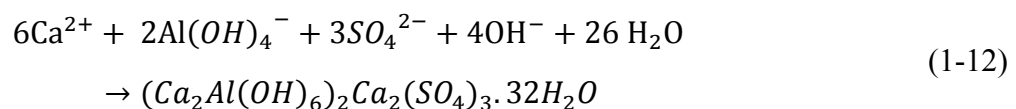
#### 3.1 Mécanismes réactionnels

La formation d'ettringite différée (DEF) est une réaction sulfatique interne (RSI). Elle dépend comme la réaction alcali-silice de la composition du béton et de l'environnement de l'élément durant toute la durée de vie de la structure. Il existe plusieurs formes d'ettringite : la primaire qui est un produit normalement créé pendant la phase d'hydratation, la secondaire qui peut se former après un apport externe en sulfates et provoquer de l'expansion et l'ettringite de formation différée. C'est cette dernière qui est étudiée dans ce travail.

La création d'ettringite différée a lieu dans des conditions particulières. Des températures et une humidité élevées au jeune âge sont notamment propices à son développement à plus long terme. Dans le cadre de l'amélioration des cadences que ce soit en préfabrication ou sur chantier, le traitement thermique (cure) est un moyen de réduire le temps nécessaire pour l'obtention d'une résistance minimale du béton à court terme. Si la température est mal maîtrisée, elle peut être la cause de la création d'ettringite différée. Par ailleurs, les ouvrages massifs nécessitant un coulage de gros volumes de béton peuvent également être soumis à des hausses de températures importantes durant l'hydratation du ciment.

La température est la première cause de cette pathologie. En effet, à partir d'environ 65°C lors de la phase d'hydratation du ciment (ou de traitement thermique), l'ettringite primaire formée se dissout et ne peut plus se former pour des raisons thermodynamiques. Les sulfates et aluminates qui passent alors en solution sont piégés dans les C-S-H (Silicate de Calcium Hydraté) en cours de formation.

Le lieu de précipitation ne fait pas consensus dans la littérature. Certains jugent qu'elle se fait à l'interface pâte-granulats ((Heinz et Ludwig, 1987; Yang et al., 1996). Plusieurs autres auteurs évoquent un gonflement homogène dans la porosité (Taylor et al., 2001). Au cours de l'hydratation les grains anhydres vont créer des grains de Hadley (Hadley et al., 2000) qui sont des vides à l'intérieur de sphères de C-S-H. C'est dans ces grains (Brunetaud, 2005) que va précipiter l'ettringite différée dont la réaction nécessite une humidité importante (Eq. (1-12)). La dépendance à ce paramètre s'explique par la présence de nombreuses molécules d'eau dans la formule chimique de l'ettringite différée :  $(Ca_2Al(OH)_6)_2Ca_2(SO_4)_3 \cdot 32H_2O$ .





## 3.2 Paramètres influents sur le volume de gel produit

Pour que la DEF ait lieu, il est nécessaire de réunir des composés spécifiques (sulfates, aluminiums, calcium) et des conditions environnementales particulières (température et humidité) parfois différentes au jeune âge et durant la vie du matériau.

### 3.2.1 Influence des paramètres d'échauffement

Un des paramètres qui influence le plus la formation d'ettringite est l'histoire thermique du matériau. Elle peut être due à une cure, à la taille de l'élément qui lors de l'hydratation exothermique du ciment va subir un dégagement de chaleur importante, voire des sources de chaleur liées à l'exploitation des ouvrages, qui peuvent conduire à un amorçage de DEF (Barbarulo et al., 2007; Martin, 2010). Un chauffage, même tardif peut engendrer de la DEF (Barbarulo et al., 2007; Kchakech, 2015).

#### *La température d'échauffement :*

Les auteurs s'accordent pour une température minimale comprise entre 65°C et 70°C (Brunetaud, 2005; Lawrence, 1995; Famy, 1999; Godart et Divet, 2013; Kchakech, 2015). En effet, la concentration en alcalins au moment de l'échauffement influencerait sur la température seuil à partir de laquelle l'ettringite primaire se dissout. Plus la concentration en alcalins est forte plus la température seuil est faible. C'est la solubilité de l'ettringite qui dépend de la concentration en alcalins (Divet, 2001; Divet et Randriambololona, 1998; Petrov, 2003). (Kelham, 1996) valide expérimentalement que l'augmentation de la concentration initiale en alcalins pour un même cycle thermique augmente le gonflement final.

#### *La durée de l'échauffement :*

Le gonflement final obtenu ne dépend pas que de la température atteinte pendant l'échauffement, la durée de chauffe est également un facteur déterminant. Un pessimum est observé (Famy, 1999; Brunetaud et al., 2007; Kchakech, 2015) (Figure 1-10). C'est plutôt le couple température-durée qu'il faut considérer pour interpréter les résultats expérimentaux de (Brunetaud, 2005). Cet effet, lorsqu'il a lieu au jeune âge, a été modélisé par (Salgues et al., 2014) grâce à un indice de déstructuration qui correspond à l'intégrale de la température atteinte en fonction du temps et du degré d'hydratation à partir d'une température seuil. (Kchakech, 2015) définit également une énergie utile qui correspond à l'intégrale de la température à partir d'une valeur seuil qui permet d'obtenir de très bonnes corrélations en termes de temps caractéristiques et d'expansions finales, ceci quel que soit le degré d'hydratation.

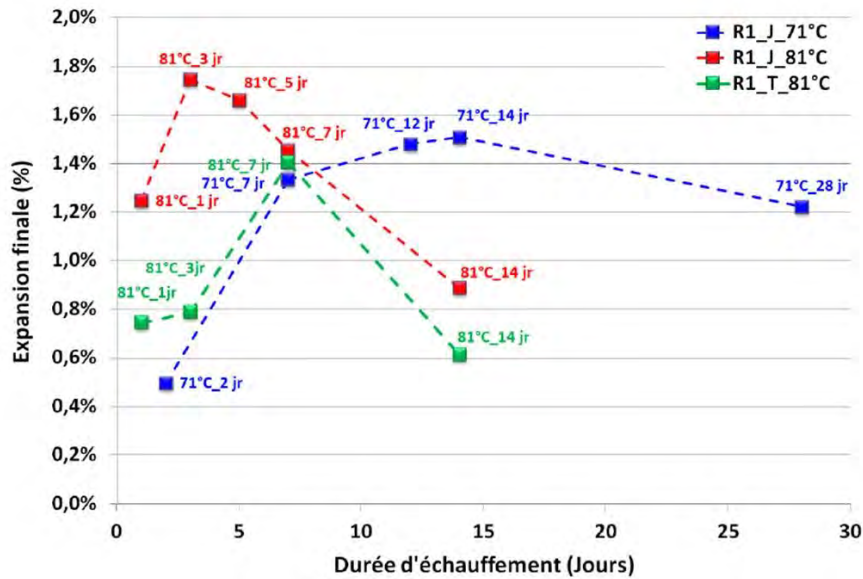


Figure 1-10 : Impact de la durée d'échauffement sur l'expansion finale (Kchakech, 2015)

Les durées de chauffe sur ouvrages peuvent parfois atteindre plusieurs mois, particulièrement sur des ouvrages très massifs comme des barrages, or aucun résultat d'expansion en laboratoire n'a été effectué avec des périodes de chauffe de cette durée. Cette différence pourrait être à l'origine de phénomènes chimiques non pris en compte à l'heure actuelle.

### 3.2.2 Influence de la composition du béton

#### *Alcalins :*

La teneur élevée en alcalins pendant la phase d'hydratation favorise la dissolution d'ettringite primaire via la température seuil et l'adsorption des sulfates sur les C-S-H (Divet, 2001; Divet et Randriambololona, 1998; Kelham, 1996; Petrov, 2003).

#### *Sulfates :*

Les sulfates proviennent majoritairement des régulateurs de prise tels que le gypse. Ils sont piégés par les C-S-H après la dissolution de l'ettringite primaire (Famy, 1999; Barbarulo et al., 2007). La quantité de sulfate à ne pas dépasser pour ne pas développer de gonflement ne fait pas consensus (Heinz et Ludwig, 1987; Kelham, 1996; Martin, 2010) probablement du fait de nombreux couplages interagissant sur cette pathologie.

#### *Aluminates :*

Les aluminates rentrent dans la composition chimique de la molécule d'ettringite. Une valeur maximale de 0,67 pour le rapport  $SO_3/Al_2O_3$  permettrait d'éviter les gonflements (Heinz et Ludwig, 1987). (Zhang et al., 2002a) ont montré l'existence d'un pessimum avec un rapport proche de 1. Ces conclusions doivent toutefois être replacées dans le contexte des conditions d'essais puisque les essais n'ont concernés qu'une certaine plage de couple « durée de chauffe-température ».

#### *Finesse du ciment :*

Plus la finesse du ciment est importante, plus l'expansion observée est élevée (Kelham, 1996), cependant les auteurs ne sont pas tous du même avis. D'après (Pavoine et al., 2012), il s'agirait du fait que la finesse impacte directement la chaleur dégagée lors de la phase d'hydratation et donc que la température atteinte serait supérieure durant cette phase. (Tosun, 2006) évoque la rapidité d'hydratation qu'un ciment fin peut avoir et son lien avec un ralentissement de la diffusion dans la pâte dû à une porosité plus faible.

#### *Additions minérales :*

Comme le résume (Salgues et al., 2014) la présence d'addition minérale réduit les gonflements observés. Ceci pourrait être principalement dû à la réduction du phénomène de diffusion car la porosité est plus faible et à la diminution de la teneur en alcalin (dilution).

#### *Granulats :*

La nature et la taille des granulats influencent les gonflements (Brunetaud, 2005; Brunetaud et al., 2007). L'utilisation de granulats calcaires réduit les gonflements, ceci serait dû à la nature de l'auréole de transition. En effet, les granulats calcaires sont réactifs vis-à-vis de la matrice cimentaire et pourraient conduire à la formation de carbo-aluminates (plus stables que les monosulfoaluminates) qui piègeraient les aluminates de manière irréversible (Kakali et al., 2000; Voglis et al., 2005; Carmona-Quiroga et Blanco-Varela, 2013). En ce qui concerne les granulats siliceux, plus la taille des granulats est importante plus les expansions de DEF sont élevées. En effet, le coefficient de dilatation thermique étant très différent de la pâte pour ces granulats (Brunetaud, 2005), un décollement des interfaces pâtes / granulats siliceux augmente le coefficient de diffusion global et donc l'échange ionique (Yang et al., 1999).

L'ajout de fillers calcaire favoriserait la dissolution de l'ettringite et donc réduirait les expansions selon les résultats expérimentaux de (Kunther et al., 2013). Pour (Silva et al., 2006), l'effet est inverse et les gonflements sont plus importants avec cette addition calcaire. (Salgues et al., 2014) expliquent ces derniers résultats par un rapport aluminium sur sulfate qui favoriserait la coexistence de monosulfoaluminates et de trisulfoaluminates pour le béton de

référence. Pour le béton avec ajout de fillers calcaires, plus d'aluminiums sont fixés en carboaluminates, ce qui favorise la production de trisulfoaluminates plus volumineux.

#### *Rapport E/C :*

Plus il est faible plus la porosité est faible et donc la diffusion réduite. Cependant, si de l'ettringite vient à se former le réseau de pores ne peut plus jouer son rôle de vase d'expansion et les gonflements observés sont plus conséquents (Brunetaud, 2005; Taylor et al., 2001).

### **3.2.3 Influence de l'environnement**

#### *Température extérieure :*

Plus la température de conservation est faible plus l'amplitude de gonflement finale est importante (Baghdadi et al., 2007; Famy, 1999; Flatt et Scherer, 2008). En effet, la constante de solubilité de l'ettringite dépend directement de la température. Plus elle est faible, plus la précipitation est facilitée. En revanche, à faible température, les cinétiques de précipitation sont réduites.

#### *Humidité relative :*

De nombreuses investigations in situ ont montré que les parties d'ouvrages les plus exposées à l'eau étaient bien souvent les plus atteintes par cette pathologie (Godart et Divet, 2008). Ainsi, tout comme pour la RAS, l'eau joue un double rôle de réactif et de transport. Une valeur seuil minimale en humidité relative élevée est observée (Taylor et al., 2001). Elle est de 92 % pour (Graf-Noriega, 2007), de 95 % pour (Martin, 2010) et de 98 % pour (Al Shamaa et al., 2015) (Figure 1-11). Un dépassement, même tardif de ce seuil déclenche le phénomène. Le lessivage des alcalins, qui impacte également la précipitation de l'ettringite secondaire, dépend du degré de saturation. Ainsi, une éprouvette immergée gonfle plus rapidement qu'une éprouvette immergée dans une solution alcaline (Taylor et al., 2001). Il est souvent difficile de découpler l'effet de l'humidité et l'effet du lessivage.

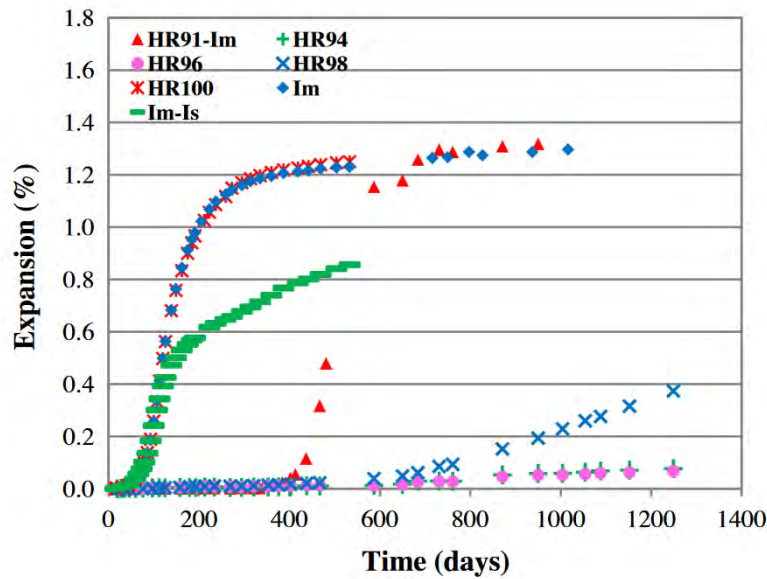


Figure 1-11 : Evolution des gonflements en fonction de HR (Al Shamaa et al., 2015)

#### *Lessivage des alcalins :*

A long terme, la baisse de la teneur en alcalins (issue de la RAS ou d'un lessivage par gradient de concentration) (Diamond, 2000) permet la libération des sulfates précédemment piégés par les C-S-H. Cette concentration a un rôle durant la phase d'échauffement (une concentration importante favorise la dissolution d'ettringite primaire) et un rôle lors de la vie du matériau (une baisse de la concentration favorise la DEF) (Famy et al., 2001).

La RAS et la DEF sont deux réactions qui sont fréquemment concomitantes sur des ouvrages (Johansen et al., 1993; Shayan et Quick, 1992; Thomas et al., 2008). La consommation des alcalins par la RAS peut favoriser une apparition de RSI du fait de la fixation des alcalins. Cependant, en laboratoire, les gonflements à long terme sont proches de ceux de RSI (Martin, 2010). De plus, la microfissuration induite par la RAS va entraîner une accélération du phénomène de RAS mais aussi de DEF grâce à un apport d'eau rendu plus facile.

### 3.3 Modélisation du volume de DEF créé

#### - Les modèles thermodynamiques

Des modèles thermodynamiques permettent de calculer la quantité d'ettringite créable en fonction des constantes de solubilité des différents produits (Damidot et Glasser, 1993, 1992; Flatt et Scherer, 2008). Cependant, ces équations ne permettent pas de déterminer la cinétique de création de DEF puisque l'humidité notamment n'est pas prise en compte. D'autres équations permettent ensuite de gérer l'interaction avec les C-S-H et la phase de précipitation en fonction de l'environnement (Salgues et al., 2014).

(Bary, 2008) propose un modèle basé sur la thermodynamique pour reproduire les pressions de cristallisation de l'ettringite (équation de Correns) dans le but de simuler des attaques sulfatiques externes. La cinétique de gonflement est gérée par la diffusion des espèces à travers la porosité.

- Les modèles statistiques

Différents auteurs ont étudié la corrélation entre la composition du béton et le gonflement induit (Kelham, 1996; Lawrence, 1995; Mulongo et Ekolu, 2013; Zhang et al., 2002a). Le modèle de (Zhang et al., 2002a) permet de définir un indice de DEF (Eq.(1-13)). Lorsqu'il est supérieur à 1,2, un gonflement serait observable alors que s'il est inférieur à 0,8 aucun gonflement n'est observé.

$$DEF_{index} = \left( \frac{SO_3}{AlO_3} \right)_{molaire} \times \left( \frac{(SO_3 + C_3A)_{Bogue}}{AlO_3} \right) \times \sqrt{\%Na_2O_{eq}} \quad (1-13)$$

Ces modèles ne sont souvent cohérents que pour un cycle de température de chauffe fixé dans l'étude (85°C pour (Zhang et al., 2002a)) et difficilement extrapolables à d'autres conditions.

(Brunetaud et al., 2007) a réalisé un plan d'expérience en faisant varier de nombreux paramètres comme la température, la durée de chauffe, le type de granulats, les composés du ciment et le rapport E/C). Ses résultats peuvent donc être utilisés de manière statistique pour établir le gonflement probable du béton à tester.

(Kchakech, 2015) propose une équation (Eq. (1-14)) permettant de calculer un indicateur d'ettringite  $I_{AFt}$  qui dépend des quantités initiales en sulfates et en aluminates, de l'énergie utile  $E_U$  (dépendante de la température atteinte  $T(t)$ , de la température seuil  $T_0$  et de la durée de chauffe au jeune âge (Eq. (1-15))), de la concentration en alcalins équivalents  $Na_2O_{eq}$  et de deux paramètres de calages ( $A$  et  $B$ ). Des formules empiriques dépendant uniquement de l'énergie utile sont ensuite identifiées pour modéliser les temps de latence et caractéristique des gonflements.

$$I_{AFt} = SO_3 \times \left( 1 - e^{\left( \frac{-E_U}{A/Na_2O_{eq}} \right)} \right) \times Al_2O_3 \times e^{\left( \frac{-E_U}{B/Na_2O_{eq}} \right)} \quad (1-14)$$

$$Energie\ utile = \begin{cases} \int (T(t) - T_0) dt & Si\ T(t) < T_0 \\ 0 & sinon \end{cases} \quad (1-15)$$

- Les modèles empiriques

Le modèle de (Brunetaud, 2005) est basé sur les travaux de (Larive, 1998) sur la RAS. Un terme est ajouté à l'équation pour prendre en compte une asymptote linéaire à la fin du gonflement (Eq. (1-16)).

$$\xi(t) = \frac{1 + e^{-\frac{\tau}{\tau c}}}{1 + e^{-\frac{t-\tau l}{\tau c}}} \left( 1 + \frac{\varphi}{\delta + t} \right) \quad (1-16)$$

$\xi$  est l'avancement de la réaction chimique. Les coefficients  $\varphi$  et  $\delta$  permettent de gérer l'asymptote finale. C'est cette partie qui est différente de l'équation de (Larive, 1998) pour la RAS.

## 4. Comportement mécanique du béton

La RAS et la DEF sont responsables de l'apparition de phases néoformées dans la porosité du béton. Le manque d'espace à leur disposition met rapidement la matrice sous pression ce qui a pour conséquence des contraintes de traction autour du site réactionnel. La théorie de la poro-mécanique permet de prendre en compte l'influence de cette pression intraporeuse sur le squelette solide.

Le gonflement de RGI est rarement le seul moteur des déplacements et des contraintes générées dans la matrice cimentaire. Les chargements extérieurs ont également un impact important sur l'état de contraintes. Cette interférence intéresse depuis longtemps les chercheurs et les industriels. En effet, en appliquant une contrainte extérieure, est-il possible de stopper le gonflement dans une ou plusieurs directions ? De nombreux auteurs se sont donc intéressés à l'effet des contraintes et des confinements sur les gonflements de RAS. La DEF ayant été découverte plus tard et touchant, pour le moment, moins d'ouvrages, les essais disponibles sont moins nombreux. Cette partie de la bibliographie présente les travaux antérieurs portant sur la poro-élasticité, la théorie de l'endommagement et les modélisations des fissurations localisées structurales et diffuses de RGI en prenant en compte les anisotropies de gonflement induites par les contraintes extérieures et les confinements.

## 4.1 La théorie de la poro-élasticité

Tout d'abord il convient d'introduire la théorie de (Biot, 1941) qui exprime la relation entre la contrainte effective et la contrainte totale dans un milieu poreux en fonction de la pression régnant dans la porosité du milieu et de la compressibilité du squelette solide par la loi de poro-élasticité (Eq. (1-17)).

$$\bar{\sigma} = \bar{\sigma}' - bp\bar{\mathbf{1}} \quad (1-17)$$

$p$  représente la pression exercée par le fluide (qui peut être de l'eau ou un autre produit intraporeux).  $b$  est le coefficient de Biot qui pondère l'influence de la pression exercée sur le squelette solide par le fluide en fonction de leurs rigidités respectives.  $\sigma$  est la contrainte totale dans le matériau.  $\sigma'$  est la contrainte effective dans le squelette solide, c'est la contrainte réellement reprise par la partie solide compte tenu de la porosité.

La théorie de la poro-mécanique, étendue par (Coussy, 1991) à de nombreuses configurations d'interactions entre la matrice et les pores, repose sur le fait que contrairement à la mécanique des milieux continus classique, le milieu est multiphasique. En effet, les comportements mécaniques du solide et du liquide sont différents. Il convient de préciser que cette théorie est applicable sous certaines hypothèses : les petites transformations et déplacements du squelette ainsi que les petites variations de porosité. Plusieurs équations permettent de décrire ces systèmes multiphasiques. Il s'agit d'équations bilans (loi de conservation de la masse de fluide (Eq. (1-18)) et d'équation d'équilibre mécanique (Eq. (1-19)), accompagnées par des équations d'états (du fluide, du squelette et du transport du fluide (Loi de Darcy)).  $m_f$  représente la masse de fluide qui est égale au produit de la masse volumique du fluide par la porosité  $\rho_f \phi$ .  $w$  représente la quantité d'eau et  $m_s$  la masse du squelette.

$$\text{Loi de conservation de la masse de fluide :} \quad \frac{\delta m_f}{\delta t} = \frac{\delta(\rho_f \phi)}{\delta t} = -div \bar{w} \quad (1-18)$$

$$\text{Equation d'équilibre :} \quad div \bar{\sigma} + (m_s + m_f)\bar{g} = 0 \quad (1-19)$$

En poro-élasticité isotrope linéaire la contrainte s'écrit :

$$\bar{\sigma} = \lambda_0 tr(\bar{\varepsilon}_e)\bar{\mathbf{1}} + 2\mu\bar{\varepsilon} - bp\bar{\mathbf{1}} \quad (1-20)$$

Avec :

$\varepsilon_e = \varepsilon_{total} - \varepsilon_{pl} - \varepsilon_{fluage} - \varepsilon_{th}$  : en effet la déformation élastique est la différence entre la déformation totale et les déformations dues à la plasticité, au fluage et à la thermique.



$b$  le coefficient de Biot qui permet de donner un poids à la pression exercée par le fluide sur le squelette

$\lambda_0$  et  $\mu$  les coefficients de Lamé drainés.  $\lambda_0$  le premier coefficient de Lamé et  $\mu$  le module de cisaillement.

De plus, en faisant les hypothèses des petites variations de masse volumique de fluide et de l'uniformité du champ  $\rho_{f0}$ , la variation de volume du contenu de masse de fluide  $v_f = \frac{m_f - m_{f0}}{\rho_{f0}}$  s'écrit :

$$v_f = b \operatorname{tr}(\bar{\varepsilon}_e) + \frac{p}{M} \quad (1-21)$$

Avec,  $M$  le module de Biot (Eq. (1-22)), homogène à une pression. Il caractérise les variations en contenu de masse de fluide dans un essai triaxial à déformation volumique nulle.

$$\frac{1}{M} = \frac{b - \varphi_0}{K_s} + \frac{\varphi_0}{K_f} \quad (1-22)$$

$\varphi_0$  est la porosité initiale accessible au fluide,  $K_s$  est le module de compression du solide et  $K_f$  le module de compression isotherme du fluide.

Ainsi, la contrainte extérieure  $\bar{\sigma}$  et la pression de fluide  $p$ , ont une influence sur la déformation obtenue (Eq. (1-20)). L'état de contrainte effectif peut être anisotrope en fonction de la contrainte extérieure.

Dans le cas des RGI, le chargement de pression peut conduire à une fissuration du matériau. Il est donc nécessaire de faire appel à des notions capables de la quantifier. L'endommagement est un terme générique pour désigner la perte de caractéristiques mécaniques due à une contrainte ou une déformation imposées trop importantes. L'origine de celles-ci est variée : chargement mécanique, thermique, retrait empêché, réactions de gonflement interne ou externe, attaques d'agents chimiques... Dans cette partie, le concept d'endommagement est d'abord présenté. Ensuite, une revue de quelques modèles l'utilisant est effectuée.

## 4.2 Mécanique de l'endommagement

La théorie de l'endommagement a été évoquée pour la première fois par (Kachanov, 1958) puis elle a été développée notamment en France par (Chaboche, 1982), (Lemaitre, 1984) et (Mazars, 1984). La mécanique de l'endommagement est l'étude de l'évolution des phénomènes dans un matériau à partir de son état vierge et jusqu'à la rupture du matériau.

La variable d'endommagement est une variable interne qui est intimement liée à la notion de contrainte effective. Elle se note  $D$ . Soit  $\delta S$  l'aire d'un Volume Élémentaire Représentatif (VER) du matériau et repéré par une normale  $\vec{n}$ . L'endommagement mécanique local est égal au rapport de la section endommagée (fissurée)  $\delta S_D$  sur la section résistante initiale  $\delta S$  (Eq. (1-23)).

$$D(\vec{n}) = \frac{\delta S_D}{\delta S} \quad (1-23)$$

En considérant un repère en trois dimensions, l'équation (1-23) devient l'équation (1-24).

$$(\delta_{ij} - D_{ij})n_j \delta S = \tilde{n}_{ij} \delta \tilde{S} \quad (1-24)$$

Avec  $\delta_{ij}$  : le symbole de Kronecker et  $D_{ij}$  le tenseur symétrique du second ordre représentant l'endommagement (ses valeurs principales sont inférieures ou égales à 1 et positives).

La contrainte effective mécanique (au sens de l'endommagement et non pas de la poromécanique) est la contrainte sur la section qui supporte « effectivement » les efforts. Dans le cas d'un endommagement isotrope, celle-ci peut s'écrire :

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1 - D} \quad (1-25)$$

Si l'endommagement  $D$  tend vers 1, la contrainte effective tend vers l'infini, or la rupture du matériau apparaît avant. Ainsi,  $D_c$ , l'endommagement critique pour lequel il y a rupture est inférieur à 1.

Plus généralement, pour un endommagement anisotrope :

$$\bar{\bar{\sigma}} = \bar{\bar{M}} : \bar{\sigma} \quad (1-26)$$

Avec  $\bar{\bar{\sigma}}$  le tenseur des contraintes effectives,  $\bar{\sigma}$  le tenseur des contraintes usuelles et  $\bar{\bar{M}}$  un tenseur d'ordre 4 représentant l'endommagement dans toutes les directions

## 4.3 Fissuration localisée

Il existe deux principaux courants pour modéliser la fissuration localisée sous chargement mécanique : certains considèrent une unicité des dégradations dans toutes les directions, ce sont les modèles isotropes, d'autres permettent de modéliser un endommagement différent selon les directions (direction de chargement par exemple), ce sont les modèles anisotropes.

### 4.3.1 Modèles isotropes :

Le modèle de (Mazars, 1984) est un modèle d'endommagement applicable principalement au béton. Il permet de décrire la baisse de la rigidité du béton sous l'effet de la fissuration diffuse. L'endommagement est isotrope et la variable interne est le scalaire  $D$ . Dans ce modèle, l'endommagement est évalué à partir de la seule déformation élastique.

Il définit ainsi la contrainte comme le produit du module d'Young pondéré par l'endommagement (cela traduit la zone encore saine) et la déformation élastique (Eq. (1-27)) dans le cas uni-directionnel.

$$\bar{\sigma} = (1 - D)E\bar{\varepsilon}^e \quad (1-27)$$

Avec :

- $D$  la variable d'endommagement
- $E$  le module d'Young
- $\varepsilon^e$  la déformation élastique  $\varepsilon^e = \varepsilon - \varepsilon^{th} - \varepsilon^{rd} - \varepsilon^{re}$
- $\varepsilon^{th}$  est la déformation thermique,  $\varepsilon^{rd}$  la déformation de retrait de dessiccation liée au séchage et  $\varepsilon^{re}$  la déformation de retrait endogène.
- 

L'endommagement  $D$  dépend de la déformation équivalente qui est noté  $\varepsilon_{eq}$  (Eq. (1-28)).

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\langle \varepsilon_I \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_{II} \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_{III} \rangle_+^2} \quad \text{dans le repère principal} \quad (1-28)$$

Les  $\langle \rangle_+$  indiquent que seule la partie positive est prise en compte.

Lorsque  $\varepsilon_{eq}$  dépasse une déformation seuil d'endommagement  $\varepsilon_{d0}$ , l'endommagement n'est plus nul. Il se définit par une combinaison des termes en traction et en compression (Eq. (1-29)).

$$D = \alpha_t^\beta D_t + \alpha_c^\beta D_c \quad (1-29)$$

Avec :

- $\beta$  constante d'amélioration au cisaillement (généralement prise à 1,06) qui corrige un biais du modèle dans ce domaine de chargement.
- $\alpha_t$  ;  $\alpha_c$  des coefficients permettant de mettre un poids sur les endommagements. S'il n'y a que de la traction par exemple  $\alpha_c = 0$  et  $\alpha_t = 1$ . De plus,  $\alpha_t + \alpha_c = 1$
- $D_t = 1 - \frac{(1-A_t)\varepsilon_{d0}}{\varepsilon_{eq}} - A_t \exp(-B_t(\varepsilon_{eq} - \varepsilon_{d0}))$
- $D_c = 1 - \frac{(1-A_c)\varepsilon_{d0}}{\varepsilon_{eq}} - A_c \exp(-B_c(\varepsilon_{eq} - \varepsilon_{d0}))$
- Les coefficients  $A_t$ ,  $A_c$ ,  $B_t$  et  $B_c$  sont des paramètres à caler par l'utilisateur du modèle
- $D$  doit être une fonction croissante

La principale force de ce modèle réside dans le fait que ce sont principalement les déformations positives de traction qui sont à l'origine de l'endommagement, ce qui est adapté aux matériaux fragiles comme le béton. Ainsi ce modèle est très performant dans la partie traction pour ce matériau. Des phénomènes liés au confinement ont un grand impact sur le comportement en compression. Ils ne sont pas retranscrits par ce modèle.

Les autres problèmes principaux de ce modèle sont l'absence de déformations plastiques et visqueuses et la non-prise en compte de la restitution de rigidité dans le cas où il y aurait une refermeture des fissures. En effet, pour que le modèle de Mazars soit acceptable il faut que  $D$  soit croissant.

Afin de se rapprocher plus finement des résultats expérimentaux obtenus en compression, les endommagements sont désormais pondérés par un coefficient  $\gamma$  (Eq. (1-30) (Mazars et al., 2015)).

$$\gamma = \frac{\sqrt{\sum \langle \sigma_i \rangle_-^2}}{\sum \langle \sigma_i \rangle_-} \quad (1-30)$$

Avec :

- $\sigma_i$  les contraintes principales. Ce calcul peut également être réalisé avec les contraintes effectives car l'endommagement ne modifie pas les vecteurs propres.

(La Borderie, 1991) s'est intéressé au développement du modèle de Mazars et notamment aux calculs sous charges cycliques avec un modèle d'endommagement unilatéral. Il prend en compte la refermeture des fissures et la restitution de la raideur du matériau mais aussi les déformations anélastiques.

Le potentiel s'écrit sous la forme d'une somme de potentiel élastique et de potentiel anélastique (Eq. (1-31)).

$$\chi = \chi_e + \chi_{an} + G(z) \quad (1-31)$$

Avec :

- Le potentiel élastique  $\chi_e$  dépendant notamment des endommagements en compression et en traction
- Le potentiel anélastique  $\chi_{an}$  permettant de gérer la refermeture des fissures
- $G(z)$  est le terme représentant l'écrouissage plastique

Enfin, les endommagements sont calculés (Eq. (1-32)) grâce à la déformation calculée ( $Y$ ) le seuil de plasticité ( $Y_{0i}$ ) et deux paramètres de calages ( $A_i$  et  $B_i$ ).

$$D_i = 1 - \frac{1}{1 + [A_i(Y_i - Y_{0i})]^{B_i}} \quad (1-32)$$

Ce modèle améliore donc le modèle de Mazars car il permet de répondre à de nouvelles problématiques notamment les déformations anélastiques et la problématique de la refermeture de fissures tout en étant couplé à l'endommagement.

Le modèle permet de reproduire (Figure 1-12) :

- 1) L'endommagement en traction
- 2) Les déformations anélastiques en traction
- 3) La refermeture progressive de la fissuration
- 4) La restauration de la raideur suite à la refermeture
- 5) L'endommagement en compression
- 6) La réouverture des fissures
- 7) Ré-endommagement en traction

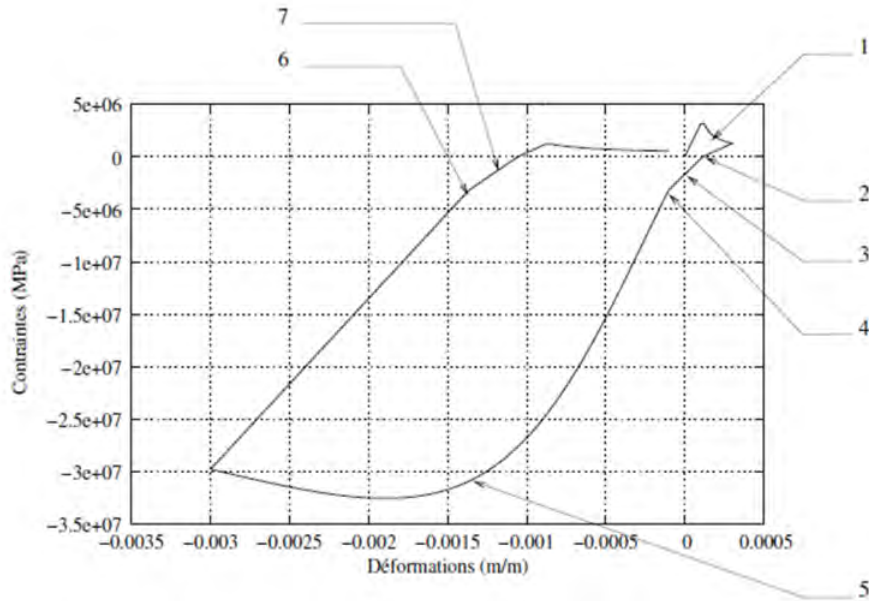


Figure 1-12 : Réponse uniaxiale du modèle unilatéral (La Borderie, 1991)

Ce modèle ne permet cependant pas de prendre en compte l'anisotropie des déformations anélastiques. C'est pourquoi d'autres modèles ont été développés.

#### 4.3.2 Modèles anisotropes :

Un modèle d'endommagement anisotrope a notamment été développé par (Sellier et Bary, 2002; Sellier et al., 2013)

Dans ce modèle l'endommagement pour une direction principale « i » s'écrit :

$$d_i^r = 1 - \exp\left(-\frac{1}{m^r} \left(\frac{\tilde{\sigma}_i^r}{\tilde{\sigma}_u^r}\right)^{m^r}\right) \quad (1-33)$$

Avec « r » qui peut être un « t » en traction ou un « c » en compression.  $m^r$  et  $\tilde{\sigma}_u^r$  sont des paramètres du matériau.  $\tilde{\sigma}_i^r$  est une contrainte équivalente qui est réajustée en fonction de l'état de contrainte au cours du temps. La valeur maximale atteinte (en compression ou en traction) est ainsi stockée.  $\frac{1}{m^r} \left(\frac{\tilde{\sigma}_i^r}{\tilde{\sigma}_u^r}\right)^{m^r}$  est appelé l'indice de fissuration. Dans cette loi, l'endommagement est de plus en plus grand car la fonction contrainte seuil est croissante.

De plus, les critères ne sont pas les mêmes en traction et en compression.

- En traction c'est le critère de Rankine qui est respecté, c'est-à-dire que dès que la contrainte maximale fixée est dépassée dans une direction le critère est dépassé  $f_i = \tilde{\sigma}^t - \bar{\sigma}^R: (\tilde{\sigma}^t \otimes \tilde{\sigma}^t) \geq 0$  (Figure 1-13).
- En compression c'est le critère de Drucker-Prager (Eq. (1-34)) qui limite le domaine élastique. En effet, ce critère prend en compte le fait qu'un matériau confiné résiste mieux en compression que s'il n'est comprimé que dans une seule direction (Figure 1-13)..

$$f_c = \tilde{\sigma}^{eq} - \tilde{\sigma}^{DP} \quad (1-34)$$

La contrainte équivalente s'écrit  $\tilde{\sigma}^{eq} = \sqrt{\frac{J^{2d}}{6}} + \delta \frac{I^1}{3}$ ,  $I^1 = \tilde{\sigma}_1^c + \tilde{\sigma}_2^c + \tilde{\sigma}_3^c$  est le premier invariant du tenseur des contraintes effectives de compression,  $J^{2d} = (\tilde{\sigma}_1^c - \tilde{\sigma}_2^c)^2 + (\tilde{\sigma}_1^c - \tilde{\sigma}_3^c)^2 + (\tilde{\sigma}_2^c - \tilde{\sigma}_3^c)^2$  est le deuxième invariant.

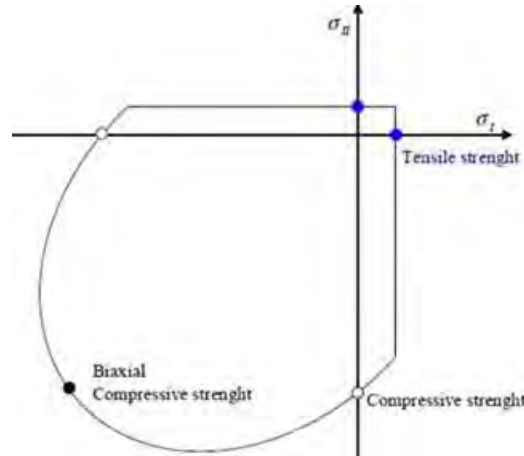


Figure 1-13 : Représentation des critères en 2D (Sellier et Bary, 2002)

Le calcul des contraintes est effectué en fonction des déformations et des endommagements.

En traction :

$$\sigma_{ii}^t = \frac{(1-d^c)E^0}{D^n} \left[ \left( \frac{1}{(1-d_i^t)(1-d_j^t)} - \nu^{0^2} \right) \varepsilon_{ii}^e + \left( \nu^{0^2} + \frac{\nu^0}{1-d_i^t} \right) \varepsilon_{jj}^e + \left( \nu^{0^2} + \frac{\nu^0}{1-d_i^t} \right) \varepsilon_{kk}^e \right] \quad (1-35)$$

Avec :

$$D^n = \frac{1}{(1 - d_i^t)(1 - d_j^t)(1 - d_k^t)} - \nu^0 \left( \frac{1}{(1 - d_i^t)} + \frac{1}{(1 - d_j^t)} + \frac{1}{(1 - d_k^t)} \right) + 2\nu^0 \quad (1-36)$$

$$\sigma_{ij}^t = \mu^0 \varepsilon_{ij}^e \cdot (1 - d^c) (1 - d_i^t) (1 - d_j^t) \quad (1-37)$$

L'endommagement en compression a donc une influence sur les termes en traction. Ce modèle permet de reproduire des comportements réalistes pour des cas de traction selon différents axes ou des chargements non radiaux.

En compression, l'endommagement est isotrope. La contrainte s'écrit :

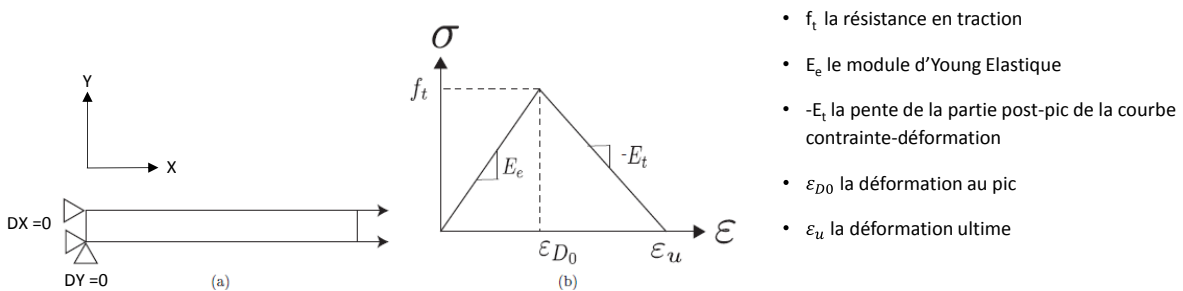
$$\sigma_{ij}^c = (1 - d^c) [\lambda^0 \cdot \text{tr}(\varepsilon^e) \cdot \delta_{ij} + 2\mu^0 \varepsilon_{ij}^e] \quad (1-38)$$

La contrainte totale est la somme des contraintes principales en traction et en compression.

### 4.3.3 Méthodes de régularisation énergétique de la localisation de l'endommagement

La localisation consiste au développement de non-linéarités dans une partie de structure. La taille de cette zone est généralement très inférieure aux dimensions de la structure. La fissuration peut être due à la géométrie de la structure étudiée, aux caractéristiques matériaux dans cette zone, ou à la concentration de sollicitations.

(Giry, 2011) prend l'exemple d'une barre simple de longueur L, encadrée, sur laquelle une traction uniaxiale est exercée. La loi de comportement matériau y est bilinéaire (adoucissante) pour simplifier le problème (Figure 1-14).

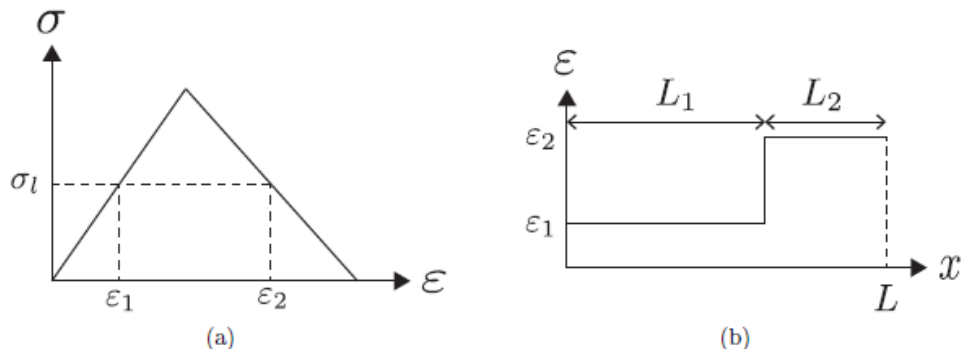


**Figure 1-14 : (a) Essai de traction uniaxiale sur une barre; (b) Loi de comportement bilinéaire (Giry, 2011)**

Il est important de noter qu'ici le matériau est considéré comme homogène, ainsi la contrainte  $\sigma$  est la même dans toute la barre à chaque instant car la section est constante. Avant le pic, le comportement est élastique  $\sigma = E_e \varepsilon$ , toute la barre est dans le même état,  $\varepsilon$  est une déformation homogène sur la barre. Une fois le pic atteint et dépassé, deux déformations (Figure



1-15) sont possibles pour une seule contrainte donnée (une sur la courbe pré-pic et l'autre sur la courbe post-pic).



**Figure 1-15 : (a) États possibles du matériau à un niveau de contrainte ; (b) Profil de déformation le long de la barre après le pic (Giry, 2011)**

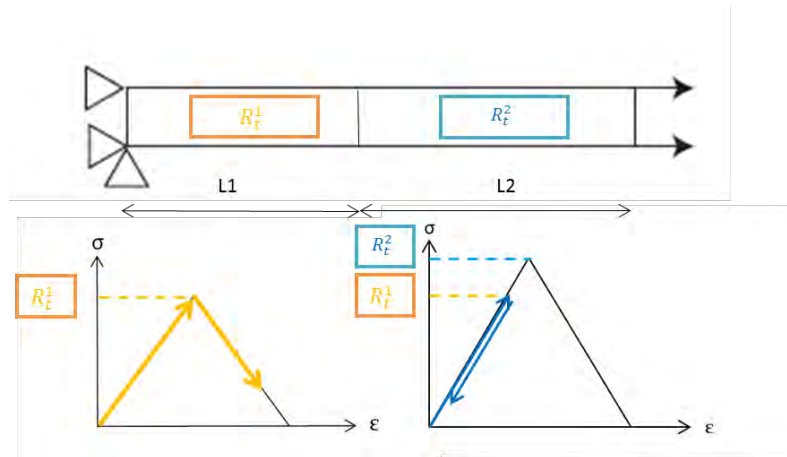
Ainsi pour une contrainte  $\sigma_l$  dans la barre endommagée, il y a deux déformations possibles d'après le modèle ( $\epsilon_1$  et  $\epsilon_2$ ).  $L_1$  est la longueur de la partie de la barre restant en partie élastique et  $L_2$  celle de la partie endommagée. Dans une barre parfaitement homogène soumise à une contrainte parfaitement homogène, il existe deux solutions pour les couples ( $\epsilon_1; L_1$ ) et ( $\epsilon_2; L_2$ ). Après le pic, plus  $\sigma_l$  (uniforme dans la barre) diminue, plus  $\epsilon_1$  diminue et plus  $\epsilon_2$  augmente. Lorsque le matériau est totalement endommagé  $L_2 = L$  et  $L_1 = 0$  (décharge élastique).

Dans la réalité, le matériau possède toujours une zone de faiblesse (hétérogénéité du matériau, différence de conditions locales...) et donc la taille de la zone endommagée est très inférieure à la taille de la structure et  $L_2$ , la longueur de la zone endommagée, ne peut donc pas prendre n'importe quelle valeur.

Expérimentalement, le but est de prévoir ou d'influencer la localisation de cette zone pour pouvoir suivre correctement les dégradations comme dans les essais sur les poutres entaillées de (Saouridis, 1988). Une méthode expérimentale de mesure de l'énergie de fissuration pour une poutre entaillée soumise à de la flexion trois points a même été développée dans le cadre de la RILEM TC-50 FMC (Hillerborg, 1985).

Numériquement, plusieurs cas peuvent se présenter. D'une part, la localisation peut se faire directement en raison d'une hétérogénéité de la géométrie de l'élément ou des conditions aux limites qui peuvent provoquer une localisation dans un élément (élément en console par exemple). Cela peut aussi être influencé par les éléments choisis pour le maillage. Un maillage avec des triangles de tailles différentes positionnés de manière aléatoire va favoriser une localisation en raison des hypothèses sur les fonctions de forme des éléments. Cela peut aussi provenir de l'hétérogénéité du matériau (défauts). C'est pourquoi la zone de localisation peut être choisie par l'utilisateur en baissant légèrement la résistance d'une partie des éléments du maillage. Le but est alors de décider le lieu où les éléments vont être endommagés en premier.

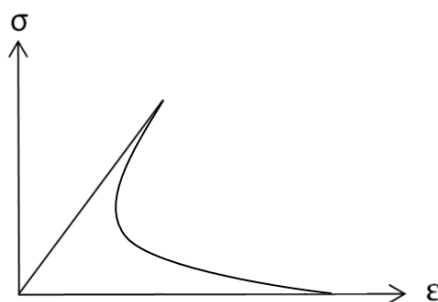
Dans le cas de la barre encastree, cela revient à différencier deux éléments dont un aurait une résistance en traction plus faible ( $R_t^1 < R_t^2$  sur la Figure 1-16).



**Figure 1-16 : Impact de la localisation sur le comportement des éléments**

Cette figure (Figure 1-16) permet donc de se rendre compte que la zone de localisation va influencer directement le résultat mécanique global de la barre. La partie avec un  $R_t$  (Résistance en traction) plus faible va passer le pic avant la partie avec la plus grande des  $R_t$  et donc dissiper de l'énergie (plastique) alors que la partie avec un  $R_t$  plus fort va rester dans sa partie élastique. Or, l'énergie dissipée est proportionnelle à la taille de la zone endommagée ce qui provoque une perte d'objectivité sur les résultats puisque l'énergie dissipée devient proportionnelle au volume de l'élément le plus faible.

Dans les ouvrages, la taille des éléments finis des maillages est importante car les ressources de calculs sont limitées. Ainsi, les éléments englobent couramment des zones endommagées et saines à la fois. Des phénomènes de « snap-back » sont alors possibles (Figure 1-17). L'énergie à dissiper lors de la fissuration est alors trop faible comparée à l'énergie élastique qui a été stockée en phase pré-pic ce qui provoque un retour en arrière (snap-back) sur la courbe contrainte-déformation. Il y a alors deux contraintes possibles pour une même déformation ce qui pose des problèmes de convergence numérique.



**Figure 1-17 : Phénomène de snap-back**

Pour éviter d'obtenir une réponse qui diffère selon le maillage, la régularisation est utilisée. Cet outil permet d'intégrer la notion de longueur caractéristique dans la résolution. En fonction du modèle utilisé, qui peut être local ou non-local, différentes méthodes de régularisation ont été proposées dans la littérature : les méthodes continues (Hillerborg (Hillerborg et al., 1976),

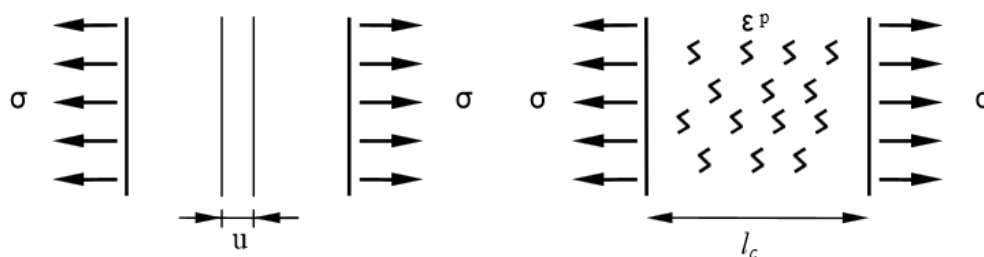
intégrale (Pijaudier-Cabot et Bode, 1992; Saouridis et Mazars, 1992) , second gradient (De Borst et Mühlhaus, 1992; Mühlhaus et Alfantis, 1991; Peerlings et al., 1996)), les méthodes d'enrichissement (XFEM (Belytschko et Black, 1999; Moës et al., 1999), EFEM (Oliver et al., 2003)) ou les méthodes d'interface (Delaplace et al., 1996; Rossi et Richer, 1987). Toutes ces méthodes conduisent, globalement, soit à imposer la zone de localisation sur des surfaces inter ou intra éléments, soit à modifier le comportement des éléments pour qu'ils dissipent de l'énergie indépendamment de leur taille.

La méthode d'Hillerborg utilise les longueurs de l'élément fini dans les directions principales de traction pour dissiper l'énergie indépendamment de la taille de l'élément, ce qui permet, dans le modèle de (Sellier et al., 2013) d'accéder directement aux ouvertures de fissures localisées qui deviennent ainsi des variables internes du modèle. De plus, le temps de calcul est plus faible que pour les méthodes non locales ou d'enrichissement. Cette méthode est plus amplement décrite dans cette partie bibliographique car elle est utilisée dans les développements de ces travaux de thèse pour décrire la fissuration localisée de traction.

*Principe de la méthode d'Hillerborg :*

Cette méthode continue (Hillerborg et al., 1976) se base sur la modification de la loi de comportement du matériau en phase post-pic. Le but est d'introduire la taille de la zone qui va s'endommager (ici éléments finis) dans la loi de comportement pour obtenir une dissipation d'énergie qui va rester constante quelle que soit la taille de l'élément et son anisotropie. La pente de la partie post-pic de la courbe contrainte-déformation dépend de la taille de l'élément (Bažant et Oh, 1983). Le but est que le déplacement obtenu soit toujours le même, il faut pour cela intégrer la géométrie de l'élément au calcul de la déformation.

Tout d'abord, il est à signaler que la démarche se place dans l'approche de la fissuration répartie, une fissure est modélisée par une zone à l'intérieur de laquelle la déformation est uniformément répartie (Meftah, 1997) comme sur la Figure 1-18.



**Figure 1-18 : Représentation d'une fissure discrète par une fissure répartie selon (Meftah 1997)**

La taille de la bande de fissuration équivalente est notée  $l_c$ , elle doit être d'au moins trois fois la taille du granulat selon (Bažant et Oh, 1983). En effet, selon (Bažant et Oh, 1983; Oliver, 1989; Pijaudier-Cabot et Bode, 1992), pour obtenir une représentativité du béton (hétérogène à cause de la pâte et des granulats notamment), une largeur de bande minimale est nécessaire.

L'expression de l'énergie de fissuration ( $G_f$ ) en mode I (ouverture de fissure sans cisaillement) qui est le rapport du travail extérieur par la surface de la fissure s'écrit aussi (Eq. (1-39)) :

$$G_f = \frac{W_{ext}}{S_f} = \frac{\iiint_V \sigma dV}{\iint_S \vec{n} \cdot dS} \quad (1-39)$$

Avec :

- $W_{ext}$  le travail extérieur
- $S_f$  la surface de la fissure
- $\vec{n}$  le vecteur normal à la surface de fissuration

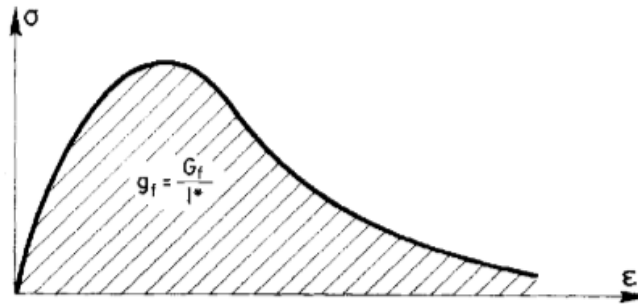
Qui peut s'écrire dans l'approche utilisée (Eq. (1-40) puis Eq. (1-41)) :

$$G_f = l_c \int_0^{\infty} \sigma d\varepsilon = l_c \cdot g_f \quad (1-40)$$

Soit :

$$g_f = \frac{G_f}{l_c} \quad (1-41)$$

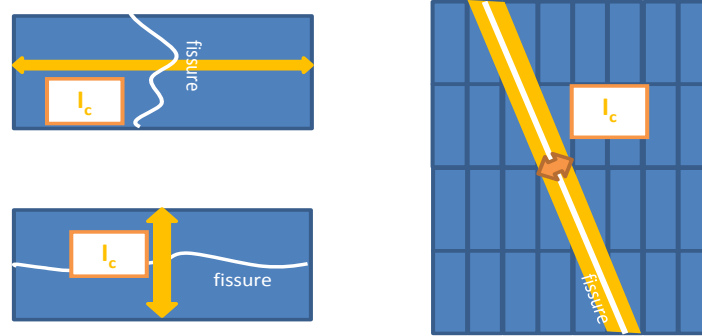
$g_f$  représente l'énergie volumique de fissuration qui peut être visualisée par l'aire sous la courbe contrainte-déformation (Figure 1-19).



**Figure 1-19 : Diagramme type contrainte-déformation (Oliver, 1989)**

Le but étant d'obtenir le même  $G_f$  quel que soit l'élément, c'est  $g_f$  qui va s'ajuster pour qu'il soit toujours égal à  $G_f/l_c$  (Bažant et Oh, 1983; Rots, 1988). Ainsi, l'allure de la partie post-pic de la loi de comportement évolue en fonction de la taille de la bande.  $l_c$  ne doit pas dépasser  $r\sqrt{A_e}$  (avec  $A_e$  l'aire de l'élément considéré et  $r$  un coefficient qui dépend de la forme et de la nature de l'élément (quadratique ou linéaire)) pour être cohérent avec les critères de plasticité (Rots, 1988).

La longueur  $l_c$  est visible sur la Figure 1-20 sur un maillage type éléments finis en fonction de la direction de fissuration.



**Figure 1-20 : Taille de l'élément à récupérer pour différentes directions de fissurations pour une modélisation éléments finis**

Après avoir décrit les principaux modèles permettant de prendre en compte l'endommagement dû à un chargement mécanique et la problématique liée à la localisation, l'intérêt est porté sur la modélisation des RGI et les modèles prenant en compte un chargement dû à une RGI permettant de modéliser un endommagement correspondant.

## 4.4 L'effet des contraintes et des confinements sur les gonflements

### 4.4.1 Réaction Alkali-Silice (RAS)

Depuis plus d'un demi-siècle, les auteurs ont tenté de reproduire et de comprendre la réaction alcali-silice et ses effets sur les ouvrages. Pour cela, le gonflement libre ne suffit pas, il faut analyser la réponse du matériau sous certaines conditions de chargement et de confinement. Le but est de mieux connaître les pressions réellement atteintes dans les mortiers et bétons endommagés.

- Contraintes et blocages uniaxiaux

#### Mortiers :

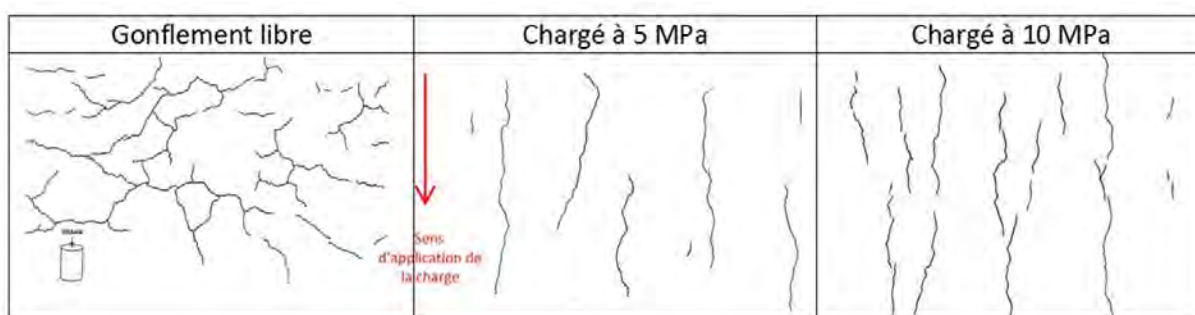
(McGowan et Vivian, 1954) ont expérimenté l'application d'une contrainte uniaxiale sur une éprouvette de mortier d'opale subissant la RAS. Malgré les faibles contraintes appliquées (inférieures à 0,4 MPa), une stabilisation des gonflements sous charge a été observée. Après décharge à 112 jours, une reprise des gonflements était notée. (Hobbs, 1988) réitéra l'expérience mais les résultats montrent des gonflements plus importants avec des charges appliquées plus élevées. Ces résultats sont difficilement exploitables car les conditions expérimentales sont peu explicites tant au niveau de l'environnement que de l'application de la charge ou des dimensions comme le relate (Larive, 1997).

Bétons :

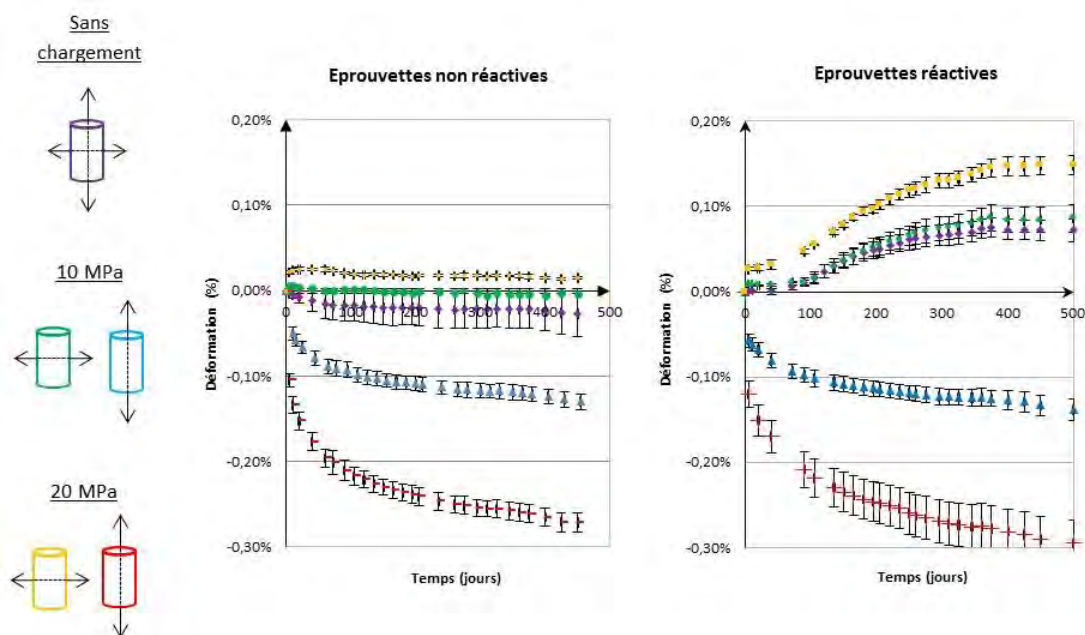
Le béton a également fait l'objet de tests sous contraintes ou sous déplacements gênés. (Le Roux et al., 1992) utilisent une carotte prise sur ouvrage pour y appliquer des contraintes uniaxiales jusqu'à 5 MPa. Plus la charge uniaxiale est importante (0, 3 et 5 MPa), plus les gonflements y sont réduits dans la direction de la charge. Quantitativement, le gonflement libre est d'environ 0,7 % et il est quasiment annulé sous 5 MPa dans la direction d'application de la charge.

Les tests menés par (Larive, 1997) ont permis de tester des éprouvettes chargées avec des contraintes plus importantes (5, 10 et 20 MPa). Lors de ces tests, menés sous une humidité relative supérieure à 96% et une température de 38°C, la composition du gel créé et la prise de masse des éprouvettes ont été suivies régulièrement. Aucune de ces deux caractéristiques ne semble avoir été affectée par l'application d'une charge. Les phénomènes de dissolution puis de précipitation ne semblent donc pas être dépendants d'un chargement uniaxial. La déformation axiale diminue avec l'augmentation de la charge. L'influence de la contrainte uniaxiale sur les déformations radiales pose question dans ce travail. En effet, pour les charges de 5 et 10 MPa la déformation radiale augmente avec la charge. Pour 20 MPa, l'expansion est la même que dans le cas non-chargé. Les éprouvettes déchargées au cours de l'expérience montrent, après un temps de latence, une reprise des gonflements similaire aux éprouvettes non-chargées. La contrainte uniaxiale ne perturberait donc pas la chimie de la réaction. Les faciès de fissuration (Tableau 1-1) montrent que lors du chargement, les fissures se créent dans la direction du chargement.

**Tableau 1-1 : Faciès de fissuration d'éprouvettes réactives en fonction de l'application de charges [Larive, 1997]**



Une partie des tests de (Multon et Toutlemonde, 2006) concerne des éprouvettes cylindriques chargées axialement. La Figure 1-21 permet de visualiser les différences obtenues entre les cas chargés axialement à 10 et 20 MPa et les cas non chargés, que les éprouvettes soient réactives ou non. Les déformations longitudinales à 10 et 20 MPa sont très peu altérées par le gonflement (comparaison des courbes bleu et rouge sur les deux graphes). Transversalement, un report des gonflements est observé notamment à 20 MPa.



**Figure 1-21 : Déformations d'éprouvettes réactives et non-réactives chargées (10 ou 20 MPa) ou non chargées à partir de (Multon et Toutlemonde, 2006)**

(Dunant, 2009) réalise ses essais avec des éprouvettes immergées dans une solution alcaline semblable à celle du béton en fin d'hydratation en terme de concentration en alcalins (Figure 1-22). Le lessivage des alcalins est ainsi limité. Les essais sont réalisés avec des contraintes allant de 5 à 15 MPa. Plus la charge est élevée, plus la déformation verticale est faible. A partir de 10 MPa, elle est même annulée et devient négative à 20 MPa. Au niveau de la déformation radiale, elle augmente avec la charge mais reste toujours inférieure à celle obtenue en gonflement libre, tout comme la déformation volumique. L'auteur explique ce phénomène par un changement micro-mécanique de la fissuration.



**Figure 1-22 : Eprouvettes immergées de (Dunant, 2009)**

Le Tableau 1-2 permet de synthétiser les résultats obtenus pour des contraintes ou blocages uniaxiaux.

**Tableau 1-2 : Tableau récapitulatif des essais réalisés avec des blocages ou charges uniaxiales**

Sources	Géométrie	Conditions aux limites	Conditions environnementales connues	Contrainte estimée pour annuler les gonflements dans la direction chargée
<b>Mortiers</b>				
(McGowan et Vivian, 1954)	Cylindre	Contrainte uniaxiale	-	0,4 MPa
<b>Bétons</b>				
(Le Roux et al., 1992)	Carottes d'ouvrage	Contrainte uniaxiale	Immergées	<5 MPa
(Larive, 1997)	Cylindres	Contrainte uniaxiale sous bâti de fluage	HR >96%, 38°C	-
(Multon et Toutlemonde, 2006)	Cylindres	Contrainte uniaxiale	3 couches d'aluminium, 38°C	<6 MPa
(Dunant, 2009)	Cylindres	Contrainte uniaxiale	Immergées dans des solutions alcalines	<10 MPa

Il serait donc possible d'appliquer une contrainte qui pourrait stopper le gonflement dans une direction, et il existe un report du gonflement plus ou moins important dans les autres directions.

- Contraintes et blocages multiaxiaux

#### Gel synthétique :

(Struble et Brockman, 1989) ont étudié le gonflement d'un gel créé de façon synthétique. Le gel est disposé dans un cylindre et la pression axiale est exercée par un piston (Figure 1-23). Sur la partie basse du cylindre, une pierre poreuse permet l'apport d'eau nécessaire au gel par capillarité. Une variation des différentes proportions de silicium et de sodium dans le gel a été effectuée pour en étudier l'impact sur la pression exercée. Comme le montre la Figure 1-23, les



pressions peuvent atteindre jusqu'à 11 MPa si le ratio  $\text{Na}_2\text{O} / \text{SiO}_2$  dépasse 0,34. En revanche, s'il est en dessous de cette valeur la pression ne dépasse pas 0,4 MPa.

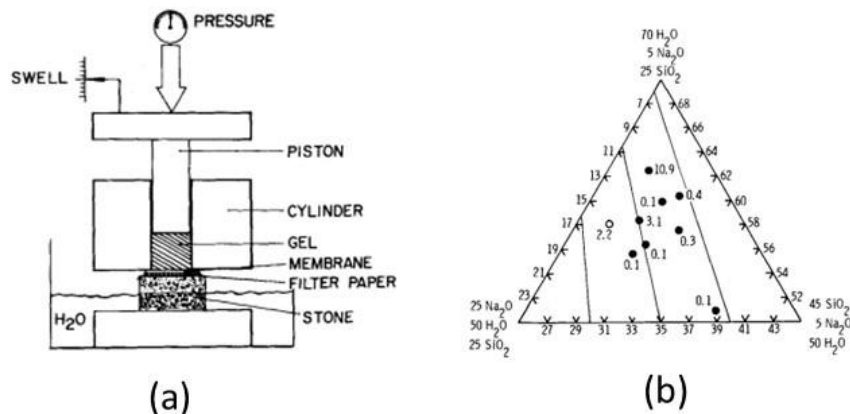


Figure 1-23 : (a) Montage expérimental (b) Diagramme ternaire montrant la pression atteinte en fonction de la composition du gel (Struble et Brockman, 1989)

### Mortiers :

(Clergue et Corneille, 1989) et (Baulande, 1993) ont également quantifié les pressions exercées dans des échantillons de mortiers bloqués triaxialement et atteints de RAS. Les premiers ont observé des poussées radiales de 1 MPa au bout de 28 jours. Le deuxième a repris les travaux du premier dans sa thèse pour mener l'expérience plus en profondeur. Malgré des contraintes radiales obtenues entre 6 et 8 MPa sous 0,3 MPa de contrainte axiale imposée (au bout de 15 jours) à 38°C, les résultats au microscope ne montrent de traces de RAS que sur un tiers des échantillons. Aucune conclusion ne peut donc être tirée sur ces résultats. Cependant, dans l'éprouvette où la RAS a été observée, les images MEB permettent d'observer que le gel se situe à l'interface pâte granulat mais aussi dans les pores des granulat tout comme une éprouvette non chargée.

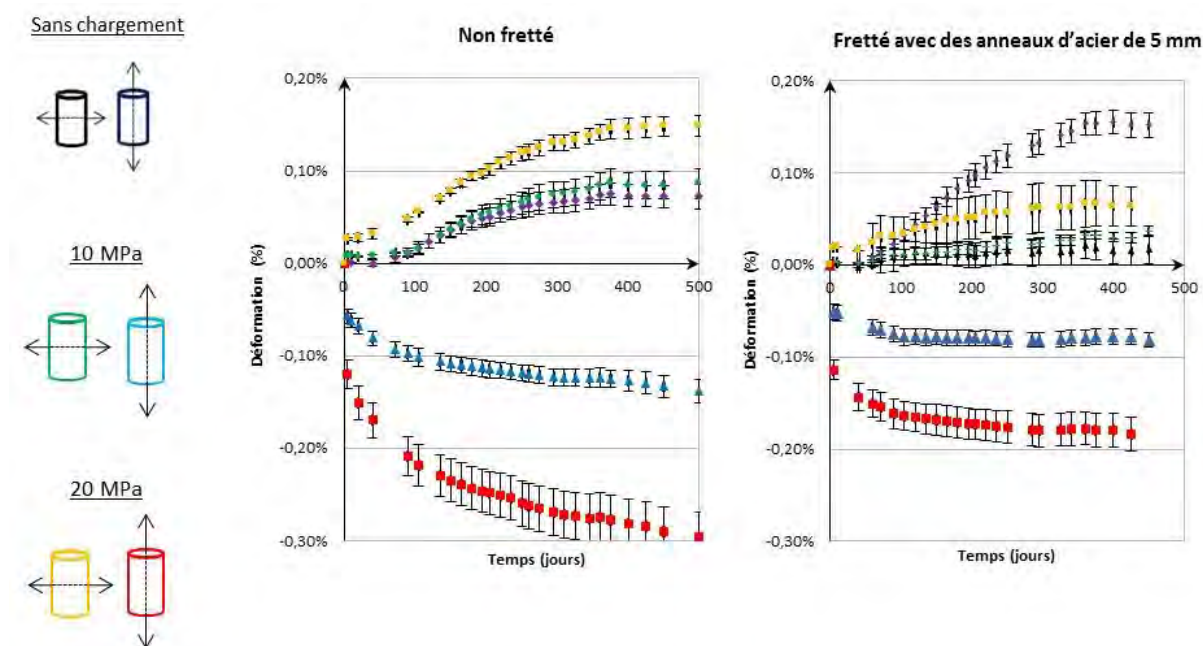
(Ferraris et al., 1997) a réalisé un montage expérimental avec un châssis gênant l'expansion de cylindres plongés dans une solution de NaOH. Deux sables sont testés, la contrainte maximale du premier atteint 2 MPa alors que l'éprouvette réalisée avec le deuxième sable atteint une contrainte de 9 MPa. (Kawamura et Iwahori, 2004) a réalisé la même expérience en dopant plus ou moins en alcalins les mortiers utilisés. Les pressions macroscopiques obtenues varient entre 1 et 5 MPa.

### Bétons :

Récemment plusieurs auteurs ont mené des campagnes expérimentales dans le but de fournir des données sur les valeurs de pression et de déformations obtenues avec des bétons sous conditions multiaxiales imposées.

(Gravel et al., 2000) réalise le chargement d'un cube selon deux directions. Les faces de la 3ème direction sont immergées dans de l'eau. La cinétique de chargement est progressive. D'abord, le cube est en gonflement libre dans de l'eau pendant deux années, puis une première charge est appliquée selon une direction, puis 250 jours plus tard cette charge est augmentée, enfin, une autre charge est appliquée dans une autre direction tout en maintenant la précédente. L'auteur déduit de ses résultats qu'une charge suffisante permet de stopper l'expansion dans une direction mais qu'elle réapparaît dès lors que le chargement d'une autre direction est réalisé. Les données ne peuvent permettre une analyse plus en profondeur car les déformations lors du gonflement libre ne sont pas données.

(Multon et Toutlemonde, 2006) expérimentent des cylindres bloqués radialement par des anneaux en acier de 3 ou 5 mm d'épaisseur. La contrainte axiale est assurée par pression mécanique directe. Pour chaque épaisseur d'acier, un gonflement sans contrainte axiale, et des gonflements sous 10 et 20 MPa sont testés. Les éprouvettes sont enroulées dans du papier d'aluminium pour limiter au maximum l'effet du séchage et du retrait. Au niveau longitudinal, les déformations des cas frettés sont toujours supérieures aux cas non frettés (Figure 1-24). La déformation empêchée radialement se reporte dans le sens longitudinal. Les déformations radiales des éprouvettes frettées sont toujours inférieures aux cas non frettés (Figure 1-24) car le gonflement est alors gêné dans cette direction.

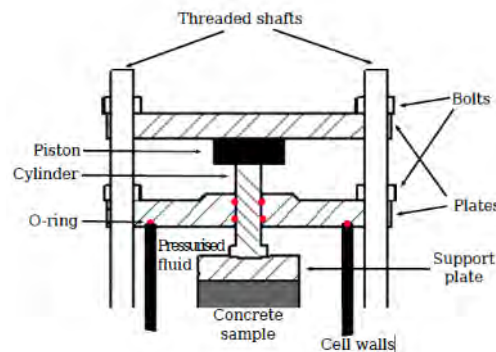


**Figure 1-24 : Déformations d'éprouvettes réactives avec ou sans frettage, chargées (10 ou 20 MPa) ou non chargées à partir de (Multon et Toutlemonde, 2006)**

A partir des déformations radiales obtenues, les auteurs remontent aux contraintes induites dans le béton pour les cas confinés. Les contraintes obtenues atteignent jusqu'à 11,5 MPa (à 400 jours) pour le cas confiné avec des anneaux de 5 mm et soumises à une charge axiale de 20MPa. Les autres valeurs sont comprises entre 5 et 7 MPa pour les cas chargés. La contrainte obtenue reste donc inférieure à celle appliquée axialement. Pour les cas non chargés axialement, elle

varie entre 1 et 3 MPa. Les auteurs soulignent que le calcul effectué pour obtenir les contraintes à partir des déformations ne prend que partiellement en compte le fluage et la relaxation.

Enfin, (Giorla, 2013) a réalisé un montage permettant d'exercer une pression triaxiale sur des échantillons. L'éprouvette est glissée dans un cylindre contenant un fluide (huile ou eau) qui peut être mis en pression et transmettre une contrainte radiale aux cylindres (Figure 1-25). Un piston permet d'appliquer la pression axiale. Les contraintes peuvent atteindre 15 MPa dans toutes les directions. Malheureusement les résultats expérimentaux ne sont pas encore disponibles mais ils permettraient de décrypter les phénomènes de RAG sous contraintes triaxiales.



**Figure 1-25 : Schéma du montage expérimental (Giorla, 2013)**

(Gautam et Panesar, 2016) ont réalisé des chargements triaxiaux purement mécaniques en faisant varier les contraintes dans les trois directions de 0 à 9,6 MPa. Les reports d'expansion obtenus permettent de compléter l'analyse de l'impact des contraintes extérieures sur les gonflements de RAS. Toutefois, les contraintes ne sont pas maintenues constantes dans le temps du fait de la relaxation du béton, l'analyse doit donc le prendre en compte.

Le Tableau 1-3 permet de synthétiser les résultats obtenus pour des contraintes ou blocages multi-axiaux.

**Tableau 1-3 : Tableau récapitulatif des essais réalisés avec des blocages ou charges multi-axiales**

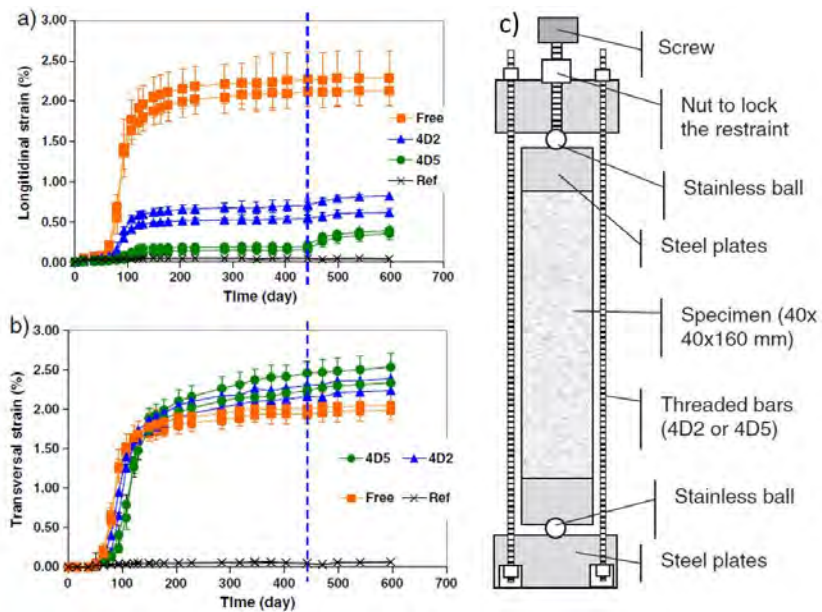
Sources	Géométrie	Conditions aux limites	Conditions environnementales connues	Contraintes estimée pour annuler les gonflements dans la direction chargée
<b>Gel synthétique</b>				
(Struble et Brockman, 1989)	Cylindres	Châssis + piston	Apport d'eau	<0.4 à 11 MPa
<b>Mortiers</b>				
(Clergue et Corneille, 1989)	Cylindres	Blocage triaxial	38°C	<1 MPa (28 jours)
(Baulande, 1993)	Cylindres	Blocage triaxial	38°C	<6 à 8 MPa (15 jours)
(Ferraris et al., 1997)	Cylindres	Chargement triaxial	Solution NaOH, 50°C	<2 à 9 MPa
(Kawamura et Iwahori, 2004)	Cylindres	Chargement triaxial	Solution NaOH, RH>95%, 38°C	<1 à 5 MPa
<b>Bétons</b>				
(Gravel et al., 2000)	Cube	Contraintes biaxiales	Faces de la 3 <sup>ème</sup> direction en eau	-
(Multon et Toutlemonde, 2006)	Cylindres	Blocage radial par anneaux d'acier et Contrainte uniaxiale	3 couches d'aluminium, 38°C	<5 à 11.5 MPa sous 20 MPa axial
(Giorla, 2013)	Cylindres	Contraintes triaxiales	Solution alcaline	-

Actuellement, des essais triaxiaux sur des éprouvettes atteintes de RAS sont en cours de réalisation à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (Hilaire et al., 2017) et à l'Université Polytechnique de Catalogne (Carol et al., 2017).

La littérature concernant le confinement de béton atteint de RAS par des armatures est très riche. Le gonflement induit une mise en traction des armatures ce qui comprime le béton. Ce phénomène est appelé « précontrainte chimique » du béton. Une réduction des gonflements dans la direction parallèle aux armatures est observée (Koyanagi et al., 1986; Kobayashi et al., 1988; Rigden et al., 1992; Swamy, 1989; Jones et Clark, 1996; Fan et Hanson, 1998; Ahmed et al., 1998; Ballivy et al., 2000; Mohammed et al., 2003).

#### ***4.4.2 Ettringite Différée (DEF)***

Pour la DEF, le nombre d'essais probants sous contraintes ou confinements est relativement faible. (Bouzabata et al., 2012) ont réalisé des essais de gonflement sous contraintes en utilisant des barres d'acier externe (Figure 1-26). La contrainte se développe alors en même temps que le gonflement. Après un calcul se basant sur la déformation du béton lors de la décharge et sur l'hypothèse d'une certaine réduction du module d'Young du béton du fait des gonflements, elle en déduit une contrainte maximale pouvant atteindre 4,2 MPa avec quatre aciers longitudinaux de 5 mm de diamètre pour un gonflement libre de 2,5 %. Elle observe une nette réduction de la déformation dans la direction longitudinale (de 2,5 % à 0,4 % pour le cas 5 mm) et un report faible (10 à 15 % environ) dans les autres directions.



**Figure 1-26 : a) Déformations longitudinales b) Déformations transversales c) Montage expérimental (Bouzabata et al., 2012)**

Les essais de (Müllauer et al., 2013) réalisés pour représenter une situation de Réaction Sulfatique Externe (RSE) sont transposables au cas de la DEF car la paroi des cylindres creux utilisés est très fine (2,5 mm sur la Figure 1-27), ce qui induit une homogénéité de gonflement dans l'épaisseur comme dans le cas de la DEF. Des barres d'acier sont également utilisées pour gêner la déformation dans une direction. Du fait de l'apport de réactif par solution externe, les gonflements sont très importants (jusqu'à 8 %). La Figure 1-28 permet de visualiser l'évolution de la contrainte obtenue lors du blocage uniaxial en fonction de la déformation libre obtenue au même instant pour un gonflement libre. Cette relation ne semble pas linéaire. Pour une expansion supérieure à 0,4 %, la contrainte développée évolue moins vite en fonction de la déformation libre. Cette non linéarité est à considérer avec précaution car la finesse de la paroi pourrait conduire à des problèmes de voilement local de la paroi induisant une chute apparente de la rigidité de blocage qui ne serait pas un phénomène « matériau » mais « géométrique ».

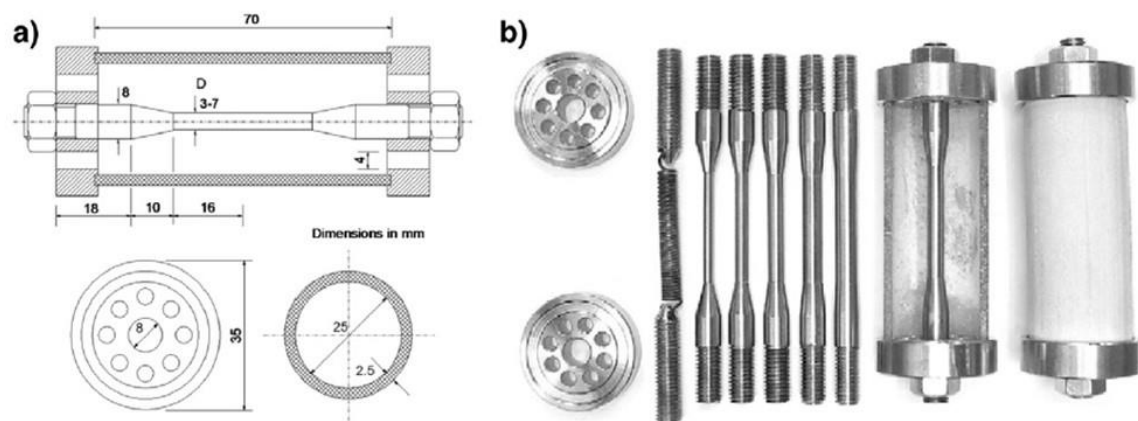


Figure 1-27 : a) Vues en coupe du montage expérimental b) Matériel utilisé (Müllauer et al., 2013)

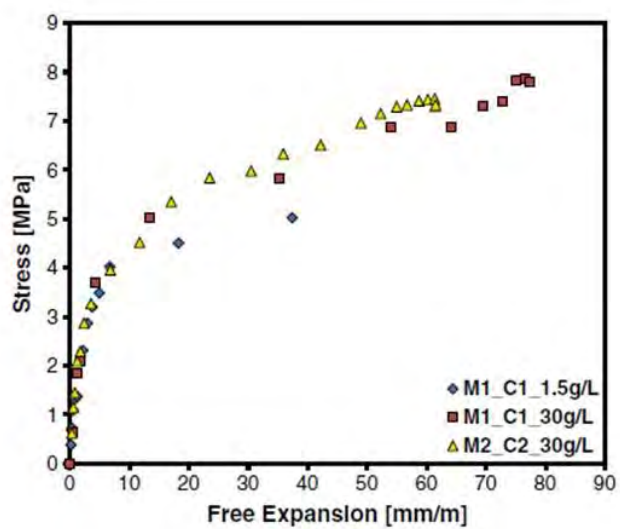


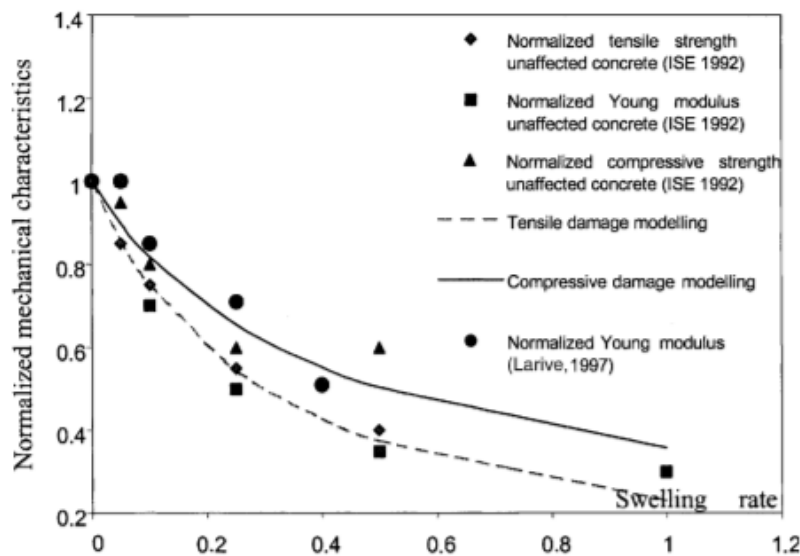
Figure 1-28 : Résultats contraintes-déformations libres (Müllauer et al., 2013)

## 4.5 Gonflement et propriétés mécaniques

Les gonflements de RGI provoquent un endommagement diffus, ce qui a pour conséquence une baisse des caractéristiques mécaniques, notamment les résistances en traction et en compression et le module d'élasticité.

De nombreux essais ont été réalisés dans la littérature (Koyanagi et al., 1986; Abe et al., 1989; Inoue et al., 1989; Swamy, 1989; Pleau et al., 1989; Fan et Hanson, 1998; Larive, 1998; Monette et al., 2002; Smaoui, 2003), mais il est difficile d'en tirer un consensus du fait de différences dans le protocole expérimental (réactivité des bétons, conditions d'essais, différences d'évaluation des propriétés mécaniques...). Pour la RAS, (Capra et Sellier, 2002) proposent une loi reliant le gonflement  $\varepsilon_i^{AAR}$  et l'endommagement  $d_i^+$  (Eq.(1-42)) en se basant sur les résultats expérimentaux de (Doran et Institution of Structural Engineers, 1988; Larive, 1997). Le paramètre  $\varepsilon_0^{AAR}$  est fixé à 0,3 %.

$$\varepsilon_i^{AAR} = \varepsilon_0^{AAR} \frac{d_i^+}{1 - d_i^+} \quad (1-42)$$



**Figure 1-29 : Evolution des caractéristiques mécaniques en fonction du gonflement (Capra et Sellier, 2002)**

Pour la RSI, (Bouzabata et al., 2012), à l'aide de ses résultats expérimentaux ainsi que ceux de (Brunetaud et al., 2008) propose la même loi que (Capra et Sellier, 2002) (Eq. (1-42)) mais avec un  $\varepsilon_0^{RSI}$  compris entre 0,6 et 2 pour passer dans le fuseau des résultats expérimentaux (Figure 1-30). Ce calage différent signifie qu'à gonflement égal, la DEF crée moins d'endommagement que la RAS, les deux endommagements admettent tout de même la même relation gonflement-endommagement, avec un paramètre différent, cela suppose que les phénomènes présentent quelques similarités à l'échelle micro-structurale.



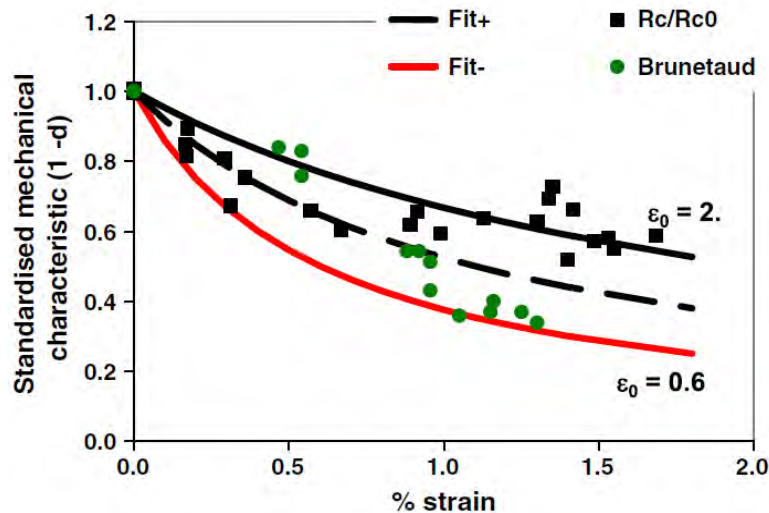


Figure 1-30 : Caractéristiques mécaniques normées en fonction du gonflement (Bouzabata et al., 2012), avec les résultats de (Brunetaud et al., 2008) et la loi de (Capra et Sellier, 2002)

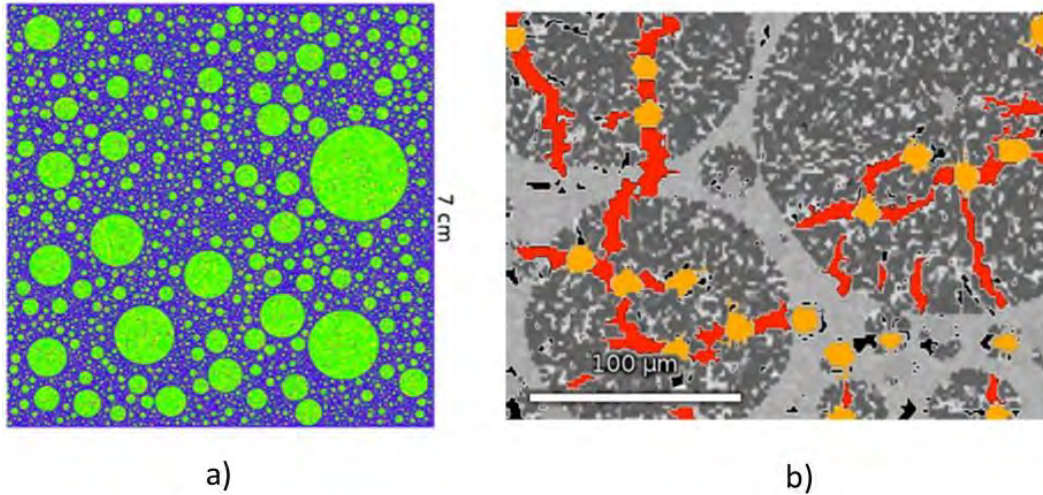
## 4.6 Les modèles mécaniques pour RGI

Deux types de modèles mécaniques permettant de simuler les gonflements de RGI peuvent être séparés : les modèles à l'échelle du matériau et les modèles à l'échelle de la structure.

### 4.6.1 Les modèles à l'échelle du matériau

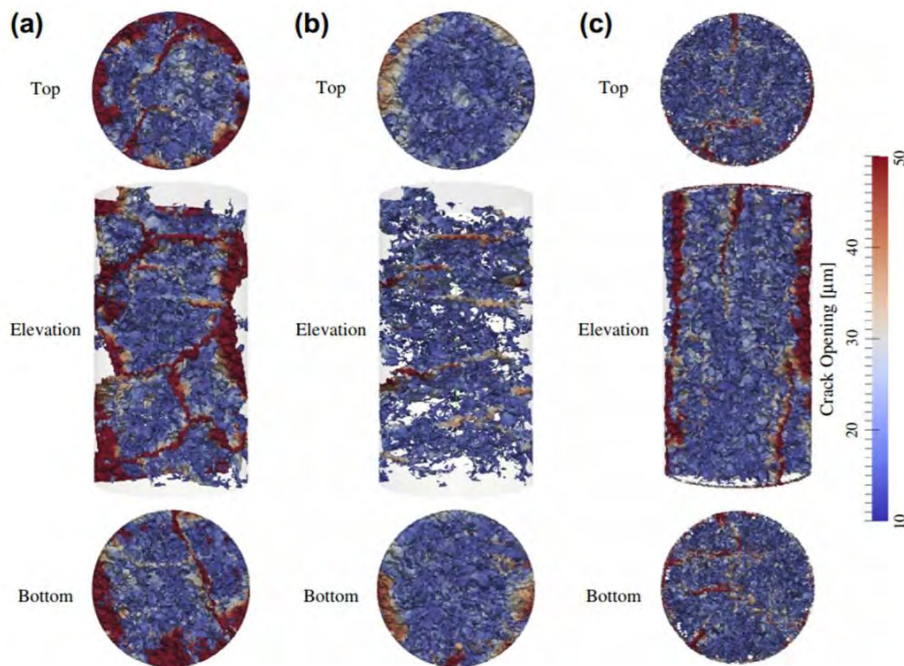
Plusieurs auteurs ont proposé des modèles ayant pour but de simuler le comportement du béton atteint de RGI à l'échelle du matériau.

(Dunant et Scrivener, 2010) ont proposé un modèle basé sur la méthode des éléments finis étendus (XFEM) pour reproduire le comportement du béton à l'échelle du granulat. Ce modèle, programmé en 2D, différencie les granulats, la pâte mais aussi le gel créé et les fissures induites (Figure 1-31). Chacune de ces parties du matériau possède ses propres caractéristiques. Le gonflement est simulé par la prise de volume des poches de gel à l'intérieur des granulats. Dans cette représentation du gonflement, ce sont uniquement ces zones qui font gonfler l'ensemble du matériau. Cette simplification permet de faire partir l'endommagement de l'intérieur du granulat et donc de modéliser finement cette zone. L'hétérogénéité du matériau est réalisée grâce à une loi de Weibull pour répartir les différentes tailles de granulats dans la pâte. Ce modèle permet notamment de reproduire le gonflement et la dégradation des caractéristiques du matériau sur des cas 2D. L'endommagement est directement modélisé par des éléments « fissurés ». Les chargements extérieurs sont pris en compte mais des charges trop importantes conduisent à des difficultés numériques (Dunant et Scrivener, 2012).



**Figure 1-31 : a) Représentation du matériau b) Faciès de fissuration obtenu (Dunant et Scrivener, 2010)**

(Alnaggar et al., 2013) proposent un modèle dit modèle discret en treillis. Ils maillent également les granulats et la pâte. Le gel se forme par consommation du granulat sur un anneau de réaction autour du granulat. La quantité de gel créé est calculée grâce au modèle développé dans (Bažant et Steffens, 2000). Le gonflement est généré par l'imbibition de l'eau dans le gel créé. Il est retranscrit par une déformation imposée dans le granulat. Le retrait et le fluage sont également pris en compte ce qui permet de modéliser les éprouvettes sous contraintes et confinements de (Multon et Toutlemonde, 2006) avec succès (Figure 1-32). Une évolution de ce modèle (Alnaggar et al., 2017) permet de prendre en compte les effets de la température et de l'état de saturation sur les cinétiques de réaction.



**Figure 1-32 : Faciès de fissuration pour 3 éprouvettes a) expansion libre b) blocage radial par des anneaux de 5 mm c) chargement vertical de 20 MPa**

#### 4.6.2 Les modèles pour structures

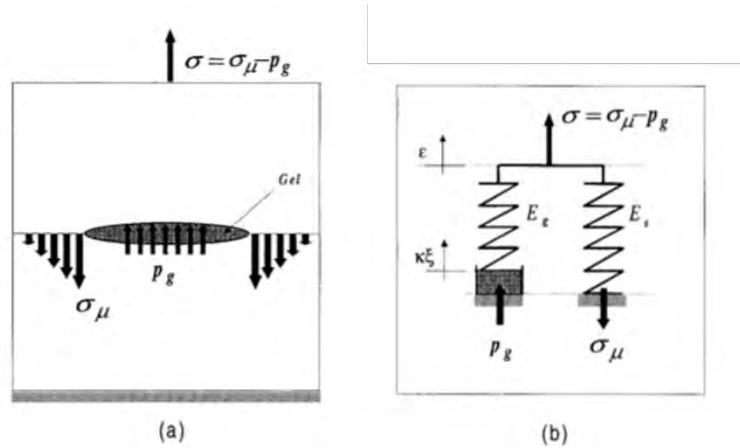
D'autres auteurs ont proposé des modèles ayant pour but de calculer des ouvrages.

Pour certains auteurs, le gonflement de RGI est assimilé à une dilatation thermique. Cette approche est usuellement utilisée par les ingénieurs comme premier calcul. Il permet de déterminer les zones expansives et les déplacements des ouvrages (Gunn et al., 2017). Cette méthode a été développée notamment par (Léger et al., 1996). Ce modèle prend en compte la température, l'humidité et même l'état de contrainte anisotrope des structures en pondérant le gonflement libre par une fonction de la contrainte telle que celle de (Charlwood et al., 1992)

(Charlwood et al., 1992) proposent une loi empirique permettant de réduire le gonflement uniaxial en fonction de la contrainte de compression uniaxiale appliquée (Eq. (1-43)). Quand une contrainte  $\sigma$  plus petite que la contrainte seuil  $\sigma_l$  est appliquée, la déformation n'est pas impactée par la contrainte. Si elle est plus grande que le seuil, la déformation diminue de  $\varepsilon_u$  à zéro.  $K$  est un paramètre matériau qui permet de caler la pente. La déformation obtenue est appliquée au modèle mécanique comme un gonflement thermique anisotrope.

$$\varepsilon = \begin{cases} \varepsilon_u & \text{if } \sigma \leq \sigma_l \\ \varepsilon_u - K \log_{10} \left( \frac{\sigma}{\sigma_l} \right) & \text{if } \sigma > \sigma_l \end{cases} \quad (1-43)$$

(Ulm et al., 2000) proposent un modèle thermo-chemo-élastique, basé sur les essais de (Larive, 1998), qui exprime le gonflement avec des lois thermodynamiques. La contrainte totale est égale à la contrainte effective moins la pression de gel. Le focus est réalisé sur l'impact de la température sur la cinétique de gonflement grâce à deux temps caractéristiques : un temps de latence associé à la dissolution de la silice réactive des granulats et un temps caractéristique de formation du gel. Le gonflement ne dépend ni de l'humidité ni de l'état de contrainte. Ce modèle structural est conçu pour être appliqué aux ouvrages. Un calcul éléments finis en 2D d'un barrage a notamment été effectué.



**Figure 1-33 : Mécanisme mésoscopique du gonflement d'ASR; (b) Modèle rhéologique chemo-élastique (Ulm et al., 2000)**

(Li et Coussy, 2002) ont modifié la loi cinétique de (Larive, 1998) en liant la déformation imposée du béton et l'état hydrique du matériau. Un modèle chemo-mécanique est mis en place, avec un critère de plasticité permettant de calculer un endommagement. Deux modèles rhéologiques cohabitent : un chemo-élastique et un chemo-plastique pour les gonflements de RAS. Une méthode basée sur des carottages et des suivis in-situ est proposée pour recalculer des ouvrages. Un calcul 3D d'une pile de pont est présentée dans (Li et Coussy, 2004). Des évolutions de ce modèle, appelé RGIB, ont été réalisées et testées (Baghdadi et al., 2007, 2008; Seignol et al., 2009; Kawabata et al., 2017).

(Saouma et Perotti, 2006) proposent un modèle anisotrope semblable à celui de Charlwood, avec une fonction d'anisotropie de gonflement empirique toutefois plus élaborée. Cette déformation est ensuite imposée comme une déformation thermique. La fonction de pondération utilise des résultats d'autres modèles (Ulm et al., 2000) pour l'effet de la température et de (Capra et Bournazel, 1998; Larive, 1998) pour l'effet de l'humidité. Un abaque est mis en place permettant de choisir les coefficients de pondération du gonflement libre à utiliser pour la répartition volumétrique des gonflements en fonction du signe et de valeur de la contrainte appliquée (Figure 1-34). L'endommagement est pris en compte via une baisse des caractéristiques du matériau en fonction du gonflement dans chaque direction : le module d'élasticité apparent (Eq. (1-44)) et la résistance en traction apparente (Eq. (1-45)).  $\xi$  est l'avancement de la réaction dépendant du temps et de la température.  $\beta_E$  et  $\beta_F$  permettent de garder des caractéristiques résiduelles pour un avancement égal à 1.

$$E(t, \theta) = E_0 [1 - (1 - \beta_E) \xi(t, \theta)] \quad (1-44)$$

$$f_t(t, \theta) = f_{t,0} [1 - (1 - \beta_f) \xi(t, \theta)] \quad (1-45)$$

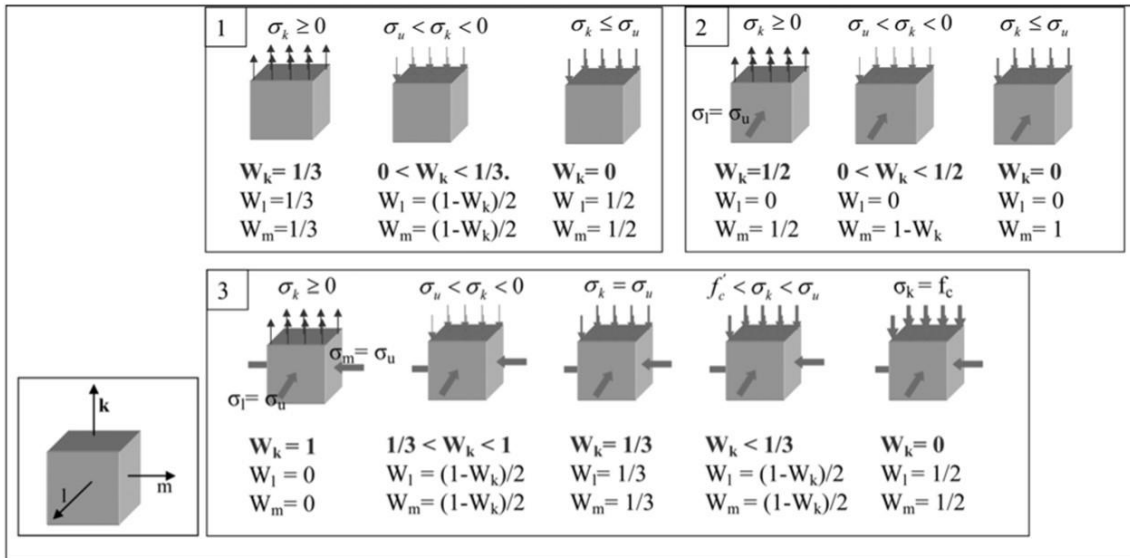


Figure 1-34 : Poids des coefficients pour la répartition volumétrique des gonflements (Saouma et Perotti, 2006)

#### 4.7 Les modèles poro-mécaniques pour RGI

(Dormieux et al., 2004) ont proposé un cadre micro-poro-mécanique pour reproduire numériquement les expansions de RAS. Le béton est divisé en 3 zones : les pores non remplis de gel, les pores remplis de gel et la matrice solide (Figure 1-35). Le volume de gel augmente jusqu'à remplir les pores, le gonflement s'initie alors. Il est donc nécessaire d'établir l'élasticité du matériau et de définir sa microstructure (forme et volume des pores) pour utiliser ce modèle. (Lemarchand et al., 2005) ont développé cette démarche en utilisant le modèle de (Larive, 1998) pour reproduire la cinétique de production de gel et l'intégrer au modèle poro-élastique.

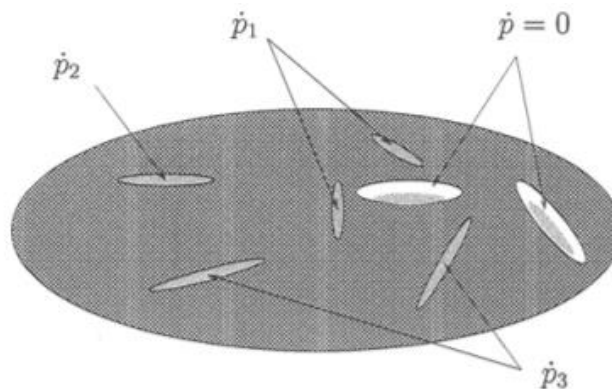


Figure 1-35 : Représentation du béton en 3 zones par (Dormieux et al., 2004)

(Grimal et al., 2008) propose un modèle basé sur la poro-mécanique et sur le modèle de (Capra et Sellier, 2002). Un modèle phénoménologique est couplé à un modèle d'endommagement. Tout d'abord, l'avancement est calculé en fonction de la température  $T$  et du degré de saturation  $S_r$  comme évoqué dans la partie 2.3 (Eq.(1-11)). L'avancement est ensuite inséré dans une équation permettant d'obtenir la pression de gel  $P_g$  intraporeuse (Eq. (1-46)).

$$P_g = M_g \langle A V_g - \langle A_0 V_g + b_g(tr(\varepsilon)) \rangle \rangle \quad (1-46)$$

$M_g$  représente le module de Biot qui peut correspondre à un module d'interaction élastique entre le gel et la matrice.  $V_g$  est le volume maximum de gel créable calé par l'utilisateur.  $A_0$  est l'avancement pour lequel le gonflement débute. Il est en lien avec le temps de latence permettant à l'avancement d'atteindre  $A_0$ .  $b_g$  est le coefficient de Biot du gel et  $tr(\varepsilon)$  le volume créé par les déformations. Seule la partie positive des termes entre crochets est récupérée. Ainsi, la pression de gel augmente à partir d'un certain avancement et l'état des déformations du matériau influence son évolution. Le volume du vase d'expansion disponible est alors modifié. De plus, ce modèle de RAS est couplé à un modèle rhéologique qui permet de prendre en compte le fluage et l'endommagement orthotrope de façon couplée ainsi que les contraintes extérieures. Le modèle a correctement reproduit les éprouvettes réactives sous contraintes et confinement de (Multon et Toutlemonde, 2006), et des poutres réactives plus ou moins armées et sous gradients hydriques de (Multon et al., 2005).

(Comi et al., 2009) propose un modèle poro-mécanique et chemo-thermo-endommageable. L'avancement, décrit grâce à l'équation de (Larive, 1998), permet de calculer la pression de gel induite. La contrainte effective anélastique  $\sigma''$  dépend de la contrainte externe  $\sigma$  et de la pression  $p$ , du coefficient de Biot  $b$  et du coefficient  $\beta$  (avec  $\beta < b$ ) qui gère la relation pression-endommagement (Eq. (1-47)). Deux scalaires permettent de prendre en compte deux endommagements isotropes : l'un en traction et l'autre en compression. Des lois d'écrouissage permettent de gérer le domaine élastique en fonction des endommagements. Les essais sous contraintes et confinements de (Multon et Toutlemonde, 2006) sont correctement reproduits.

$$\overline{\overline{\sigma''}} = \overline{\sigma} + (\beta - b)p\overline{1} \quad (1-47)$$

Ce modèle a également permis de reproduire le comportement (notamment la fissuration) de deux barrages poids subissant un chargement externe et des dégradations dues à la RAS.

(Charpin, 2013; Charpin et Ehrlacher, 2014) proposent un modèle micro-poro-mécanique avec un endommagement orthotrope de RAS principalement localisé à l'interface pâte-granulats et dans la pâte. Le béton est discrétisé en 4 zones : la pâte, l'auréole de transition ou ITZ (Interfacial Transition Zone), la zone attaquée et le granulats sain. Le gel est formé dans la zone attaquée et peut se répandre dans l'ITZ. Le critère d'endommagement est décrit par une approche énergétique. Deux phénomènes sont alors possibles : une décohésion entre le granulats

et l'ITZ et une fissuration de la pâte. Il prend en compte l'effet des contraintes sur l'anisotropie de gonflement (reproduction des tendances des essais sous contraintes de (Multon et Toutlemonde, 2006)).

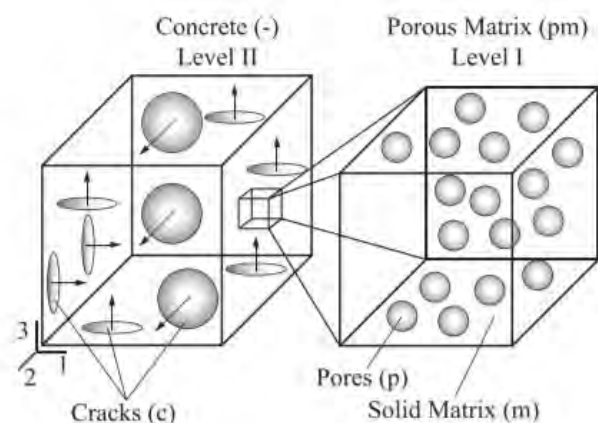
(Salgues et al., 2014) propose un modèle poro-mécanique ayant pour but de reproduire les gonflements de RSI. Le volume de RSI  $V_{AFt}$  créé est calculé à partir d'équilibres thermodynamiques et de transferts ioniques. La pression induite  $P_{AFt}$  est ensuite calculée (Eq. (1-48)) avec une équation proche de celle proposée pour la RAS par (Grimal et al., 2008).  $M_{AFt}$  est le module de Biot.  $V_{0AFt}$  le volume du vase d'expansion à remplir pour initier le gonflement.  $b_0$  est le coefficient de Biot. La différence avec le modèle précédent est l'utilisation d'une déformation plastique  $\varepsilon^p$ . En effet, ce modèle est lié à un critère de plasticité anisotrope (Eq. (1-49)) qui dépend de la contrainte effective  $\tilde{\sigma}'_I$  (dans la direction principale) notamment.

$$P_{AFt} = M_{AFt} \langle V_{AFt} - \langle V_{0AFt} + b_0 tr(\varepsilon) + (1 - b_0) tr(\varepsilon^p) \rangle \rangle \quad (1-48)$$

$$f_I = \langle \tilde{\sigma}'_I - b_0 P^{rgi} \rangle + b_1 P^{rgi} - b_1 P^{lim} \quad (1-49)$$

$P^{lim}$  est la pression limite acceptable par le béton non confiné,  $b_1$  est un paramètre caractéristique du matériau. Si  $P^{lim}$  est dépassée,  $f_I > 0$  ce qui implique qu'une déformation plastique se propage dans une direction jusqu'à ce que le critère redevienne nul ou négatif. Une loi d'écrouissage positif permet ensuite de calculer la déformation plastique correspondante. L'endommagement correspondant est ensuite calculé avec la formule de (Capra et Sellier, 2002) (Eq. (1-42)). Les résistances et le module d'Young effectif en sont d'autant affectés.

(Esposito et Hendriks, 2016) proposent également un modèle micro-poro-mécanique mais situé à deux échelles : l'une au niveau poreux pour décrire les pores et la matrice solide et l'autre au niveau du béton avec prise en compte des fissures (Figure 1-36). Le modèle prend en compte les chargements extérieurs. L'endommagement en gonflement libre est reproduit mais il est surestimé. L'auteur l'attribue à l'absence de couplage gonflement/fluage.



**Figure 1-36 : Modèle de porosité à deux échelles (Esposito et Hendriks, 2016)**

Les modèles les plus développés dans cette partie sont les plus proches du modèle présenté dans la suite du travail de cette thèse. Les revues bibliographiques portant sur les différents modèles existants effectuées par (Pan et al., 2012) et (Esposito et Hendriks, 2017) permettent de relever de manière exhaustive les modèles liés aux RGI.

## 5. Conclusion du chapitre

Ce chapitre bibliographique a permis de synthétiser des connaissances utiles à la suite de ce travail. Les mécanismes réactionnels de la réaction alcali-silice et de la réaction sulfatique interne ont été développés ainsi que les paramètres qui influent leur formation. La composition du ciment et les conditions environnementales sont les caractéristiques qui impactent le plus les cinétiques et les amplitudes des gonflements de RGI. Les modèles existants, permettant de calculer les volumes de produits expansifs créés, ont ensuite été présentés.

La deuxième partie de ce chapitre a concerné le comportement mécanique du béton soumis à des RGI, objectif de ce travail. La théorie de la poro-élasticité et la mécanique de l'endommagement ont d'abord été développées. En effet, l'endommagement est un concept essentiel pour simuler les bétons atteints de RGI. La pression générée par les RGI vient mettre en traction le squelette solide et l'endommager. Deux fissurations sont observables sur les ouvrages atteints de RGI : une fissuration localisée principalement due à des gonflements différentiels entre les parties de l'ouvrage et une fissuration diffuse à l'origine de la chute des caractéristiques du matériau. Le faïencage, régulièrement observé sur les ouvrages, est une fissuration difficile à classer. Il est ici considéré que si l'espacement entre les fissures est supérieur à la dimension du plus gros granulat alors il s'agit plutôt de fissuration localisée. Les deux fissurations (localisée et diffuse) ont fait l'objet de nombreux modèles numériques à des échelles différentes (modèles micros, matériau, structure ou multi-échelle), pour atteindre des objectifs différents (compréhension des phénomènes sur ouvrage, en laboratoire, calcul de structures ou d'ouvrages) avec des approches différentes (endommagements isotropes ou



anisotropes, modèles statistiques ou thermodynamiques, modèles mécaniques ou poro-mécaniques).

La suite de cette thèse va s'intéresser aux effets structuraux des RGI. Compte-tenu de la capacité des différents types de modèle à traiter l'ensemble des phénomènes associés aux RGI (différenciation des endommagements diffus et localisés, fluage, anisotropie de gonflement et d'endommagement), ce travail s'oriente vers deux objectifs : une mise en œuvre dans le logiciel Code\_Aster d'EDF et une amélioration de la dernière version du modèle poro-mécanique anisotrope initié dans la thèse de Salgues (Salgues et al., 2014) et modifié par Sellier (Sellier, 2015). Les modifications concernent d'une part le modèle chimique de DEF, dont une partie des équations d'équilibre thermodynamique a été remplacée par des équations semi-empiriques (Sellier et Multon, 2016) basées sur les résultats expérimentaux de (Kchakech, 2015), (Brunetaud et al., 2007) et (Martin, 2010). L'objectif est d'accélérer le processus de résolution numérique. D'autre part, les améliorations concernent la formulation poro-plastique-endommageable, qui a été reformulée en 2015 (Sellier, 2015) de façon à accroître la vitesse de résolution et ainsi être en mesure de simuler de grands ouvrages en 3D, tels les barrages EDF. Ce modèle a besoin d'être validé ou adapté au cas des gonflements importants rencontrés dans les ouvrages atteints de DEF.

Ce travail va également accorder une importance particulière à l'obtention des nombreux paramètres du modèle global, qui doit être vu par les ingénieurs comme un assemblage de divers modèles, chacun d'eux modélisant une physique sous-jacente (réaction chimique, fluage, endommagement...) avec un niveau de réalisme d'autant plus grand que le phénomène joue un rôle important dans le comportement de l'ouvrage ; la conséquence étant généralement une augmentation du nombre de paramètres avec le degré de réalisme. Un effort sera réalisé dans cette démarche pour distinguer les paramètres peu sensibles à la formulation du béton, et pouvant par conséquent être conservés d'un ouvrage à l'autre (par exemple les énergies d'activation, les températures de changement de phase...) et les paramètres nécessitant une campagne expérimentale pour chaque ouvrage (la cinétique de réaction, la vitesse de fluage, les caractéristiques mécaniques du béton).





**CHAPITRE 2 : MODELE PORO-MECANIQUE POUR  
LES REACTIONS DE GONFLEMENT INTERNE  
(RGI)**

## 1. Introduction du chapitre

La simulation numérique du comportement mécanique des bétons atteints de RGI nécessite de considérer de nombreux phénomènes physiques. Les réactions chimiques entraînent la création d'un volume de produit gonflant intraporeux. Une fois le volume autour du site de réaction comblé, une pression intraporeuse vient mettre en traction la pâte, puis possiblement la fissurer. Pour simuler ce phénomène, des critères de fissuration diffuse sont nécessaires. Par ailleurs, cette pression implique une contrainte maintenue dans le temps sur le squelette solide. La modélisation du fluage est donc nécessaire à la reproduction des déformations et des contraintes induites par les RGI. Enfin, dans les structures, des chargements extérieurs engendrent des états de contraintes divers (traction, compression et cisaillement notamment) parfois anisotropes qui ont des conséquences sur les gonflements de RGI et la dégradation des ouvrages. Des fissures localisées peuvent notamment faciliter des venues d'eau qui peuvent accélérer la cinétique de réaction des RGI et la dégradation des structures. La simulation de tous ces phénomènes physiques (souvent couplés) est donc nécessaire pour prédire avec réalisme le comportement futur des ouvrages atteints de RGI.

Dans un premier temps, les modèles permettant de reproduire les cinétiques et les amplitudes de la Réaction Alkali-Silice (RAS) et de la Réaction Sulfatique Interne (RSI) seront présentés. Le volume de produit expansif créé génère le calcul de la pression intraporeuse qui permettra, combinée au chargement externe, d'évaluer la fissuration diffuse anisotrope grâce à un critère et une loi d'écroutissement plastique. Ensuite, le modèle poro-mécanique global sera développé. Il comprend notamment un critère de fissuration localisée anisotrope qui permet de déterminer l'endommagement structurel, et des modules de fluage et de retrait. La représentation de la fissuration se fait donc à deux niveaux : des fissures locales (structurelles) et des fissures diffuses (issues de RAS et de RSI). Après avoir présenté les différentes parties de ces modèles, une validation des couplages RGI est proposée. Elle consistera en l'analyse de l'effet des contraintes et des confinements sur les gonflements en comparaison avec des résultats expérimentaux.

## 2. Fissuration due aux réactions de gonflement interne

### 2.1 Avancements des réactions chimiques

L'avancement chimique des réactions de gonflement interne est représenté par une variable sur laquelle se base tout le calcul poro-mécanique. Elle représente la quantité de produit créé par rapport au potentiel maximum créable. En la transformant en un volume incompressible qui peut être comparé au volume disponible, la pression intraporeuse peut être calculée. C'est cette

pression qui va provoquer la fissuration. Cette partie détaille les modèles chimiques utilisés pour calculer les avancements de RAS et de RSI. A la fin de chaque partie, un tableau permet de résumer les paramètres du modèle permettant la simulation du matériau. Pour chacun d'entre eux, une procédure de calage basée sur des essais particuliers est préconisée. De plus, un intervalle de variation des valeurs possibles de chaque paramètre est donné.

### 2.1.1 Réaction Alkali-Silice

L'avancement de la Réaction Alkali-Silice (RAS)  $A^{ras}$  varie de 0 (avant le début de la réaction) à 1 (quand la réaction est terminée). Son évolution, issue des travaux de (Poyet et al., 2006) et de (Grimal, 2007), dépend principalement de la température et de l'humidité du matériau (Eq.(2-1)). Dans cette équation, la cinétique de l'avancement est pilotée par un temps caractéristique de réaction  $\tau_{ref}^{ras}$  (paramètre matériau calé sur un essai de gonflement libre), par des coefficients liés à la température  $C^{T,ras}$  et à l'humidité  $C^{W,ras}$ , par une limite maximum de l'avancement  $A^{ras\infty}$  et par l'avancement lui-même  $A^{ras}$ .  $\langle \ \rangle^+$  représente la partie positive des termes entres crochets.

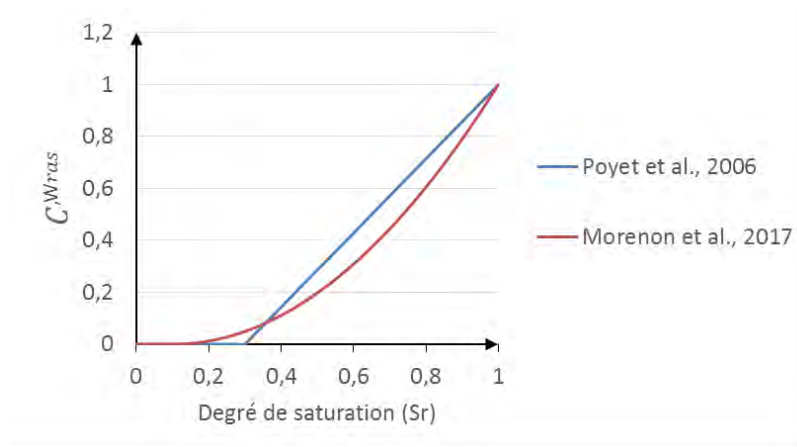
$$\frac{\delta A^{ras}}{\delta t} = \frac{1}{\tau_{ref}^{ras}} C^{T,ras} C^{W,ras} \langle A^{ras\infty} - A^{ras} \rangle^+ \quad (2-1)$$

L'effet de la température sur l'avancement  $C^{T,ras}$  est géré par une loi d'Arrhenius (Eq. (2-2)), comme proposé par (Ulm et al., 2000). Deux paramètres du matériau définissent l'impact thermique : l'énergie d'activation de la cinétique  $E^{ras}$  ( $\approx 40,000$  J/Mol (Larive, 1997)) et la température de référence  $T_{ref}$  pour laquelle  $\tau_{ref}^{ras}$  a été calé.  $R$  représente la constante des gaz parfaits et  $T$  la température (en K) lors de l'essai.

$$C^{T,ras} = \exp\left(-\frac{E^{ras}}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}}\right)\right) \quad (2-2)$$

L'effet de l'humidité sur l'avancement est double. D'une part, le degré de saturation  $S_r$  modifie la cinétique par le coefficient  $C^{W,ras}$  (Eq. (2-3)). Cette loi, initialement linéaire (Poyet et al., 2006) est modifiée ici en une loi en puissance (Morenon et al., 2017) ce qui permet de décrire l'accroissement non-linéaire de l'impact de l'humidité, notamment pour des  $S_r$  importants, sur la cinétique de réaction (Figure 2-1).  $S_r^{th,ras}$  représente le seuil de degré de saturation en dessous duquel la réaction s'arrête (valeur fixée à 0,1 pour cette nouvelle forme de loi, après calage sur les essais de (Multon et Toutlemonde, 2010)). Quand le matériau n'est pas saturé, la vitesse de réaction ralentit.

$$C^{W,ras} = \begin{cases} \left( \frac{S_r - S_r^{th,ras}}{1 - S_r^{th,ras}} \right)^2 & \text{si } S_r > S_r^{th,ras} \\ 0 & \text{si } S_r \leq S_r^{th,ras} \end{cases} \quad (2-3)$$



**Figure 2-1 : Effet de l'humidité sur l'avancement avec les lois de (Poyet et al., 2006) et (Morenon et al., 2017)**

D'autre part, l'avancement est bloqué par le degré de saturation (Eq. (2-4)). En effet, d'après le travail expérimental de (Poyet et al., 2006) seuls les sites de réaction en contact avec l'eau peuvent réagir.

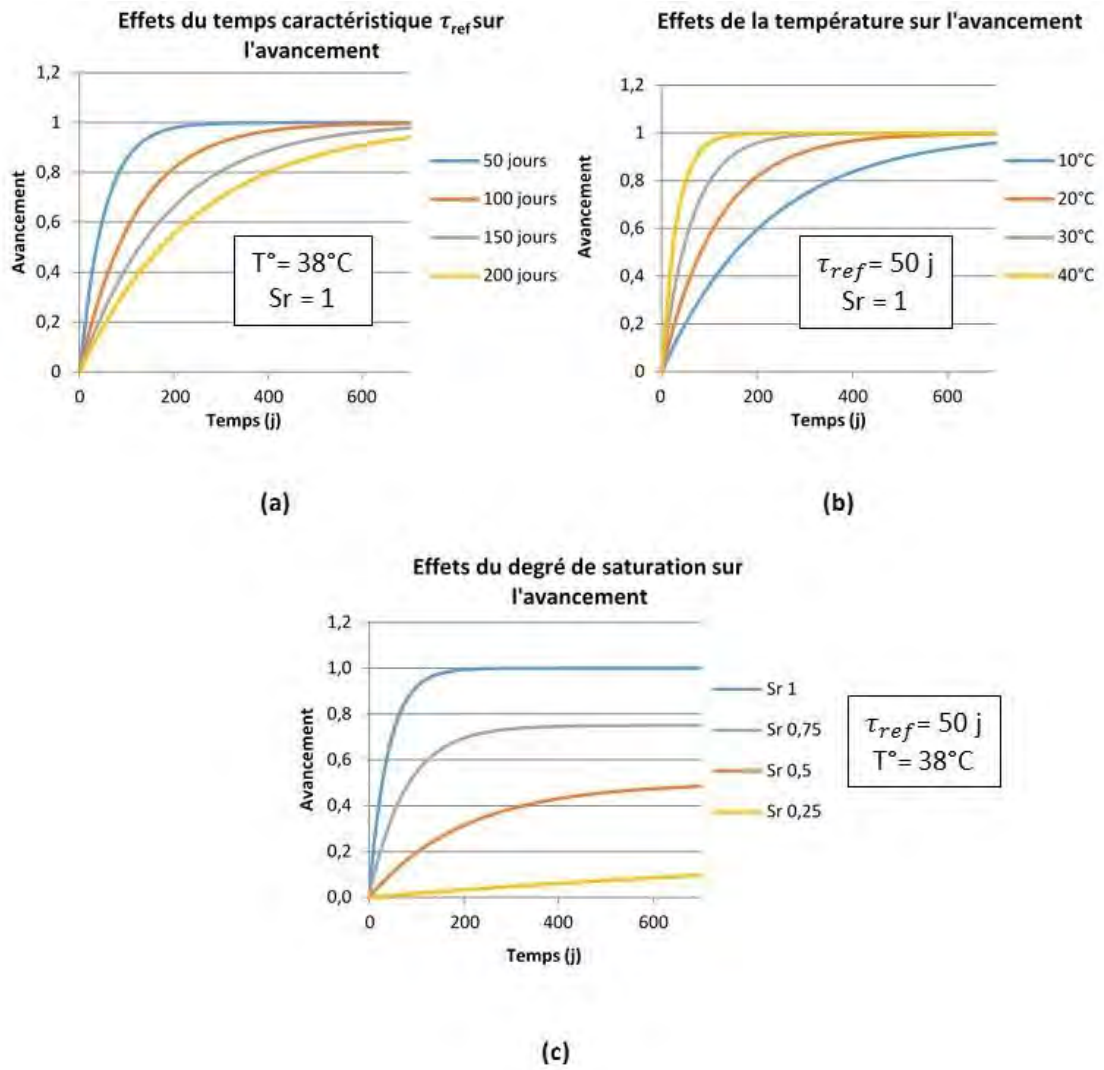
$$A^{ras \infty} = S_r \quad (2-4)$$

La Figure 2-2 permet de visualiser l'impact des paramètres et des variables physiques intrinsèques sur l'évolution de l'avancement de RAS au cours du temps. Un faible temps caractéristique (Figure 2-2 (a)), une forte température (b) et un fort degré de saturation (c) permettent un gonflement très rapide.

Finalement, un seul paramètre est utilisé pour gérer l'avancement de RAS en fonction du temps, c'est le temps caractéristique de RAS  $\tau_{ref}^{ras}$ . A ce jour, peu d'études expérimentales permettent de caler le seuil de saturation minimum  $S_r^{th,ras}$  et l'énergie d'activation thermique  $E^{ras}$ . Des essais particuliers peuvent être menés pour les déterminer de manière précise en fonction de l'ouvrage (essais de gonflement à différentes températures et à des degrés de saturation faibles). A défaut, les valeurs données dans le Tableau 2-1 peuvent être utilisées.

Le volume de RAS créé à l'instant  $t$   $\phi^{ras}(t)$  est calculé grâce à l'avancement de RAS et au volume maximum de gel créable  $\phi^{ras \infty}$  (calibré par l'utilisateur sur un essai de gonflement libre) (Eq. (2-5)).

$$\phi^{ras}(t) = A^{ras}(t) \cdot \phi^{ras \infty} \quad (2-5)$$



**Figure 2-2 : Effets du temps caractéristique, de la température et du degré de saturation sur l'avancement de RAS**

Le Tableau 2-1 récapitule l'ensemble des paramètres liés au calcul du volume de RAS avec des intervalles de valeurs préconisées et les tests de calage correspondant.



**Tableau 2-1 : Paramètres du matériau pour le calcul du volume de RAS**

Paramètres	Intervalle de valeurs en laboratoire	Unité	Signification	Test de calage
$\phi^{ras \infty}$	0 à $10^{-2}$	$m^3/m^3$	Ratio maximum de volume de RAS	Gonflement libre
$\tau_{ref}^{ras}$	0 à 200	Jours	Temps caractéristique de RAS	Gonflement libre si éprouvette de labo sinon procédure LMDC (RILEM)
$S_r^{th,ras}$	0.1	-	Seuil de degré de saturation en eau pour activer la RAS	Gonflements sous différentes conditions hydriques
$T_{ref}$	Valeur de la $T^\circ$	$^\circ C$	Température de référence à laquelle est réalisé l'essai	
$E^{ras}$	40000 (Larive, 1998)	J/Mol	Energie d'activation pour la cinétique de la RAS	Essais de gonflements libres à différentes températures

### 2.1.2 Réaction Sulfatique Interne ou Formation d'Ettringite Différée

La formation d'ettringite différée (DEF en anglais) ou réaction sulfatique interne (RSI) (formule chimique de l'ettringite  $(Ca_2Al(OH)_6)_2Ca_2(SO_4)_3 \cdot 32H_2O$ ) est induite par un ensemble de réactions chimiques. Les structures endommagées par cette pathologie doivent avoir connu deux périodes de conditions thermiques différentes : une phase chaude durant la phase d'hydratation ou de cure où la température dépasse une température seuil  $T^{Seuil,DEF}$  et une phase de refroidissement durant la vie de la structure.

#### a) Phase chaude ( $T > T^{Seuil,DEF}$ )

La première phase se déroule lors de l'échauffement de la structure suite aux réactions exothermiques de l'hydratation des ciments ou lors d'une phase de cure. Lorsqu'une température seuil  $T^{Seuil,DEF}$  est atteinte, les éléments composant le monosulfoaluminate et l'ettringite primaires (respectivement  $M^I$  et  $E^I$ ) passent en solution.

La température seuil dépend de la concentration en alcalins  $Na$  à l'instant de la dissolution (Eq. ((2-6)) (Kchakech, 2015).

$$T^{Seuil,DEF}[K] = T^{k,def} \cdot \begin{cases} \left(\frac{Na}{Na^k}\right)^{-n} & \text{si } Na \geq Na^k \\ 1 & \text{si } Na < Na^k \end{cases} \quad (2-6)$$

$T^{k,ref}$  est une température seuil de référence fixée à 80°C et  $Na^k$  une concentration caractéristique en alcalins de calcul égale à 0.28 mol/L. Le coefficient  $n$  vaut 0.18. Ces trois paramètres ont été fixés pour caler correctement un ensemble d'essais de laboratoire avec des bétons de compositions variées sous différentes conditions environnementales (Kchakech, 2015), (Brunetaud et al., 2007) et (Martin, 2010).

Lorsque la température seuil est dépassée, les cinétiques de dissolution de  $M^I$  (monosulphoaluminate primaire) et de  $E^I$  (ettringite primaire) (Eq. (2-7)) dépendent de la température atteinte, de la durée de chauffe ainsi que de la concentration en alcalins via le temps caractéristique de dissolution  $\tau^{diss}$  (Eq. (2-8)).

Le temps caractéristique  $\tau^{Diss,ref}$  permet de calibrer la cinétique de dissolution alors que les effets de la température et des alcalins sont gérés respectivement par les coefficients  $C^{T,Diss}$  et  $C^{Na,diss}$  (Eq. (2-9) et (2-10)) (Sellier, 2016).  $E^{a,Diss}$  est l'énergie d'activation thermique de dissolution,  $R$  est la constante des gaz parfaits et  $T$  la température absolue en Kelvin.

$$\begin{cases} \frac{\partial E^I}{\partial t} = -\frac{E^I}{\tau^{Diss}} \\ \frac{\partial M^I}{\partial t} = -\frac{M^I}{\tau^{Diss}} \end{cases} \quad (2-7)$$

$$\tau^{Diss} = \frac{\tau^{Diss,ref}}{C^{T,Diss} C^{Na,Diss}} \quad (2-8)$$

$$C^{T,diss} = \exp\left(-\frac{E^{a,Diss}}{R} \cdot \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T^{th,def}}\right)\right) - 1 \quad (2-9)$$

$$C^{Na,diss} = \frac{Na}{Na^k} \quad (2-10)$$

Le principe du modèle chimique de RSI repose sur deux équations bilans : une pour les ions aluminiums  $\tilde{A}$  (issus de  $Al_2O_3$ , Eq. (2-11)) et une pour les sulfates  $\tilde{S}$  (issus de  $SO_3$ , Eq. (2-12)). Ces ions proviennent de la dissolution partielle ou totale des phases primaires d'ettringite et de monosulphoaluminate et peuvent participer à la formation de l'ettringite secondaire ( $E^{II}$ ) ou d'hydro-grenats HG (dans le cas de l'aluminium). Si la durée de chauffe et la température sont suffisantes, des ions aluminiums participent en effet à la formation durable d'hydro-grenats HG (Salgues et al., 2014), qui sont stables au-dessus de  $T^{th,Fix} \approx 70^\circ\text{C}$  (Dilnesa et al., 2014). Ce phénomène chimique permet d'expliquer l'effet pessimum observé entre le couple température/durée de chauffe et le gonflement obtenu (Brunetaud et al., 2007; Kchakech, 2015).  $\tau^{Fix}$  est le temps caractéristique pour la fixation des aluminiums dans les HG (Eq.(2-13) et (2-14)). Il dépend de la température (Eq. (2-15) avec  $E^{a,Fix}$  l'énergie d'activation de fixation) et de la concentration en alcalins (Eq. (2-16) avec  $m \approx 2,5$ ).

$$\frac{\partial \tilde{A}}{\partial t} + \frac{\partial HG}{\partial t} = - \left( \frac{\partial E^I}{\partial t} + \frac{\partial M^I}{\partial t} + \frac{\partial E^{II}}{\partial t} \right) \quad (2-11)$$

$$\frac{\partial \tilde{S}}{\partial t} = -3 \left( \frac{\partial E^I}{\partial t} + \frac{\partial E^{II}}{\partial t} \right) - \frac{\partial M^I}{\partial t} \quad (2-12)$$

$$\frac{\partial HG}{\partial t} = \frac{\partial \tilde{A}}{\tau^{fix}} \quad (2-13)$$

$$\tau^{Fix} = \frac{\tau^{Fix,ref}}{C^{T,Fix} C^{Na,Fix}} \quad (2-14)$$

$$C^{T,Fix} = \exp \left( - \frac{E^{a,Fix}}{R} \cdot \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{T^{th,Fix}} \right) \right) - 1 \quad (2-15)$$

$$C^{Na,Fix} = \left( \frac{Na^k}{Na} \right)^m \quad (2-16)$$

b) Phase de refroidissement ( $T < T^{Seuil,DEF}$ )

Dans un deuxième temps, pour que l'ettringite différée  $E^{II}$  puisse précipiter dans le béton, une phase de refroidissement de la structure est nécessaire. Durant celle-ci, le coefficient de solubilité de l'ettringite diminue (Damidot et Glasser, 1992). Les aluminiums et les sulfates encore disponibles (en solution ou adsorbés de façon réversible sur les autres constituants) réagissent pour former le produit de la DEF. En fonction du nombre de moles de chaque espèce chimique disponible, un potentiel maximum d'ettringite  $E^{II \infty}$  est calculé (chaque molécule d'ettringite nécessite un  $\tilde{A}$  et trois  $\tilde{S}$ ).

La dernière partie du modèle chimique permet de définir la cinétique de la précipitation de l'ettringite différée  $E^{II}$  (potentiellement jusqu'à  $E^{II \infty}$ ) (Eq. (2-17)).

$$\frac{\partial E^{II}}{\partial t} = \frac{\tilde{S}}{\tau^{Prec}} H(\max(M^I, \tilde{A})) \quad (2-17)$$

$H$  est la fonction de Heaviside qui prend la valeur 0 si la valeur entre parenthèse est négative ou nulle, sinon elle vaut 1. La forme de l'équation donne le contrôle de la formation d'ettringite différée aux sulfates. De plus, la transformation de monosulfoaluminates primaires est favorisée. Une fois consommé, ce sont les autres aluminiums disponibles qui sont utilisés (Sellier, 2016).

Le terme  $\tau^{Prec}$  est un temps caractéristique de précipitation (Eq. (2-18)). Il dépend d'un temps caractéristique  $\tau^{Prec,ref}$  qui peut être calibré par l'utilisateur sur une courbe de gonflement libre (et de la température de référence du temps caractéristique  $T^{ref,Prec}$  fixée par l'utilisateur), de l'énergie de précipitation  $E^{a,Prec}$  (paramètre fixé à 40 000 J/mol sur la simulation numérique d'une série de tests en laboratoire), de la température  $T$  (Eq. (2-19)), de la concentration en alcalins  $Na$  (Eq. (2-20)) et du degré de saturation  $Sr$  (Eq. (2-21)). En effet,

en présence de fortes concentrations en alcalins, les ions sulfates sont fixés dans les C-S-H et ne peuvent pas participer à la formation d'ettringite différée (Famy et al., 2001). Si les alcalins disparaissent de la solution interstitielle (par lessivage ou consommation par d'autres phases), la cinétique de formation de  $E^{II}$  sera accélérée (Eq. (2-20)).

$$\tau^{Prec} = \frac{\tau^{Prec,ref}}{C^{T,Prec} \cdot C^{Na,Prec} \cdot C^{W,Prec}} \quad (2-18)$$

$$C^{T,Prec} = \frac{C^{T,Diss}}{C^{T,Diss}(T^{ref,Prec})} \exp\left(-\frac{E^{a,Prec}}{R} \cdot \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T^{ref,Prec}}\right)\right) \quad (2-19)$$

$$C^{Na,def} = \begin{cases} \left(1 - \frac{Na}{Na^{th,def}}\right)^m & \text{si } Na < Na^{th,def} \\ 0 & \text{si } Na \geq Na^{th,def} \end{cases} \quad (2-20)$$

$$C^{W,Prec} = \exp\left(-\frac{1 - Sr}{1 - Sr^k}\right) \quad (2-21)$$

$Sr^k$  est un degré de saturation caractéristique qui permet de caler l'influence du degré de saturation sur la cinétique d'avancement de la DEF. Sa valeur est proche de 0,95 suite aux essais de (Graf-Noriega, 2007; Martin, 2010; Al Shamaa et al., 2015). Dans les calculs présents dans ce travail, elle est fixée à 0,95 (Figure 2-3) pour créer une vitesse de précipitation importante à partir d'un degré de saturation de 0,95.

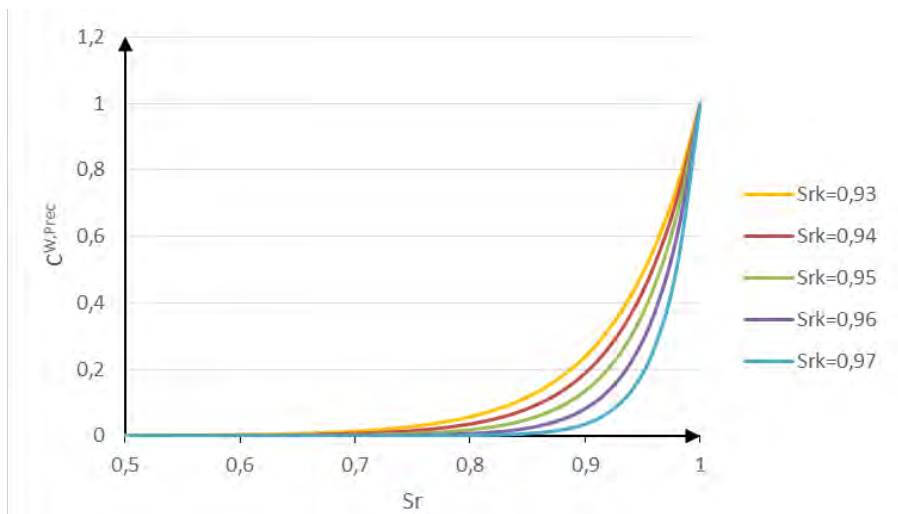
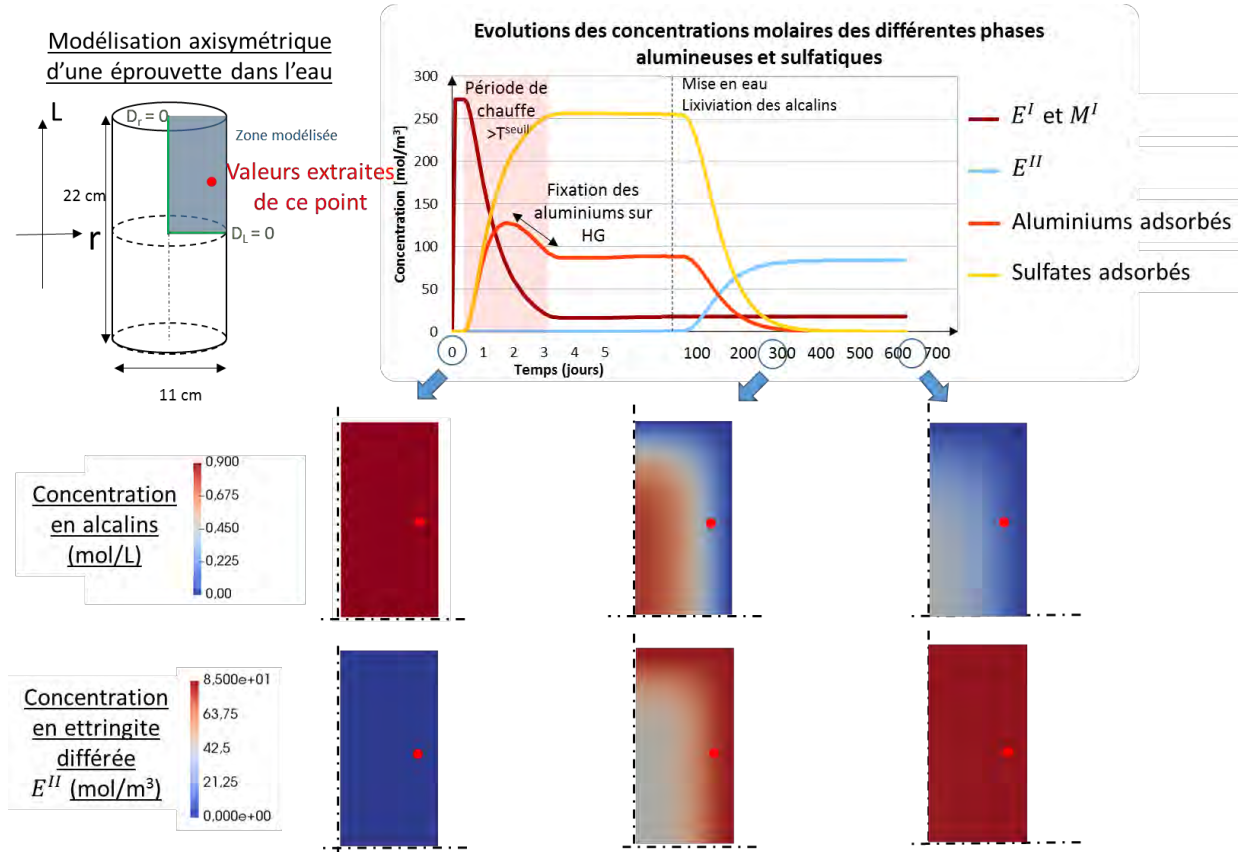


Figure 2-3 : Paramétrage du coefficient  $C^{W,Prec}$  en fonction de la  $Sr^k$

Pour la modélisation d'une structure, les champs de température, de concentration en alcalins et de degré de saturation doivent donc être calculés en amont du calcul chemo-mécanique (si le couplage entre la diffusion et la mécanique n'est pas pris en compte). La Figure 2-4 permet de visualiser les résultats obtenus sur une éprouvette 11x22 cm chauffée pendant 3 jours à 80°C. Durant la phase de chauffe, les phases primaires ( $E^I$  et  $M^I$ ) passent rapidement en solution. Une partie des aluminiums libres est fixée pour former des hydro-grenats HG. Par la suite, l'éprouvette est immergée dans l'eau ce qui provoque la lixiviation progressive des alcalins de

l'extérieur vers le cœur du spécimen (coupes sur la Figure 2-4). En présence d'alcalins, les sulfates disponibles sont fixés dans les C-S-H et la formation d'ettringite différée est empêchée. Quand la concentration en alcalins diminue, des sulfates adsorbés notamment sur les C-S-H sont relibérés et l'ettringite différée ( $E^{II}$ ) peut alors se former.



**Figure 2-4 : Géométrie, conditions aux limites et résultats chimiques d'une éprouvette chauffée à 80°C pendant 3 jours.**

Le volume de DEF  $\phi_{DEF}$  à l'instant  $t$  (Eq. (2-22)) est calculé grâce au volume molaire de l'ettringite différée  $V_{AFT}$  (715 cm<sup>3</sup>/mol) et à la quantité calculée précédemment  $E^{II}$ .

$$\phi_{DEF}(t) = E^{II}(t) \cdot V_{AFT} \quad (2-22)$$

Le Tableau 2-2 récapitule l'ensemble des paramètres liés au calcul du volume de DEF, avec des intervalles de valeurs préconisées et les tests de calage correspondant.

Les paramètres dont les valeurs sont fixées dans le Tableau 2-2 ont été calés sur un ensemble d'essais en gonflement libre dans différentes conditions environnementales (cycles de température initiaux, alcalins initiaux, lessivage des alcalins et température de conservation) (Brunetaud et al., 2007; Famy et al., 2001; Kchakech, 2015; Martin, 2010; Zhang et al., 2002b). Les asymptotes finales ont permis de caler les paramètres pour établir une corrélation optimale entre les expansions finales issues des essais en laboratoire et les expansions finales obtenues par le modèle (Sellier et Multon, 2016).

**Tableau 2-2 : Paramètres matériau pour le calcul du volume de DEF**

Paramètres	Intervalle de valeurs de laboratoire	Unité	Signification	Test de calage
$E^{II\infty}$	0 à $10^{-1}$	$m^3/m^3$	Ratio maximum de volume de DEF qui initialise les quantités d'aluminium et de sulfate	Gonflement libre
$\tau^{Prec,ref}$	0 à 200	Jours	Temps caractéristique de précipitation de DEF	Gonflement libre si éprouvette de laboratoire
$\frac{S}{A}$	0.5 à 4		Ratio Sulfates/Aluminiums	Obtenus par essais ou estimés à partir de la composition du ciment
$Sr^k$	0.95	-	Degré de saturation caractéristique pour la précipitation	Gonflements sous différentes conditions hydriques
$Na^{th,def}$	2 fois [Na] initial	$mol/m^3$	Seuil en alcalins pour la précipitation	Essais de gonflements libres avec différents niveaux d'alcalins
$Na^k$	0.28	$mol/m^3$	Concentration de référence en alcalins	Essais de gonflements libres avec différents niveaux d'alcalins
$E^{a,Prec} = E^{a,Fix}$	40000	J/mol	Energie d'activation pour la la fixation et la précipitation	Essais de gonflements libres
$E^{a,Diss}$	53750	J/mol	Energie d'activation pour la dissolution	Essais de gonflements libres avec des couples $T^\circ$ /durée de chauffe différents
$T^{k,def}$	80	$^\circ C$	Température seuil de référence	
$\tau^{Diss,ref}$	3.92	Jours	Temps caractéristique pour la dissolution des sulfoaluminates	
$\tau^{Fix,ref}$	9.87	Jours	Temps caractéristique pour la fixation des aluminates dans les hydro-grenats	
n	0.18		Exposant du couplage dissolution-température	Essais de gonflements libres
m	2.5		Exposant du couplage précipitation –fixation des aluminiums	

## 2.2 Génération d'une pression intraporeuse

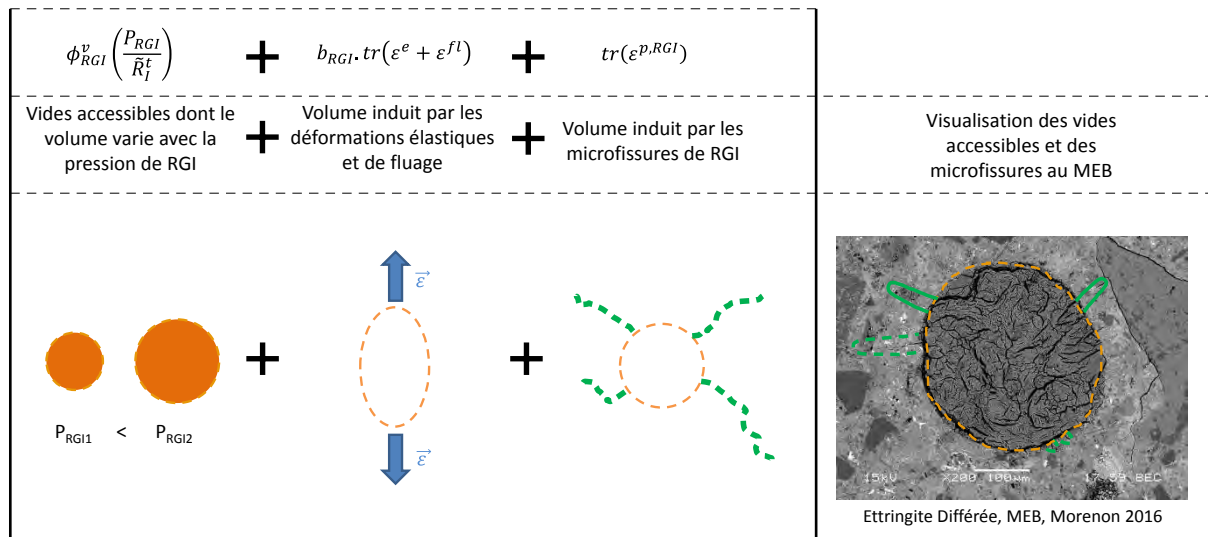
Les volumes de RAS ou de RSI produits sont utilisés pour définir la pression intraporeuse induite de RGI  $P_{RGI}$  (Eq. (2-23)). Celle-ci est calculée en prenant en compte la différence entre le volume produit et le volume disponible à chaque instant. Le volume disponible est influencé par la porosité connectée, mais également par l'augmentation/diminution du volume des vides dans laquelle les phases se sont formées, du fait des déformations élastiques ou de fluages de la matrice cimentaire ou du volume des fissures créées par la RGI (Figure 2-5). Il est à noter qu'il s'agit ici d'une pression moyenne quelle que soit la taille des pores de la matrice ou des granulats.

$$P_{RGI} = M_{RGI} \left\langle \phi_{RGI} - \left\langle \phi_{RGI}^v \left( \frac{P_{RGI}}{\tilde{R}_I^t} \right) + b_{RGI} \cdot tr(\varepsilon^e + \varepsilon^{fl}) + tr(\varepsilon^{p,RGI}) \right\rangle \right\rangle^+ \quad (2-23)$$

Dans cette équation :

-  $M_{RGI}$  est le module de Biot qui gère l'interaction entre les rigidités des nouvelles phases (RGI) et le matériau poreux les contenant (béton).

-  $\phi_{RGI}^v$  est le volume des vides accessibles qui dépend de la pression  $P_{RGI}$  et de la résistance en traction du matériau  $\tilde{R}_I^t$  (Figure 2-5). Sa variation en fonction de la pression (Eq. (2-23)) n'est pas la partie poro-mécanique (modélisée par le coefficient de Biot RGI) mais celle associée à la percolation des produits dans une porosité de plus en plus difficile d'accès. Il s'agit d'une simplification de la courbe d'intrusion initialement proposée dans (Sellier et al., 1995b).



**Figure 2-5 : Volume accessible à l'ettringite secondaire sans ajout de pression.**

-  $tr(\varepsilon^e + \varepsilon^{fl})$  représente la trace des déformations élastiques  $\varepsilon^e$  et de fluages  $\varepsilon^{fl}$  de la matrice, soit le volume correspondant à celles-ci (Figure 2-5). Il est affecté du coefficient de Biot  $b_{RGI}$  venant de la poro-mécanique (Biot, 1941) afin de ne prendre en compte que l'augmentation de volume de la porosité due à l'évolution de la pression intraporeuse.

-  $tr(\epsilon^{p,RGI})$  représente le volume créé par la fissuration de RGI (Figure 2-5). Cette fissuration est elle-même calculée en fonction de la pression intraporeuse et des contraintes externes lorsque le critère de Rankine est atteint (voir 2.3)). Ce volume est considéré totalement rempli de produit gonflant. La refermeture de ces fissures par une contrainte externe de compression n'est pas prise en compte.

Le Tableau 2-3 récapitule l'ensemble des paramètres liés au calcul de la pression de RGI, avec des intervalles de valeurs préconisées et les tests de calage correspondant.

**Tableau 2-3 : Paramètres matériau pour le calcul de la pression de RGI**

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Test de calage
$\phi_{RGI}^v$	$\approx 10\%$ de VRGI ou VDEF	$m^3/m^3$	Volume des vides connectés aux sites de création de RGI.	Gonflement libre
$b_{RGI}$	0,1 à 0,25	-	Coefficient de Biot pour la RAS ou la DEF	Gonflement empêché
$M_{RGI}$	27700	MPa	Module de Biot du gel ou du produit néoformé pour le couplage avec la pression	Gonflement libre

## 2.3 Description du critère de fissuration diffuse et de la loi d'écrouissage

La pression intraporeuse générée crée une tension orthoradiale autour du site réactionnel. Celle-ci peut mener à terme à la fissuration diffuse de la matrice cimentaire. Dans le modèle, cette fissuration diffuse est représentée par des déformations plastiques anisotropes. Cette irréversibilité des déformations est validée expérimentalement (Martin, 2010; Multon et Toutlemonde, 2006). En effet, lorsque des éprouvettes sont soumises à un séchage après un gonflement de RGI en eau, les déformations dues au retrait, sont sensiblement les mêmes que pour des éprouvettes non réactives. Les déformations irréversibles sont donc attribuables aux RGI et modélisables par des déformations plastiques. Physiquement, le gonflement différentiel entre la pâte et les granulats induit un décalage des lèvres des fissures. De plus, des produits peuvent se former dans ces fissures, participant à leur caractère permanent. Si la pression de RGI baisse, les fissures ne peuvent pas se refermer parfaitement ce qui témoigne d'une déformation irréversible.

Un critère de plasticité anisotrope (Sellier, 2015) permet de modéliser cette fissuration diffuse (Eq. (2-24)). Grâce au cadre poro-mécanique dans lequel s'inscrit le modèle (voir paragraphe II), le critère dépend de la contrainte effective  $\tilde{\sigma}_I'$  au sens de la poro-mécanique. A

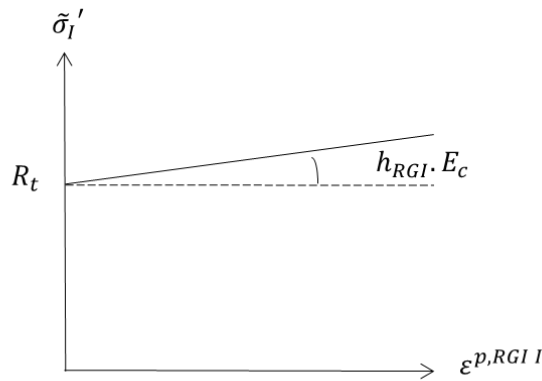


l'échelle micro, elle est égale à la pression de RGI, notée  $P_{RGI}$ , multipliée par un facteur d'intensité de contrainte  $k$  (en première approximation, la forme et la taille des inclusions n'est pas prise en compte, et ce coefficient est pris égal à 1 ce qui signifie que l'intégralité de la pression intraporeuse devient une contrainte orthoradiale dans la pâte) qui permet de prendre en compte la concentration des contraintes autour du site de réaction (Irwin, 1957). En réalité, le coefficient  $k$  dépend de la forme de l'inclusion et de la dimension des microfissures préexistantes (Sellier et al., 1995b), ce qui conduit certaines micro-fissures à s'amorcer précocement et d'autres plus tardivement. En définissant un  $k$  anisotrope, il serait possible de reproduire le gonflement libre anisotrope intrinsèque obtenu pour des bétons avec des granulats de géométrie anisotrope. Dans le modèle actuel (Sellier, 2015), l'amorçage progressif des fissures n'est pas considéré dans le facteur d'intensité de contrainte  $k$  (qui est constant) mais dans une évolution de la résistance  $R_{t\ micro}$  qui présente alors un écrouissage positif (Figure 2-6). Ce dernier signifie que les fissures sont, dans la zone non encore endommagée, de plus en plus difficiles à amorcer ce qui nécessite une augmentation de la pression intraporeuse dans cette zone pour augmenter la quantité de fissuration moyenne. De plus, une contrainte extérieure de compression  $\tilde{\sigma}_I$  influe sur cet état de contrainte local. Si la contrainte effective (au sens de la poro-mécanique et de l'endommagement, notée  $\tilde{\sigma}_I'$ ) est plus grande que la résistance en traction à l'échelle microscopique, il y a initialisation en mode  $I$  d'une fissuration diffuse. Dans le modèle, le critère est anisotrope et l'équation (2-24) est vérifiée pour chaque direction principale du problème mécanique.

$$\tilde{\sigma}_I' = k \cdot P_{RGI} + \min(\tilde{\sigma}_I ; 0) \leq R_{t\ micro} \quad I \in [I, II, III] \quad (2-24)$$

Une fois la fissuration commencée, la résistance en traction micro suit une loi d'écrouissage positif (Figure 2-6). En effet, l'hypothèse effectuée ici est que la contrainte effective doit augmenter via la pression moyenne  $P_{RGI}$  pour continuer à faire fissurer la matrice. Cela traduirait une augmentation du nombre de sites réactifs nécessaire à l'augmentation de la fissuration.  $E_c$  représente le module d'Young et  $h_{RGI}$  le ratio d'écrouissage plastique. Le produit des deux forme le module d'écrouissage qui permet de tracer la correspondance entre la contrainte effective  $\tilde{\sigma}_I'$  et la déformation plastique de RGI dans une direction principale  $\varepsilon^{p,RGI I}$ . Le ratio d'écrouissage  $h_{RGI}$  est inférieur à 5% et peut être calibré sur des essais sous contraintes ou en déformations empêchées.

Lors d'un test en gonflement libre, la contrainte orthoradiale au bord des inclusions induite par la RGI atteint  $R_t$ . De ce fait, la fissuration diffuse (modélisée ici par les déformations plastiques de RGI) s'initie. Un coefficient  $h_{RGI}$  proche de 0 signifierait que, quand  $R_t$  est atteint, la déformation plastique augmente très rapidement avec un petit incrément de pression. Plus  $h_{RGI}$  est grand, plus la pression de RGI doit être importante pour faire augmenter la fissuration diffuse et donc les déformations plastiques représentant les gonflements. Si les déformations sont empêchées dans une direction, cette augmentation de pression conduira à une augmentation de la contrainte de confinement.



**Figure 2-6 : Schéma de la loi d'érouissage plastique**

Cette modélisation de la fissuration diffuse avec une pente positive représente également le fait que la fissuration de RGI n'apparaît pas exactement pour le même avancement dans tous les granulats (pour la RAS) ou dans tous les sites réactifs (pour la RSI). L'hétérogénéité des résistances en traction micro peuvent être la source de ce phénomène. Une loi d'érouissage positif permet une bonne représentation simplifiée de cette physique.

Lors d'un test en gonflement libre, le critère plastique (Eq. (2-24)) est atteint dans toutes les directions en même temps et la fissuration est isotrope (Figure 2-7). Cependant, dans le cas d'un chargement extérieur, le plan de fissuration s'oriente préférentiellement dans les directions parallèles au chargement (Figure 2-7).

L'anisotropie de fissuration mène à une anisotropie de gonflement qui est communément observée sur des spécimens chargés uniaxialement (Larive, 1997). Le modèle reproduit ce phénomène grâce au critère qui est vérifié dans chacune des trois directions principales. Une contrainte de compression peut retarder ou empêcher l'apparition de plans de fissures perpendiculaires au chargement. Quand une contrainte uniaxiale de compression est appliquée sur le béton ( $\tilde{\sigma}_I < 0$ ), les plans de fissuration apparaissent parallèles à celle-ci. Il est ici important de différencier le plan de fissuration et la normale au plan de fissuration dans lequel est orientée l'ouverture de fissure, traduite ici par  $\varepsilon_{pl,RGI I}$ . En effet, le gonflement va être principalement dirigé dans les directions non chargées (ici *II* et *III* sur la Figure 2-7), donc perpendiculaires au chargement. La pression de RGI augmente ensuite en fonction de l'érouissage  $h_{RGI}$ . Si la pression de RGI peut atteindre la somme de la contrainte appliquée et de la résistance en traction du matériau, alors la fissuration peut s'initier dans la direction *I*, mais plus tardivement, (c'est le cas dans la Figure 2-7).

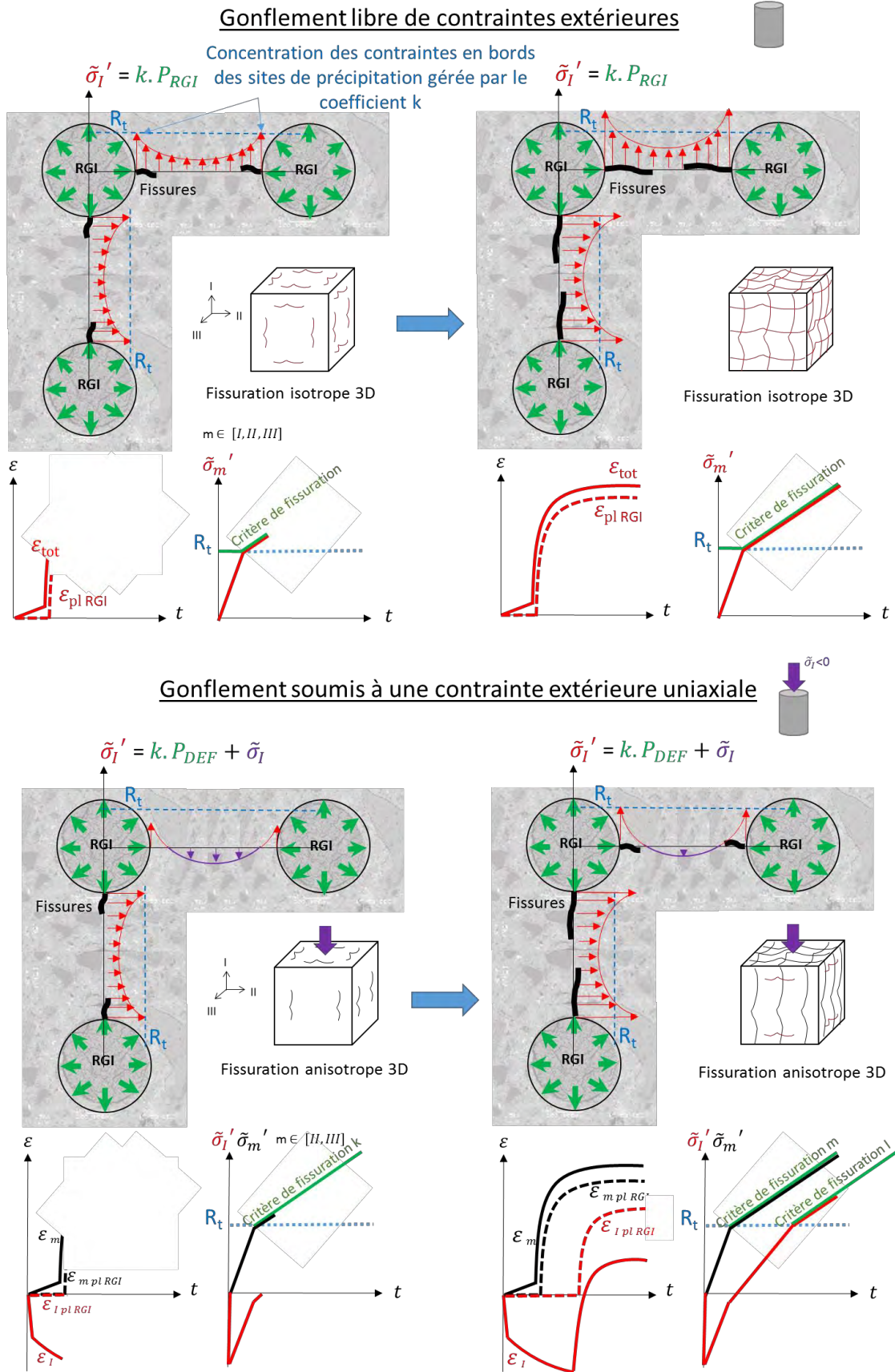
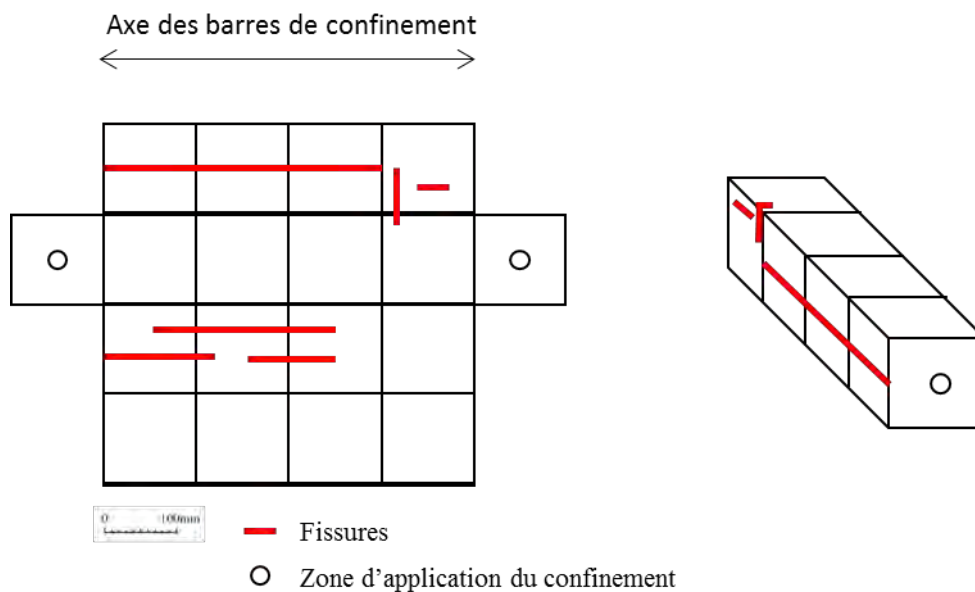


Figure 2-7 : Evolution de la fissuration de RGI dans un cas libre et un cas chargé par une contrainte uniaxiale de compression induite par un chargement externe ou par la présence d'une armature

(Kagimoto et al., 2014) ont coulé une poutre avec des barres d'acier externes pour gêner le déplacement dans une direction (Figure 2-8). Le faciès de fissuration montre des fissures principalement parallèles à la direction des barres. Cependant, une fissure perpendiculaire est observée. Dans les structures armées, le gonflement du béton met en tension les barres. Le béton passe ensuite en compression à cause du gonflement empêché par les armatures extérieures. Au début du gonflement, cette contrainte est faible et une fissure peut apparaître, même perpendiculairement à la direction bloquée. Des essais sous contrainte de compression à 5 et 10 MPa (Larive, 1997) sur des éprouvettes réactives de RAS n'ont pas permis d'observer de fissures dans un plan perpendiculaire au chargement. La charge appliquée semble trop importante pour observer ce phénomène.



**Figure 2-8 : Schéma de la fissuration obtenue sur la poutre avec barres d'acier extérieures de (Kagimoto et al., 2014)**

Numériquement, le gonflement volumique peut être exprimé à travers l'équation (2-25). Il comprend le volume des fissures de RGI et le fluage correspondant  $Tr(\varepsilon^{p,RGI} + b_{RGI} \cdot \varepsilon_{fluage}^{RGI})$  et la déformation volumique élastique causée par la pression des phases néoformées.

$$Gonflement\ volumique = Tr(\varepsilon^{p,RGI} + b_{RGI} \cdot \varepsilon_{fluage}^{RGI}) + \frac{b_{RGI} \cdot P_{RGI}}{\left(\frac{E}{3(1-2\nu)}\right)} \quad (2-25)$$

Le Tableau 2-4 récapitule les paramètres liés à la plasticité des RGI, avec des intervalles de valeurs préconisées et les tests de calage correspondant.

**Tableau 2-4 : Paramètres matériau liés à la gestion de la plasticité des RGI**

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Test de calage
$k$	1	-	Facteur de concentration de contraintes	Gonflement sous contraintes
$h_{RGI}$	3%	-	Rapport du module d'écrouissage plastique et du module d'Young pour le critère plastique de RGI. Permet de caler l'anisotropie des gonflements sous contraintes anisotropes.	Gonflements sous faibles contraintes

## 2.4 Endommagement de fissuration diffuse

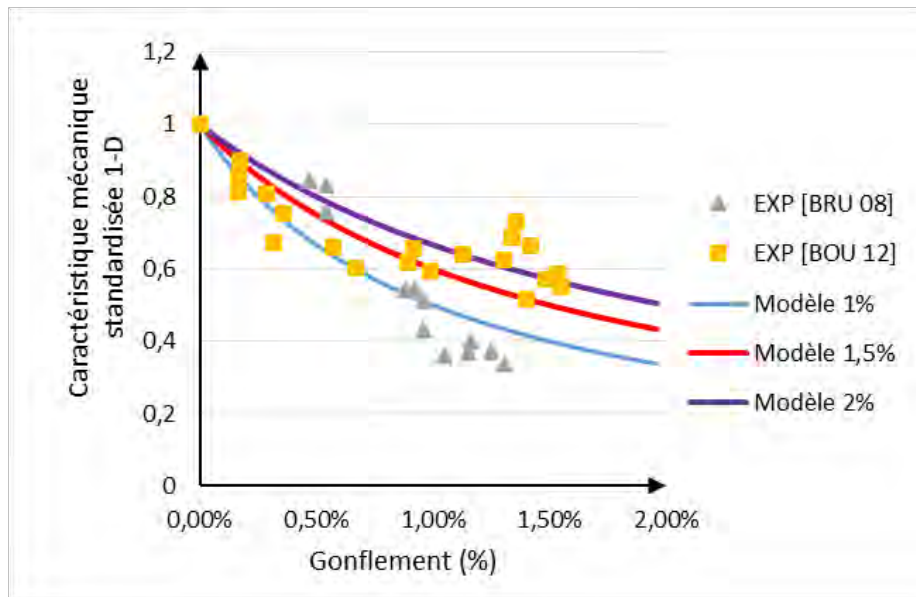
L'endommagement diffus causé par les RGI est anisotrope en fonction du chargement externe. Il est calculé à partir des déformations plastiques de RGI  $\varepsilon_{I,II,III}^{pl,RGI}$  dans chaque direction principale, et d'un paramètre  $\varepsilon^{k,RGI}$  pour caler la cinétique d'endommagement (Eq. (2-26)) (Capra et Sellier, 2002).

$$D_I^{t,RGI} = \frac{\varepsilon_I^{pl,RGI}}{\varepsilon_I^{pl,RGI} + \varepsilon^{k,RGI}} \quad (2-26)$$

$\varepsilon^{k,RGI}$  a été calibré à 0,3 % pour la RAS (Capra et Sellier, 2000). Pour la DEF, le fuseau des résultats expérimentaux permet de caler une valeur comprise entre 1 et 2 % (Figure 2-9). Les directions principales de l'endommagement diffus sont identiques aux directions principales des déformations plastiques  $\varepsilon_{I,II,III}^{pl,RGI}$ . Il est à noter ici que le calage est effectué sur des gonflements libres isotropes, il pourrait être différent pour des gonflements anisotropes (souvent retrouvés sur ouvrage).

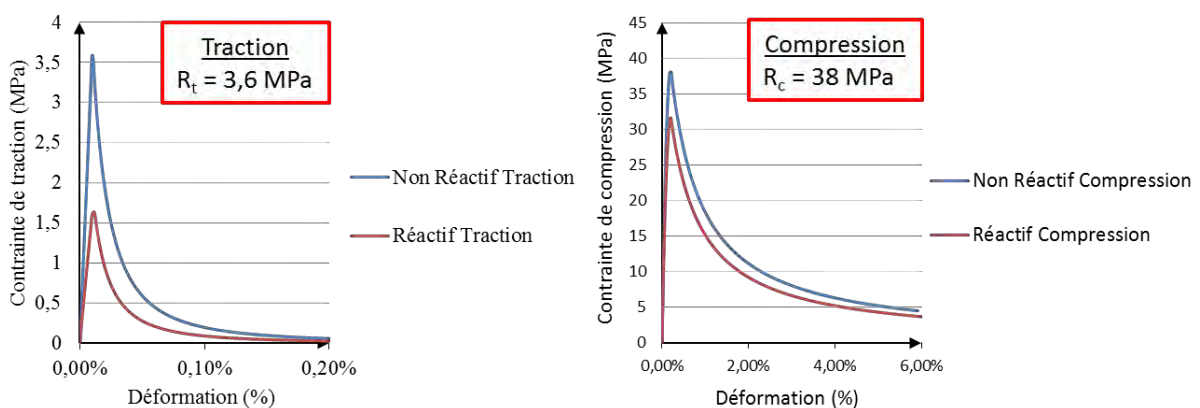
Expérimentalement, les fissures diffuses induites par les RGI peuvent se refermer avec l'application d'une contrainte extérieure de compression. Le matériau est donc moins sensible à l'endommagement de RGI en compression qu'en traction. Ici, l'hypothèse est faite que seules les fissures perpendiculaires à la direction d'application de la charge ( $D_{II}^{t,RGI}$  et  $D_{III}^{t,RGI}$ ) ont un impact sur l'endommagement de compression induit par une RGI ( $D_I^{c,RGI}$ ). Celui-ci est donc déduit des endommagements de traction dans les autres directions (Eq. (2-27)). Le coefficient  $\alpha$  vaut 0,15 et il est indépendant du matériau.

$$D_I^{c,RGI} = 1 - \left( (1 - D_{II}^{t,RGI})(1 - D_{III}^{t,RGI}) \right)^\alpha \quad (2-27)$$



**Figure 2-9 : Evolution des pertes de caractéristiques mécaniques en fonction du gonflement**

La Figure 2-10 représente les réponses contraintes-déformations (en traction et en compression) obtenues avec le modèle sur deux bétons : l'un sain, l'autre ayant subi un gonflement de DEF de 1,1%. En traction, le matériau est fortement endommagé car sa résistance a chuté de 3,6 MPa à 1,6 MPa, soit une baisse de 55%. En compression, la perte de résistance est moindre (17%). Le pic de compression passe de 38 MPa à 31,5 MPa. Le matériau est donc affaibli par la DEF. De la même manière, le module d'élasticité est affecté par l'endommagement diffus de RGI. Le module effectif est donc plus faible que le module sain.



**Figure 2-10 : Courbes contraintes-déformations en traction et en compression pour un matériau Non Réactif et un matériau ayant subi un gonflement de 1,1%.**

## 2.5 Calage des paramètres de RGI

Cette partie est dédiée au calage des paramètres spécifiques aux RGI. Au niveau du calcul de l'avancement de la production des nouvelles phases, les modèles de RAS et de DEF sont fondamentalement différents (voir 2.1.1 et 2.1.2). Dans cette partie, les termes en gras sont les paramètres à caler pour chaque nouveau béton. Les valeurs données pour les autres paramètres dans les tableaux précédents (Tableau 2-1, Tableau 2-2, Tableau 2-3 et Tableau 2-4) peuvent être prises comme valeurs par défaut.

- Calage d'un gonflement de RAS (Tableau 2-1, Tableau 2-3 et Tableau 2-4)

Comme la plupart des modèles de réaction de gonflement interne, la cinétique nécessite deux paramètres à régler : le temps caractéristique  $\tau_{ref}^{ras}$  (Eq.(2-1)) et le volume des vides accessibles  $\phi_{RGI}^v$  (vase d'expansion de l'équation (2-23)) qui a également un impact sur le gonflement final.

Pour un matériau totalement saturé en eau, l'asymptote d'un gonflement de RAS est gérée par un seul paramètre : le volume maximum de RAS créable  $\phi^{ras \infty}$  (Eq. (2-5)). Le ratio des modules d'écrouissage plastique et élastique  $h_{RGI}$  (Figure 2-6) et le coefficient de Biot  $b_{RGI}$  (voir partie suivante) peuvent être modifiés le cas échéant en exploitant des essais de gonflements empêchés ou sous contraintes.

Pour la modélisation d'un gonflement de RAS, il est également nécessaire de connaître ou de calculer, au préalable du calcul mécanique, la température et le degré de saturation (ou leurs champs dans une structure) pour toute la durée du calcul. Le calcul est à ce jour chaîné : le calcul mécanique est réalisé après les calculs hydrique et thermique.

- Calage d'un gonflement de DEF (Tableau 2-2, Tableau 2-3 et Tableau 2-4)

Les deux paramètres nécessaires au calage de la cinétique sont : le temps caractéristique de précipitation  $\tau^{Prec,ref}$  (Eq. (2-18)) et le volume des vides accessibles  $\phi_{RGI}^v$  (Eq. (2-23)) qui a également un impact sur le gonflement final. Tous les autres paramètres concernant les cinétiques de dissolution notamment, ont été calés sur un ensemble de tests effectués sur des éprouvettes dans différentes conditions environnementales (température, alcalins et saturation) (Sellier et Multon, 2016). A priori, ils ne nécessitent pas de changements par rapport aux valeurs données.

Pour le calage de l'amplitude du gonflement de DEF, seule l'identification du volume maximum d'ettringite créable  $E^{II \infty}$  (maximum du volume crée de l'équation (2-17)) est nécessaire. Sur ouvrage, il peut être identifié à partir de l'auscultation.

Pour la modélisation d'un gonflement de DEF, il est également nécessaire de connaître ou de calculer, au préalable du calcul mécanique, la température, le degré de saturation et la concentration en alcalins (ou leurs champs dans une structure) durant toute la durée du calcul. Le calcul est à ce jour chaîné : le calcul mécanique est réalisé après les calculs hydrique, thermique, et des concentrations en alcalins dans la structure.

Méthode pratique de calage générale d'une éprouvette gonflante (RAS ou RSI) :

La Figure 2-11 et la Figure 2-12 permettent de visualiser les différentes phases du calage d'un gonflement libre quelconque (RAS ou DEF). La première phase (a) consiste au calage du retrait en fonction notamment de la perte de masse de l'éprouvette (paramètres  $a$  et  $b$  de l'équation de Van Genuchten explicités dans la partie suivante (3. de ce chapitre)). Pour cela, il faut fixer les volumes de RGI créables à 0 ( $\phi^{ras \infty}$  et  $E^{II \infty}$ ).

Ensuite (b), il faut caler le volume accessible au gel/produit néoformé sans création de pression supplémentaire ( $\phi_{RGI}^v$ ) qui permet de caler le moment où le gonflement débute (b). Le volume maximum créable et le temps caractéristique de la RGI étudiée ( $\tau_{ref}^{ras}$  ou  $\tau^{Prec,ref}$  suivant la pathologie) peuvent être momentanément imposés à des valeurs arbitraires réalistes, par exemple 1% pour le volume maximum créable et quelques dizaines de jours pour les temps caractéristiques. Un calage plus fin issu d'une procédure itérative permettra par la suite d'ajuster ces paramètres importants.

Le calage du temps caractéristique ( $\tau_{ref}^{ras}$  ou  $\tau^{Prec,ref}$  suivant la pathologie) est réalisé dans la continuité (c). Ce paramètre cinétique influe également sur le début du gonflement. Quelques itérations peuvent être nécessaires pour caler ce couple de paramètres ( $\phi_{RGI}^v$  et  $\tau_{ref}^{ras}$  ou  $\phi_{RGI}^v$  et  $\tau^{Prec,ref}$  suivant la pathologie).

Enfin, la méthode se termine par le calage du volume maximal créable ( $\phi^{ras \infty}$  ou  $E^{II \infty}$ ). Chaque fois qu'est modifié ce volume, il faut multiplier le volume des vides accessibles par le même coefficient pour ne pas revenir à l'étape (b). Par exemple, si  $\phi_{RGI}^v$  a été fixé à l'étape (b) à 0,1 % pour un volume créable de 1 %, et qu'il faut l'augmenter de 50% (soit 1,5 %) pour fixer l'asymptote du gonflement, alors il faut également augmenter le volume accessible de 50%. Le rapport entre les deux doit rester constant pour que le gonflement débute au même moment.



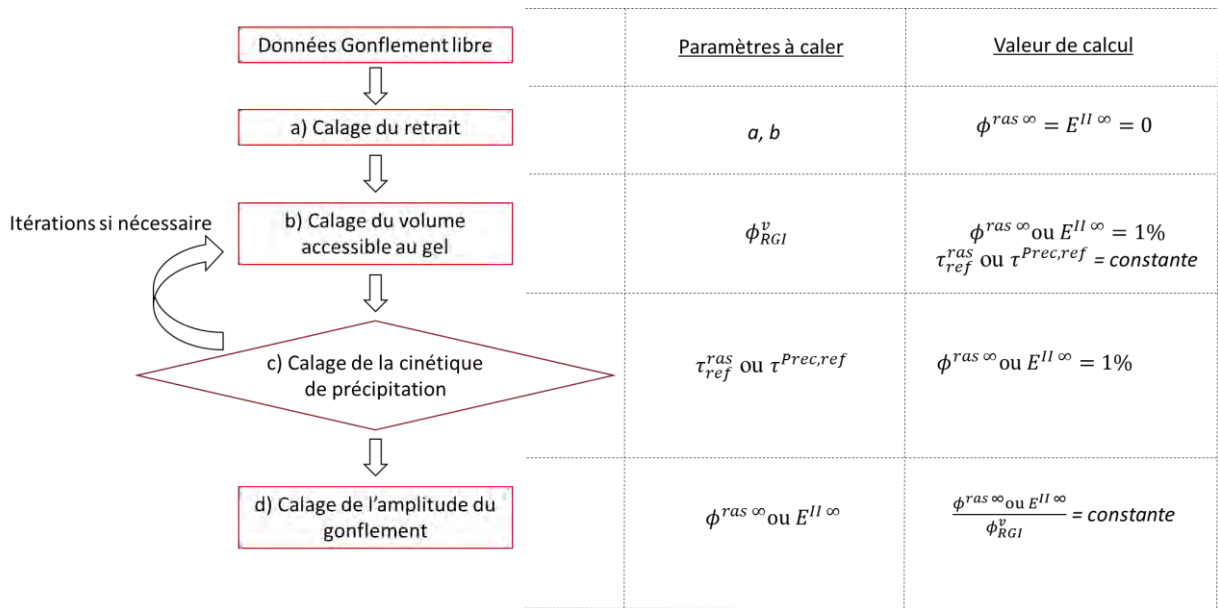


Figure 2-11 : Démarche à suivre pour caler un gonflement libre

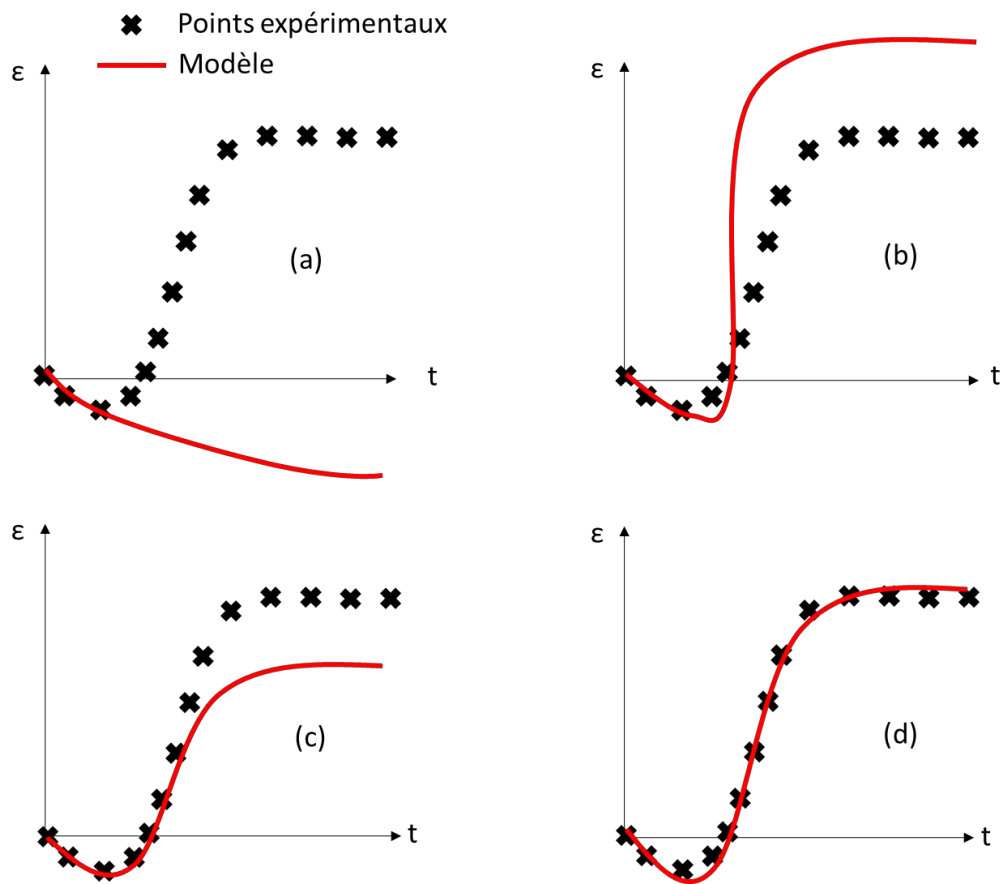


Figure 2-12 : Calage d'un gonflement libre quelconque. (a) Calage du retrait (b) Calage du volume accessible (c) Calage du temps caractéristique (d) Calage du volume créable

### 3. Formulation poroplastique couplée à l'endommagement anisotrope et au fluage

La plasticité et l'endommagement de RGI, décrits précédemment, s'inscrivent dans un modèle poro-mécanique global qui a pour but de modéliser les différentes physiques nécessaires à la modélisation du comportement global des ouvrages atteints de RGI (Sellier, 2015). La multiplicité des sources d'actions mécaniques (chargements extérieurs, réactions de gonflement interne, retrait), parfois anisotropes et couplées au fluage, impose l'utilisation de modules décrivant un à un ces phénomènes et leurs couplages.

#### 3.1 Schéma rhéologique

Le comportement du béton est modélisé dans le cadre de la poro-mécanique. Le modèle comprend un modèle d'endommagement (inspiré de (Grimal et al., 2008)) et un modèle rhéologique (Figure 2-13) dans le but de reproduire les interactions entre les gonflements internes, le fluage, le retrait et l'endommagement structural. La fissuration du béton est décrite grâce à un modèle non linéaire couplant des critères plastiques et des endommagements, tous anisotropes. En traction, les critères de Rankine (Sellier et al., 2013) différencient les macro-fissures structurales localisées et la microfissuration diffuse induite par la pression de RGI ( $P_{RGI}$ ). En compression, le critère de Drucker-Prager permet d'établir l'endommagement de cisaillement, en lien avec la dilatance (Drucker et Prager, 1952). Les déformations différées de fluage sont calculées grâce à un modèle poro-plastique qui peut être représenté par une chaîne de Burger (Figure 2-13). Elle comprend un étage visco-élastique de Kelvin-Voigt et un étage non linéaire anisotrope de Maxwell (Sellier et al., 2016) qui permettent de reproduire les déformations différées lors de chargements et de déchargements multi-axiaux.

La déformation de retrait est prise proportionnelle à la pression d'eau  $P_w$ . En condition non saturée, celle-ci est calculée par la loi de Van Genuchten (Eq. (2-28)) qui relie la pression capillaire  $P_w$  au degré de saturation  $S_r$  via des paramètres de calage « a » et « b » qui dépendent du réseau poreux. Le schéma rhéologique est inscrit dans le schéma poro-mécanique (Figure 2-13) de telle sorte que la pression d'eau et la contrainte à l'origine du fluage (due au chargement externe) soient additives (Eq. (2-29)). Ainsi, le fluage est dû à la contrainte effective au sens poro-mécanique (Eq. (2-30)), ce qui permet un couplage direct, notamment pour considérer du fluage en dessiccation ou un gonflement initial associé à du fluage orthoradial en traction autour des sites réactifs.

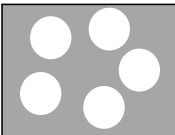
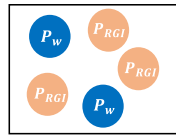
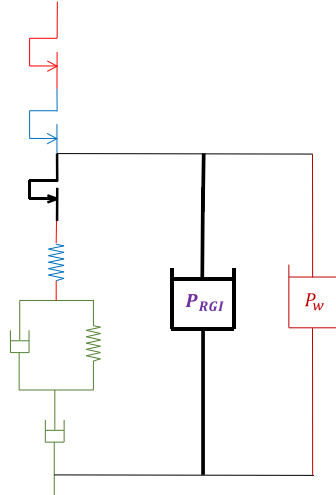
<u>Physique considérée</u>	<u>Critère/modèle</u>	Squelette solide	Phases interstitielles (RGI et eau)	<u>Test de calage</u>
Traction Compression Cisaillement Fissuration diffuse de RGI Traction Compression Cisaillement Fluage Dépression capillaire Chimie de la RGI	Rankine Drucker-Prager Rankine Elastique Kelvin-Voigt Maxwell Van Genuchten Cinétique de réaction			Fendage Energie de fissuration Compression simple Gonflement Module d'élasticité Fluage Retrait Gonflement
				

Figure 2-13. Schéma rhéologique du modèle.

$$P_w = a \left( 1 - S_r \left( 1 - \frac{1}{b} \right) \right)^{(1-b)} \quad (2-28)$$

$$\tilde{\sigma}_{ij} = \tilde{\sigma}_{ij}' - b_{RGI} P_{RGI} - b_w P_w \quad (2-29)$$

$$\dot{\tilde{\sigma}}_{ij}' = S_0 ( \dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}_{pl} - \dot{\epsilon}_{cr} - \dot{\epsilon}_{th} ) \quad (2-30)$$

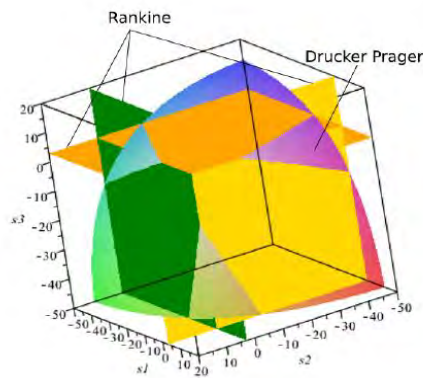
La contrainte totale  $\sigma_{ij}$  est calculée grâce à l'endommagement  $D$  et à la contrainte effective  $\tilde{\sigma}_{ij}$  (Eq. (2-31)). Cette dernière est obtenue grâce à l'équation générale de poro-mécanique (Eq. (2-29)). Elle relie la contrainte effective au sens de l'endommagement  $\tilde{\sigma}_{ij}$  à la contrainte effective au sens de la poro-mécanique  $\tilde{\sigma}_{ij}'$ . La contrainte effective au sens de la poro-mécanique traduit la part de la contrainte reprise directement par le solide en tenant compte des pressions des phases interstitielles ( $P_{RGI}$  pour la pression due aux réactions de gonflement interne et  $P_w$  pour la pression due à l'eau induisant du retrait) affectées des coefficients de Biot associés (respectivement  $b_{RGI}$  et  $b_w$  (Biot, 1941)). L'incrément de contrainte effective poro-mécanique  $\dot{\tilde{\sigma}}_{ij}'$  est calculé grâce à la matrice de rigidité  $S_0$  et à la déformation élastique obtenue en soustrayant les incréments de déformation plastique  $\dot{\epsilon}_{pl}$ , de fluage  $\dot{\epsilon}_{cr}$  et thermique  $\dot{\epsilon}_{th}$  à la déformation totale  $\dot{\epsilon}$  (Eq. (2-30)).

$$\sigma_{ij} = (1 - D)\tilde{\sigma}_{ij} \quad (2-31)$$

### 3.2 Critères de fissuration des modèles

Quatre phénomènes peuvent mener à la fissuration dont trois anisotropes. Un ensemble de quatre critères de plasticité permet de définir le développement de la fissuration dans le matériau (Tableau 2-5). Ces critères sont actifs ou inactifs en fonction des cas de chargements. La fissuration peut être issue de fissures localisées de traction de façon anisotrope (critère de Rankine (Sellier et al., 2013)) ainsi que de la refermeture et de l'écrasement de ces fissures (critère de Rankine également). Un chargement de compression peut mener à un endommagement de cisaillement, ici représenté par un critère isotrope de Drucker-Prager. Enfin, les fissures peuvent être issues d'une réaction de gonflement interne (critère présenté en détail dans la partie 2. de ce chapitre).

La Figure 2-14 permet la visualisation des critères de traction de Rankine et de compression-cisaillement de Drucker-Prager dans l'espace des contraintes principales totales non endommagées (Sellier, 2016).



**Figure 2-14 : Critères plastiques de traction (Rankine) et de compression-cisaillement (Drucker-Prager) dans les directions principales  $s_1$ ,  $s_2$  et  $s_3$  ( $R_t = 3$  MPa,  $R_c = 30$  MPa et  $\delta = 1$ ) (Sellier, 2016)**

**Tableau 2-5 : Les dix critères de plasticité des modèles**

Phénomènes menant à une fissuration	Critère	Nombre de critères associés
Fissures localisées de traction	<p style="text-align: center;"><b><u>Rankine</u></b></p> $f_I^t = \tilde{\sigma}_I - \tilde{R}_I^t \quad (2-32)$ <p><math>\tilde{\sigma}_I</math> : la contrainte effective au sens de l'endommagement  <math>\tilde{R}_I^t</math> : la résistance effective en traction</p>	3 Anisotropie
Refermeture de fissures localisées de traction	<p style="text-align: center;"><b><u>Rankine</u></b></p> $f_I^r = \begin{cases} -\tilde{\sigma}_I - \tilde{R}_I^r & \text{si } \varepsilon_I^{pl,t} > 0 \\ 0 & \text{si } \varepsilon_I^{pl,t} \leq 0 \end{cases} \quad (2-33)$ <p><math>\tilde{R}_I^r</math> : la contrainte nécessaire à la refermeture d'une fissure de traction  <math>\varepsilon_I^{pl,t}</math> : la déformation plastique de traction, induite par le critère de Rankine en traction</p>	3 Anisotropie
Fissurations diffuses de cisaillement dues à de la compression ou à du cisaillement	<p style="text-align: center;"><b><u>Drucker-Prager avec de la plasticité non-associée</u></b></p> $f^{DP} = \left( \sqrt{\frac{\tilde{\sigma}_{ij}^d \cdot \tilde{\sigma}_{ij}^d}{2}} + \delta \frac{Tr(\tilde{\sigma}_{ij}^s)}{3} \right) - \tilde{R}^c \left( \frac{1}{\sqrt{3}} - \frac{\delta}{3} \right) \quad (2-34)$ <p><math>\tilde{\sigma}_{ij}^d</math> : la contrainte déviatorique de compression/cisaillement  <math>\tilde{\sigma}_{ij}^s</math> : la contrainte sphérique de compression/cisaillement  <math>\delta</math> : le coefficient de confinement de Drucker-Prager  <math>\tilde{R}^c</math> : la résistance en compression</p>	1 Isotropie
Fissurations diffuses dues à des RGI	<p style="text-align: center;"><b><u>Rankine</u></b></p> $f_I^{RGI} = k_{RGI} P_{RGI} + \min(\tilde{\sigma}_I, 0) - \tilde{R}_I^{RGI} \quad (2-35)$ <p style="text-align: center;">(décrit au I) 4)</p>	3 Anisotropie

### 3.3 Comportement en traction

Une modélisation précise du comportement en traction du béton est nécessaire pour le recalcul des ouvrages atteints de RGI. En effet, les fissures localisées sont à l'origine de non linéarités importantes dans les ouvrages : risques de rupture de parties d'ouvrages, concentration de contraintes dans les aciers, voie d'entrée facilitée pour les agents agressifs et augmentation de la perméabilité du béton qui engendre des venues d'eau pouvant accélérer la cinétique de réaction des RGI. Les mesures des déplacements et des contraintes sur les ouvrages à requalifier sont parfois peu nombreuses ou inexistantes. Dans ce contexte, la comparaison du faciès de fissuration in situ d'un ouvrage et de sa modélisation peut permettre une validation du calcul et de la bonne prise en compte des phénomènes physiques endommageant la structure.

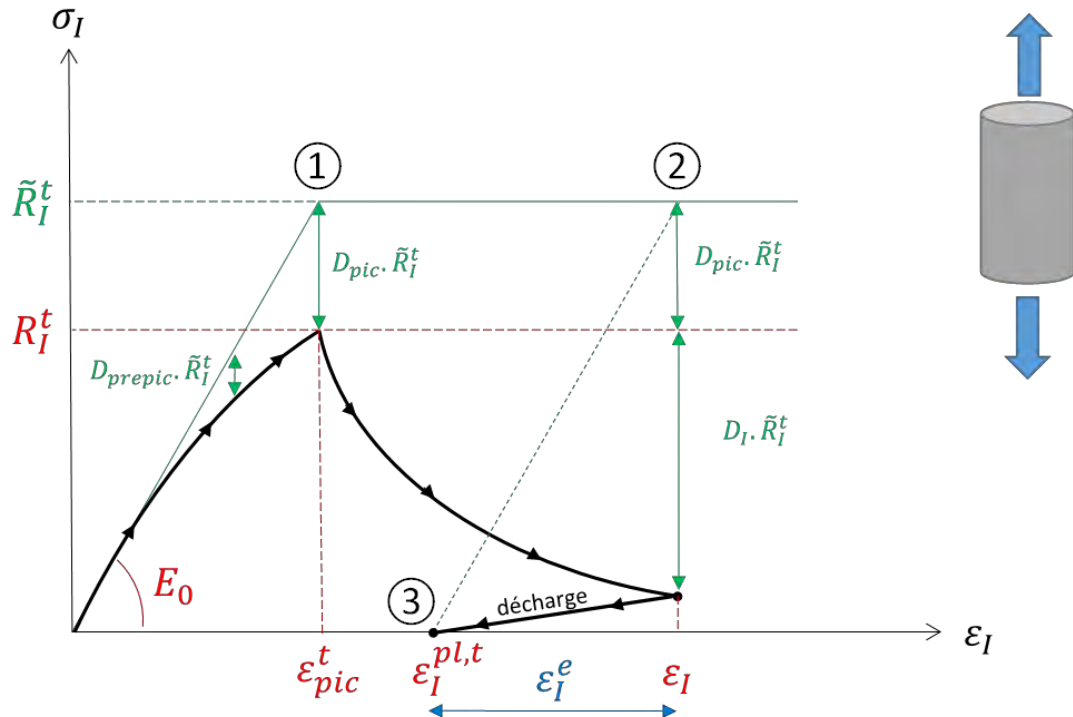
#### 3.3.1 Description du critère

Pour simuler le comportement du béton en traction, le modèle utilisé associe la plasticité et la théorie de l'endommagement avec un critère de Rankine anisotrope (Tableau 2-5). L'hypothèse est qu'il peut exister numériquement trois fissures localisées orthogonales par élément fini en fonction des conditions de chargement. Lors d'un test en traction directe, la contrainte apparente augmente jusqu'à la résistance en traction  $R_t^t$  (Figure 2-15 point ①), atteinte pour la déformation au pic  $\varepsilon_{pic}^t$ . Ce trajet peut être linéaire (élasticité parfaite) ou non-linéaire (endommagement diffus pré-pic  $D_{prépic}$ ). Dans ce dernier cas, la contrainte effective  $\tilde{R}_t^t$  atteinte au pic est supérieure à la résistance en traction du matériau  $R_t^t$  (2-36). L'endommagement pré-pic  $D_{prépic}$  vaut alors sa valeur maximale  $D_{pic}$  (2-37).

$$\tilde{R}_t = \frac{R_t}{(1 - D_{prépic})} \quad (2-36)$$

$$D_{pic} = \frac{R_t}{E \cdot \varepsilon_{pic}^t} \quad (2-37)$$

Après le pic, le comportement est géré par l'endommagement couplé à la plasticité. Pour une déformation quelconque (Figure 2-15 point ②), la contrainte est calculée grâce à l'endommagement au pic  $D_{pic}$  et à l'endommagement localisé dans la direction principale  $D_I$ . La déformation plastique correspondant à ce critère  $\varepsilon_I^{pl,t}$  est alors récupérée en soustrayant la déformation élastique  $\varepsilon_I^e$  à la déformation totale  $\varepsilon_I$ . Cette déformation plastique correspond à la déformation obtenue lors d'une décharge (Figure 2-15 point ③). L'ouverture de fissure correspondante est ensuite calculée en multipliant la déformation plastique obtenue par la taille de l'élément fini dans la direction principale.



**Figure 2-15 : Courbe Contrainte-Déformation d'une éprouvette saine soumise à un test en traction pure**

Les ouvrages à recalculer présentent parfois des singularités qui imposent l'utilisation d'éléments finis tels que des triangles, des hexagones en 2D, et des trièdres et autres hexaèdres en 3D. Pour s'affranchir de l'influence de la taille et de la forme du maillage sur la réponse mécanique obtenue, une régularisation énergétique selon la méthode d'Hillerborg (Hillerborg et al., 1976) est employée. Cette méthode locale permet de dissiper de l'énergie en fonction de la taille de l'élément fini dans la direction principale de traction.

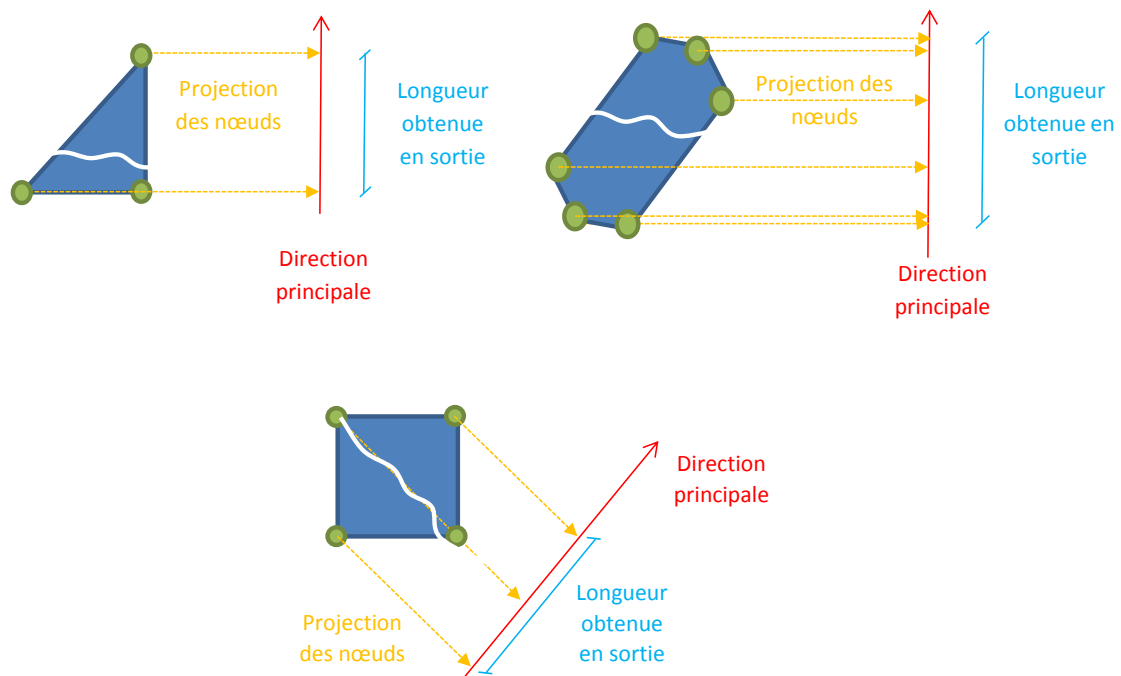
### 3.3.2 Méthode de régularisation énergétique de la localisation de l'endommagement

La méthode d'Hillerborg est régulièrement utilisée pour régulariser l'énergie dissipée suite à la localisation de l'endommagement dans les matériaux non-linéaires comme le béton. La problématique posée par le phénomène de localisation dans les codes éléments finis et la méthode d'Hillerborg ont été explicitées dans le chapitre 1. L'utilisation de cette méthode nécessite le calcul de la taille des éléments finis dans les directions principales de traction pour pouvoir adapter la réponse post-pic du matériau (Sellier et al., 2013). Dans cette partie, un calcul original de la taille des éléments finis est proposé afin de généraliser la méthode à tout type d'éléments finis à fonctions d'interpolation linéaire.

Cette nouvelle méthode vise à calculer la taille des éléments dans les différentes directions principales de traction directement à partir des coordonnées des nœuds et non à partir de la

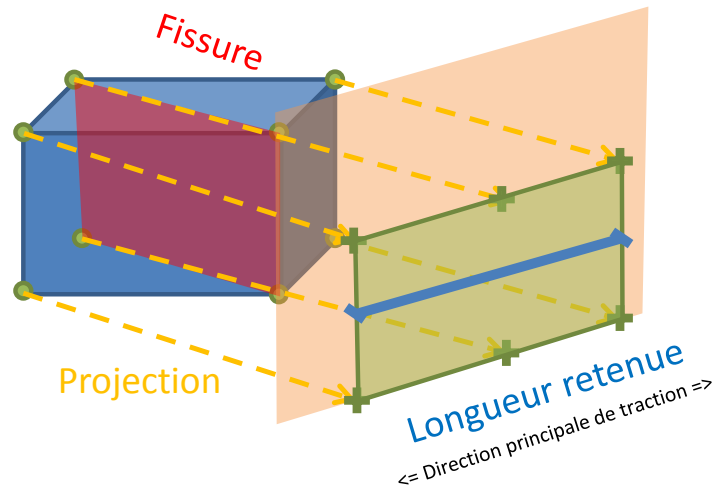
Jacobienne de la transformation géométrique entre l'élément de référence et l'élément réel comme cela est le cas dans (Sellier, 2015; Sellier et al., 2013; Stablon et al., 2012).

La méthodologie débute par la récupération des coordonnées spatiales des nœuds d'un élément, puis de la projection de ceux-ci sur l'une des directions principales de fissuration via un produit scalaire. La différence entre le maximum et le minimum des produits scalaires obtenus donne la taille maximale de l'élément dans cette direction. On réitère ensuite l'opération dans les autres directions principales (Figure 2-16 et Figure 2-17). Dans le cas particulier d'une fissure à 45°, la longueur de l'élément renvoyée est de  $\sqrt{a}$  (avec  $a$  le côté du carré). Pour les cas 2D, un paramètre matériau a été rajouté dans le but de pouvoir gérer la taille de la 3<sup>ème</sup> dimension des problèmes 2D (en 2D les possibilités de déformation plane et axisymétrique ont été rajouté aux possibilités d'utilisation du modèle).



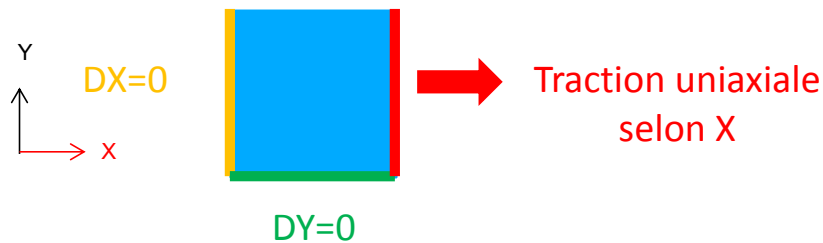
**Figure 2-16 : Schémas de la méthode utilisée pour récupérer la taille des éléments finis en 2D**



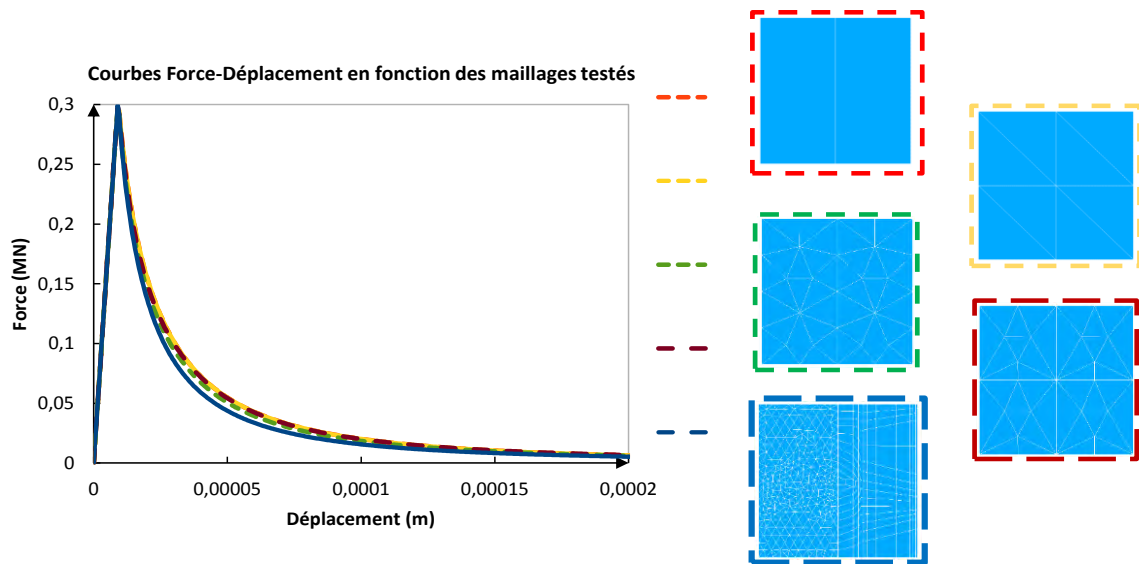


**Figure 2-17 : Schéma de la méthode utilisée pour récupérer la taille des éléments finis en 3D**

La validation de cette méthode est réalisée sur des essais de traction et de cisaillement. Le premier test consiste à analyser la réponse en traction simple d'un carré en 2D maillé de façons différentes pour prouver la faible dépendance du modèle au maillage (Figure 2-18). Le carré utilisé est de taille 1m\*1m et les maillages sont composés de triangles ou de quadrilatères de différentes tailles (Figure 2-19).



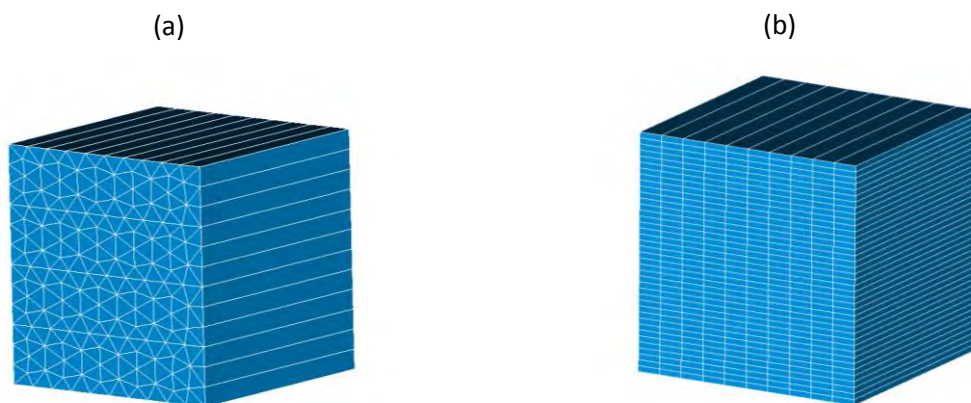
**Figure 2-18 : Géométrie et conditions aux limites du test de traction en 2D**



**Figure 2-19 : Réponse Force-Déplacement et maillages des différents cas testés pour la traction uniaxiale**

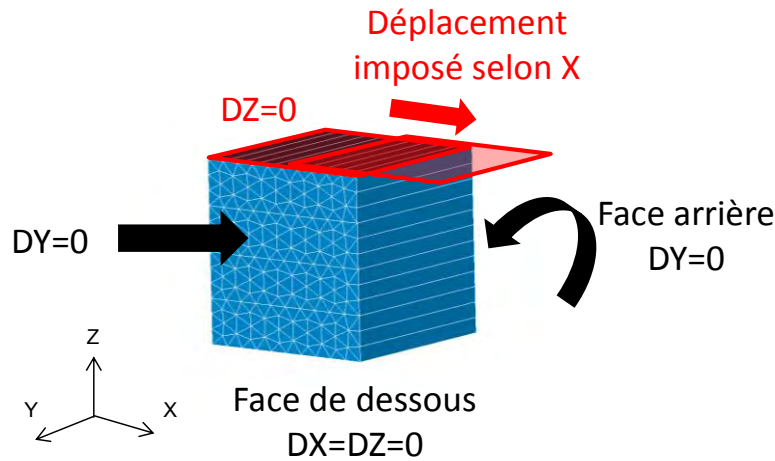
Les résultats obtenus en terme de Force-Déplacement (Figure 2-19) sont très semblables (<5%) quelle que soit la forme des éléments linéaires utilisés pour les maillages. Le calcul de la taille des éléments et la méthode implantée semblent donc être cohérents. Les tests menés en traction en 3D ont donné la même cohérence de résultats.

Le test suivant est un essai de cisaillement sur des éléments en 3D ne contenant qu'un seul élément dans la profondeur. La géométrie est composée d'un cube de 1m\*1m\*1m. Deux maillages sont proposés :



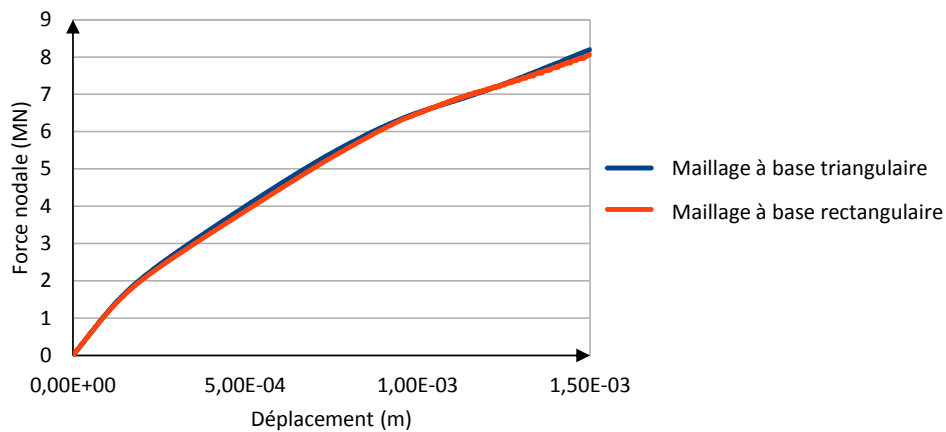
**Figure 2-20 : Maillages 3D (a) Eléments à base triangulaire (b) Eléments à base rectangulaire**

La face supérieure est soumise à un glissement imposé selon l'axe X pour développer un cisaillement dans le plan (XZ) (Figure 2-21).



**Figure 2-21 : Conditions aux limites et chargement pour le cas test de cisaillement 3D**

La Figure 2-22 représente la force nécessaire pour déplacer la face supérieure en fonction du déplacement imposé. Il y a une très bonne similitude ( $< 2\%$ ) entre les deux courbes Force-Déplacement obtenues avec deux maillages différents (le premier, formé de prismes à base rectangulaire, l'autre, de prismes à base triangulaire).



**Figure 2-22 : Courbes Force-Déplacement obtenues pour le cas test de cisaillement 3D**

Les résultats obtenus dans cette partie permettent de valider la méthode utilisée pour calculer la taille des éléments finis dans leurs directions principales de traction. En effet, des courbes Force-Déplacement similaires sont le gage d'une réponse mécanique indépendante du maillage. Ce modèle a été implémenté dans Code\_Aster (code aux éléments finis développé par EDF) dans le but de calculer des ouvrages. La comparaison des faciès de fissuration obtenus in situ et avec le modèle est essentielle à la validation du modèle. La taille et la forme du maillage ne doivent donc pas non plus influencer le faciès de fissuration. Pour le cas de cisaillement 3D, les résultats obtenus en termes d'endommagement sont également comparés sur la Figure 2-23. Les faciès de fissuration sont très proches, ce qui ajoute une validation supplémentaire.

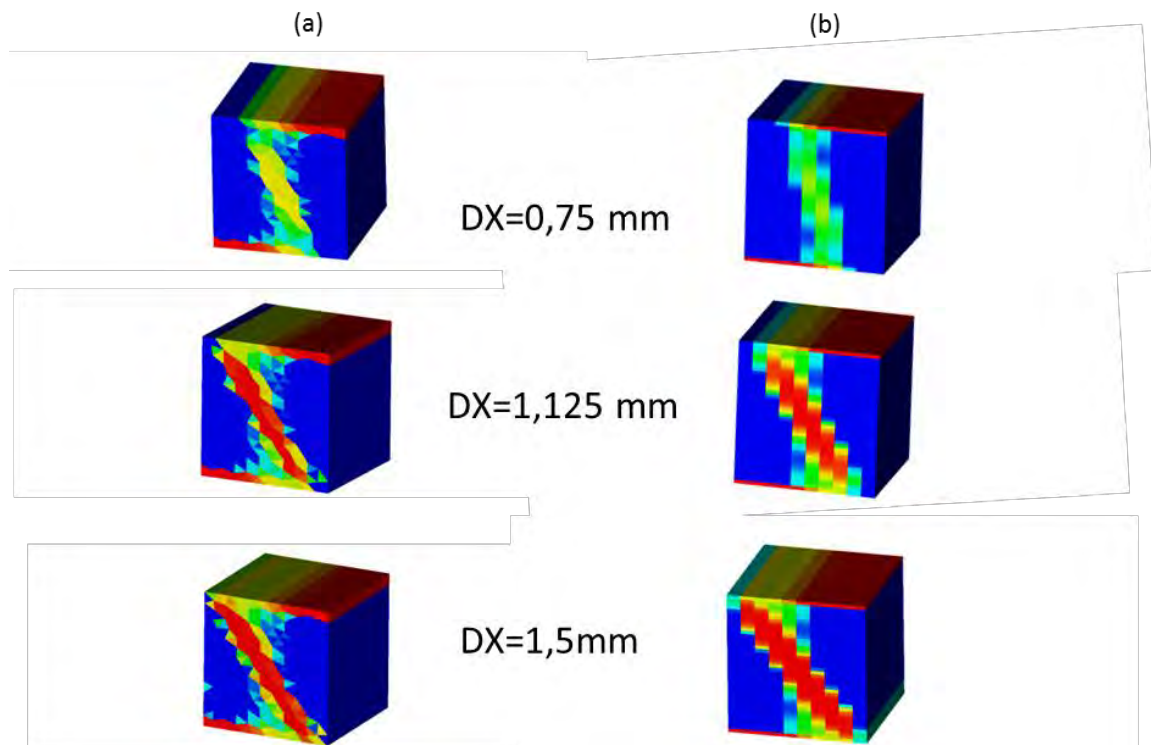


Figure 2-23 : Cisaillement 3D : endommagement de traction dans la direction principale  
 1 (a) Maillage à base triangulaire (b) Maillage à base rectangulaire

#### 4. Evolution et validation du modèle poro-mécanique

Après avoir présenté le modèle de fissuration dû aux réactions de gonflement interne et son intégration dans un modèle poro-mécanique plus global, l'objectif suivant est de calibrer et de valider le modèle en le confrontant à des données expérimentales obtenues lors d'essais ayant des conditions aux limites mécaniques et environnementales variables. L'anisotropie de gonflement et les effets des contraintes sur les gonflements seront notamment analysés. L'enjeu est la validation du couplage fissuration diffuse et fluage.

Dans un premier temps, le modèle est testé dans le domaine des gonflements faibles à modérés (< 0,3% de gonflement libre), qui correspondent à ceux de la réaction alcali-silice. Des gonflements plus importants (jusqu'à 2%) seront ensuite simulés pour reproduire le comportement de bétons subissant une formation d'ettringite différée importante.

## 4.1 Gonflement faible à modéré

Cette première partie consiste à étudier la capacité du modèle à représenter le développement de gonflements du béton sous contraintes pour des gonflements faibles à modérés. La calibration du modèle est effectuée sur les résultats issus des travaux de (Multon et Toutlemonde, 2006). Dans cette expérience, des éprouvettes cylindriques (13x24 cm) sont chargées en compression uniaxiale. Sur certains essais, le déplacement radial est gêné par des anneaux d'acier de différentes épaisseurs (Figure 2-24), ce qui permet d'obtenir des états de contraintes multi-axiaux. Après calage des paramètres concernant le retrait et le fluage sur des éprouvettes non-réactives, la première étape est le calage des paramètres du modèle d'alcali-réaction. Une calibration globale est réalisée avec le même jeu de paramètres dans le but de valider l'ensemble des tests confinés et chargés.

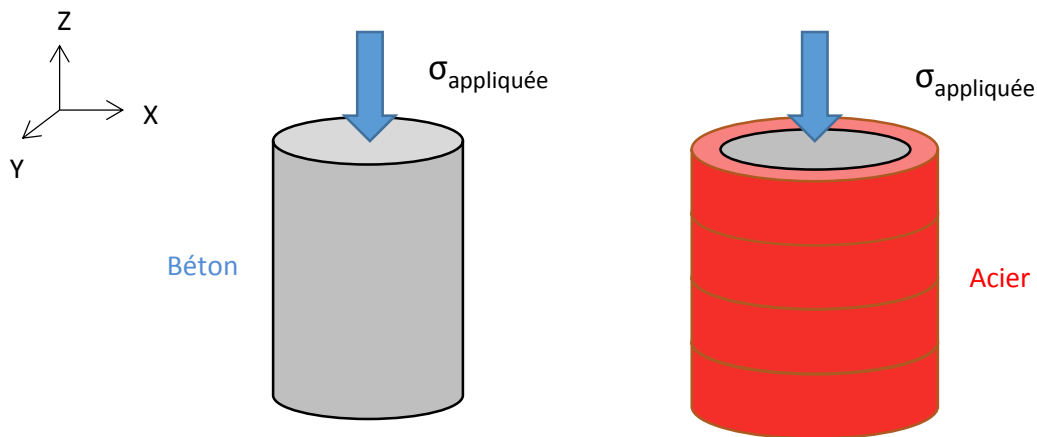
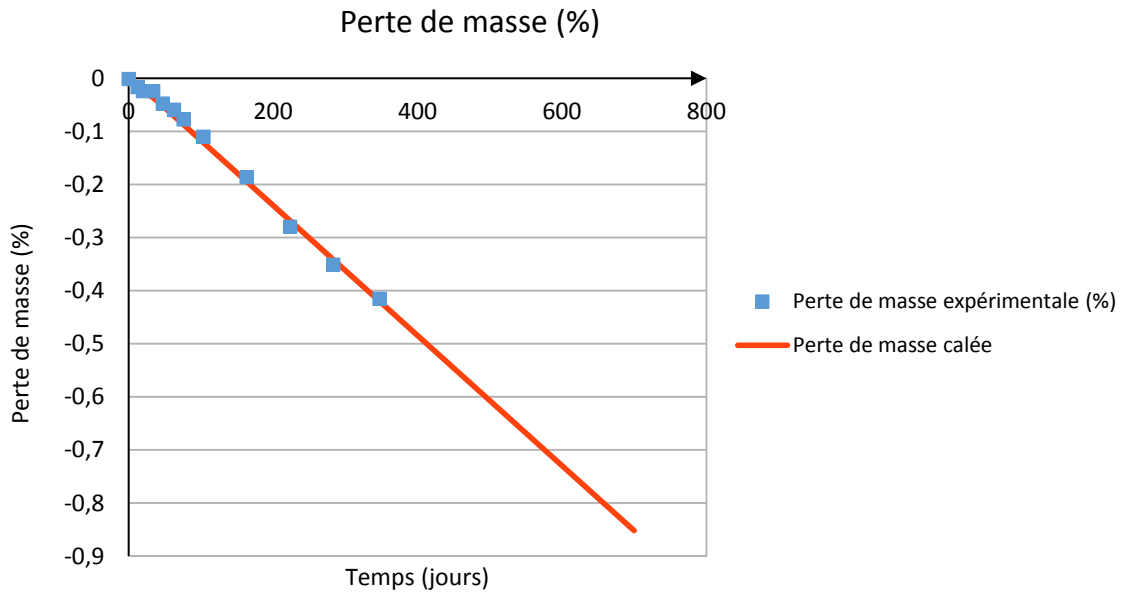


Figure 2-24 : Schéma des tests menés sur éprouvettes

Durant ces essais, une période de cure est appliquée pendant 28 jours à 20°C pour l'ensemble des éprouvettes. Après 28 jours, les éprouvettes sont conservées à 38°C. Les résultats sont présentés à partir de la fin de la période de cure. Malgré trois couches d'aluminium pour les protéger du séchage, les éprouvettes montrent une certaine perte d'eau (Figure 2-25).

Certains paramètres physiques du modèle tels que la résistance en traction et le module d'Young ont été mesurés directement sur des éprouvettes (respectivement égales à 3,7 MPa et à 37,2 GPa).

Durant les premiers jours de gonflement dans les cas avec des anneaux d'acier, la déformation latérale est négative, cela signifie que le béton et l'acier perdent contact. Pour éviter une fissuration initiale due au décollement ou l'utilisation d'une loi d'interface, le module d'Young des anneaux d'acier est numériquement pris pratiquement nul jusqu'à ce que la déformation redevienne positive.



**Figure 2-25 : Perte de masse des éprouvettes protégées par 3 couches d'aluminium**

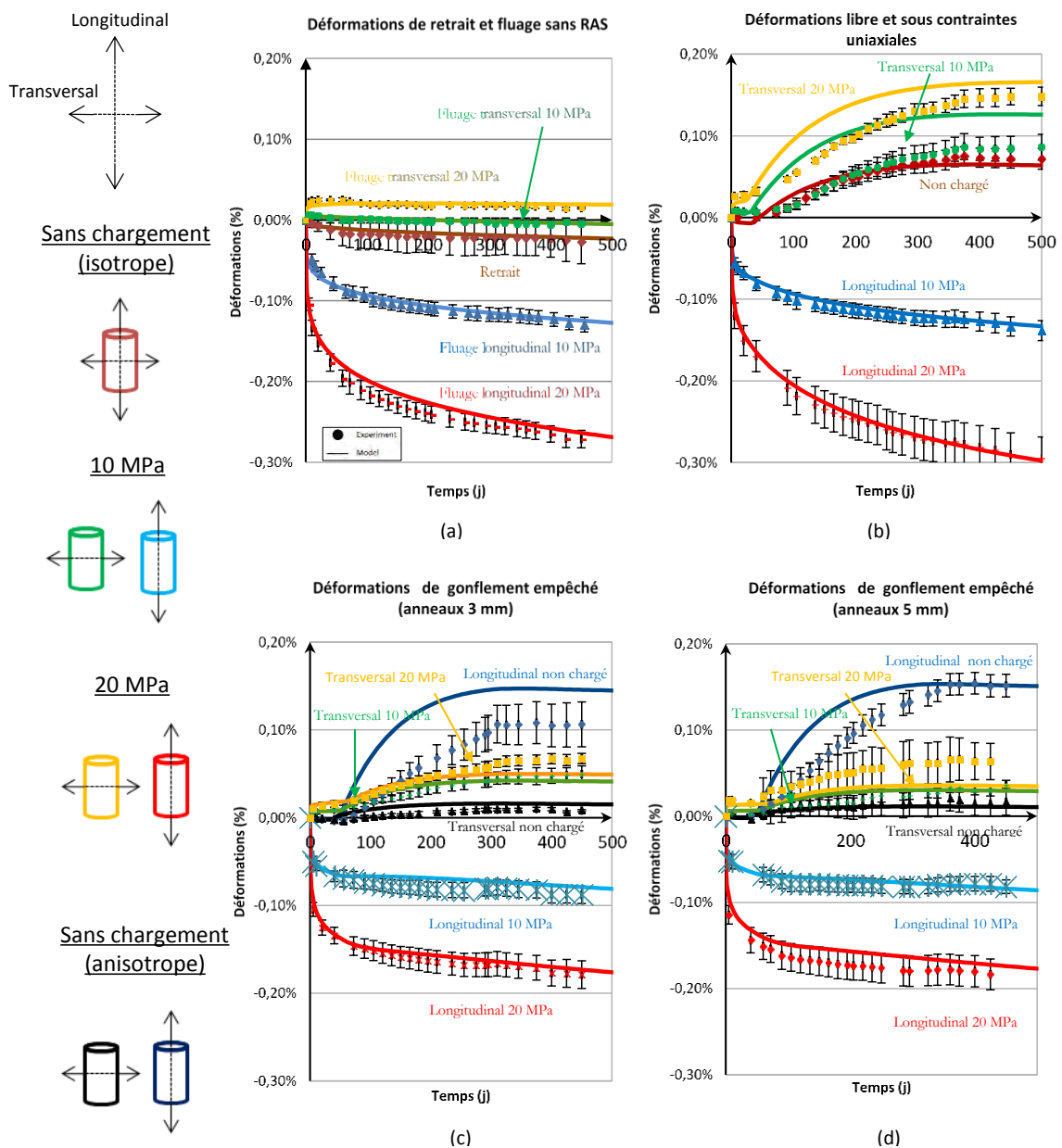
Méthode de calage des éprouvettes de Multon :

Le retrait et le fluage sont calés sur des éprouvettes non réactives ((a) de la Figure 2-26). A partir de la perte de masse, les conditions hydriques et les déformations sont fidèlement reproduites en calibrant  $a$  et  $b$  (les deux coefficients de la loi de Van Genuchten (Eq. (2-28), ici respectivement 25 MPa et 0,42). Ensuite, les tests de fluage à 10 et 20 MPa permettent de simuler le comportement du matériau sous un chargement de long terme. Quatre paramètres sont nécessaires à la calibration du fluage : deux temps caractéristiques pour le fluage réversible et le fluage irréversible, un pour le module de la partie réversible et un pour la déformation caractéristique de la partie irréversible (Sellier et al., 2016).

Ensuite, le volume maximum de gel créable  $\phi^{ras\infty}$  et le volume des vides accessibles sans gonflement  $\phi_{RGI}^v$ , sont calés sur un test de gonflement libre en suivant la méthode décrite précédemment. Les anneaux d'acier qui empêchent radialement le béton de gonfler, mettent le matériau dans un état de contrainte multi-axial. C'est dans cette configuration que le ratio des modules pour l'écroutissage de RGI  $h_{RGI}$  est calé.

Analyse du calage :

La Figure 2-26 montre que le modèle est capable de reproduire les expansions de gonflements modérés sous contraintes et confinements multi-axiaux.

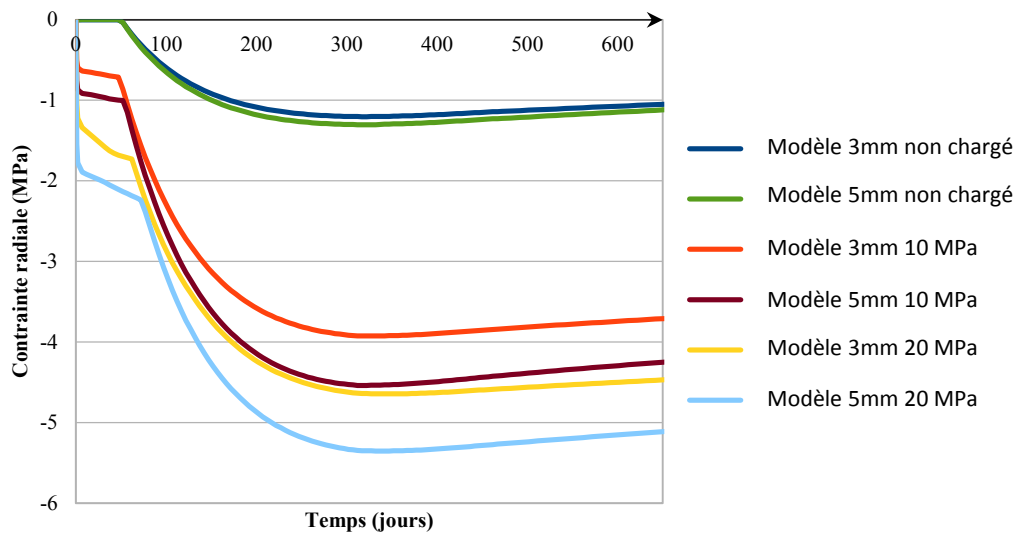


**Figure 2-26 : Tests de Multon : (a) Retrait et fluage sans RAS, (b) Essais de gonflement avec ou sans chargement, (c) Essais avec anneaux de 3 mm, (d) Essais avec anneaux de 5 mm ( $R_t=3.7$  MPa;  $\phi_g^\infty=0.0054$  m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>;  $\phi_g^v=0.0013$  m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup> ;  $b_g=0.25$ ;  $M_g=27700$  MPa;  $h_{RGI}=0.03$ )**

Pour les essais sans confinement par des anneaux d'acier ((b) dans la Figure 2-26), les courbes de gonflement libre (courbe marron) et de gonflement longitudinaux sous contraintes uniaxiales (courbes bleu et rouge) ont été calibrées d'après la méthode explicitée précédemment (2.5 de ce chapitre). Le comportement général est bien reproduit. Transversalement (courbes jaune et verte), les cinétiques sont un peu trop rapides. L'asymptote du cas chargé à 20 MPa est correcte mais celle à 10 MPa est surévaluée. La différence obtenue sur le cas chargé à 10 MPa pourrait être issue d'une erreur expérimentale car les points sont très proches du cas libre alors qu'une déformation plus importante pouvait être attendue du fait de l'effet Poisson.

Pour les essais confinés avec des anneaux d'acier ((c) et (d) dans la Figure 2-26), les courbes correspondant aux cas chargés ont été reproduites avec succès. Transversalement, les gonflements sans contraintes axiales (courbes noires) donnent satisfaction. Longitudinalement, les gonflements sont trop rapides. La déformation finale du cas avec des anneaux de 5 mm d'épaisseur est bonne (courbe bleu foncé sur (d)) mais la cinétique est légèrement trop rapide avec les anneaux de 3 mm (courbe bleu foncé sur (c)). Les deux courbes obtenues pour les anneaux de 3 mm et 5 mm sans contrainte axiale étaient très différentes expérimentalement alors qu'elles étaient proches pour tous les autres tests avec anneaux.

A cause de l'expansion et de l'effet Poisson des cas chargés, des contraintes radiales se développent dans les anneaux. Ces contraintes ont été extraites des calculs (Figure 2-27). Les contraintes relevées se situent entre 1,2 et 5,4 MPa (contrainte de compression). L'évolution de celles-ci se décompose en quatre parties : l'application de la contrainte externe (entre 0 et 1 jour), une période de latence avant que l'expansion ne devienne significative (entre 1 et 80 jours), la période d'expansion (entre 80 et 350 jours) et la période de stabilisation où la réaction est terminée. Le retrait et le fluage (relaxation) redeviennent les principales sources des déformations.



**Figure 2-27 : Contraintes radiales dans les cas confinés**

Durant la période de latence, la contrainte radiale est presque nulle pour les éprouvettes non chargées car le retrait est plus important que la pression du gel transmise au béton. Ainsi, le béton et les anneaux d'acier ne sont plus en contact.

L'initiation de la phase d'expansion dépend de la contrainte appliquée. Comme expliqué dans la partie développant les équations du modèle, la déformation du béton est prise en compte dans le calcul de la pression de gel (Eq. (2-23)). Plus le confinement appliqué est grand, plus le gonflement est retardé en raison du franchissement plus tardif des critères de micro-fissuration malgré l'augmentation de la pression induite par la compression (Eq. (2-23)). Il faut atteindre localement une pression plus élevée pour vaincre le confinement et finalement atteindre la



limite en traction. Ainsi, l'augmentation de la contrainte dans les anneaux de 5 mm est plus importante qu'avec les anneaux de 3 mm à cause de leur rigidité plus élevée, permettant un meilleur confinement qui va limiter les déformations radiales.

La Figure 2-28 permet de visualiser l'évolution de la pression de gel dans les différents essais. Lors de la phase de stabilisation, la pression de gel, qui représente la pression moyenne transférée à la surface du granulat, varie entre 5,4 et 10,0 MPa pour les cas confinés. Le coefficient de Biot  $b_g$  est ici égal à 0,25 et  $h_{RGI}$  est de 3 %.

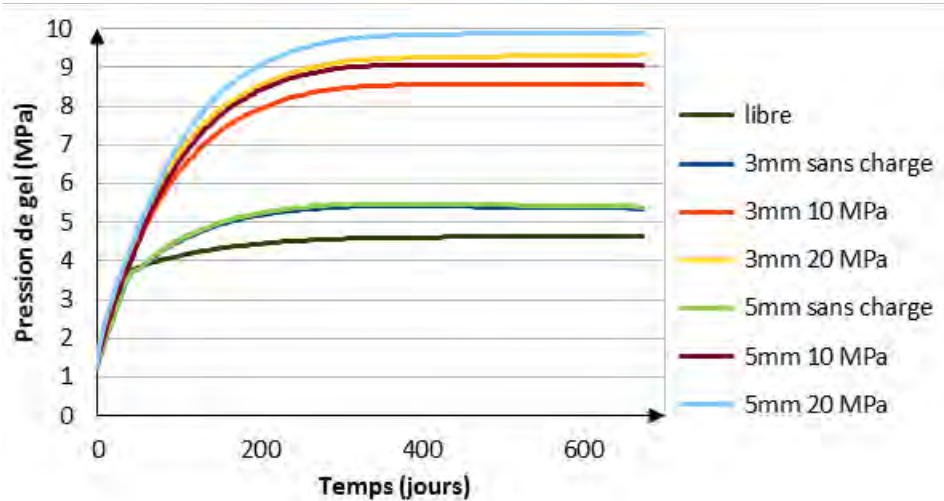


Figure 2-28 : Pressions de gel des différents tests sur éprouvettes

La partie suivante décrit la réponse théorique obtenue lors d'un gonflement sous confinements uniaxial et multi-axiaux considérés comme parfaits (déplacement nul). Le but est principalement pédagogique afin d'analyser les comportements obtenus sous confinements dans des cas idéaux qui permettent de mieux comprendre le développement d'expansion dans des éléments dont les déplacements sont empêchés. La série de tests étant purement numérique, une géométrie simple (un cube) est modélisée avec des blocages variés sur ces faces (Figure 2-29).

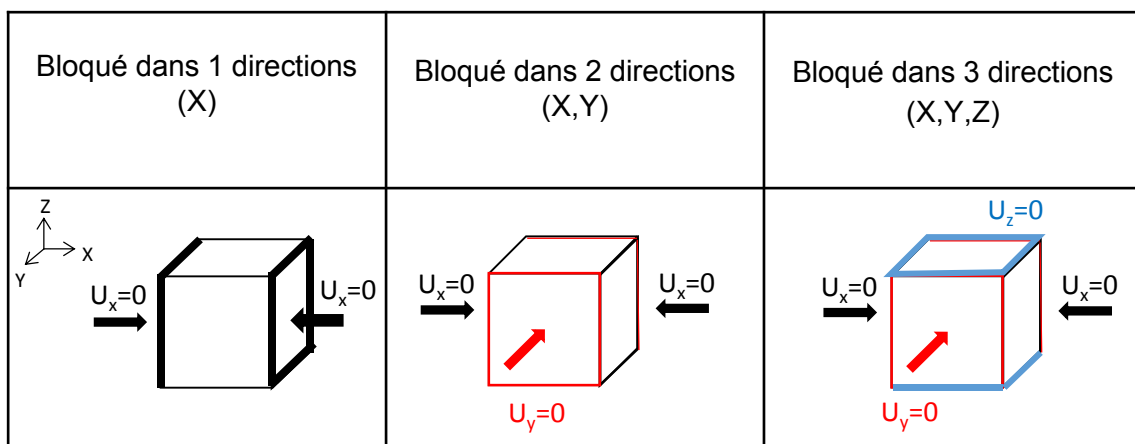
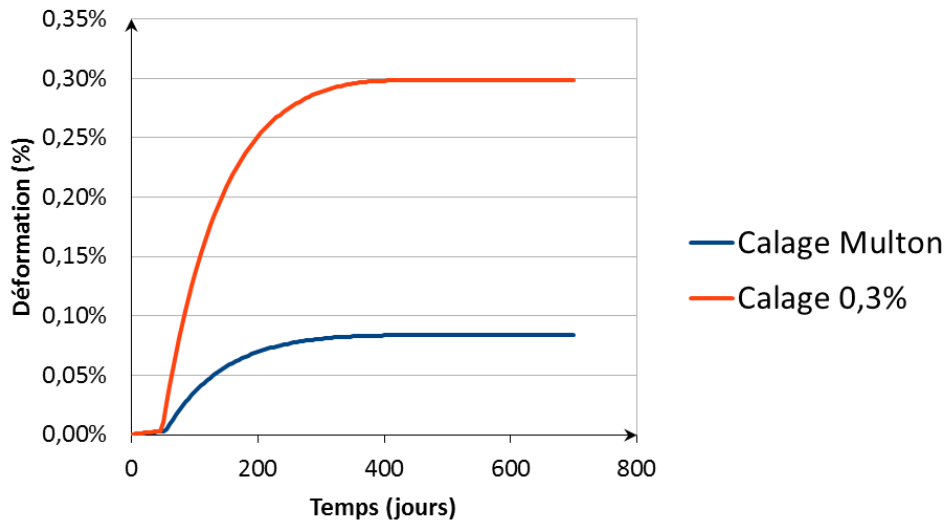


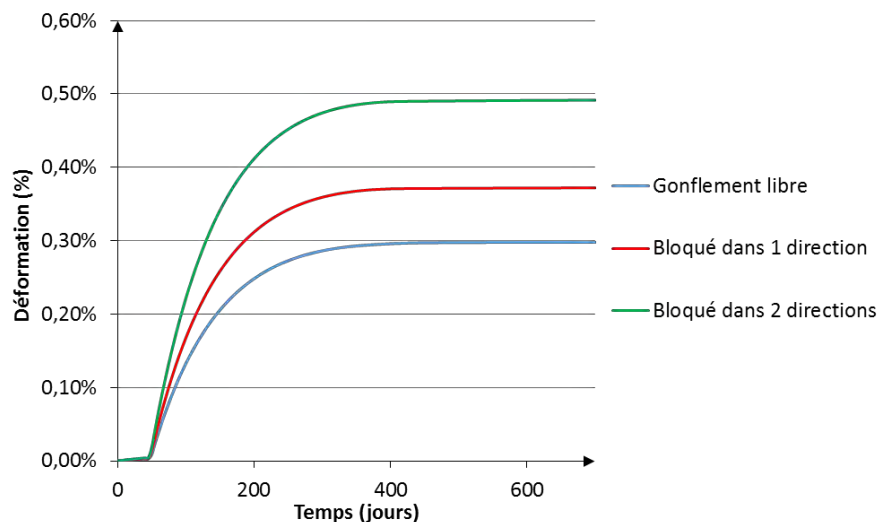
Figure 2-29 : Conditions aux limites utilisées pour les essais numériques de blocages uniaxial et multi-axiaux

Pour séparer les phénomènes, le retrait n'est pas pris en compte dans ces calculs. De plus, pour exacerber les phénomènes, la déformation libre est ici supposée égale à 0,3% au lieu de 0,1% dans les essais de Multon (Figure 2-30).



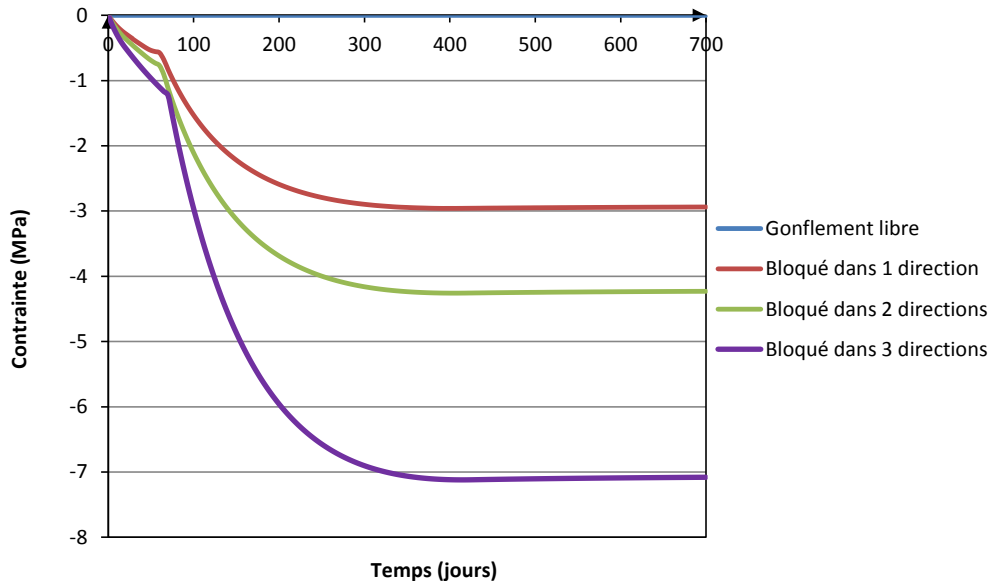
**Figure 2-30 : Déformations d'éprouvettes libres (calage Multon et calage 0,3 %)**

Les résultats des déformations dans les directions libres (Figure 2-31) permettent de comparer le report de gonflement dans les directions libres en fonction du nombre de directions bloquées. Pour une direction bloquée, le report est de 25 % alors qu'il est de 65 % pour deux directions. Le gonflement volumique n'est donc pas conservé intégralement puisqu'une réduction de l'ordre de 15 % en 1D et de 45 % en 2D est obtenue. Dans le modèle, cette réduction est expliquée par un accroissement de pression en confinement multiaxial conduisant à une migration plus importante du gel dans la porosité connectée au site réactif, ce qui limite d'autant la quantité de gel dans les fissures diffuses et donc le gonflement volumique associé à ces fissures.



**Figure 2-31 : Déformations dans les directions libres lors des essais numériques de blocages uniaxial et multi-axiaux**

Dans les essais confinés, la contrainte dans les directions bloquées est extraite (Figure 2-32). Elle peut être décrite en deux phases principales : une augmentation lente avant la première fissuration (de 0 à 80 jours), suivie d'une augmentation rapide. Dans ces conditions de blocage parfait, la contrainte maximale obtenue varie entre 3 et 7 MPa de compression (pour 1 et 3 directions bloquées). L'augmentation de cette valeur maximale n'est pas directement proportionnelle aux nombres de directions bloquées. En effet, la pression de gel augmente beaucoup plus en cas de confinement tri-directionnel car aucune direction libre n'est disponible pour permettre la fissuration qui conduirait à diminuer la pression.



**Figure 2-32 : Contraintes obtenues dans les différents essais numériques de blocages uniaxial et multi-axiaux**

Pour une déformation axiale libre de 0,3 %, un calcul isotrope thermo-élastique donnerait, en contexte de gonflement empêché dans une seule direction, une contrainte de 111,6 MPa ( $E_c \cdot \varepsilon = 37200 \cdot 0.003$ ). En prenant en compte un fluage standard avec un module d'Young effectif ( $E_c = E_{c0}/3$ ), le résultat est encore de 37,2 MPa. Ces résultats ne sont pas cohérents avec les résultats expérimentaux (Multon et Toutlemonde, 2006) dont l'analyse numérique conduit à déduire une contrainte maximale en confinement 1D d'environ 3 MPa pour un gonflement libre de 0,3 %. Finalement, il est intéressant de voir la bonne cohérence entre la contrainte de compression obtenue dans le cas bloqué uniaxialement (3 MPa) et les contraintes usuellement observées sur des barrages bloqués dans une direction (entre 2 et 3,5 MPa pour (Rivard et al., 2010)) ou dans des essais de laboratoire (entre 2 et 5,5 MPa pour (Berra et al., 2010; Kawamura et Iwahori, 2004; Kagimoto et al., 2014). (Kagimoto et al., 2014) (Kagimoto et al., 2014) La modélisation du couplage fluage-gonflement et de l'anisotropie de fissuration causée par l'alcali-réaction paraît donc être nécessaire à l'obtention des contraintes réellement observées in situ.

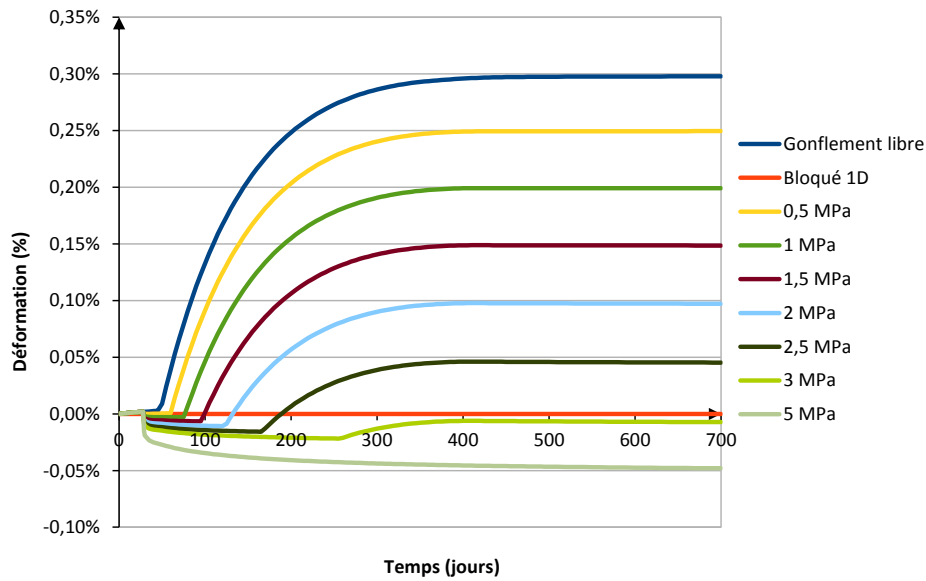
Pour les essais bloqués dans 2 et 3 directions (Figure 2-32), la contrainte de compression maximale augmente, atteignant 4 à 7 MPa. Ces résultats dépendent de la capacité du gel à

migrer dans la porosité du béton. Quand la pression augmente dans la porosité remplie par les phases néoformées, le gel peut migrer vers la porosité du béton et la fissuration induite. Ce phénomène est pris en compte dans le calcul de la pression de RGI (Eq.(2-23)).

Après avoir analysé les déformations et les contraintes dans les cas bloqués, des calculs sous contraintes extérieures multiaxiales sont réalisés. Les blocages sont remplacés par une contrainte multiaxiale de compression dont les valeurs s'élèvent peu à peu jusqu'à la valeur maximale obtenue dans le cas bloqué correspondant. Par exemple, pour le cas bloqué dans 3 directions, la contrainte triaxiale appliquée ira de 0 à 7 MPa.

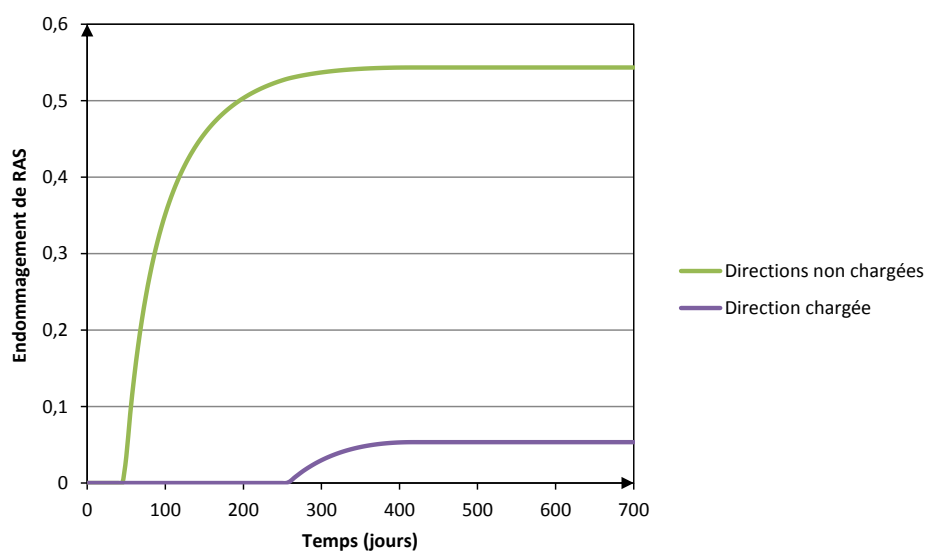
Beaucoup de structures sont soumises à des contraintes de compression avant que des réactions de gonflement n'apparaissent : les barrages, les structures précontraintes telles que des poutres de ponts, des piles de ponts... Un des objectifs des calculs décrits ci-après est d'analyser le gonflement que peuvent subir ces structures.

Pour les calculs de béton chargé dans une seule direction, l'analyse paramétrique est conduite en supposant une contrainte initiale appliquée comprise entre 0 et 3 MPa (par palier de 0,5 MPa). La Figure 2-33 montre les déformations obtenues sous différents niveaux de chargements dans la direction d'application de cette contrainte. Plus la contrainte appliquée est grande, plus le gonflement final est faible, voire négatif. Dès l'application d'une contrainte, la période de latence dépend de l'état de contrainte initial car la déformation de fluage est plus grande que la déformation induite par la RAS dans cette direction. Cette période varie de 50 à 245 jours. Pour le test sous 3 MPa (la valeur la plus proche de la contrainte obtenue dans le cas bloqué 1D), la déformation finale est proche de 0. La modélisation paraît cohérente entre le cas bloqué et le cas chargé. La différence entre ces deux cas est due au fluage et à une légère différence de fissuration diffuse entre les deux cas (voir ci-après). Dans le cas chargé, le béton commence par fluer avant que la contrainte ne soit équilibrée par la pression de gonflement. Une fois l'équilibre atteint entre contrainte et pression, les déformations de fluage et de gonflement se compensent. Le test sous 5 MPa (Figure 2-33) montre qu'il n'y a pas de gonflement dans la direction chargée si la contrainte est supérieure à une contrainte seuil comprise entre 3 et 5 MPa. Ceci est confirmé dans les essais de Larive (Dunant et Scrivener, 2012; Larive, 1997) où une contrainte uniaxiale de 5 MPa est appliquée à un cas de RAS. Les fissures qui apparaissent sont strictement parallèles à la direction de la charge (le gonflement y est donc principalement orthogonal à la charge) alors qu'une fissuration isotrope est observée pour un gonflement libre.



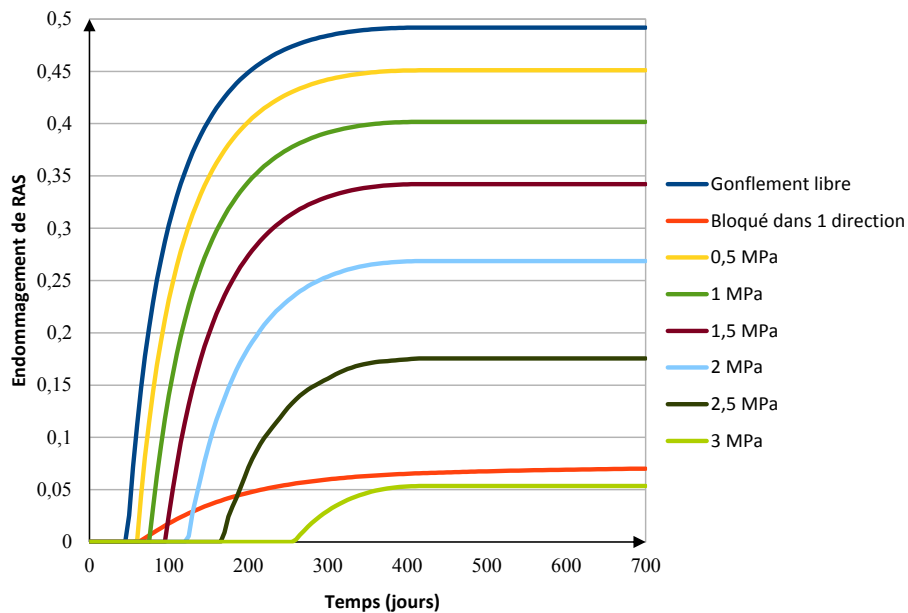
**Figure 2-33 : Déformations sous différents niveaux de contraintes en 1D dans la direction chargée**

La Figure 2-34 montre les endommagements de traction dans les différentes directions pour le test chargé uniaxialement à 3 MPa. L'endommagement s'initie en premier dans les directions non chargées (représentées par la courbe verte), puis dans la direction chargée avec un endommagement plus faible. Il y a un retard de fissuration entre ces directions comme précédemment expliqué sur la Figure 2-7. Les directions libres sont plus endommagées que la direction chargée du fait de l'effet d'une contrainte de compression sur l'anisotropie de fissuration due à un gonflement de RAS. Pour une contrainte appliquée de faible intensité, l'endommagement de la direction chargée est important alors que pour une contrainte supérieure à 3 MPa, aucun endommagement n'est attendu. Comme l'endommagement affecte directement les propriétés mécaniques du matériau, elles deviennent anisotropes. Par exemple, le module d'Young sera plus faible dans les directions libres que dans la direction chargée.



**Figure 2-34 : Endommagements dans différentes directions pour le cas chargé à 3 MPa**

L'endommagement de RAS n'est pas linéairement proportionnel à la contrainte appliquée (Figure 2-35). Ceci est lié au paramètre  $\varepsilon^{k,RGI}$  de l'équation (2-26). Il permet de pondérer le passage entre la déformation plastique de RGI et l'endommagement induit.

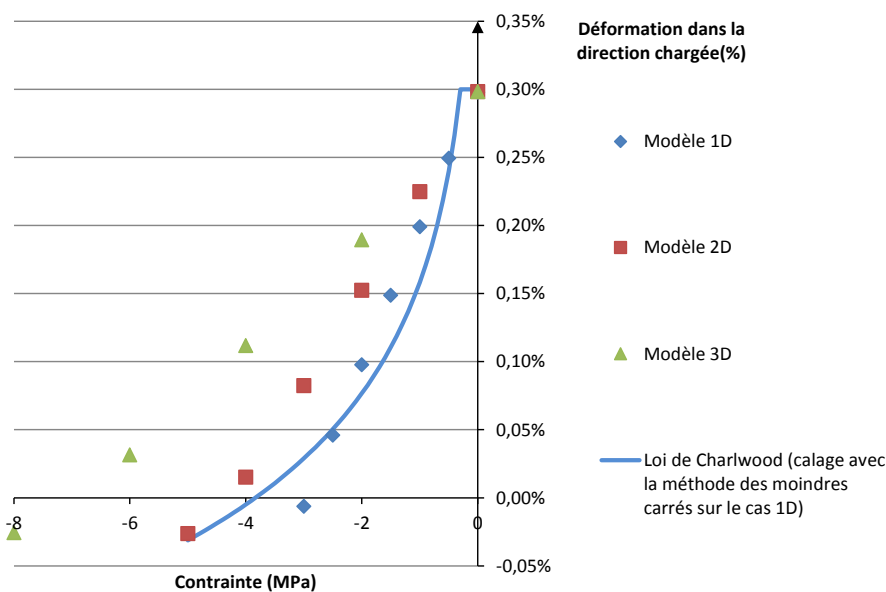


**Figure 2-35 : Endommagements de RAS dans la direction chargée pour les différents cas 1D**

L'endommagement évolue fortement pour des déformations plastiques faibles, puis il évolue de moins en moins vite. Quand la contrainte est appliquée, la pression de gel doit atteindre une valeur plus importante qu'en gonflement libre pour que le critère plastique soit atteint et que l'endommagement commence. Cela prend du temps et l'endommagement est retardé, d'autant plus que la contrainte est élevée dans cette direction (Figure 2-35). Dans le cas bloqué 1D, la contrainte se développe avec le gonflement. Au début de celui-ci, la contrainte passe de zéro à des valeurs de plus en plus élevées, d'où l'endommagement relativement précoce lié à la fissuration dans la direction bloquée mais peu comprimée au début du gonflement. Au cours du temps, la contrainte augmente ce qui vient ralentir voire stopper la fissuration dans la direction chargée. Finalement, les essais confinés peuvent être comparés aux structures armées ou avec des appuis gênant la déformation (structures encastrées en pied) et les essais chargés, aux piles de ponts et aux éléments précontraints.

Ces essais ont également été menés avec des blocages et contraintes en 2D et 3D. La Figure 2-36 permet de comparer les résultats obtenus (la déformation finale obtenue en fonction de la contrainte appliquée) avec la loi de (Charlwood et al., 1992) décrite dans la partie bibliographie (Eq. (1-43)). Ici, les paramètres de la loi de Charlwood ont été calés avec la méthode des moindres carrés sur les résultats 1D donnés par le modèle présenté dans ce travail ( $K = 0,0027$ ,  $\varepsilon_u = 0,003$ ,  $\sigma_l = 0,3 \text{ MPa}$ ). Cette loi donne les mêmes résultats pour un chargement uniaxial ou multi-axial. Pour ce calage, la déformation donnée par la loi de Charlwood est proche du modèle 1D pour des petites contraintes (inférieur à 3 MPa). Pour le cas 2D, la contrainte

nécessaire pour obtenir une déformation nulle est proche dans les deux modèles ( $\approx 4$  MPa) même si la loi de Charlwood donne des résultats plus non-linéaire pour de faibles contraintes. Le modèle proposé dans ce travail prend en compte les effets de confinement dans l'équation de la pression du gel (Eq. (2-23)), ce qui explique les différences entre les cas 1D, 2D et 3D. Ils ne sont pas pris en compte dans le modèle de Charlwood et pris en compte de façon empirique dans le modèle de Saouma grâce à des fonctions paramétrées (Saouma et Perotti, 2006). C'est donc dans les cas de confinement multiaxiaux qu'apparaît l'avantage du modèle proposé ici. Il utilise la physique sous-jacente (à savoir les critères de microfissuration en contrainte effective) pour prédire les effets du chargement extérieur sur le gonflement, et non comme dans la plupart des autres modèles des fonctions empiriques de réduction ou d'amplification des gonflements en fonction des contraintes.



**Figure 2-36 : Comparaison des réponses du modèle en 1D, 2D et 3D avec la loi de Charlwood**

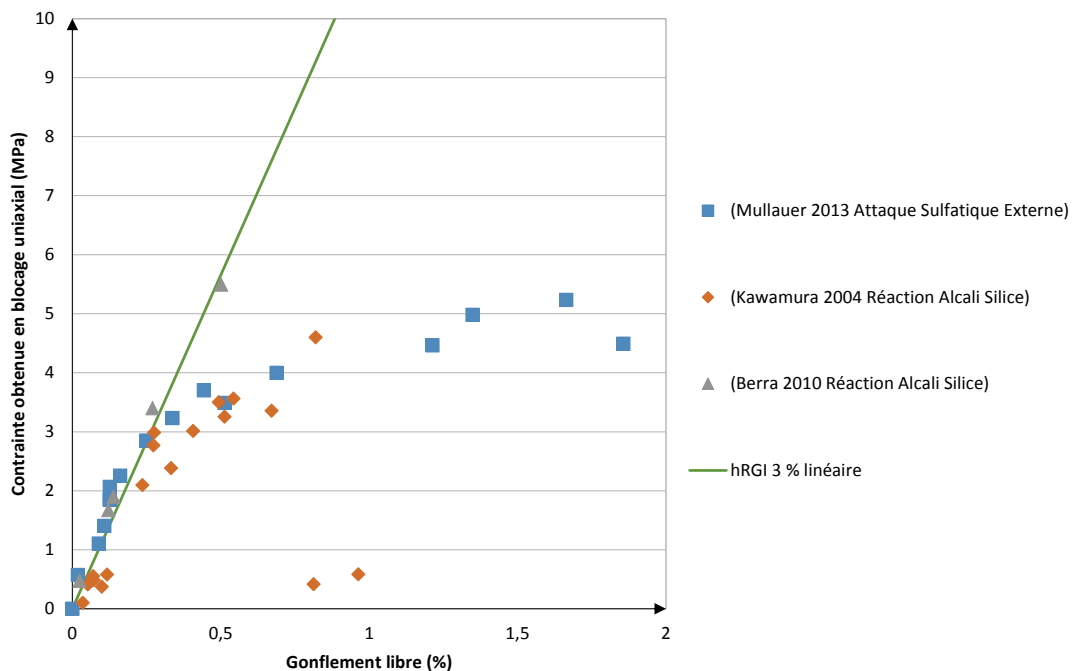
Dans cette partie, le modèle a été testé sous différents niveaux de contraintes et de confinement. La validation a été faite sur les essais de Multon. Par la suite, des tests numériques ont permis d'illustrer les reports d'expansion, l'anisotropie de fissuration et l'effet des confinements et des contraintes sur les gonflements. Cette partie a été consacrée aux gonflements faibles à modéré (inférieurs à 0,3 %) de type réaction alcali-silice.

Les RGI peuvent aussi engendrer des gonflements plus importants (parfois jusqu'à 2 %). Une nouvelle validation du modèle pour ces amplitudes plus élevées est alors nécessaire avant de l'appliquer à des structures soumises à des conditions environnementales et des états de contraintes variés.

## 4.2 Gonflement important

Les gonflements plus importants (supérieurs à 0,3 %), notamment induits par la réaction sulfatique interne RSI, impliquent une physique globalement similaire : contrainte de blocage du gonflement et anisotropie de fissuration (Bouzabata et al., 2012; Müllauer et al., 2013).

Dans certains résultats expérimentaux (Kawamura et Iwahori, 2004; Müllauer et al., 2013), la contrainte de blocage du gonflement semble évoluer de façon non-linéaire avec le gonflement (Figure 2-37). Certains essais de RAS montrent ce changement de pente dans la relation qui lie la contrainte obtenue lors d'un blocage uniaxial et le gonflement libre correspondant (Berra et al., 2010; Kawamura et Iwahori, 2004). Les essais de Müllauer (Müllauer et al., 2013) sont réalisés pour une réaction sulfatique externe (RSE) mais l'épaisseur des cylindres creux utilisés étant très mince (assimilé à une coque), les expansions sont homogènes dans le mortier.



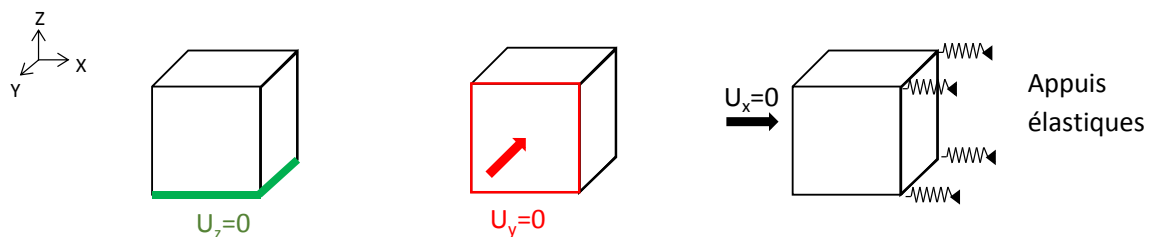
**Figure 2-37 : Contraintes obtenues dans des tests de blocage uniaxial en fonction du gonflement libre (Résultats expérimentaux issus de la littérature et résultats du modèle avec un hrgi (Figure 2-6) linéaire de 3 %)**

A partir d'un certain gonflement (environ 0,4 % en gonflement libre), la contrainte dans la direction gênée ne varie plus proportionnellement au gonflement dans la direction libre. L'utilisation d'un coefficient  $h_{RGI}$  de 3 % pour des gonflements de RAS faible à modéré (inférieur à 0,3 %) reste donc cohérente (Figure 2-37) mais une loi bilinéaire paraît plus adaptée si le gonflement libre est supérieur à 0,4 %. Physiquement, ce phénomène pourrait être dû au fait qu'il existerait une première phase dans laquelle la pression augmente fortement pour déformer irréversiblement la matrice cimentaire alors qu'après un certain seuil de pression,



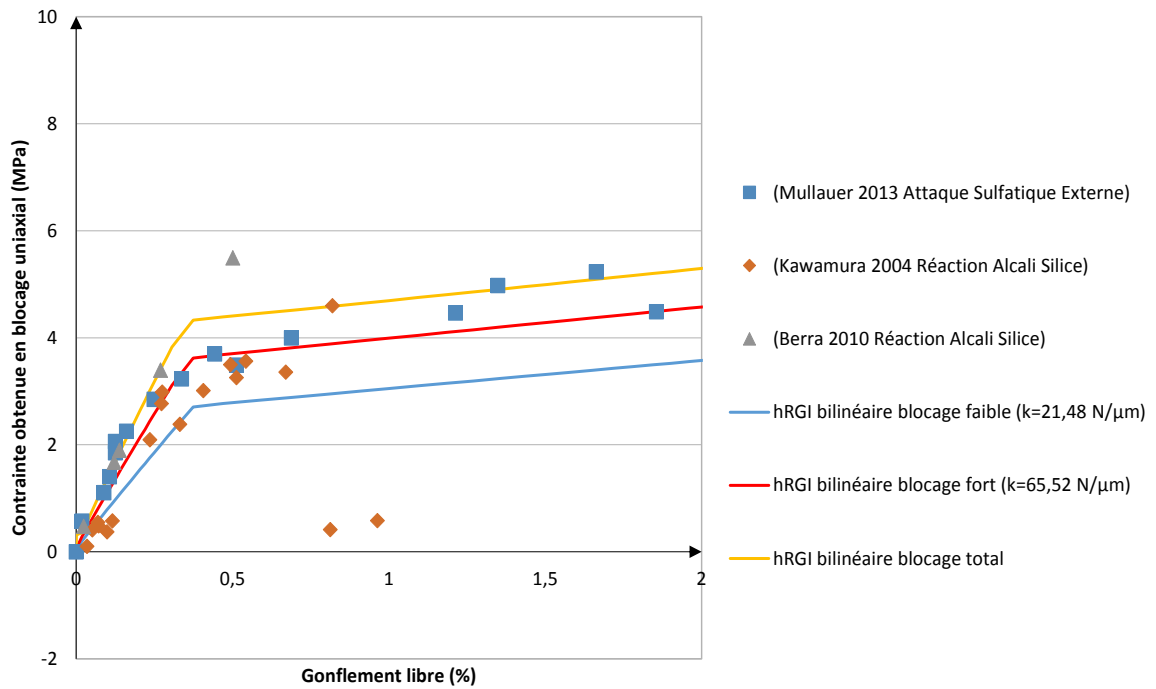
l'endommagement généré occasionne une interaction entre les sites de gonflement. Tout se passe alors comme si la matrice perdait sa rigidité vis-à-vis de la pression interne, ce qui permet d'avoir un même incrément de déformation libre pour un incrément de pression plus faible que lorsque la déformation est inférieure à 0,3 %.

L'essai de Müllauer (Müllauer et al., 2013) est donc modélisé dans le but d'affiner le modèle vis-à-vis des gonflements libres importants. Il s'agit de cylindres de mortier creux et fins (30 mm de diamètre, 2,5 mm d'épaisseur) qui sont immergés dans une solution fournissant des sulfates à la réaction. Le blocage est réalisé de façon extérieure par des barres d'acier de différents diamètres de 3 à 7 mm (Figure 1-27 dans le chapitre 1). Le cas le plus intéressant ici est celui avec le blocage le plus important et donc le diamètre d'acier utilisé le plus grand. La raideur correspondante est de 65,52 N/ $\mu\text{m}$ . Pour la modélisation, un appui élastique est positionné pour simuler le blocage (Figure 2-38). Dans les deux autres directions, les déplacements normaux sont bloqués sur une face pour reproduire les symétries du problème mécanique, ce qui permet d'assurer une déformation libre de contraintes dans ces directions.



**Figure 2-38 : Conditions aux limites pour les essais de Müllauer**

Pour rappel, une loi d'écrouissage positif linéaire (Figure 2-6) avec un coefficient d'écrouissage constant, noté  $h_{RGI}$ , est utilisé pour la RAS. Cet écrouissage positif permet d'augmenter la résistance en traction effective micro du matériau avec le gonflement. Grâce à ces essais avec des gonflements plus importants, une loi d'écrouissage bilinéaire plus représentative de la réalité dans ce domaine de gonflements est proposée (Figure 2-39). La nouvelle loi bilinéaire est composée d'une première phase d'écrouissage avec une pente de 3 % ( $h_{RGI}$ ) du module d'Young. A partir d'une valeur caractéristique de la déformation plastique (ici prise égale à 0,3 %), la pente de la loi d'écrouissage change.  $h_{RGI}$  est divisé par 10 à partir de ce point caractéristique.



**Figure 2-39 : Contraintes obtenues dans des tests de blocage uniaxial en fonction du gonflement libre (Résultats expérimentaux issus de la littérature et résultats du modèle avec un hrgi bilinéaire)**

Le calage est effectué avec les résultats expérimentaux subissant le plus fort blocage ( $k=65,52 \text{ N}/\mu\text{m}$ ) qui correspond à la courbe rouge obtenue avec le modèle. Des tests complémentaires ont été effectués avec une raideur de  $21,48 \text{ N}/\mu\text{m}$  (correspondant au plus faible diamètre d'acier utilisé par l'auteur) et avec une raideur infinie (cas purement numérique). Plus la raideur est faible, plus la contrainte générée est faible car une expansion plus forte est développée dans la direction du blocage. Le gonflement y est moins gêné donc la contrainte est plus faible. A l'opposé, si le blocage est total, la contrainte obtenue est plus forte. Le fuseau obtenu entre les courbes du modèle encadre les points expérimentaux. Il est important de noter que l'augmentation de la raideur des appuis (de  $21,48$  pour le diamètre de  $3 \text{ mm}$  à  $65,52 \text{ N}/\mu\text{m}$  pour le diamètre de  $7 \text{ mm}$ ) n'a un impact que très modéré sur les contraintes de compression induites dans le béton : augmentation de moins de  $30 \%$  de la contrainte (environ  $1 \text{ MPa}$  pour une valeur de l'ordre de  $3,5 \text{ MPa}$  pour un potentiel de gonflement libre de  $2 \%$ ) quand la raideur est triplée. Ces résultats sont conformes aux observations expérimentales (Müllauer et al., 2013) qui notent une contrainte pratiquement identique pour tous les diamètres de barres d'acier. La contrainte de compression induite par le gonflement gêné par les armatures n'est donc pas proportionnelle au taux d'armature. Ce résultat peut être expliqué par la possibilité de fissuration dans les directions transversales dont les expansions ne sont pas gênées :

1. Fissuration locale

1.1 Dans la direction armée, la fissuration est retardée du fait de l'apparition d'une contrainte de compression due au gonflement empêché

1.2 Dans les directions libres, la fissuration apparaît dès que la pression locale induit une contrainte effective égale à la résistance de la fissuration.

2. Dès que la fissuration a lieu dans une direction, le gonflement augmente vite pour une faible variation de pression, la contrainte de compression dans le béton augmente alors peu avec le gonflement.

Dans cette situation, le rôle de l'acier est passif et l'instant de fissuration est principalement piloté par la résistance en traction du béton. Quelle que soit la valeur du taux d'acier, la contrainte de compression induite est donc principalement impactée par la valeur de la pression au moment de la fissuration transversale (et donc de la résistance en traction) et non par le taux d'acier. Ainsi, une modélisation bloquant parfaitement le gonflement dans une direction paraît être une approximation correcte des essais de (Müllauer et al., 2013) (approximation de moins de 1 MPa sur la contrainte de compression pour un gonflement libre potentiel de 2 %).

La loi bilinéaire calée ici est utilisée pour l'ensemble des calculs effectués dans la suite de ce document. Elle n'a pas d'impact sur les structures atteintes de RAS (gonflement modéré) mais elle est importante pour les structures atteintes de RSI (gonflement pouvant être important).

## 5. Conclusion du chapitre

Dans ce chapitre, les modèles chimiques permettant le calcul des volumes de RGI créés (RAS ou RSI) à chaque instant, ont été présentés. Ils dépendent notamment des conditions environnementales (degré de saturation, température, quantités d'espèces chimiques à disposition) et de paramètres du matériau que fixe l'utilisateur. Ces derniers ont été décrits de manière exhaustive en donnant des intervalles de valeurs utilisables et les tests correspondants au calage de chaque paramètre.

Ces volumes induisent une pression intraporeuse qui vient engendrer une contrainte dans le squelette, qui peut faire fissurer la matrice. Dans le modèle, la pression de RGI dépend du volume de produit créé et des vides accessibles, qu'ils soient initialement proches du site réactif, provoqués par un chargement extérieur, ou générés par la fissuration de RGI. Cette dernière est modélisée par des déformations plastiques anisotropes. Elles sont calculées grâce à un critère de plasticité anisotrope en contraintes effectives (critère de Rankine). Grâce au cadre poro-mécanique dans lequel s'inscrit le modèle, le critère dépend de la contrainte effective calculée à partir de la pression de RGI et d'une éventuelle contrainte extérieure. Une fois la fissuration commencée dans une direction, la résistance en traction microscopique suit une loi d'écroutissage positif permettant de simuler l'amorçage progressif de diverses microfissures de plus en plus nombreuses autour des sites de réaction. En effet, l'hypothèse effectuée ici est que la contrainte effective doit augmenter via la pression moyenne pour continuer à faire fissurer la matrice.

Ensuite, le modèle poro-mécanique général dans lequel s'insère la fissuration diffuse de RGI a été présenté. Il permet de prendre en compte le retrait, le fluage et les différents types de fissuration du béton. Il comporte quatre critères de plasticité dont trois sont anisotropes : le premier a été décrit ci-dessus, il concerne la fissuration diffuse de RGI, le deuxième permet la description de la fissuration localisée structurelle (critère de Rankine également mais en contrainte totale) et l'obtention des ouvertures de fissures de façon anisotrope, il va de pair avec le troisième critère gérant la refermeture de ces fissures. La fissuration due à un chargement de compression est gérée par un critère isotrope de Drucker-Prager avec de la plasticité non-associée.

Le comportement en traction fait l'objet d'une attention particulière car les fissures localisées, pouvant être issues de gradients de gonflements sur ouvrages, génèrent des phénomènes liés à leur ouverture comme la concentration de contraintes dans les aciers et l'augmentation de la perméabilité qui ont une grande importance dans les cinétiques et les reports de gonflements. Le modèle comporte un calcul original de la taille des éléments finis permettant une régularisation énergétique de la localisation de l'endommagement avec la méthode d'Hillerborg anisotrope. Des tests ont été menés pour valider la faible dépendance entre la forme et la taille des mailles et les résultats mécaniques obtenus.

Le modèle développé ici permet donc une distinction entre la fissuration diffuse induite par les RGI et la fissuration localisée structurelle. La première génère une baisse des caractéristiques du matériau mais n'est pas la cause de rupture d'un ouvrage. Au contraire, les fissures localisées ouvertes peuvent mener à des dislocations de parties d'ouvrages, des pertes d'étanchéité ou des ruptures d'armatures structurelles. La modélisation distincte de ces deux types de fissuration est essentielle pour reproduire les déplacements, les contraintes et les faciès de fissuration des ouvrages.

Ensuite, le couplage entre la fissuration diffuse et le fluage a été validé avec des matériaux sujets à des gonflements modérés (inférieurs à 0,3 %) sur des éprouvettes soumises à différents niveaux de confinements et de contraintes d'après les résultats expérimentaux de (Multon et Toutlemonde, 2006). Une méthode générale de calage du modèle a notamment été proposée. A partir de la comparaison numérique/expérimental de ces essais, le modèle peut être considéré comme fiable pour reproduire les expansions dues à des gonflements faibles à modérés. Un focus particulier a été effectué sur l'anisotropie et les reports de gonflement.

Par la suite, les réponses d'essais obtenues lors de gonflements sous confinements uniaxial et multi-axiaux considérés comme parfaits ont été analysées. Le but était principalement pédagogique afin d'examiner les comportements obtenus sous confinements dans des cas idéaux qui permettent de mieux comprendre le développement d'expansion dans des éléments dont les déplacements sont empêchés. Les contraintes maximales obtenues dans le béton avec des hypothèses de blocages parfaits (entre 3 et 7 MPa) en fonction du nombre de directions bloquées sont proches de celles retrouvées sur certains ouvrages (Rivard et al., 2010) ou éprouvettes de laboratoire (Berra et al., 2010; Kawamura et Iwahori, 2004).

Pour les gonflements importants (supérieurs à 0,3 %), une adaptation de la loi d'écrouissage a notamment été réalisée pour reproduire fidèlement les gonflements importants sous confinements. En effet, dans le cas d'un blocage uniaxial, à partir d'un certain gonflement (supérieur à 0,3 %) la contrainte générée dans la direction bloquée par un incrément de gonflement supplémentaire augmente plus faiblement que pour un petit gonflement. La pression est toujours pilotée par le gonflement latéral. Dans les deux cas, c'est la fissuration dans les directions non chargées qui pilote l'évolution de la pression, mais, d'après les résultats expérimentaux disponibles à ce jour, les interactions entre les micro-fissures semblent contrôler la fissuration dès lors que le gonflement passe au-dessus de 0,3 %, ce qui change la loi de comportement. Une loi d'écrouissage bilinéaire a été proposée et calée sur les essais disponibles (Müllauer et al., 2013) dans le but de prendre en compte ces interactions. Le couplage fissuration diffuse / fluage a donc été validé sur l'ensemble de ces essais.

La partie suivante concerne l'application du modèle sur des structures de laboratoires soumises à différentes conditions environnementales et à plusieurs niveaux de confinements par armatures dans le but de valider le couplage entre la fissuration diffuse et la fissuration localisée.





# **CHAPITRE 3 : APPLICATIONS AUX STRUCTURES DE LABORATOIRE**



## 1. Introduction du chapitre

Le chapitre précédent a permis de présenter les modèles développés et utilisés dans ce travail pour le calcul des déformations des structures atteintes de réactions de gonflement interne. Le couplage entre la fissuration diffuse et le fluage a notamment été validé sous différents niveaux de contraintes et de confinements multiaxiaux. Sur site, les barrages subissent des gonflements hétérogènes et anisotropes induits tant par les conditions hydriques que par les blocages mécaniques et les armatures. Pour les aspects hydriques, les gradients entre amont (totalement saturé) et aval (degrés de saturation plus faibles) peuvent mener à des gonflements différentiels et donc à des fissures localisées par gradient d'expansion. Pour les armatures, certains ouvrages n'en possèdent pas ou peu (barrage poids) mais ce n'est pas le cas de tous (barrage voûte, barrage au fil de l'eau, ponts). Cependant, les techniques de renforcement des ouvrages atteints de RGI nécessitent parfois l'emploi de tirants actifs ou passifs. Leur bonne modélisation est donc nécessaire. Ce chapitre concerne la validation du couplage entre la fissuration diffuse et la fissuration localisée. Les premières applications sont effectuées sur des structures issues d'expérimentations tirées de la bibliographie prenant en compte les deux caractéristiques principales des ouvrages : des gradients hydriques et la présence d'armatures. Pour maîtriser les conditions environnementales, ces essais avaient été menés en laboratoire. En effet, avant d'appliquer le modèle sur ouvrages (chapitre 4), il est nécessaire de le valider pour le calcul de structures dont les caractéristiques mécaniques et le suivi par instrumentation sont étayés. Il s'agit ici de poutres plus ou moins armées subissant un gradient hydrique important. Deux travaux expérimentaux complémentaires sont utilisés : le premier avec des poutres affectées de Réaction Alkali-Silice (Multon et al., 2005), le second avec des éléments géométriquement similaires mais subissant une Réaction Sulfatique Interne (Martin, 2010).

Le but de ce chapitre est donc d'appliquer le modèle à des éléments structuraux avec des gradients de gonflements issus des conditions hydriques et des confinements provenant des différents niveaux d'armatures utilisés dans le but de valider le couplage fissuration diffuse / fissuration localisée. Les résultats des essais réalisés avec des gonflements de RAS (Multon et al., 2005) dépendent principalement du degré de saturation et de la présence d'armatures. Une comparaison entre les réponses du modèle et les résultats expérimentaux est réalisée sur les déplacements et les faciès de fissuration des différentes poutres. Les effets des armatures sur les gonflements et les contraintes induites sont analysés. Un test à rupture post-gonflement de deux poutres armées est ensuite effectué. Il permet de juger de la pertinence du modèle à simuler la résistance résiduelle de ces structures après vieillissement. Il constitue également une validation complémentaire des calculs précédents car l'état de contrainte avant la réalisation de ces essais a une influence importante sur le comportement à la rupture.

Dans un deuxième temps, le comportement de poutres subissant une RSI est modélisé (Martin, 2010). L'ordre de grandeur des expansions sans contrainte extérieure pour ce type de réaction est quinze à vingt fois supérieur à celui des gonflements induits par la RAS. Un des objectifs est de tester la capacité du modèle à calculer des structures sous de forts gradients de

déplacements. Ils sont ici induits par les mêmes conditions hydriques que pour les poutres de RAS mais la précipitation différée de l'ettringite a besoin d'un degré de saturation plus élevé (au-dessus de 0,95). Les flèches et les faciès de fissuration des poutres obtenus par la simulation sont comparés à ceux observés pendant le programme expérimental. Le rôle des alcalins dans les gonflements est analysé, plus particulièrement à travers la simulation des éprouvettes de (Famy et al., 2001).

## **2. Poutres endommagées par la Réaction Alkali-Silice (RAS)**

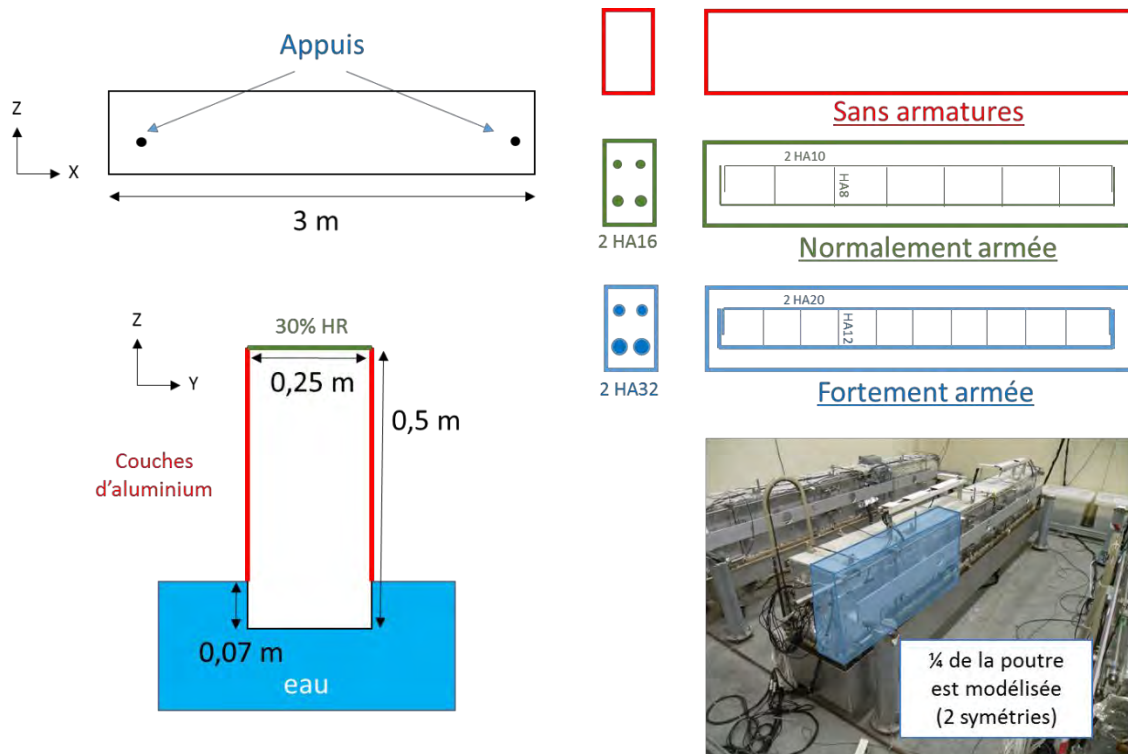
Tous les résultats expérimentaux analysés dans cette partie sont issus des travaux de Multon effectués au LCPC en partenariat avec EDF (Multon, 2003; Multon et al., 2005). Ces poutres sont endommagées par de la RAS. Le béton est le même que celui utilisé dans les essais sous contraintes et confinements du chapitre 2. Le calage des paramètres matériau est donc celui obtenu dans le chapitre précédent pour les gonflements sans apport d'eau extérieur.

### **2.1 Conditions des essais**

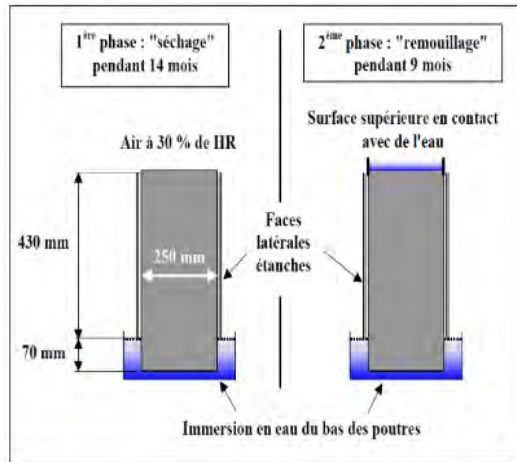
Cinq poutres sont modélisées dans ce travail : trois sont réactives avec ou sans armatures et deux sont non réactives (Tableau 3-1 et Figure 3-1). Trois poutres sont armées (deux normalement et une fortement Tableau 3-1). Leur géométrie est de 3,0 x 0,5 x 0,25 mètres pour 2,8 mètres de portée entre appuis. La partie inférieure des poutres est immergée sur 70 millimètres alors que leur face supérieure est soumise à un séchage en air à 30% d'humidité relative (HR) pendant 428 jours. Les faces supérieures sont remouillées à cette date (Figure 3-2). La phase de remouillage consiste à mettre en contact la face supérieure des poutres avec de l'eau, tout en gardant les mêmes conditions aux limites dans la partie basse. La température est maintenue à 38°C pendant l'ensemble des essais. Ces poutres sont simplement appuyées sur des barres en acier à 0,1 mètre de chaque extrémité et à mi-hauteur. Après 700 jours, les poutres sont emmenées à rupture avec des essais en flexion 4 points avec une portée légèrement modifiée (2,75 m contre 2,8 m pendant la phase de gonflement) et des appuis situés sur la face inférieure (Figure 3-3) et non plus à mi-hauteur des poutres. Du fait de la double symétrie, seul un quart de la poutre est modélisé ce qui permet de diminuer les temps de calcul.

**Tableau 3-1 : Caractéristiques des poutres modélisées (Multon et al., 2005)**

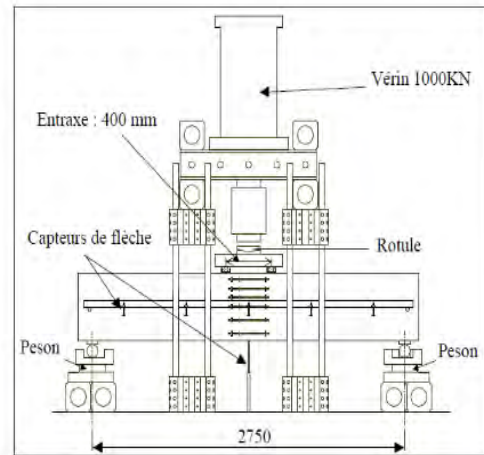
Poutres	Formulation	Armatures inférieures	Armatures supérieures	Cadres
P2	Réactive	-	-	-
P3	Non Réactive	-	-	-
P4	Réactive	2 HA 16	2 HA 10	HA 8, espacés de 0,35m
P5	Réactive	2 HA 32	2 HA 20	HA 12, espacés de 0,20m
P6	Non Réactive	2 HA 16	2 HA 10	HA 8, espacés de 0,35m



**Figure 3-1 : Géométrie, conditions aux limites et environnementales et ferrailages des poutres de (Multon et al., 2005)**



**Figure 3-2 : Changement des conditions hydriques des poutres à 428 jours (14 mois) (Multon et Toutlemonde 2010)**



**Figure 3-3 : Schéma mécanique pour l'essai de rupture des poutres (Multon 2003)**

## 2.2 Modélisation du transfert et des effets de l'eau sur le gonflement

### 2.2.1 Transfert hydrique dans les poutres

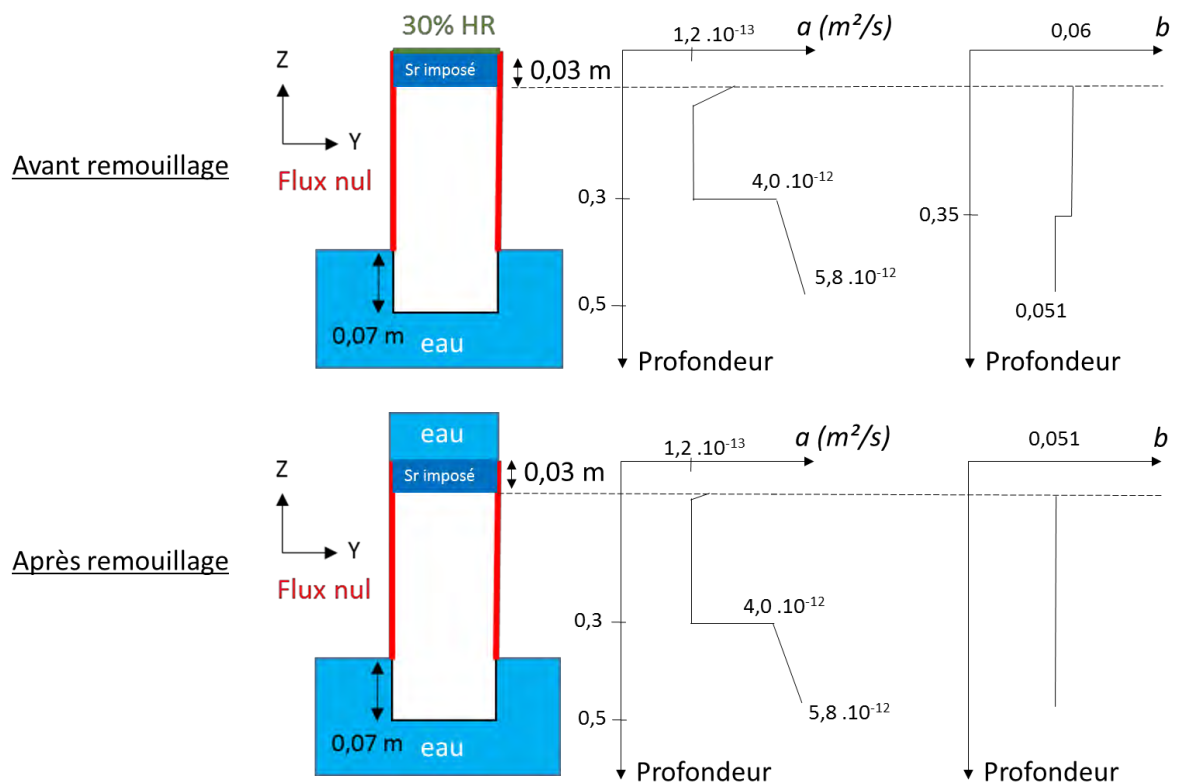
La réaction alcali-silice est très sensible au degré de saturation du béton (Larive, 1997; Multon, 2003; Poyet, 2003; Poyet et al., 2006). L'eau facilite la diffusion des espèces réactives et participe au volume final des gels de réaction qui sont hydrophiles. Le gradient hydrique induit dans ces poutres, entre le haut séché et le bas immergé, produit donc un gradient d'avancement de la réaction dans la hauteur. Dans la partie basse immergée, la réaction est rapide et un avancement maximal peut être atteint rapidement. Dans la partie haute, soumise à une humidité relative de 30 %, la réaction se produit plus lentement et le gonflement est plus faible. Une fois le haut de la poutre immergé, la réaction peut reprendre avec une cinétique plus importante.

Pour simuler le séchage (partie haute) et la remontée capillaire (partie basse), un modèle de diffusion hydrique est utilisé (Eq.(3-1)). Le coefficient de diffusion hydrique intègre les transferts par perméation et la dépendance de celle-ci au degré de saturation liquide, il dépend pour cette raison de la quantité d'eau  $W$  présente, selon le modèle de Mensi (Eq. (3-2) (Mensi et al., 1988)).

$$\frac{\delta W}{\delta t} - Div[D(W)\nabla W]=0 \quad (3-1)$$

$$D(W) = a \cdot e^{b \cdot W} \quad (3-2)$$

La calibration à partir des données fournies par le programme expérimental a permis de déterminer les coefficients  $a$  et  $b$  (Figure 3-4). Comme dans (Grimal, 2007), deux zones sont définies dans la hauteur pour différencier les zones de sorption (les 15 cm les plus bas de la poutre) et de désorption (les 35 cm de la partie haute). Les cinétiques de prise et de perte d'eau dans ces zones étant trop différentes, un seul coefficient ne permettrait pas de représenter correctement l'évolution des teneurs en eau relevées expérimentalement (Grimal, 2007). Pour  $a$ , les valeurs sont comprises entre  $1,2 \cdot 10^{-13}$  et  $5,8 \cdot 10^{-12}$   $m^2/s$  en fonction de la hauteur dans la poutre (Figure 3-4). Le coefficient  $b$  est pris égal à 0,051 (sans unité car  $W$  est exprimé en  $m^3/m^3$ ) pour les zones en imbibition et à 0,06 pour la zone en séchage pour rendre compte du phénomène d'hystérésis dans la courbe de rétention d'eau liquide (Figure 3-4). Des valeurs différentes sont prises en fonction de la hauteur de la poutre pour marquer les différentes vitesses de variation hydrique qui existent entre les parties au contact de l'eau, celles en séchage et celles en imbibition progressive durant le vieillissement des poutres.



**Figure 3-4 : Conditions aux limites du calcul hydrique et définitions des coefficients  $a$  et  $b$  de la loi de Mensi (Diffusion)**

Les maillages utilisés pour les calculs des poutres sont présentés sur la Figure 3-5. Les deux symétries (une selon le plan XZ et une selon YZ) permettent de ne mailler qu'un quart de la poutre, ce qui accélère la vitesse des calculs. Le raffinement du maillage des poutres non armées se situe principalement dans la partie basse car c'est dans cette zone que la remontée capillaire

doit être précise pour marquer le front de remontée capillaire. Pour les poutres armées, les zones autour des aciers font l'objet d'un maillage plus fin pour simuler du mieux possible la zone au voisinage de l'interface acier – béton.

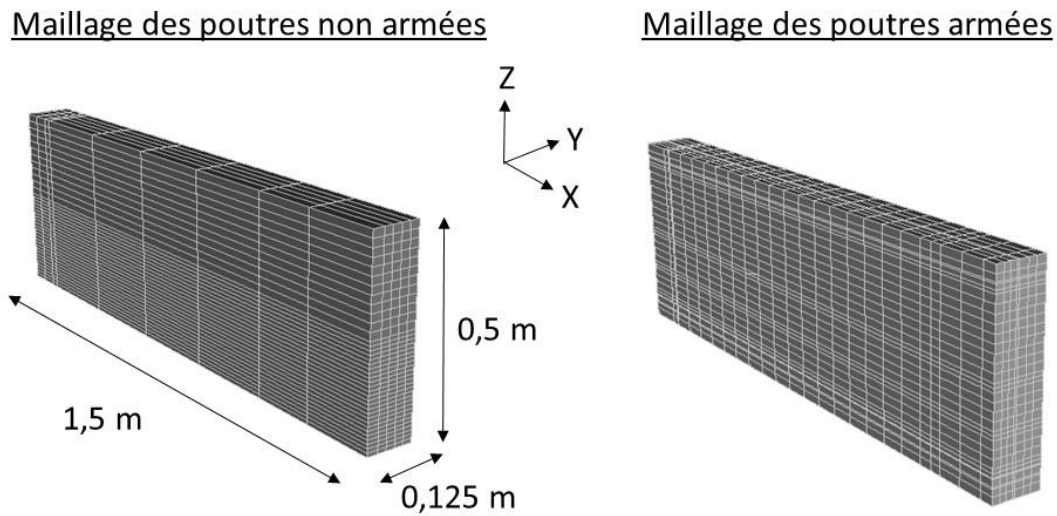


Figure 3-5 : Maillages utilisés pour les calculs des poutres non armées et armées

Dans le calcul hydrique, le degré de saturation des faces extérieures de la poutre au contact de l'eau (les 70 mm les plus bas de la poutre) est fixé à 1. Dans la partie haute, la teneur en eau des 30 mm les plus proches de la face supérieure est imposée (Figure 3-4) au cours du temps pour reproduire les valeurs expérimentales mesurées (Multon et al., 2004).

Le degré de saturation initial a été déterminé sur des éprouvettes d'accompagnement réalisées dans les mêmes conditions (degré de saturation de l'ordre de 0,85 après 28 jours de cure en condition endogène). Plusieurs données expérimentales permettent de calibrer et de juger de la représentativité de la modélisation. Tout d'abord, les poutres ont été pesées à différentes échéances (Figure 3-6 issue de (Multon et al., 2004)). Les prises et pertes de masse étant très proches pour les différentes poutres, l'hypothèse a été faite de se baser sur la poutre non réactive P3. La perte de masse modélisée est conforme aux données expérimentales. La reprise de masse à partir du remouillage (428 jours) est également correctement reproduite. Des éléments de pertes de masses locales sont fournis par les auteurs pour modéliser le séchage et l'imbibition dans la hauteur de la poutre. Malgré le fuseau des résultats expérimentaux, la modélisation reproduit globalement bien la perte de masse dans la hauteur de la poutre au cours du temps (Figure 3-7 et Figure 3-8 (Multon et al., 2004)).

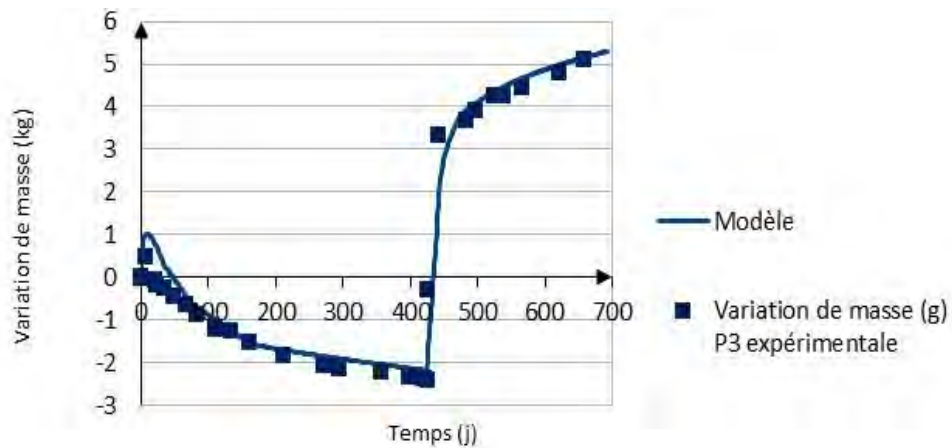


Figure 3-6 : Variation de la poutre P3 (Non Réactive) au cours du temps (Multon et al., 2004)

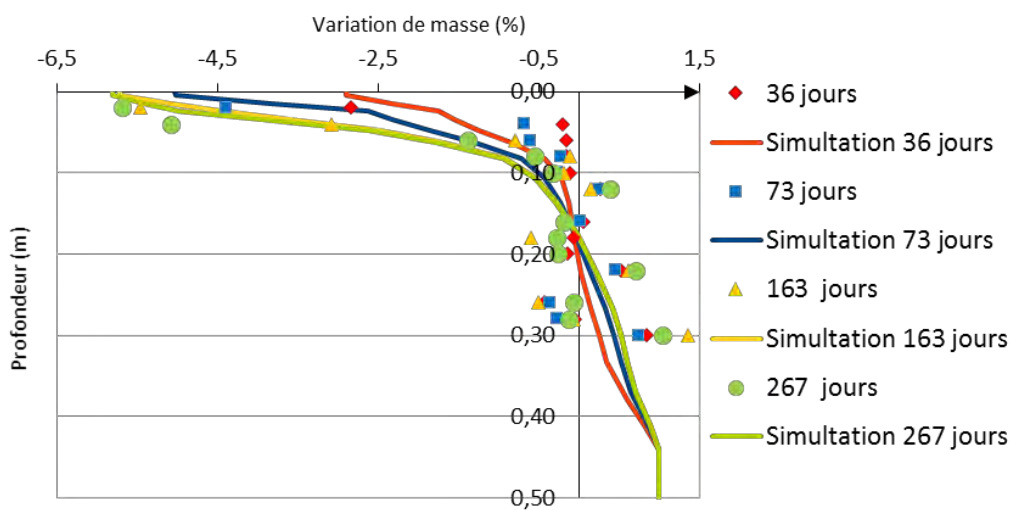


Figure 3-7 : Variation de masse en fonction de la profondeur jusqu'à 267 jours (Multon et al., 2004)

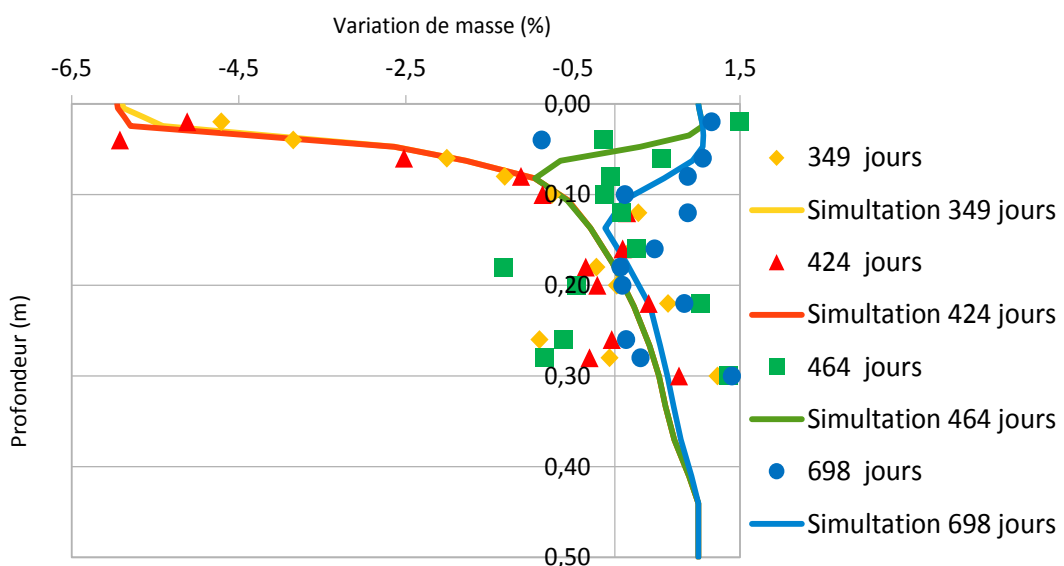
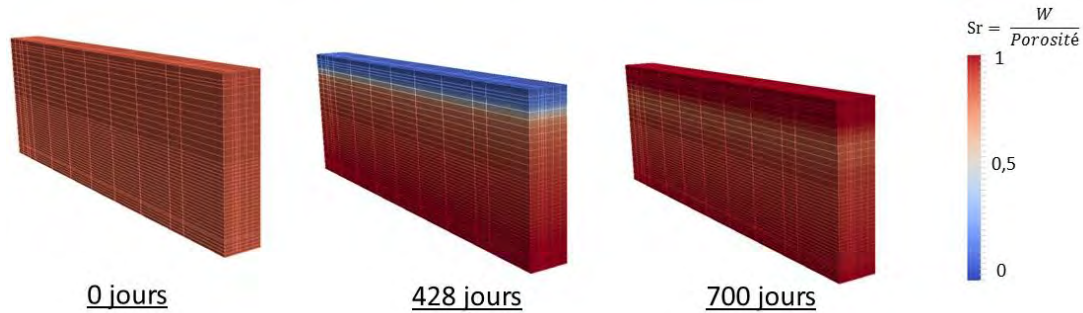


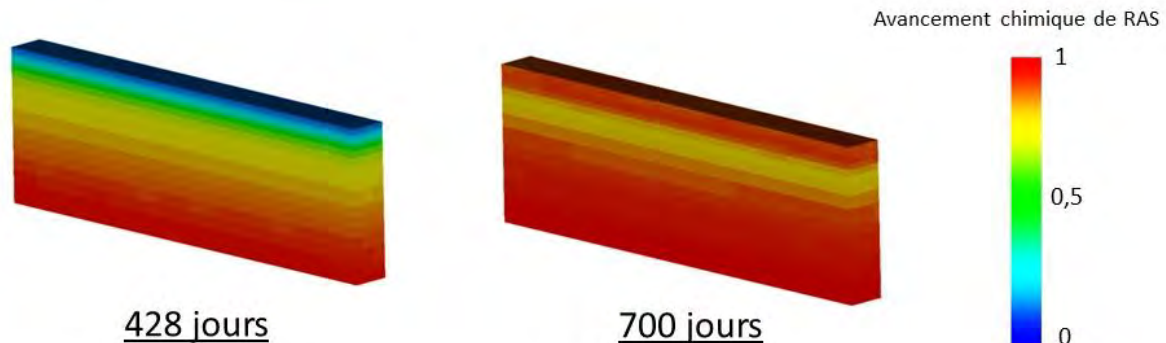
Figure 3-8 : Variation de masse en fonction de la profondeur depuis 349 jours et jusqu'à 700 jours (Multon et al., 2004)

Il est à préciser ici que la porosité a été prise variable en fonction de la hauteur de la poutre conformément aux mesures expérimentales. Elle varie linéairement entre 0,175 en haut de la poutre et 0,150 en bas de la poutre. Le degré de saturation initial est homogène (0,85 sur la Figure 3-9) puis la poutre se sature dans la partie basse et sèche dans la partie haute. A la fin du calcul (700 jours), la poutre est quasiment entièrement saturée.



**Figure 3-9 : Evolution numérique du degré de saturation**

L'impact du degré de saturation est direct sur l'avancement chimique de la réaction de RAS (lien assuré dans le modèle par les équations (2-1) et (2-3) (Figure 3-10)). La RAS a lieu rapidement dans la partie basse de la poutre. Ainsi, elle est terminée à 428 jours. A la fin de la conservation (700 jours), la réaction est également terminée dans la partie haute qui a été remouillée, seule une petite partie de la poutre (entre 10 et 20 cm de la face supérieure) n'a pas totalement réagi à cette date d'après le calcul.



**Figure 3-10 : Avancement chimique de RAS à 428 jours et à 700 jours**

### 2.2.2 Effets de l'eau sur le gonflement de béton réactif

Pour mieux analyser l'impact de l'eau sur les gonflements tel que modélisé par ce travail, le modèle est testé sous différentes conditions hydriques. Des résultats expérimentaux utilisant le même béton que celui des poutres permettent d'observer les gonflements sous trois conditions environnementales obtenues sur éprouvettes libres de contrainte (Multon et Toutlemonde, 2010):



- en séchage conservé dans une pièce à 30% d'humidité relative (HR),
- en endogène sous trois couches d'aluminium,
- immergé dans l'eau

La température de conservation est de 38°C. Des éprouvettes non réactives subissent également les mêmes conditions hydriques. Dans les calculs, l'évolution du degré de saturation dans les éprouvettes est fixée de manière uniforme grâce aux pertes de masse relevées (Figure 3-11). En effet, ces éprouvettes étant de faibles dimensions (13 x 24 cm), les prises et perte de masse lors de l'imbibition et lors du séchage à 30 % d'humidité relative sont rapides, justifiant une teneur en eau proche entre le cœur et le bord extérieur des éprouvettes. Cette hypothèse ne permet pas d'obtenir de gonflements différentiels à l'intérieur des éprouvettes, ce qui paraît admissible compte tenu de la faible perte de masse des éprouvettes sous couches d'aluminium (1 % sur la Figure 3-11).

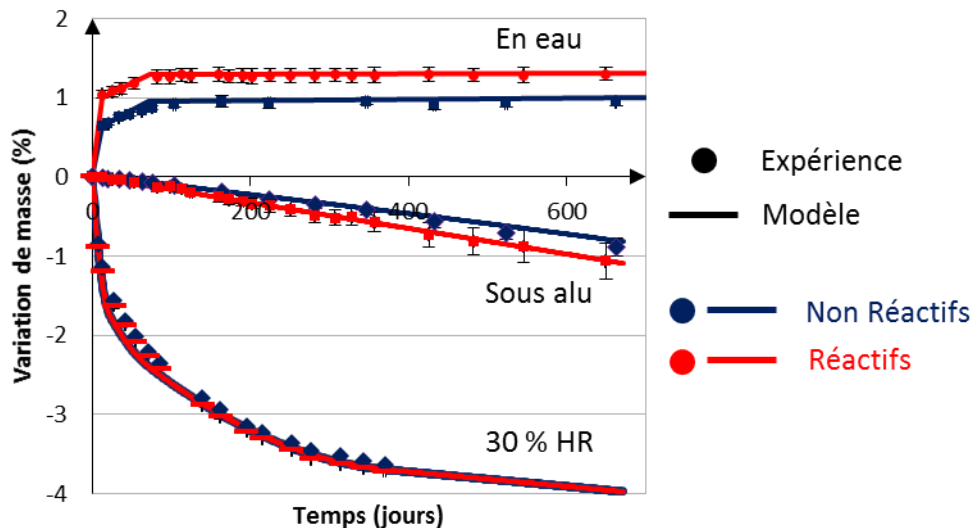
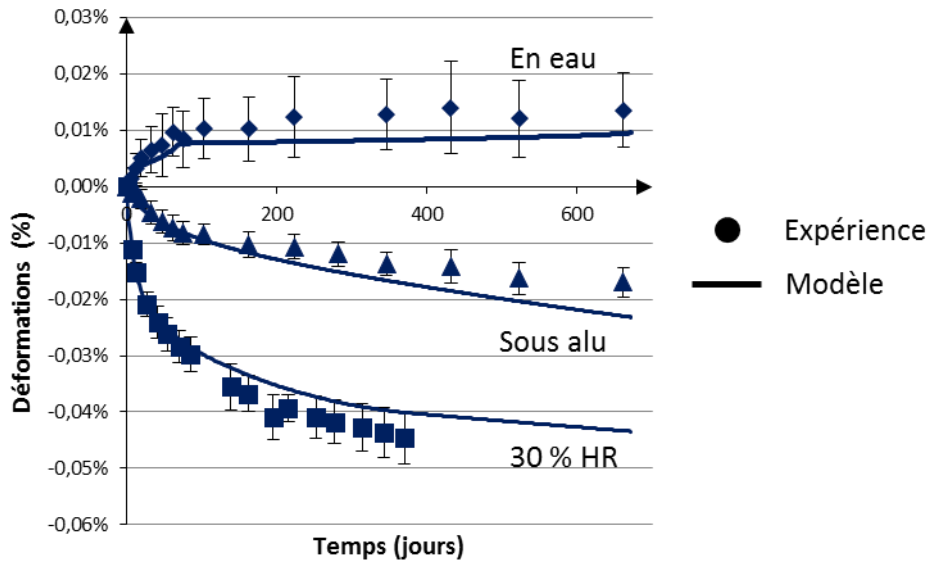


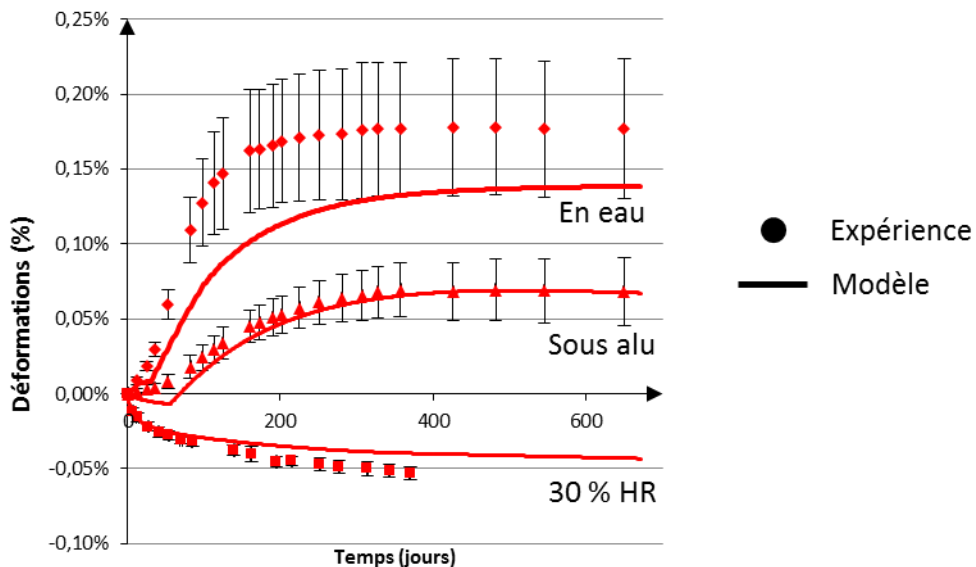
Figure 3-11 : Variation de la masse des éprouvettes

Les trois éprouvettes non réactives permettent de fixer les paramètres  $a$  et  $b$  reliant la pression d'eau et le degré de saturation dans la loi de retrait (respectivement 25 MPa et 0,42, Eq. (1-28)) (Figure 3-12). Une loi linéaire ne permet pas de retrouver fidèlement le comportement des éprouvettes dans les trois conditions. La loi de Van Genuchten utilisée dans le modèle (présentée dans le chapitre 2) permet de reproduire ces essais. La prise de masse des éprouvettes réactives (Figure 3-11) permet de déterminer le degré de saturation initial (égal à 0,85).



**Figure 3-12 : Déformations des éprouvettes non réactives**

Les expansions des éprouvettes réactives sont ensuite évaluées à partir du degré de saturation (Figure 3-13). Le seuil de degré de saturation nécessaire pour observer un gonflement significatif de RAS n'est pas atteint dans le cas des éprouvettes conservées à 30 % d'humidité. La déformation est ainsi quasi identique à celle de l'éprouvette non réactive.



**Figure 3-13 : Déformations des éprouvettes réactives**

Pour le cas des gonflements endogènes, la courbe reproduit correctement les résultats expérimentaux, ce qui est normal puisque ce sont ces données qui ont été utilisées pour calibrer les paramètres du modèle de gonflement (cf chapitre 2). Pour le cas des éprouvettes immergées dans l'eau, la cinétique est bien reproduite mais l'asymptote paraît faible même si elle se situe

dans le fuseau des gonflements. Ces essais ont permis de déterminer l'exposant 2 de la loi de dépendance de la cinétique d'avancement de la RAS en fonction du degré de saturation (Eq. (1-3) (Morenon et al., 2017)) pour obtenir une meilleure reproduction de la cinétique dans le cas immergé. Le modèle reproduit globalement bien le comportement d'éprouvettes sous différentes conditions hydriques : un seuil minimal de saturation pour observer un gonflement, une période de latence avant un gonflement plus important et une différence d'asymptote entre les éprouvettes immergées et les éprouvettes scellées.

Sur des essais similaires (trois éprouvettes immergées et une éprouvette scellée (Larive, 1997)), les résultats semblent mieux reproduits par (Poyet, 2003) avec la même loi saturation-avancement (Eq. (1-3)) mais sans exposant. Cependant, il ne reproduit pas d'éprouvettes soumises à une faible humidité, ce qui permet plus de latitude pour différencier les cinétiques entre les éprouvettes immergées et les éprouvettes scellées. De plus, le retrait n'est pas reproduit. Plus globalement, il existe peu de données concernant des gonflements en condition endogène du fait de la difficulté d'obtenir des gonflements significatifs pour des degrés de saturation de fin de cure. Le modèle empirique utilisé ici pourrait encore être amélioré car il a été confronté majoritairement à des essais sous humidité contrôlée, or, ces essais ne permettent pas de prendre en compte le phénomène de consommation de l'eau par la RAS contrairement à des essais endogènes.

Les trois éprouvettes modélisées dans ce travail représentent le gonflement à trois hauteurs de la poutre : en haut à 30% d'humidité relative, à mi-hauteur pour l'éprouvette scellée et en bas pour l'éprouvette immergée. D'après les résultats obtenus, la partie basse de la poutre va subir un gonflement rapide et important alors que le haut ne va pas gonfler car le degré de saturation est trop faible. Pour la partie centrale, le gonflement sera modéré. C'est effectivement ce qui est retrouvé par le calcul de l'avancement chimique avant remouillage (Figure 3-10).

### **2.3 Modélisation poro-mécanique des poutres : des expansions à la rupture**

La comparaison entre les résultats expérimentaux et la modélisation peut être observée sous différents angles. Tout d'abord, le modèle doit reproduire de façon réaliste les déplacements de la structure, idéalement dans plusieurs directions étant donnée l'anisotropie de gonflement induite par les armatures et les gradients d'humidité. Ensuite, la comparaison des faciès de fissuration permet une validation des endommagements de la structure. Elle donne notamment une idée du réalisme des contraintes structurales développées. Dans ce but, il est nécessaire que la modélisation soit capable de distinguer la fissuration diffuse créée par la production de gel à l'échelle locale et la fissuration localisée liée au fonctionnement de la structure. Enfin, le comportement à rupture des poutres (en flexion 4 points dans la situation étudiée) permet de connaître leurs capacités portantes résiduelles et la faculté du modèle à les reproduire. Grâce au

travail expérimental réalisé par Multon (Multon et al., 2005), l'ensemble de ces données est accessible et permet d'appliquer le modèle sur des structures de laboratoire dont les environnements sont régulés et les caractéristiques du matériau connues.

Cette analyse est réalisée en relation avec l'objectif final de ce travail : la réévaluation de structures endommagées. Ainsi, les déplacements et les faciès de fissuration sont parfois accessibles sur ouvrages grâce à des dispositifs d'auscultation in situ et des visites périodiques des maîtres d'ouvrage. Les modélisations de ces ouvrages ont pour but de prédire le comportement futur de la structure et de mener des calculs à rupture pour connaître les coefficients de sécurité. Déplacements et fissurations peuvent donc être des éléments intéressants d'aide à la calibration des paramètres d'entrée en complément des éléments qui peuvent être obtenus lors d'essais de laboratoire sur carottes. Une analyse précise par la modélisation du comportement global des poutres, des déplacements pendant les expansions à la rupture en passant par les fissurations progressives, est donc un processus complet de validation important pour atteindre ces objectifs.

### 2.3.1 Impact des expansions sur les déformations des poutres

Des aciers élastiques sont utilisés pour le calcul du vieillissement des poutres. (module d'Young de 200 000 MPa) (Figure 3-14). Ils sont maillés comme des éléments 1D de type barre (sans épaisseur).

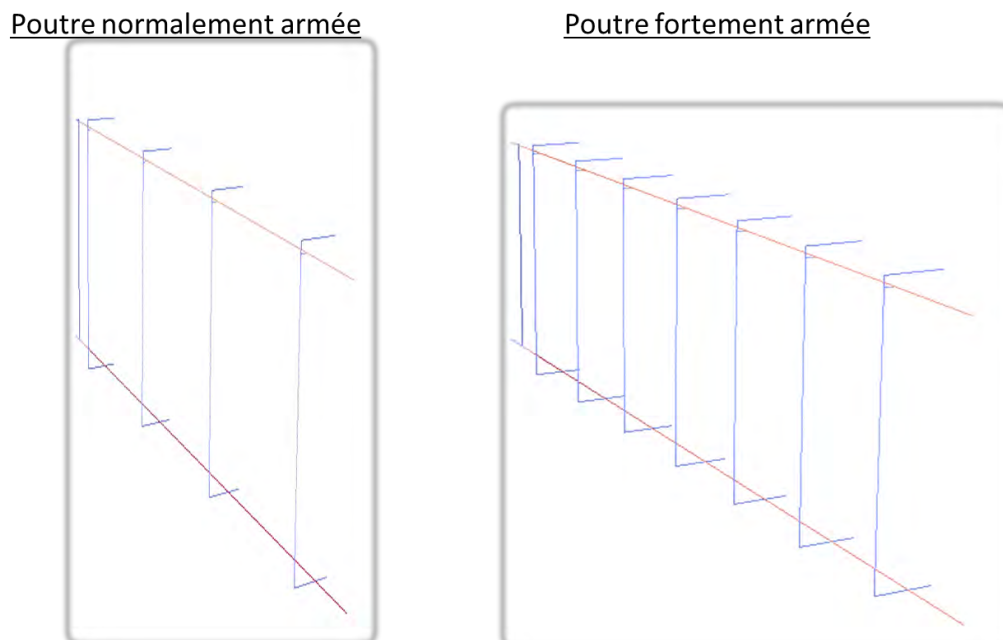


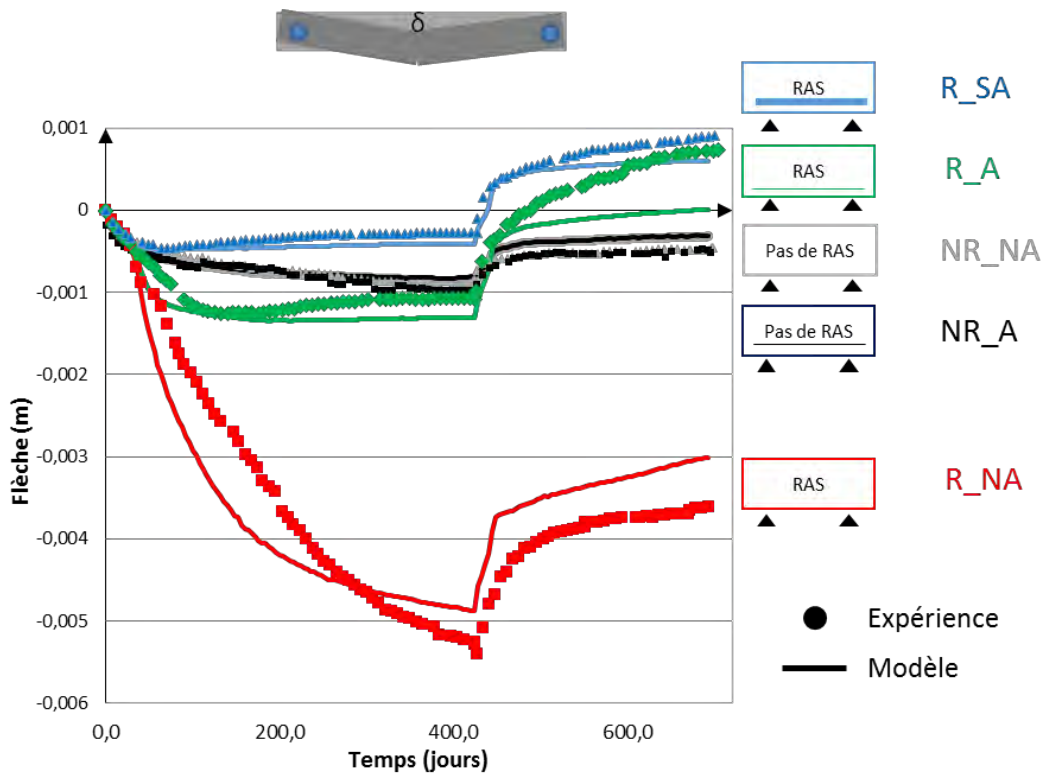
Figure 3-14 : Maillage des aciers dans les poutres

Les résultats présentés ci-après sont le fruit de calibrations antérieures dont la liste est rappelée ci-dessous :

- Effet des contraintes et confinements sur les éprouvettes sous charges (Multon et Toutlemonde, 2006) (fluage, loi d'écrouissage du comportement local du béton soumis à une RGI) (Chapitre 2, 4.1),
- Transports hydriques dans les poutres (Multon et al., 2004) (Chapitre 3, 2.2.1))
- Déformations hydriques d'un béton ordinaire (Multon et al., 2005) (retrait, gonflement hydrique) (Chapitre 2, 4.1),
- Expansion du béton soumis à la RAS en condition endogène (Multon et al., 2005) (Chapitre 2, 4.1).

Tous ces éléments ayant une influence très importante sur le comportement des structures atteintes par la RAS, il était indispensable de tous les modéliser et donc de calibrer les paramètres correspondants. Pour cette étape de validation, aucune calibration supplémentaire n'a été apportée. L'ensemble des flèches (expérimentales et modélisées) des 5 poutres est présenté sur la Figure 3-15. La prise en compte du retrait et de l'absorption hydrique effectuée via la modélisation des déformations du béton non réactif (Chapitre 2, 4.1) permet de retrouver les flèches des poutres non armée (NR\_NA en gris) et armée (NR\_A en noir) réalisées avec ce béton. Les flèches sont négatives car la partie haute des poutres est soumise à un fort retrait de séchage sous 30% d'humidité relative alors que les déformations de la fibre inférieure sont positives du fait de l'absorption hydrique. Ces déformations différentielles impliquent une mise en flexion de la poutre et un déplacement vers le bas en travée.

L'analyse des flèches des poutres réactives est scindée en deux parties : avant et après le remouillage qui se situe à 428 jours (Figure 3-15).



**Figure 3-15 : Flèches obtenues pour les poutres (R : Réactive ; NR : Non Réactive ; A : Armée ; NA : Non Armée ; SA : SurArmée)**

Phase de séchage-imbibition (avant 428 jours) :

Les flèches évoluent toutes vers des valeurs négatives pendant les 50 premiers jours car le retrait en fibre supérieure est le phénomène prépondérant. Ensuite, dans les poutres réactives, le gonflement s'initie dans la partie basse qui est immergée (Figure 3-15). Dans la poutre réactive non armée (R\_NA en rouge), la flèche augmente rapidement car la partie basse de la poutre s'allonge alors que la partie haute, en séchage, se raccourcit légèrement sous l'effet du retrait. Dans les poutres armée et surarmée, ce gonflement de RAS est rapidement gêné par les armatures qui s'opposent au gonflement dans cette direction. Une contrainte de compression se crée alors dans le béton autour et dans la direction des armatures. La partie médiane (mi-hauteur de la poutre) continue de gonfler avec un retard dû à l'influence du degré de saturation sur la cinétique de la RAS (délai de progression du front d'imbibition depuis le bas de la poutre). C'est cette partie médiane, en gonflant en retard, conjuguée à la mise en tension des aciers qui cause l'inversion de la vitesse d'évolution de la flèche, entre 150 et 428 jours.

Au niveau de l'amplitude, toutes les flèches issues de la simulation concordent assez bien avec les flèches expérimentales obtenues en fin de séchage (428 jours). La cinétique des flèches des deux poutres non réactives (NR\_NA et NR\_A) est reproduite, ce qui permet de valider le profil de séchage simulé pour cette phase. Pour la poutre réactive surarmée (R\_SA), les calculs conduisent à une flèche semblable aux résultats expérimentaux tout au long de la période. La flèche calculée pour la poutre armée réactive (R\_A) est cohérente avec les essais même si la

contre flèche expérimentale semble légèrement plus importante. Enfin, la flèche de la poutre non armée réactive (R\_NA) évolue légèrement trop vite avant 200 jours pour ensuite ralentir et donner une flèche cohérente à 428 jours. Cette différence entre modélisation et expérimentation peut avoir plusieurs explications. Dans la réalité, les fissures créées dans la partie basse de cette poutre peuvent faciliter la remontée capillaire et ainsi favoriser le développement de RAS en dessous de son barycentre, ce qui pourrait accélérer l'augmentation de la flèche. Un couplage poro-mécanique fort liant la perméabilité du matériau à l'endommagement de RAS pourrait permettre d'améliorer le modèle dans ce domaine. L'essai de traction par fendage, qui donne la résistance en traction du matériau, peut surestimer celle-ci (du fait de l'effet d'échelle entre la résistance en traction obtenue sur des éprouvettes et la résistance en traction dans une poutre de plusieurs mètres). Enfin, peu d'expériences ont été menées sur des éprouvettes en traction préalablement atteintes de RAS, or la zone basse de cette poutre est dans cette configuration. Dans cette situation, le modèle conduit à une accélération des gonflements (Morenon et al., 2017), qui peut être attendue par comparaison avec le cas de la compression, mais dont l'amplitude n'a pas été validée du fait du manque de données expérimentales sur éprouvettes en traction. Le modèle proposé par (Curtis et al., 2016), issu d'une analyse inverse du comportement d'un barrage atteint de RAS, accélère également les gonflements lorsque le béton réactif est soumis à une contrainte de traction.

#### Phase de remouillage (après 428 jours) :

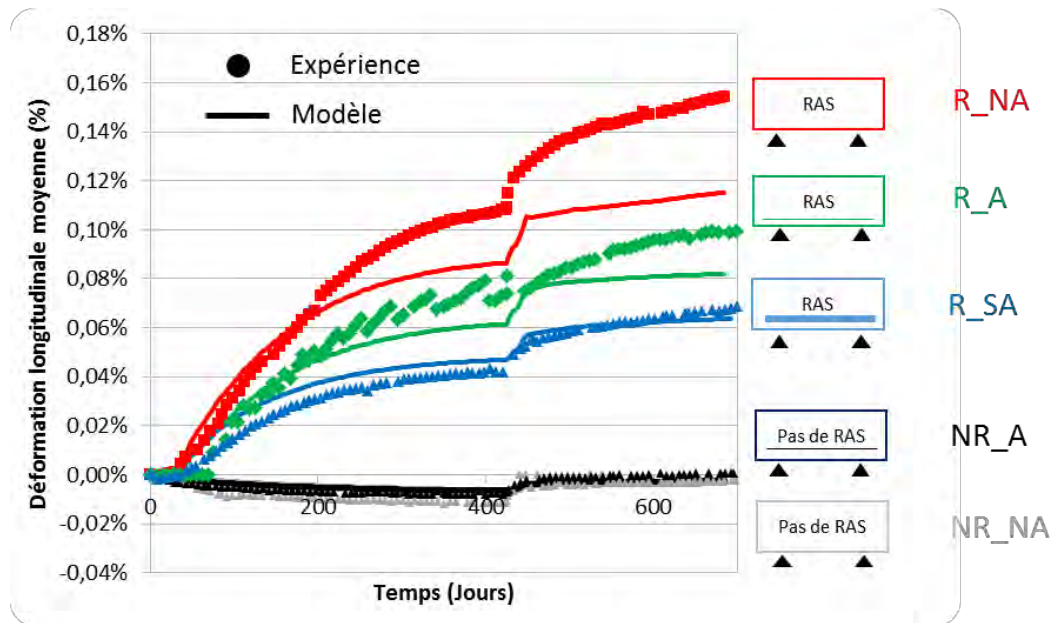
Physiquement, toutes les flèches évoluent vers le haut. En effet, la face supérieure est mise au contact de l'eau ce qui implique un remouillage de toute la partie haute et donc une remontée de la flèche même dans les poutres non réactives. Ce phénomène est plus important encore dans les poutres réactives car la cinétique et le potentiel de gonflement de RAS dépendent directement de la présence d'eau. Le haut des poutres réactives commence donc à gonfler à cette échéance.

Au niveau modélisation, la remontée de la flèche lors du remouillage est présente pour toutes les poutres. Le saut obtenu au moment du remouillage semble maîtrisé en termes d'amplitude. A partir de 480 jours, les flèches des poutres armée et surarmée semblent évoluer faiblement dans le modèle.

L'analyse des déformations longitudinales moyennes (Figure 3-16) peut permettre de mieux comprendre le comportement des poutres et également de compléter la comparaison modélisation / expérience.

Les déformations longitudinales confirment le comportement observé sur les flèches. La phase de séchage (avant 428 jours) est très bien reproduite pour les poutres non réactives et les poutres armées. La déformation de la poutre réactive non armée (R\_NA) est très cohérente jusqu'à 200 jours puis les gonflements se ralentissent. Ce léger décalage pourrait être expliqué par la fissuration importante dans le bas de cette poutre qui pourrait faciliter la remontée capillaire et donc les gonflements de RAS.

Dans la phase de remouillage (après 428 jours), les déformations longitudinales subissent une augmentation en accord avec les résultats expérimentaux. L'amplitude et la cinétique de cette phase semblent un peu faibles. La partie haute de la poutre est fissurée avant 428 jours à cause du retrait empêché (comme analysé ci-dessous). Lors du remouillage, l'eau peut alors pénétrer dans ces fissures et venir rapidement saturer la partie haute de la poutre. En couplant l'endommagement (ou l'ouverture des fissures) avec la perméabilité du matériau la modélisation de ce phénomène pourrait être également améliorée.



**Figure 3-16 : Déformations longitudinales moyennes des poutres étudiées (R : Réactive ; NR : Non Réactive ; A : Armée ; NA : Non Armée ; SA : SurArmée)**

Pour poursuivre la validation du modèle, il convient désormais de comparer les faciès de fissuration.

### 2.3.2 Fissurations des poutres

Dans une structure endommagée par des RGI, il est important de distinguer les différents types de fissurations et leurs origines car elles n'ont pas les mêmes influences en termes de modification des capacités portantes et de propriétés de transfert :

- La fissuration locale (endommagement de RGI) est diffuse et peut se développer au niveau de chaque granulat réactif (Sanchez et al., 2015) et site de gonflement. Elle peut être orientée en fonction de l'état de contrainte comme expliqué au chapitre précédent.
- La fissuration structurale (endommagement en traction ou cisaillement) est localisée et peut être causée par des gradients d'expansion ou des concentrations de contraintes. Elle est toujours orientée perpendiculairement aux directions en traction. Le faïençage



observé est considéré comme une fissuration localisée si l'espacement entre les fissures est plus grand que la taille du plus gros des granulats.

Les endommagements de RAS obtenus dans l'analyse des poutres sont observables dans les différentes directions du repère global de base (X,Y,Z) et permettent de juger efficacement de la dégradation du matériau causée par les expansions. Dans les Tableau 3-2, Tableau 3-3 et Tableau 3-4, les résultats du modèle en termes d'endommagement de RAS sont comparés à la fissuration observée sur les poutres réactives expérimentales.

Pour la modélisation, l'endommagement de RAS selon la direction X (causant une fissuration transversale, c'est-à-dire dans le plan perpendiculaire à la direction longitudinale des éléments), est essentiellement situé dans la partie basse de la poutre non armée (Tableau 3-2) et inexistant pour les poutres armées (Tableau 3-3 et Tableau 3-4). En effet, pour la poutre non armée, les contraintes induites par le gradient d'expansion ne sont pas suffisantes pour conduire à une orientation franche de la fissuration diffuse qui peut donc être observée dans toutes les directions sur la face inférieure pour laquelle les expansions sont maximales. De nombreuses fissures transversales sont ainsi notées sur la face inférieure et sur la partie inférieure des faces latérales (observations expérimentales (Multon, 2003), Tableau 3-2) alors que la présence des armatures gêne le gonflement longitudinal dans les poutres armées ce qui empêche totalement la fissuration dans cette direction (Tableau 3-3 et Tableau 3-4). Ce comportement est bien reproduit par les modélisations.

Des fissures selon X sont également présentes dans la partie supérieure des trois types de poutre (en rouge sur les faces supérieures). Ces fissures sont apparues avant le remouillage et sont des fissures structurales, causées par le gradient d'expansion et le retrait empêché en face supérieure. Il s'agit donc de fissurations localisées de traction et non de fissuration d'endommagement de RAS ce qui explique qu'elles n'apparaissent pas sur les maillages des Tableau 3-2, Tableau 3-3 et Tableau 3-4. Toutefois, la modélisation devrait être en mesure de les déterminer. Pour la poutre non armée, elles sont en partie visibles grâce à l'endommagement prépic (Tableau 3-5) ce qui signifie que le calcul prédit bien que la zone supérieure est en traction mais de manière insuffisante pour conduire à une fissuration localisée. Il est intéressant de noter que ces fissures sont peu nombreuses sur la poutre expérimentale puisque seules trois fissures ont été observées (Tableau 3-2). Au contraire, le modèle conduit bien à un endommagement localisé pour les poutres armées (Tableau 3-5). En effet, dans cette situation, l'endommagement est plus fort car le retrait est également empêché par les barres d'acier et le modèle conduit à un nombre de fissures transversales très proche de celui observé pour les deux poutres armées.

Les fissures des poutres armées sont préférentiellement orientées dans la direction Y, parallèle aux armatures (fissuration longitudinale sur les faces inférieures, Tableau 3-3 et Tableau 3-4). La modélisation permet de reproduire cette tendance : l'endommagement de RAS selon Y est très important dans cette zone alors qu'il est modéré dans le reste des poutres armées et pour l'ensemble de la poutre non armée. D'après la modélisation, l'endommagement selon Y de la poutre non armée sur la face supérieure n'apparaît qu'après le remouillage. Des fissures quasi-continues parcourent les poutres armées d'un bout à l'autre directement sous les lits

d'armatures. Dans la partie haute, quelques fissures sont également visibles notamment au niveau des armatures. Dans cette direction, il s'agit uniquement de fissuration diffuse causée par les expansions et orientée par le critère de fissuration anisotrope local sur la pression des produits néoformés.

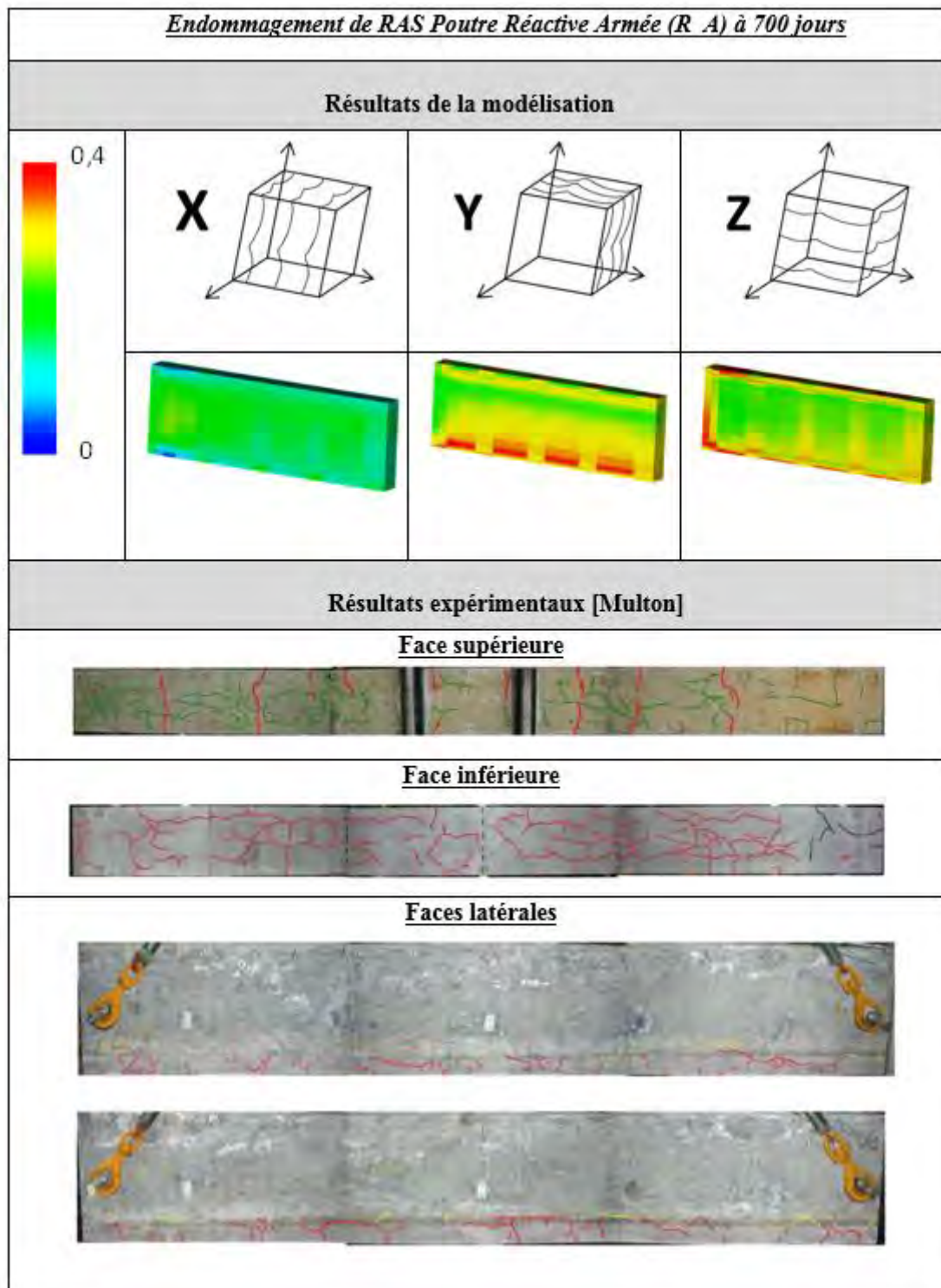
Dans la direction Z, les fissures sont moins nombreuses. Quelques fissures sont toutefois visibles sur les faces latérales. La modélisation est conforme aux observations expérimentales, les fissures se retrouvent majoritairement dans cette direction dans la partie immergée des éléments. La partie haute de la poutre semble également être le lieu de quelques fissures longitudinales mais sur des zones très superficielles d'après la modélisation ce qui pourrait être difficilement observable.

Le modèle est donc capable de reproduire pratiquement l'ensemble de la fissuration observable sur ces poutres endommagées par la RAS qu'elle soit liée aux expansions (diffuse) ou aux gradients (structurale) et de distinguer son origine. Il s'agit d'un point important pour la prédiction des dégradations à venir et de la capacité portante résiduelle.

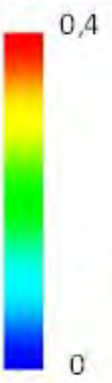
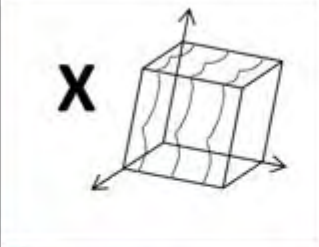
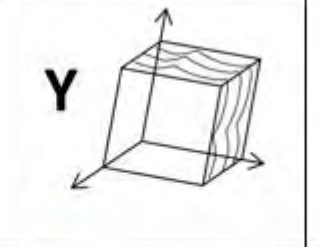
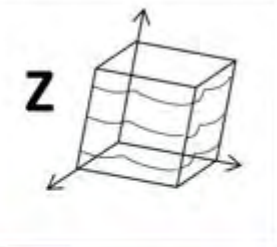
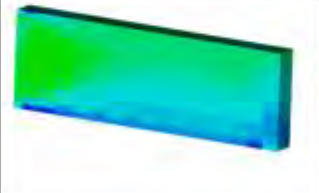
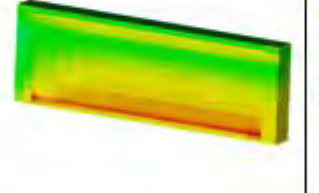
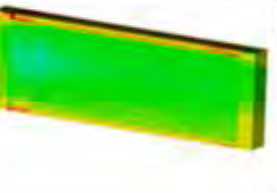




**Tableau 3-2 : Faciès de fissuration expérimental/modélisation pour la poutre Réactive Non Armée à 700 jours (photographies issues de (Multon, 2003))**

<i>Endommagement de RAS Poutre Réactive Non Armée (R NA) à 700 jours</i>			
Résultats de la modélisation			
	<b>X</b> 	<b>Y</b> 	<b>Z</b> 
Résultats expérimentaux [Multon]			
<u>Face supérieure</u>			
<u>Face inférieure</u>			
<u>Faces latérales</u>			

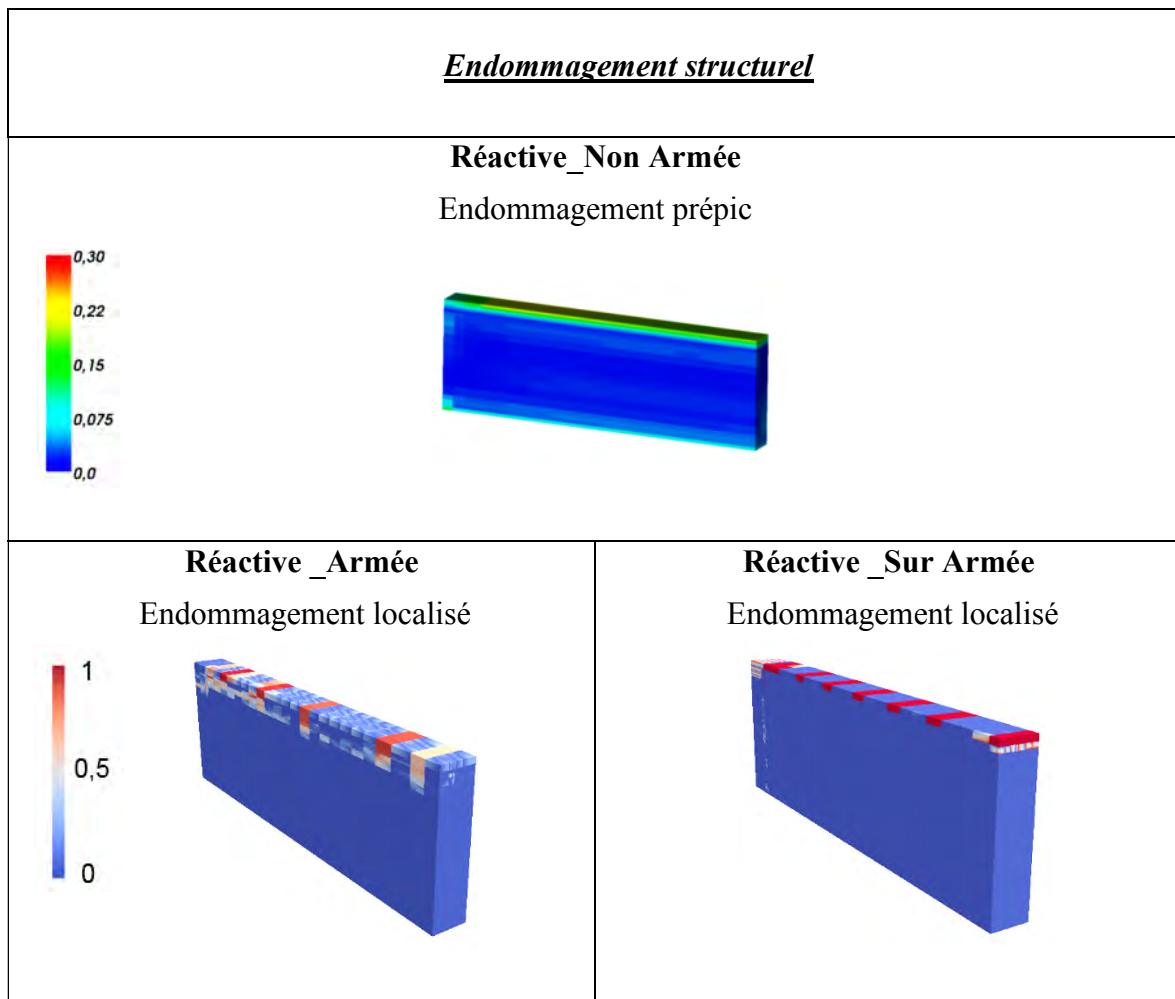
**Tableau 3-3 : Faciès de fissuration expérimental/modélisation pour la poutre Réactive Armée à 700 jours (photographies issues de (Multon, 2003))**



**Tableau 3-4 : Faciès de fissuration expérimental/modélisation pour la poutre Réactive Armée à 700 jours (photographies issues de (Multon, 2003))**

<i>Endommagement de RAS Poutre Réactive SurArmée (R SA) à 700 jours</i>			
Résultats de la modélisation			
	<b>X</b> 	<b>Y</b> 	<b>Z</b> 
			
Résultats expérimentaux [Multon]			
<u>Face supérieure</u>			
			
<u>Face inférieure</u>			
			
<u>Faces latérales</u>			
			
			

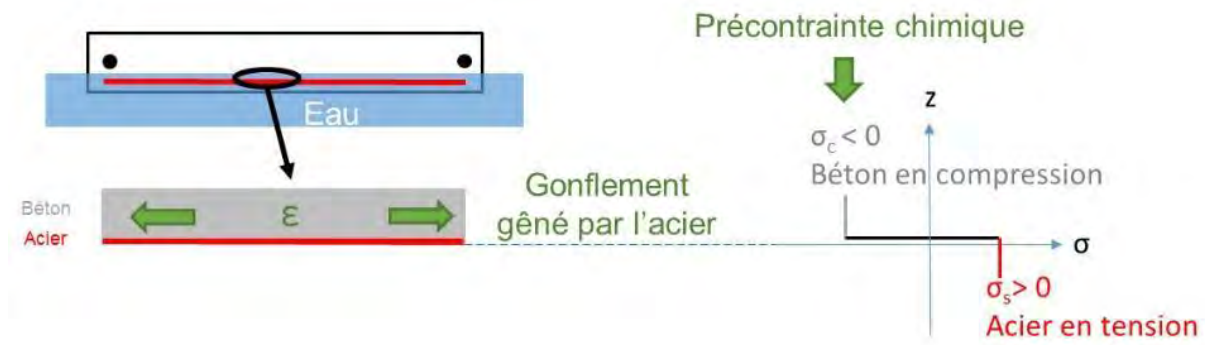
**Tableau 3-5 : Endommagements mécanique représentant les fissures dues au retrait**



### ***2.3.3 Effet des armatures sur les déplacements et l'état de contrainte d'une structure***

Dans cette partie, un focus particulier est réalisé sur les contraintes induites par les armatures. L'impact des armatures sur les gonflements et les contraintes dans le béton a une grande influence sur le comportement en service des structures endommagées (ordre de grandeur des déplacements observés et rigidité pour des charges de service) que le modèle doit être capable de reproduire.

Dans les poutres armées de (Multon, 2003), le gonflement se situe majoritairement dans la partie inférieure dans la première partie du vieillissement. En effet, la forte saturation en eau dans cette zone accélère la cinétique de gonflement. Celui-ci est gêné par les barres d'acier longitudinales (Figure 3-17) ce qui provoque une traction de l'acier et une compression du béton. La contrainte de compression obtenue dans le béton est comparable à une précontrainte (Koyanagi et al., 1986; Swamy, 1989; Monette et al., 2002). Elle peut être qualifiée de précontrainte chimique.

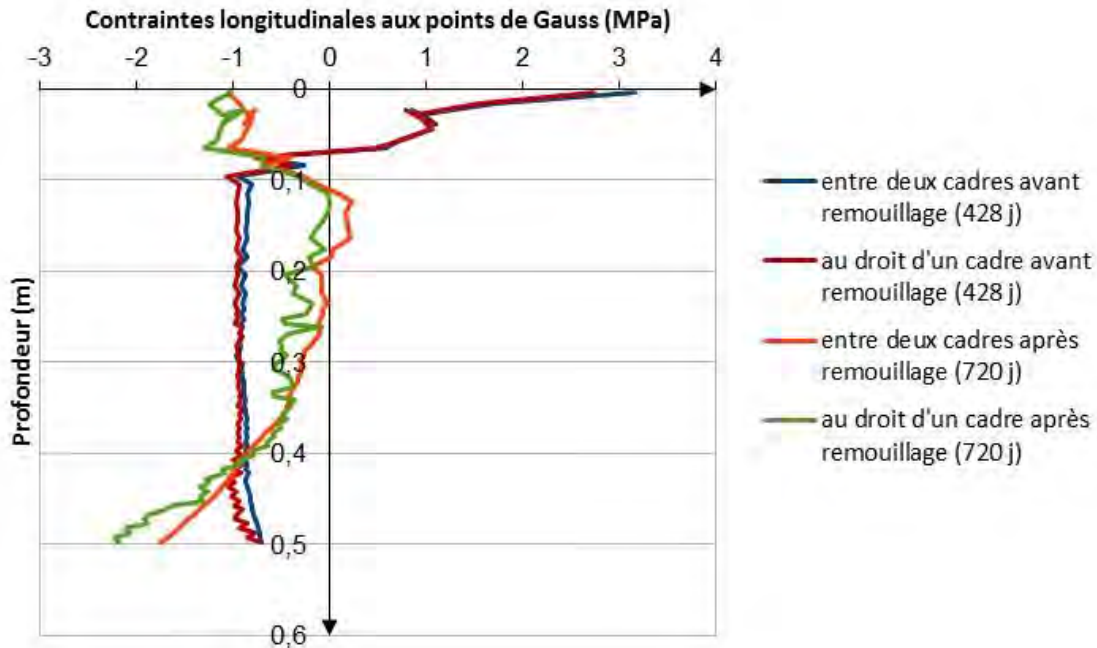


**Figure 3-17 : Génération d'une précontrainte chimique suite au gonflement empêché par l'acier**

La Figure 3-18 est un profil sur une section droite des contraintes longitudinales dans la hauteur de la poutre, obtenues à mi-travée, dans le calcul de la poutre normalement armée réactive. Il est cohérent avec les résultats obtenus par (Multon et al., 2006). Dans le béton, le confinement dû aux barres longitudinales et, dans une moindre mesure, aux cadres, crée une contrainte de compression longitudinale de 0 à 1,0 MPa avant le remouillage de la poutre, et de 0 à 2,2 MPa après celui-ci. Avant remouillage, la contrainte de compression générée (1,0 MPa) est uniforme dans les 40 cm les plus proches de la face inférieure de la poutre. C'est la zone où l'avancement a atteint des valeurs proches de 1 (Figure 3-10). La partie supérieure est soumise au retrait et le gonflement n'a pas débuté dans cette zone car le degré de saturation  $y$  est faible (inférieur à 0,4). Le retrait empêché par les barres et les cadres provoque une traction dans cette zone. Après remouillage (Figure 3-18), le gonflement est plus homogène dans la hauteur de la poutre. Le gonflement dans la partie supérieure a provoqué une compression de cette zone due au gonflement de RAS empêché par les aciers longitudinaux supérieurs, et une décompression de la partie centrale. La précontrainte chimique se situe désormais dans les zones proches des armatures longitudinales (les 20 cm les plus proches de la face inférieure de la poutre et dans les 10 cm les plus proches de la face supérieure). L'effet des cadres sur les contraintes développées n'est pas substantiel (inférieur à 0,2 MPa) ce qui peut être dû à leur faible diamètre qui n'apporte qu'un faible confinement dans la direction transversale. Une autre hypothèse consiste à penser que l'espacement entre les cadres (35 cm) peut être suffisant pour participer à un confinement transversal uniforme tout le long de la poutre, ce qui pourrait expliquer la faible différence de contrainte entre une zone au droit d'un cadre et une zone entre des cadres.

Dans la littérature, cette précontrainte chimique obtenue au contact des aciers est estimée entre 2 et 6 MPa (Fujii et al., 1986; Clark, 1989; Ohno et al., 1989; Inoue et al., 1989). Le modèle présentée ici permet d'obtenir des contraintes de compression comprises entre 0,7 et 3,3 MPa en fonction des directions armées (avec ou sans cadre) pour un gonflement libre de RAS de 0,3 % (Morenon et al., 2017). Ainsi, la fissuration peut être retardée sous chargement externe appliqué du fait de la précontrainte chimique induite par la RAS dans les structures armées. Expérimentalement, un mur armé soumis à de la RAS peut effectivement fissurer plus tard qu'un mur sain grâce à cette précontrainte d'origine chimique (Habibi et al., 2015).

Dans les calculs présentés, l'interface acier-béton est considérée parfaite. La chute des caractéristiques mécaniques de cette zone (Chana, 1989; Chana et Korobokis, 1992; Rigden et al., 1992) est gérée par l'endommagement structural qui se développe lors de gonflements importants (Morenon et al., 2017).



**Figure 3-18 : Contraintes longitudinales à dans le béton aux points de Gauss en fonction de la profondeur dans la poutre normalement armée réactive**

Dans le but d'approcher la force nécessaire qu'il faudrait pour faire fissurer cette poutre dans le cas de la flexion 4 points, ce qui constitue la prochaine étape du calcul, la précontrainte chimique obtenue sous les zones d'application de la charge (à 20 cm de la mi-travée), en face inférieure, est extraite. Elle vaut entre 2,4 MPa et 3 MPa selon la position dans la largeur de la poutre. La valeur la plus faible (2,4 MPa) est retenue pour les calculs suivants car c'est dans la zone la plus faible que la fissuration va s'initier.

Calcul de la force nécessaire pour fissurer une section sans précontrainte chimique :

Pour une section de béton non fissurée de 0,25 (b) x 0,5(h) mètres, deux barres d'acier HA10 à 0,045 m de la face supérieure (d'), et deux barres d'acier HA16 à 0,048 m (d) de la face inférieure, le calcul de la position de l'axe neutre revient à calculer la position de son centre de gravité (Eq. (3-3)). *n* représente le rapport des modules de l'acier et du béton ( $n = E_s/E_c = 200\ 000 / 37\ 200 = 5,4$ ).

$$z_0 = \frac{0,5.b.h^2 + n.(A.d + A'.d')}{b.h + n.(A + A')} = 0.252\ m \quad (3-3)$$



Ainsi, l'inertie non fissurée vaut :

$$I_h = \frac{1}{3} \cdot b \cdot z_0^3 + n \cdot A' (z_0 - d)^2 + n \cdot A (d - z_0)^2 + \frac{1}{3} \cdot b \cdot (h - z_0)^3 \quad (3-4)$$

$$I_h = 2,73 * 10^{-3} m^3$$

Le moment de fissuration correspondant s'écrit :

$$M_{fiss} = \frac{Rt \cdot I_h}{h - z_0} = 40,7 \text{ kN.m} \quad (3-5)$$

$Rt$  est la résistance en traction du matériau (3,7 MPa dans les calculs).

La force nécessaire pour fissurer cette poutre non réactive, avec un bras de levier  $a$  de 1,175 m, soumise à une charge linéique de 3 kN/m représentant le poids propre et au poids du chevêtre servant à appliquer la charge (1 kN) (Multon, 2003), s'écrit :

$$F_{vérin} = \left( M_{fiss} - \frac{p \cdot l^2}{8} \right) \cdot \frac{2}{a} - F_{chevêtre} = 62,6 \text{ kN} \quad (3-6)$$

#### Calcul de la force nécessaire pour fissurer une section avec précontrainte chimique :

L'axe neutre et l'inertie du béton sont très faiblement impactés (inférieur à 1%) par la baisse des caractéristiques mécaniques du béton suite à l'endommagement du béton par la RAS (l'endommagement est proche de 0,1 à 700 jours, sur la face inférieure, dans la direction X Tableau 3-3). La précontrainte chimique  $\sigma_{pcc}$  (2,4 MPa) s'ajoute à la résistance en traction (affectée de l'endommagement  $D$  de RAS (0,1)) pour calculer le moment de fissuration :

$$M_{fiss} = \frac{(Rt \cdot (1 - D) + \sigma_{pcc}) \cdot I_h}{h - z_0} = 63,1 \text{ kN.m} \quad (3-7)$$

La force nécessaire pour faire fissurer cette section de béton armé atteint de RAS est alors de 100,6 kN.

Grâce aux essais de (Multon, 2003) sur des éprouvettes ayant vieilli deux ans dans l'eau, l'effet de l'hydratation sur les propriétés mécaniques du béton sain peut également être pris en compte (Tableau 3-6). La résistance en traction pour le béton réactif est obtenue en multipliant la résistance du béton sain (4,7 MPa à 2 ans) par un moins l'endommagement de RAS dans la direction X, obtenu avec le calcul éléments finis à la fin du vieillissement. En effet, les valeurs de résistance en traction expérimentales obtenues par (Multon, 2003) sur des éprouvettes réactives conservées en eau pendant deux ans sous-estiment la résistance en traction pour ce calcul car le gonflement n'est pas libre. Dans la direction X, le gonflement est gêné par

l'armature, l'endommagement y est donc moins fort que dans un cas libre. Les calculs donnent des forces à appliquer pour provoquer la fissuration de 72,5 kN pour la poutre non réactive et de 117,5 kN pour la poutre réactive (Tableau 3-6).

**Tableau 3-6 : Paramètres et calcul de la force nécessaire pour fissurer les poutres armées réactive et non réactive (Résistances en traction à 28 j et 2 ans issues de (Multon, 2003))**

	Poutre non réactive		Poutre réactive	
	28 j	2 ans (en eau)	28 j	2 ans (en eau)
Echéance des tests des paramètres matériaux				
$R_{t \text{ Non Réactif}}$ (MPa)	3,7	4,7	-	-
Endommagement de RAS dans la direction X	0	0	0,1	0,1
$F_{vérin}$ (kN)	62,6	72,5	100,6	117,5

L'analyse des contraintes dans les aciers des poutres armées étudiées dans la thèse de Multon (Multon et al., 2005) permet de finaliser l'étude de l'impact des armatures sur les contraintes générées dans le cas d'une structure réelle soumise à des gradients de gonflement (Figure 3-19). Les contraintes dans les aciers sont tracées avec la période de cure de 28 jours comprise. Durant cette phase, les aciers sont tous en compression car le retrait est prédominant. Il induit de la traction dans le béton dont la déformation est gênée par la présence des aciers et de la compression dans les aciers.

Par la suite, la contrainte de compression des aciers des lits inférieurs diminue pour la poutre non réactive, car le béton est immergé. La prise d'eau induit une contrainte qui ne suffit pas à compenser la contrainte de compression initiale due à la période de cure. Pour le lit supérieur, la contrainte de compression continue d'augmenter car le retrait est de plus en plus important pendant la phase de séchage. A partir du remouillage (428 jours), la contrainte de compression diminue suite au gonflement dû à la prise d'eau, la flèche remonte et la contrainte de compression dans les aciers inférieurs augmente légèrement.

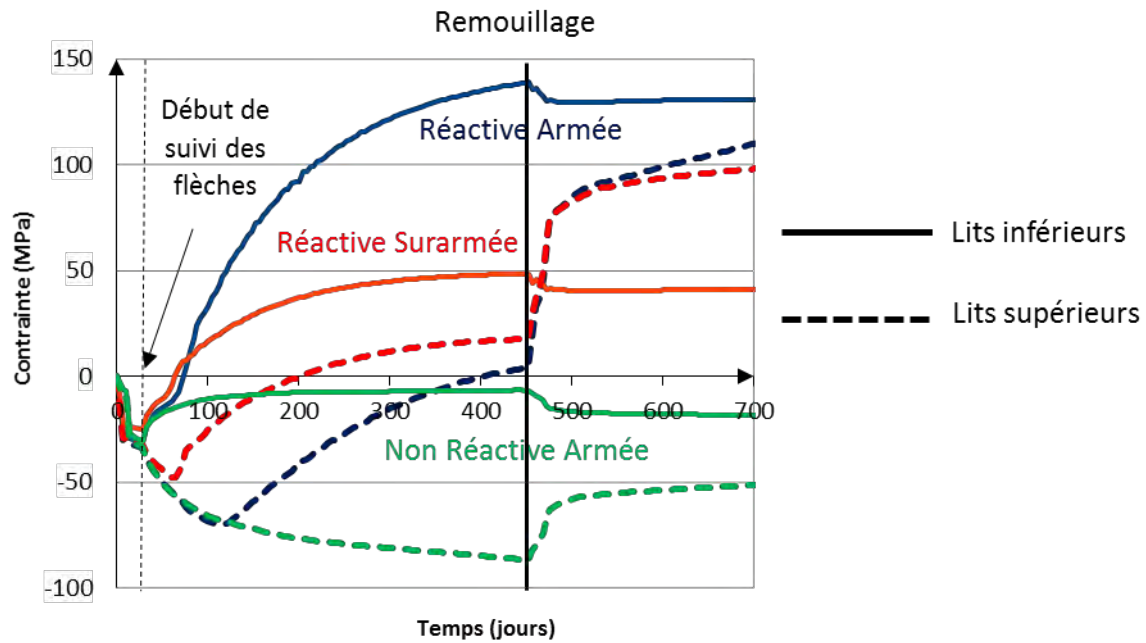


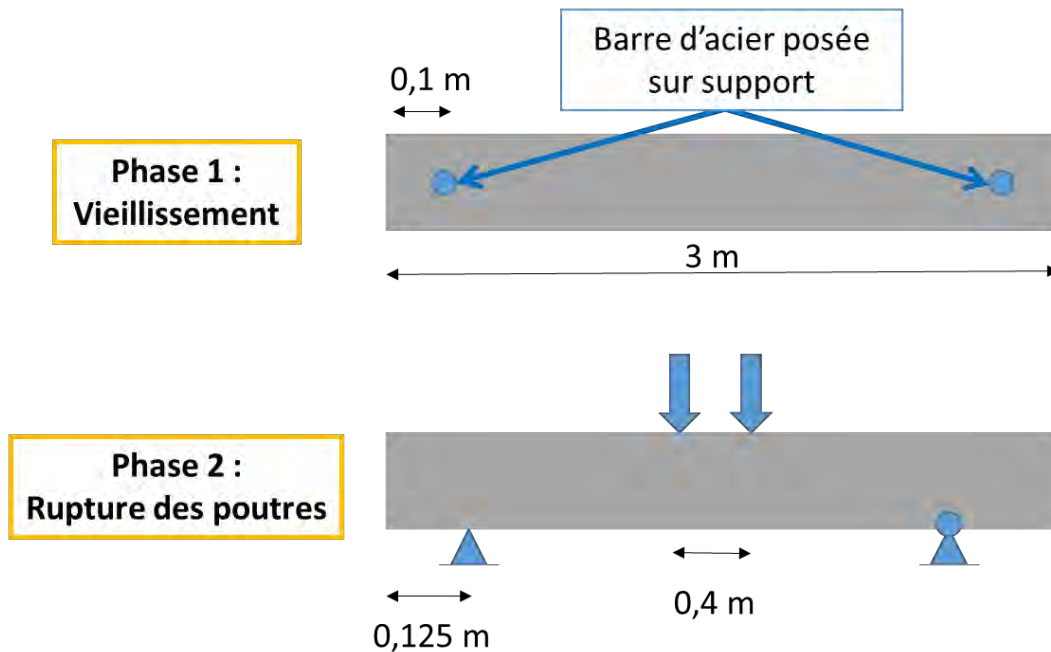
Figure 3-19 : Contraintes dans les aciers à mi-travée

Dans les poutres armées réactives, les aciers sont rapidement tous en traction suite au gonflement de RAS. Les aciers dans les lits inférieurs passent plus rapidement en traction car la cinétique de la RAS dans la partie immergée est rapide. Les aciers des lits supérieurs continuent de se comprimer jusqu'à 50 jours pour la poutre surarmée et jusqu'à 110 jours pour la poutre armée. C'est le temps nécessaire pour que les gonflements de RAS prennent le dessus sur le retrait. Les aciers inférieurs de la poutre armée sont plus tendus que ceux de la poutre surarmée : la section d'acier résistant étant plus petite, la contrainte est plus grande. De la même manière, les aciers sont plus comprimés dans la poutre armée que dans la poutre surarmée.

#### 2.3.4 Comportement à rupture des poutres endommagées par la RAS

Après le vieillissement dans les conditions hydriques variables décrites ci-dessus, les poutres sont conduites à rupture en flexion 4 points. Les conditions d'appuis varient entre la phase de vieillissement (barres d'acier à mi-hauteur posées sur des supports (Figure 3-20)) et la phase de rupture (poutre posée sur des appuis en partie basse). La charge est appliquée en deux points distants de 40 cm. La simulation concerne les poutres armées réactive et non réactive. Le comportement des aciers est modélisé grâce à une loi bilinéaire : une première phase élastique avec un module de 200 GPa et une limite élastique à 500 MPa, une deuxième phase d'écrouissage avec une pente de 5 GPa (calée par analyse inverse de la poutre non réactive car aucune donnée expérimentale n'est disponible à ce sujet). Cette valeur peut paraître importante par rapport au règlement (0,8 GPa pour l'EC2) ou aux aciers utilisés pour les mêmes poutres subissant de la RSI par (Martin, 2010) (autour de 1,2 GPa en fonction du diamètre des barres testées). Dans cette phase, une précaution particulière est mise en œuvre pour l'ancrage des

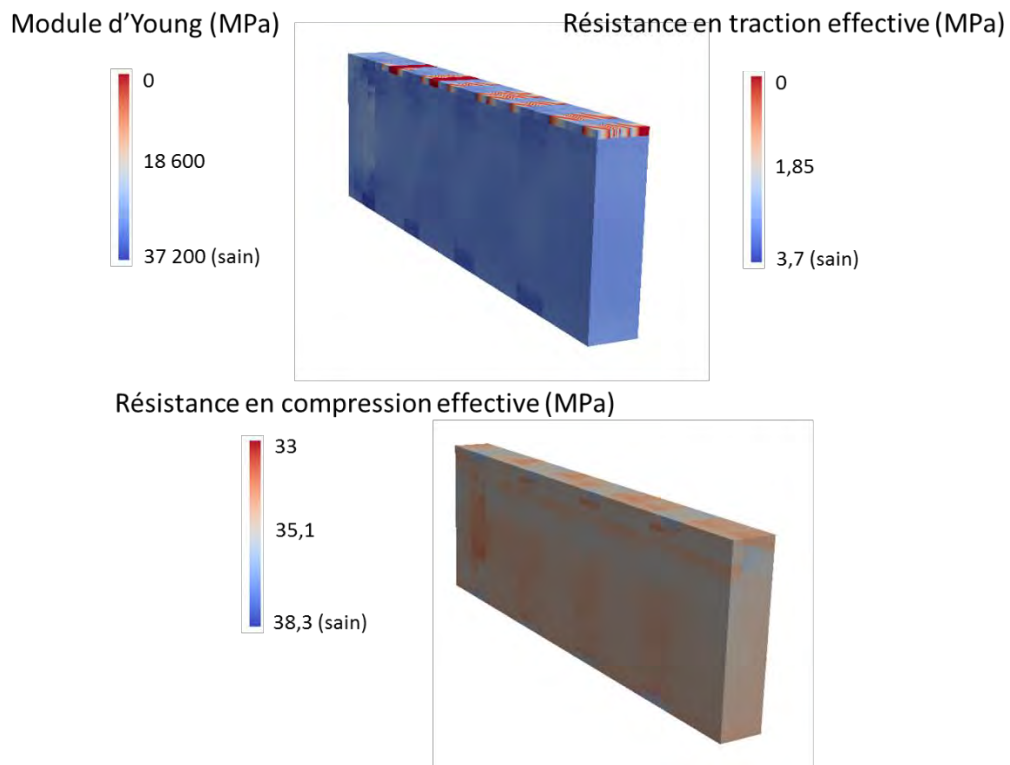
aciers : une modification du maillage au voisinage des appuis est effectuée pour simuler l'ancrage parfait. Le calcul est réalisé avec des aciers écrouissables sans déformation maximale (rupture), il est donc stoppé à la valeur du pic force-flèche de la courbe expérimentale (40 mm de flèche). Le béton initialement sain avant vieillissement possède une résistance en compression de 38,3 MPa, une résistance en traction de 3,0 MPa et un module d'Young de 37200 MPa.



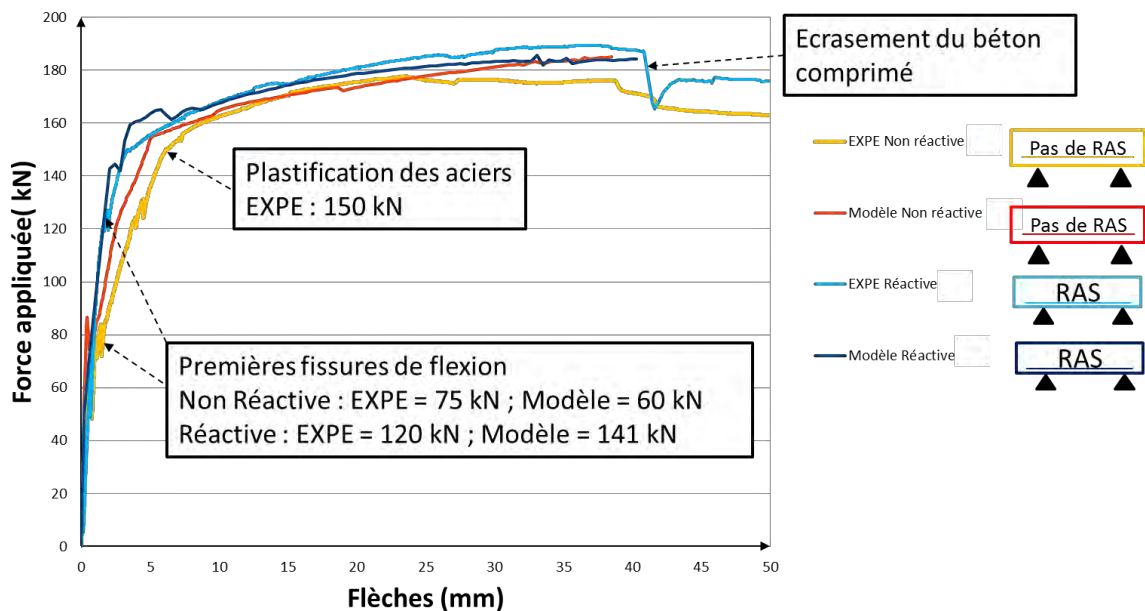
**Figure 3-20 : schéma des conditions aux limites mécaniques des poutres**

A la fin du vieillissement et avant chargement, les caractéristiques mécaniques sont pondérées par les endommagements qu'a subis le béton au cours du temps (Figure 3-21).

La Figure 3-22 permet de comparer les réponses du modèle aux mesures expérimentales (Multon, 2003). Au niveau de la poutre non réactive (expérimentation en orange et modélisation en rouge), les données expérimentales montrent les premières fissures de traction par flexion à 75 kN et une plastification des aciers à 150 kN. Le modèle reproduit correctement ce comportement (60 kN pour la première fissure de traction) même s'il semble surestimer légèrement la rigidité initiale. Les phases de fissuration et de plastification sont bien reproduites. Les différences de rigidité après la première fissuration de flexion peuvent provenir du déplacement du capteur utilisé pour mesurer la flèche. La fissuration s'étant développée dans son voisinage, la mesure avait tendance à surestimer la flèche comme indiqué dans (Multon, 2003). La valeur de la force nécessaire, calculée pour initier la fissuration avec prise en compte de l'hydratation (72,5 kN dans le Tableau 3-6) est également validée. Le modèle sous-estime légèrement cette valeur (60 kN) car les fissures de traction dues au retrait, en partie haute, réduisent la section non fissurée.



**Figure 3-21 : Module d'Young, Résistance en traction effective et Résistance en compression effective du béton à 720 jours, juste avant l'essai de flexion**



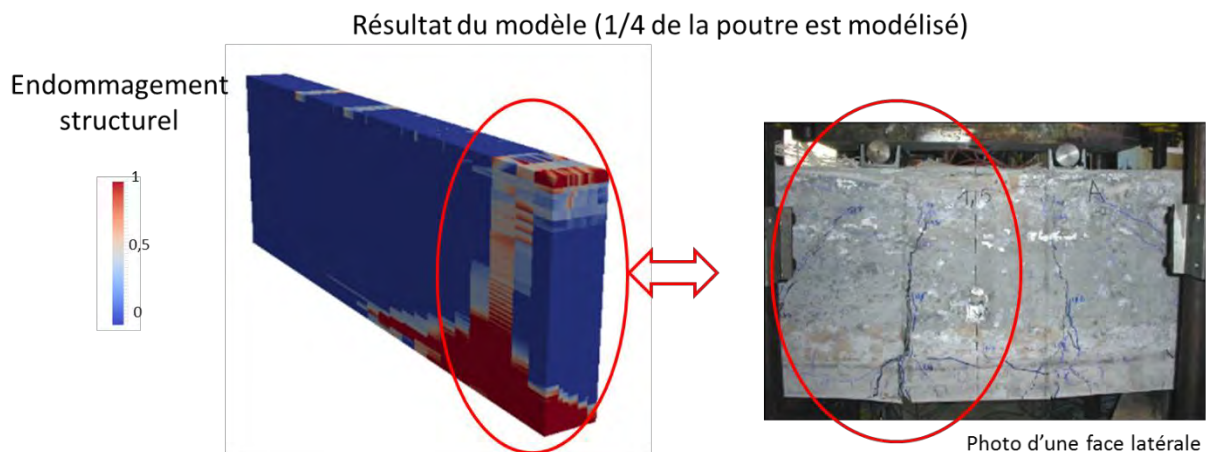
**Figure 3-22 : Réponses Force-Flèches des poutres armées lors de l'essai en flexion 4 points**

La poutre réactive (courbes expérimentale en bleu ciel et modélisée en bleu foncé) suit le même schéma avec un début de fissuration plus tardif (120 kN) et un début de plastification des aciers équivalent à la poutre non réactive. Le modèle reproduit bien le comportement expérimental tout au long du test (première fissure de traction à 141 kN) et permet donc une bonne prédiction du comportement à venir de la poutre. La valeur de la force nécessaire à la première fissuration, calculée à partir de la précontrainte chimique avec prise en compte de l'hydratation (117,5 kN dans le Tableau 3-6) est très proche de la valeur expérimentale.

La poutre réactive subit donc un retard de fissuration par rapport à la poutre non réactive, bien reproduit par le modèle. Cela est dû à la précontrainte chimique développée dans le béton suite au gonflement gêné par les aciers. En effet, pour la poutre réactive, la force appliquée sert d'abord à décompresser le béton de la partie basse avant de le mettre en tension et de le fissurer. Cette différence est bien reproduite par le modèle.

Ce retard de fissuration dû à la RAS semble bénéfique au comportement en flexion de la poutre. Cependant, les fissures créées dans les plans parallèles aux armatures facilitent l'accès des agents agressifs extérieurs (de type sels de déverglaçage, sulfates ou dioxyde de carbone) et de l'eau. La durabilité des poutres et notamment de ses aciers en est donc affectée.

Les faciès de fissuration à la fin de la phase de rupture montrent une bonne cohérence entre le modèle et l'expérimentation pour la poutre non réactive et la poutre réactive (Figure 3-23 et Figure 3-24). Des fissures verticales sont observables sous les rouleaux d'application de charge. Dans la partie haute, les fissures précédemment dues au retrait (Tableau 3-5) se sont majoritairement refermées (Figure 3-23) et un endommagement de cisaillement dû à la compression dans cette zone est apparu (Figure 3-24).

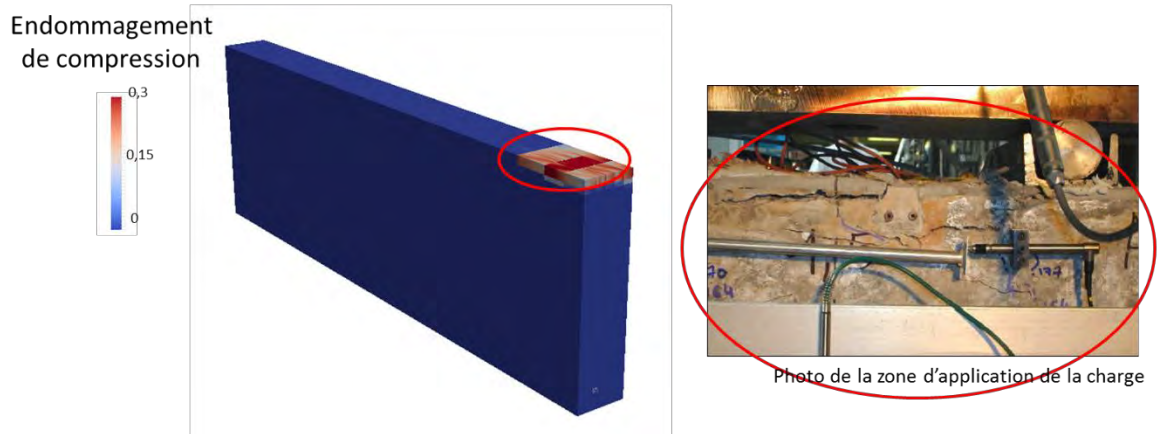


**Figure 3-23 : Comparaison de l'endommagement de traction de la poutre armée réactive entre le modèle et la photographie de (Multon, 2003)**

Le modèle est donc capable de calculer des structures soumises à des gradients hydriques et des gonflements anisotropes pour des bétons à gonflements modérés (inférieurs à 0,3 %). Il a montré sa capacité à retrouver les déplacements, les contraintes et les faciès de fissuration de structures plus ou moins armées soumises à des gradients de gonflement pendant leur phase de

service. La résistance résiduelle est également cohérente avec les essais disponibles notamment grâce à la bonne reproduction de l'ordre de grandeur de la précontrainte chimique générée lors d'un gonflement gêné par des armatures. Le modèle va désormais être appliqué au même type de structure mais soumise à des gonflements plus importants dus à la RSI dont les mécanismes et leurs conséquences peuvent être davantage non linéaires.

Résultat du modèle (1/4 de la poutre est modélisé)



**Figure 3-24 : Comparaison de l'endommagement de la poutre armée réactive entre le modèle et une photographie de (Multon 2003)**

### 3. Poutres endommagées par la Réaction Sulfatique Interne (RSI)

#### 3.1 Conditions des essais

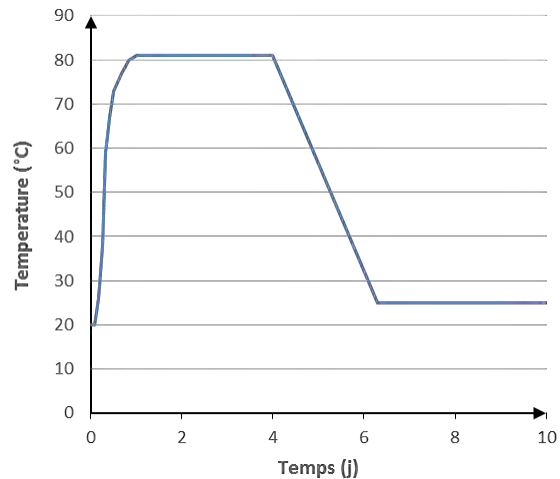
Les poutres atteintes de RSI, modélisées dans cette partie, ont fait l'objet d'un vaste plan expérimental réalisé par l'IFSTTAR, en partenariat avec EDF (Martin, 2010; Martin et al., 2013). Elles ont les mêmes dimensions (3 x 0,25 x 0,5 m) et les mêmes cages d'armatures que les poutres de (Multon et al., 2005) (Figure 3-1 et Tableau 3-7). Les trois poutres réactives font l'objet d'une modélisation : une est non armée, une est normalement armée et la dernière est fortement armée (Tableau 3-7). Les paramètres de retrait et de fluage restent inchangés car un béton similaire à (Multon et al., 2005) a été utilisé.

**Tableau 3-7 : Caractéristiques de poutres modélisées**

Poutres	Formulation	Armature inférieure	Armature supérieure	Cadres
P2	Réactive	-	-	-
P3	Réactive	2 HA 16	2 HA 10	HA 8, espacés de 0,35m
P4	Réactive	2 HA 32	2 HA 20	HA 12, espacés de 0,20m

La différence majeure par rapport au plan d'expérience précédent réside dans la conservation au jeune âge. Après le coulage, ces poutres ont subi un cycle de température sévère au jeune âge pour simuler le cas d'un béton à l'intérieur d'un ouvrage massif qui s'échaufferait lors de la phase d'hydratation exothermique du ciment. La température au jeune âge est imposée pendant 6 jours (Figure 3-25) avec un maximum à 80°C maintenu pendant trois jours.





**Figure 3-25 : Température imposée au jeune âge**

Le comportement global des poutres atteintes de RSI pourrait paraître semblable aux poutres de RAS modélisées dans la partie précédente mais des éléments de distinction importants sont à soulever :

1. L'impact du degré de saturation ( $S_r$ ) est beaucoup plus fort pour la RSI que pour la RAS. En effet, le gonflement de RSI est très lent (voire totalement nul pour certains auteurs) pour un degré de saturation de 0,8 alors qu'il peut être très rapide à partir de 0,95. Ainsi, la modélisation hydrique dans ces poutres va jouer un rôle primordial dans les différentes zones et sur les gradients de gonflements, rôle beaucoup plus sensible que pour la RAS pouvant entraîner des non linéarités plus importantes.

2. Le lessivage des alcalins est un phénomène à prendre en compte pour le gonflement de RSI, particulièrement pour les bétons dopés utilisés pour les études de laboratoire. Le départ des alcalins facilite, voire autorise, la précipitation d'ettringite différée. Un calcul préalable du lessivage des alcalins dans les structures modélisées est donc nécessaire pour reproduire correctement les cinétiques de gonflement. Il sera présenté avant le calcul poro-mécanique.

3. Les gonflements libres de RSI peuvent atteindre 2 % ce qui est 6 à 7 fois supérieur aux gonflements maximum usuellement observés en RAS mais avec une fissuration diffuse plus fine que celle générée par la RAS pour des niveaux d'expansion équivalents. Ces déformations plus importantes peuvent générer de nouvelles spécificités de calcul (remontés capillaires importantes par fissuration, écrouissage des aciers, fissurations localisées plus ouvertes, endommagement induit par la fissure).

Ces particularités doivent être prises en compte de manière appropriée pour pouvoir reproduire le comportement des structures endommagées par la RSI.

## 3.2 Transport hydrique dans les poutres

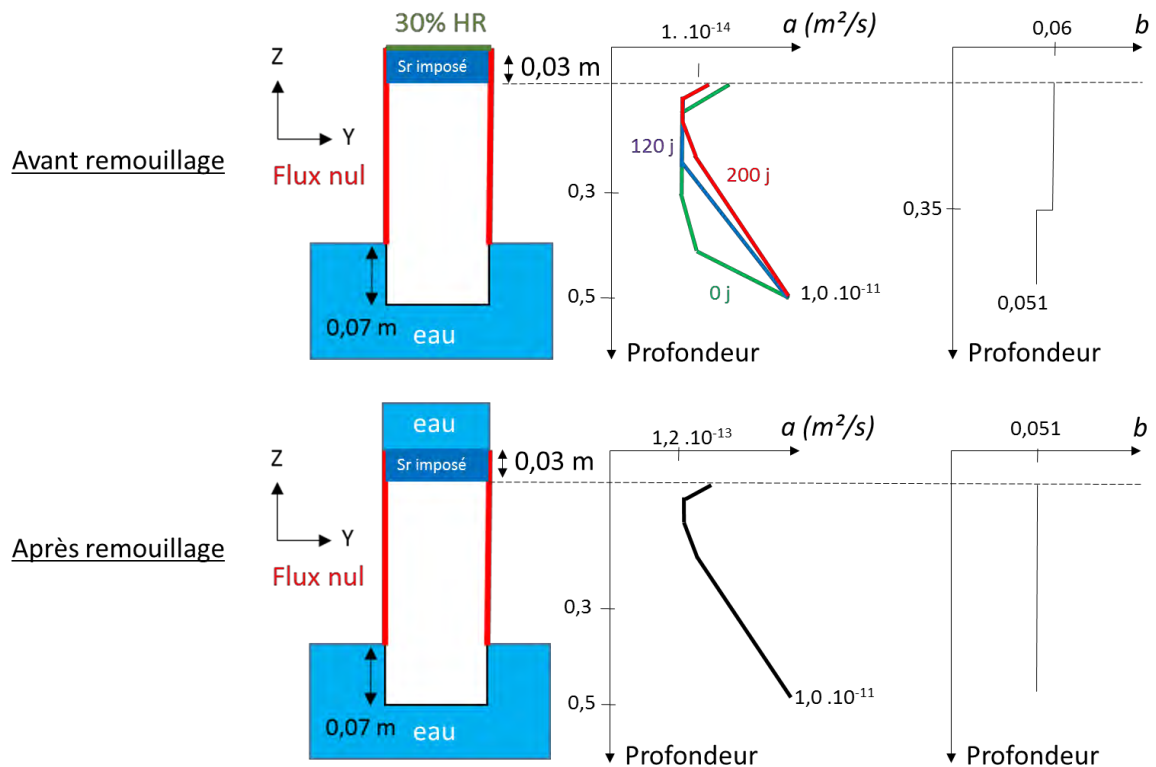
La formation d'ettringite différée est très sensible au degré de saturation du béton (Graf-Noriega, 2007; Martin, 2010; Al Shamaa et al., 2015). D'après ces auteurs, le seuil, à partir duquel la précipitation de DEF est rapide, se situe entre 92 % et 98 % d'humidité relative. Ces résultats sont issus d'essais en laboratoire. De l'ettringite différée peut tout de même être observée dans des parties de certaines structures où la saturation est plus faible, sans savoir exactement si la DEF y est plus lente ou si la réaction a eu lieu à un moment où la saturation était supérieure. Dans le modèle, la dépendance de la cinétique de DEF à la saturation en eau est modélisée par une loi empirique exponentielle (Eq. (2-21)), il est donc important de modéliser de la façon la plus réaliste possible le profil de saturation.

Pour l'évaluation des poutres, le séchage (partie supérieure des poutres) et la remontée capillaire (partie inférieure) sont modélisés avec le modèle utilisé pour les poutres de RAS (Eq. (3-1) et (3-2)).

Les coefficients initiaux utilisés ici sont égaux à  $1,15 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$  pour  $a$  et le coefficient  $b$  est toujours pris égal à 0,051 (sans unité car  $W$  est exprimé en  $\text{m}^3/\text{m}^3$ ) pour la zone en imbibition et à 0,06 pour la zone en séchage pour rendre compte du phénomène d'hystérésis.

Dans une première approximation, le degré de saturation à 28 jours (en fin de cure) est pris égal à 0,87 pour la poutre non armée (Martin, 2010) et à 0,9 pour les poutres armées.

L'analyse des résultats expérimentaux (Martin, 2010) a montré que la formation d'ettringite différée et la fissuration induite impliquaient une prise d'eau supérieure à la seule saturation de la porosité initiale du béton (absorption d'eau par les produits néoformés, saturation des fissurations microscopique et macroscopique induites) (Martin, 2010). Pour prendre en compte ce phénomène et avoir des prises d'eau plus réalistes par rapport aux conditions d'essai, la valeur du coefficient  $a$  de l'équation (3-2) est modifiée pendant le calcul en fonction de la fissuration de la poutre (Figure 3-26). A ce stade, le calcul est chaîné ce qui signifie que le calcul hydrique est fait en amont du calcul poro-mécanique. Ainsi, la variation du coefficient de diffusion est réalisée manuellement en fonction du temps dans la hauteur de la poutre (Figure 3-26). Il est clair que la modélisation des transferts hydriques mériterait d'être améliorée, ce n'est toutefois pas l'objet principal de cette section qui utilise le degré de saturation comme une donnée du modèle chemo-mécanique.



**Figure 3-26 : Conditions aux limites du calcul hydrique et définitions des coefficients  $a$  et  $b$  de la loi de Mensi (Diffusion)**

Les résultats expérimentaux du degré de saturation dans la hauteur de la poutre ne permettent pas de fixer avec précision la remontée capillaire due à la fissuration mais les prises de masses globales jusqu'à 200 jours sont bien reproduites (Figure 3-27). Dans ce calcul chaîné, la modification de la porosité du béton avec la microfissuration de RSI n'est pas prise en compte, la prise de masse est donc limitée par la saturation complète de la porosité initiale (5,7 kg pour les poutres armées atteintes peu après le remouillage, peu avant 500 jours). La modélisation complète des variations de masse des poutres (prise de masses dépassant 15 kg, Figure 3-27) impose donc l'utilisation d'un couplage fort entre les calculs hydriques et mécaniques prenant en compte la modification de la porosité avec la fissuration (fissures remplies d'eau). Les résultats obtenus permettent cependant d'obtenir une approximation de la saturation entre les fissures dans l'ensemble de la poutre (Figure 3-28). Un calcul hydro-mécanique couplé serait nécessaire pour permettre une prise de masse intégrant l'eau dans les fissures. Un tel calcul est une des perspectives à ce travail.

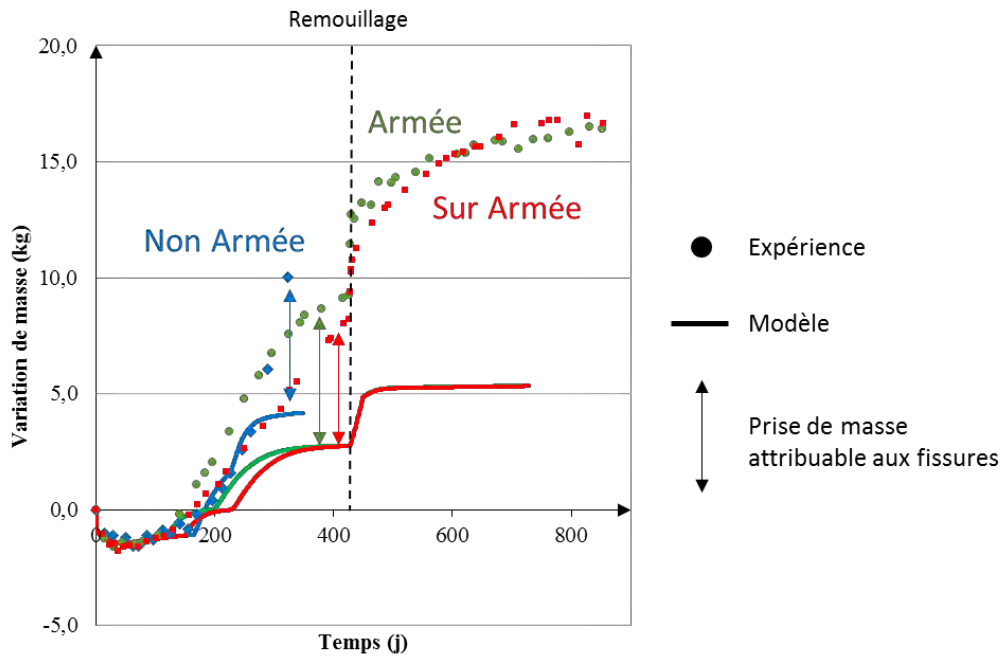


Figure 3-27 : Variations de masse des poutres au cours du temps

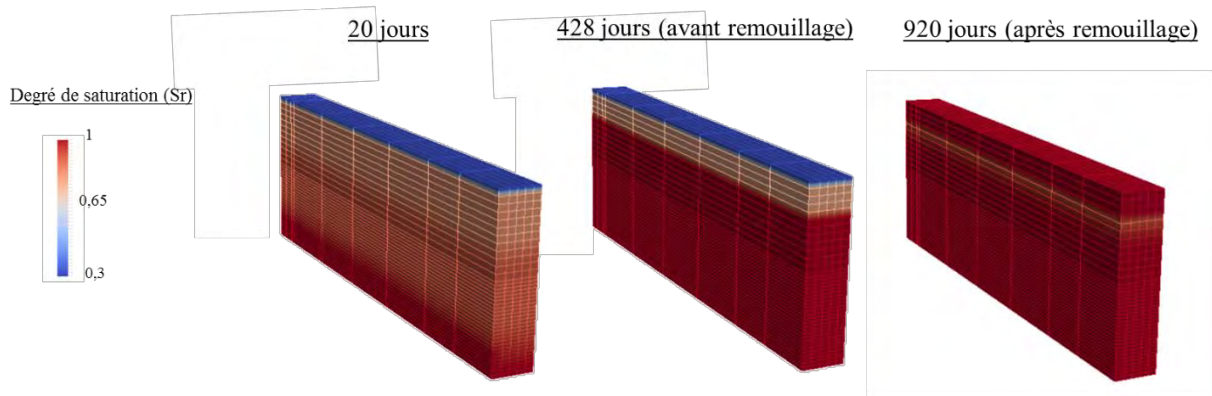


Figure 3-28 : Degré de saturation du calcul des poutres armées en fonction du temps

### 3.3 Diffusion et effet de la concentration en alcalins sur les expansions

#### 3.3.1 Impact de la concentration en alcalins sur les gonflements

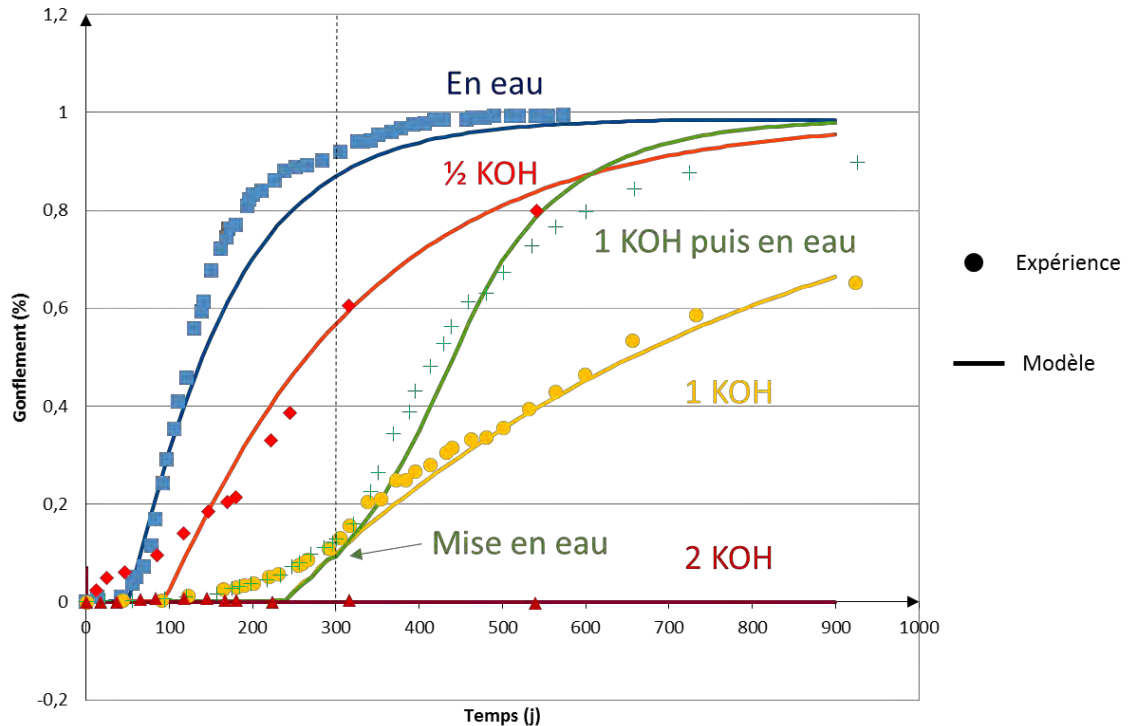
Comme cela a été évoqué au chapitre 1, la quantité d'alcalins est un facteur très influent pour le calcul des cinétiques et des amplitudes de formation d'ettringite différée particulièrement pour les bétons ayant une concentration initiale en alcalins élevée. Pour un gonflement final

important, une grande concentration d'alcalins doit être présente durant la phase à température élevée (période chaude), ce qui diminue la température permettant la dissolution des phases primaires et l'adsorption des ions aluminates et sulfates sur les C-S-H. Durant la majeure partie de la période de service de la structure (période froide), la baisse de la concentration en alcalins dans la solution porale accélère la précipitation de l'ettringite. En effet, le départ de ces ions facilite la désorption des aluminates et des sulfates fixés de manière réversible sur les C-S-H pour entraîner la formation de molécules d'ettringite. Les alcalins n'entrent donc pas directement en compte dans les espèces chimiques formant l'ettringite mais ils jouent le rôle de régulateur dans les réactions nécessaires à la formation de RSI.

Le lessivage des alcalins a un réel impact sur les premiers centimètres de béton sur une durée d'une année et sur les quelques premiers décimètres sur la durée de vie d'un ouvrage tel qu'une pile de pont ou un barrage (service d'une centaine d'année). La prise en compte de ce phénomène est donc importante pour le calcul des petites structures. Cependant, pour requalifier les grands ouvrages, des essais semi-destructifs avec extraction de carottes sont souvent réalisés pour déterminer les caractéristiques résiduelles en laboratoire. Pour accélérer ces essais, les carottes sont immergées ce qui provoque le lessivage des alcalins. Il joue alors un grand rôle compte tenu de la taille de l'éprouvette. La prise en compte et la bonne représentation de celui-ci est donc importante pour permettre de comprendre le lien entre les essais en laboratoire et le comportement in-situ.

Les essais de (Famy et al., 2001) montrent l'impact du lessivage sur les cinétiques et les amplitudes des expansions de RSI. Des éprouvettes, ayant préalablement été soumises à une période de chauffe importante, sont immergées dans des solutions contenant différentes concentrations en alcalins (0 fois, 0,5 fois, 1 fois et 2 fois la concentration porale initiale qui est de 0,46 mol/L). De plus, un essai est réalisé dans la concentration initiale en KOH puis immergé au bout de 300 jours dans de l'eau pour simuler un lessivage tardif.

Pour la modélisation de ces essais, le lessivage/diffusion des alcalins est simulé en premier. La condition aux limites sur le bord externe de l'éprouvette est représentée par la concentration en alcalins de la solution qui est imposée. Les éprouvettes étant de très petites dimensions (section carrée de 16 mm de côté), la concentration reste pratiquement homogène dans la section. Ce calcul préalable permet ensuite de déterminer les gonflements induits (calcul chaîné) sur une période de 900 jours par les modèles chimique de l'avancement et poro-mécanique (Figure 3-29).



**Figure 3-29 : Comparaison des gonflements dans différentes concentrations d'alcalins (Famy et al., 2001)**

Le modèle est calé sur le gonflement en eau où la lixiviation est proche de 95 % à 300 jours (Famy et al., 2001) (Tableau 3-8). Le ratio maximum de volume de DEF créable  $E^{II \infty}$ , est ici imposé car (Famy et al., 2001) donne les quantités massiques d'aluminiums et de sulfates présents dans le ciment, respectivement 5,4 % d' $Al_2O_3$  (soit 243,8 mmol/L) et 3,9 % de  $SO_3$  (264,7 mmol/L). Les ions sulfates sont donc limitants car leur quantité est inférieure à trois fois la quantité d'ions aluminiums. Pour un volume molaire de l'ettringite de  $715 \text{ cm}^3/\text{mol}$  le volume maximum d'ettringite créable est de  $264,7 \cdot 715 / 3 \cdot 10^{-6} = 0,063 \text{ m}^3/\text{m}^3$  de béton.

**Tableau 3-8 : Paramètres du modèle nécessaires au calage de l'essai en eau de (Famy et al., 2001)**

Paramètres	Valeur	Unité	Signification	Equation
$E^{II \infty}$	0,063 (issu des quantités d'aluminium et de sulfates données par (Famy et al., 2001))	$\text{m}^3/\text{m}^3$ de béton	Ratio maximum de volume de DEF initialisé par les quantités d'aluminium et de sulfate	(2-7)
$\tau^{Prec,ref}$	80	j	Temps caractéristique de précipitation de DEF	(2-18)
$\Phi_{RGI}^v$	0,006	$\text{m}^3/\text{m}^3$	Volume des vides connectés aux sites de création de RGI.	(2-23)

Le même jeu de paramètres (Tableau 3-8) est ensuite utilisé pour simuler les autres éprouvettes (Figure 3-29). C'est sur ces essais que le calage du paramètre  $m=2.5$  (Eq. (2-20), gérant l'impact de la concentration en alcalins sur la cinétique de précipitation d'ettringite a été effectué. Expérimentalement, le lessivage implique une forte différence de cinétique de précipitation de la DEF (comparaison entre les points carrés (éprouvettes dans l'eau) et les points ronds (éprouvettes dans une solution d'alcalins dont la concentration est égale à celle dans la solution porale d'origine)). L'immersion dans une concentration de 50 % de la concentration initiale porale donne une cinétique moyenne entre les deux cas précédents. Une cinétique rapide est tout de même observée pendant les 100 premiers jours. Lorsque l'éprouvette est immergée dans une solution contenant deux fois la concentration initiale, le gonflement est totalement inhibé. Enfin, pour le cas où l'éprouvette est dans une concentration de KOH initiale puis immergée dans de l'eau, la courbe de gonflement rejoint celle immergée depuis l'origine. Un lessivage même tardif peut donc accélérer la cinétique de précipitation de la RSI si le potentiel n'est pas déjà totalement épuisé. Au contraire, une concentration en alcalins qui augmente pourrait stopper les gonflements. Les courbes obtenues par la modèle donnent une bonne estimation des gonflements dans les différentes conditions environnementales. En extrapolant les résultats, il semble qu'il faille environ un temps trois à cinq fois supérieur pour atteindre le même gonflement entre des cas avec et sans lessivage. Toutefois, ces résultats expérimentaux obtenus restent limités à la situation étudiée : des expansions sur mortiers de laboratoire obtenues pour un cycle à température élevée de courte durée (12 heures à 80°C). Des différences peuvent être attendues pour des bétons d'ouvrages dont la concentration en alcalins peut être plus faible, la durée de l'exposition à température élevée plus longue et du fait des interactions avec les granulats. Toutefois, en absence de données complémentaires, cette loi est utilisée pour les poutres de laboratoire et les structures réelles. Certaines imprécisions peuvent être dues à cette méconnaissance.

### 3.3.2 Diffusion des alcalins dans les poutres

Le lessivage des alcalins est modélisé grâce à une loi de diffusion (Eq. (3-8)) dont le coefficient de diffusion dépend du degré de saturation ( $Sr$ ) (Loi de (Bažant et Najjar, 1972) Eq. (3-9)).

$$\frac{\delta Na}{\delta t} - Div[D(Sr)\nabla Na] = 0 \quad (3-8)$$

$$D(Sr) = D_0 \frac{1}{1 + a(1 - Sr)^b} \quad (3-9)$$

Le calage des paramètres  $D_0$  (coefficient de diffusion pour un degré de saturation égal à 1),  $a$  et  $b$  est réalisé sur des éprouvettes de (Martin et al., 2013) immergées dans l'eau et dont les alcalins dans la solution ont été dosés à différentes échéances (Tableau 3-9). Le calage de la

prise de masse (Figure 3-30) est réalisé avec un degré de saturation initial de 0,87. La fissuration ayant lieu à partir de 50 jours sur l'éprouvette expérimentale, la prise de masse expérimentale est supérieure à la prise de masse modélisée car le degré de saturation atteint 1 à 50 jours. Le Tableau 3-9 résume la géométrie, les conditions initiales et aux limites, et les paramètres calés sur ces essais. Les résultats sont représentés sur la Figure 3-31.

**Tableau 3-9 : Géométrie, conditions initiales, conditions aux limites et paramètres calés pour les essais de gonflement sur cylindres de (Martin, 2010)**

Géométrie	
Géométrie des éprouvettes expérimentales	Cylindre 11x22 cm
Géométrie du maillage de la modélisation	1/8 de cylindre (3 symétries : selon X, Y et Z)
Conditions initiales	
Degré de saturation initial	0,87
Concentration en alcalins	0,9 mol/L
Conditions aux limites	
Hydrique (degré de saturation)	Sr imposé de 0,9 à 1 sur les faces extérieures du cylindre expérimental
Hydrique (degré de saturation)	Flux nul sur les faces servant de plan de symétrie
Concentrations en alcalins	0 mol/L imposé sur les faces extérieures du cylindre expérimental
Concentrations en alcalins	Flux nul sur les faces servant de plan de symétrie
Paramètres calés	
Hydrique : paramètre $a$ (Eq. (1-1))	$10 \cdot 10^{-12}$ m <sup>2</sup> /s (Figure 3-30)
Hydrique : paramètre $b$ (Eq.(1-1))	0,051 (Figure 3-30)
Alcalins : paramètre $D_0$ (Eq. (3-9))	$2,2 \cdot 10^{-12}$ m <sup>2</sup> /s
Alcalins : paramètre $a$ (Eq. (3-9))	625 (Bažant et Najjar, 1972)
Alcalins : paramètre $b$ (Eq. (3-9))	4 (Bažant et Najjar, 1972)



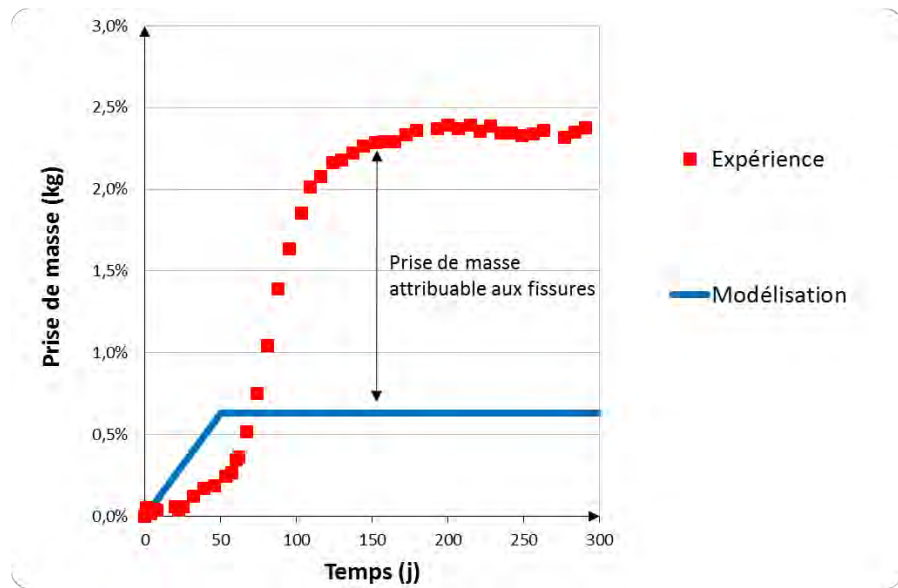


Figure 3-30 : Prise de masse de l'éprouvette réactive immergée (Martin, 2010)

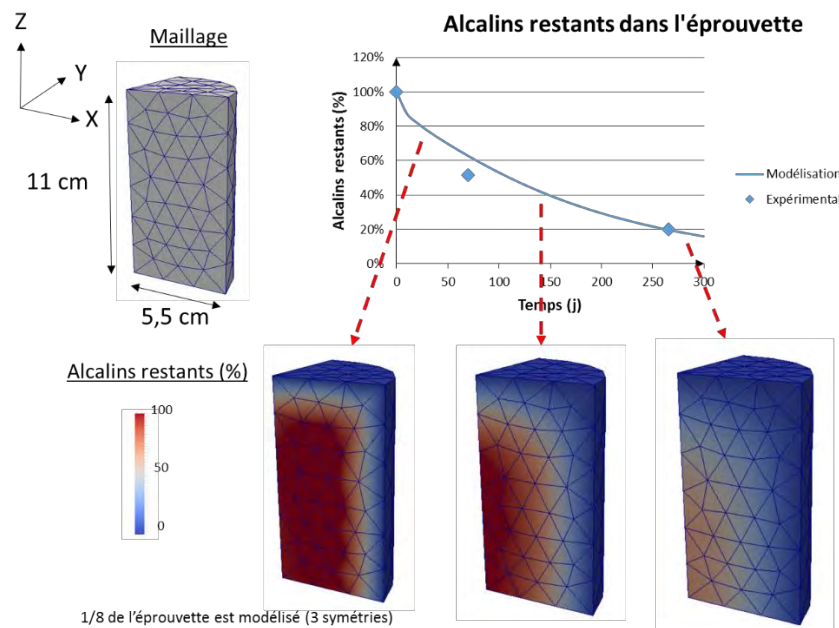


Figure 3-31 : Lessivage des alcalins sur éprouvette

Ce calage est ensuite utilisé pour reproduire le lessivage des alcalins dans les poutres. Les conditions aux limites sont présentées sur la Figure 3-32. Les résultats avant remouillage et après remouillage peuvent être visualisés sur la Figure 3-33. Le lessivage est surtout présent proche des surfaces immergées.

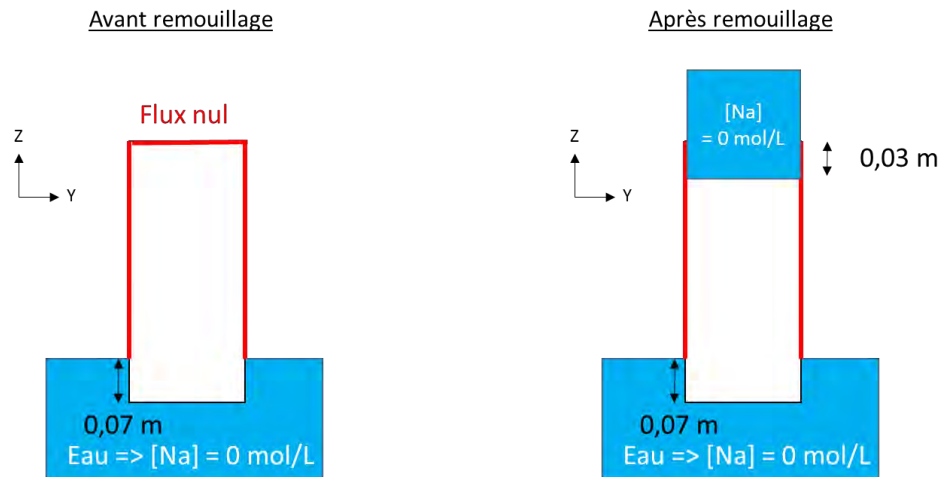


Figure 3-32 : Conditions aux limites pour le calcul du lessivage des alcalins sur les poutres

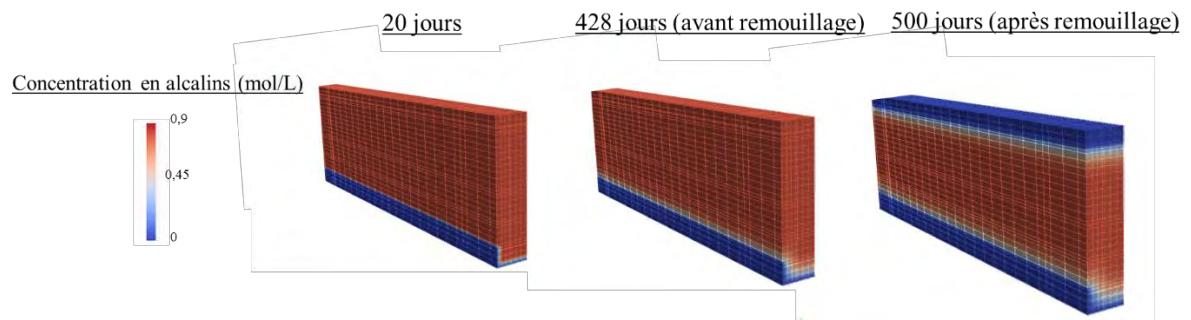


Figure 3-33 : Concentration en alcalins de la poutre en fonction du temps

### 3.4 Modélisation poro-mécanique des poutres : déformations et fissuration

Comme pour les poutres de RAS, le but est de comparer les résultats de déplacements et les faciès de fissuration expérimentaux et numériques sur des structures de laboratoire pour simuler la démarche nécessaire à la requalification d'un ouvrage. Une fois les conditions hydriques et chimiques (concentration en alcalins) connues, le calcul de structure nécessite la modélisation des propriétés mécaniques (instantanées et différées) et la connaissance du potentiel de gonflement du béton. La partie suivante explicite donc la détermination de la loi de gonflement du matériau étudié ainsi que les propriétés mécaniques des aciers. Le comportement des poutres et leur dépendance aux conditions d'essai sont analysés par la suite.

### 3.4.1 Paramètres du matériau

Le retrait et le fluage ont été calés avec des bétons semblables à celui des poutres de Multon. Les données relatives au gonflement sont établies sur une éprouvette immergée en gonflement libre (Figure 3-34 et Tableau 3-10). Elle est immergée au bout de 28 jours. Les données du matériau concernant la simulation hydrique et la diffusion des alcalins sont celles de l'essai du Tableau 3-9 (Figure 3-31).

Les aciers utilisés ont une limite d'élasticité de 550 MPa, un module d'Young de 200 000 MPa, et un module d'écroutissage de 1500 MPa (Martin, 2010). Pour la modélisation des poutres, ils sont maillés comme des éléments 1D de type 'barre'. Leur comportement est représenté par un modèle plastique avec écroutissage. Une modification du maillage au voisinage des appuis est effectuée pour simuler l'ancrage parfait.

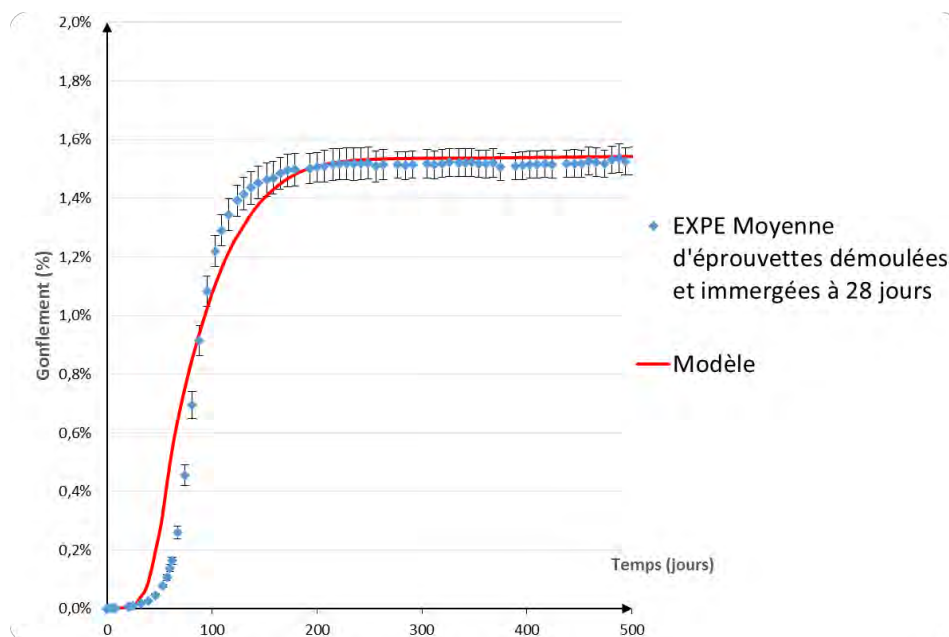


Figure 3-34 : Calage du modèle sur une éprouvette libre immergée

**Tableau 3-10 : Géométrie, conditions environnementales, conditions aux limites et paramètres calés pour les essais de gonflement sur cylindres de (Martin, 2010)**

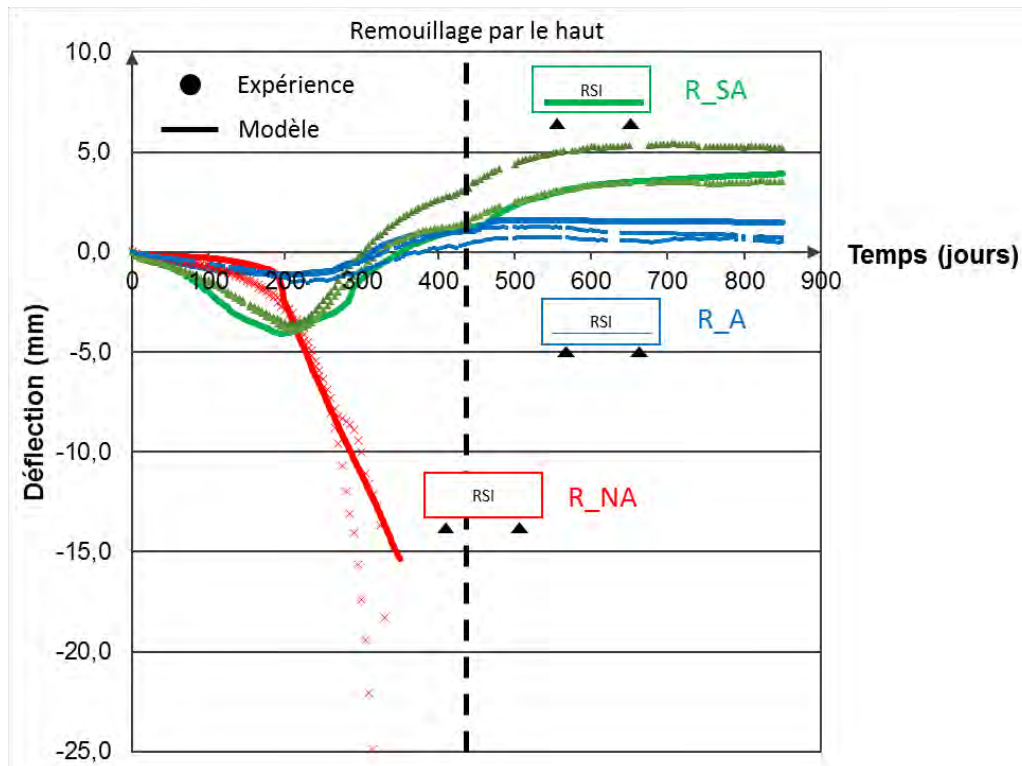
Géométrie	
Géométrie des éprouvettes expérimentales	Cylindre 11x22 cm
Géométrie du maillage de la modélisation	1/8 de cylindre (3 symétries : selon X, Y et Z)
Conditions environnementales	
Degré de saturation initial	Calculée préalablement (Tableau 3-9)
Concentration en alcalins	Calculée préalablement (Figure 3-31)
Conditions aux limites	
Mécanique	Déplacement imposé nul sur les faces servant de plan de symétrie selon leur direction orthogonale
Paramètres calés	
le volume de DEF créable $E^{II \infty}$	45 litres par m <sup>3</sup> de béton
le volume des vides accessibles $\phi_{RGI}^v$	4,5 litres par m <sup>3</sup> de béton, soit 10 % du volume de DEF créable
le temps caractéristique de précipitation $\tau^{Prec,ref}$	75 jours

### 3.4.2 Déplacements et faciès de fissuration des poutres de laboratoire

Le potentiel de gonflement du béton constituant les poutres étant important (de l'ordre de 1,5 % en gonflement libre), des problèmes de mesures expérimentales ont été observés par l'auteur (Martin, 2010). Ainsi, en termes de déplacements, seules les flèches sont totalement exploitables. Des résultats partiels complémentaires sont également exploités (déformations moyennes des poutres pendant les 300 premiers jours, essais d'expansion résiduelle sur carottes issues de la poutre non armée) pour compléter la validation de l'approche.

Les résultats numériques obtenus par le modèle pour les poutres, en termes de flèches, sont comparés aux mesures issues de la thèse de (Martin, 2010) sur la Figure 3-35. Ils vont être analysés pour la poutre non armée puis pour les poutres armées. Les paramètres matériaux ont été précédemment calés sur une éprouvette immergée à 28 jours (Tableau 3-10) et restent inchangés. Les hypothèses réalisées dans ces calculs concernent la modélisation hydrique

(notamment la remontée hydrique voir partie 3.2 Transport hydrique dans les poutres) et la diffusion des alcalins (voir partie 3.3.2 Diffusion des alcalins dans les poutres). L'impact de ces hypothèses sur les résultats obtenus sera discuté dans la partie discussion.



**Figure 3-35 : Comparaison des flèches des trois poutres modélisées avec les résultats expérimentaux (expérimentations issues de (Martin 2010)) (R\_NA : Réactive Non Armée, R\_A : Réactive Armée, R\_SA : Réactive Sur Armée)**

### 3.4.2.1 Poutre non armée

Comme pour la RAS, la partie inférieure des poutres étant saturée en eau, la formation d'ettringite différée est rapide dans cette partie des poutres. Le lessivage des alcalins y est également le plus fort, ce qui accélère encore la cinétique de production des produits néoformés (avancement chimique de DEF tracé sur la déformée de la poutre sur la Figure 3-36) et donc d'expansion. Dans la partie supérieure, le retrait de séchage entraîne un phénomène inverse. Le gradient de gonflement engendre donc une flèche négative et des contraintes de traction dans la partie médiane de la poutre (Figure 3-37). En ce qui concerne les déplacements, le modèle reproduit correctement la flèche à mi-portée de cette poutre non armée tout au long de son vieillissement. La flèche avant 200 jours est un peu faible par rapport aux résultats expérimentaux mais la cinétique globale et les ordres de grandeurs des déplacements verticaux sont bien retrouvés. Les déformations longitudinales sont également reproduites de façon cohérente par le modèle (Figure 3-38). La rupture de pente à 200 jours est due à l'apparition de la première fissure verticale. Pour le modèle, les cinétiques de déformation deviennent alors très linéaires alors que l'accélération est plus progressive en réalité. Un couplage hydro-

mécanique fort liant la perméabilité à l'endommagement pourrait permettre une cinétique plus progressive de ces déformations. Après son initiation, la fissure verticale s'est développée et la poutre a cédé sous son propre poids. Expérimentalement, cette rupture a eu lieu à 330 jours (Martin, 2010). Numériquement, le modèle montre une augmentation de la flèche sans divergence car la partie haute en retrait de séchage est encore non fissurée.

Photographie de la poutre non armée après rupture

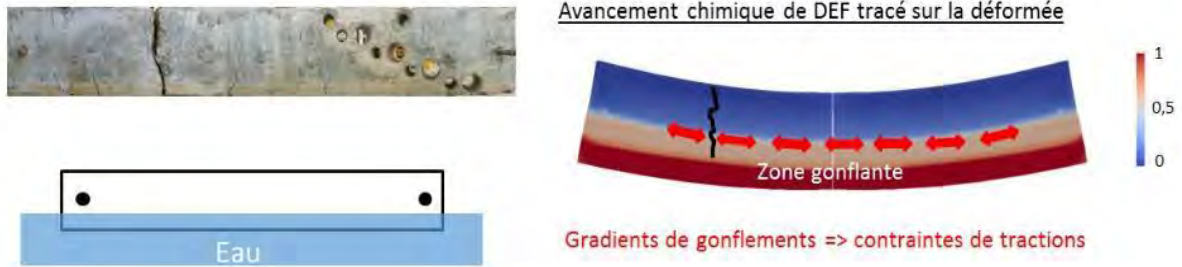


Figure 3-36 : Rupture de la poutre non armée, photographie issue de (Martin 2010)

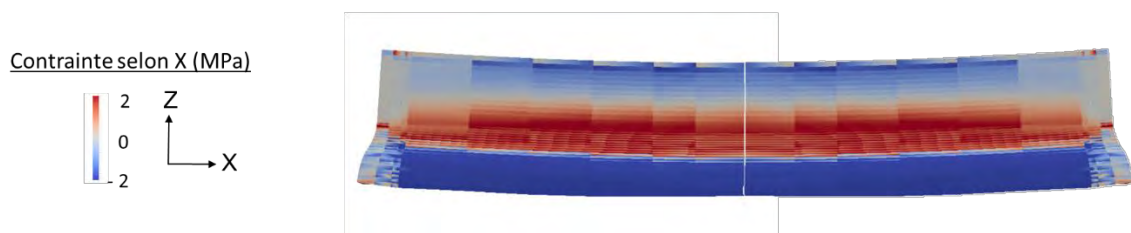


Figure 3-37 : Contrainte selon X tracée sur la déformée de la poutre non armée juste avant la fissuration localisée

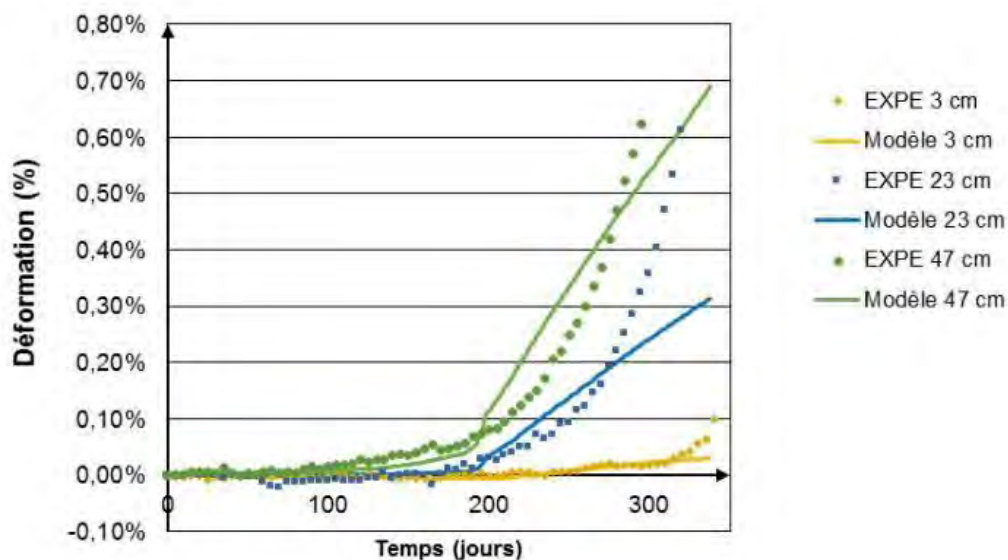
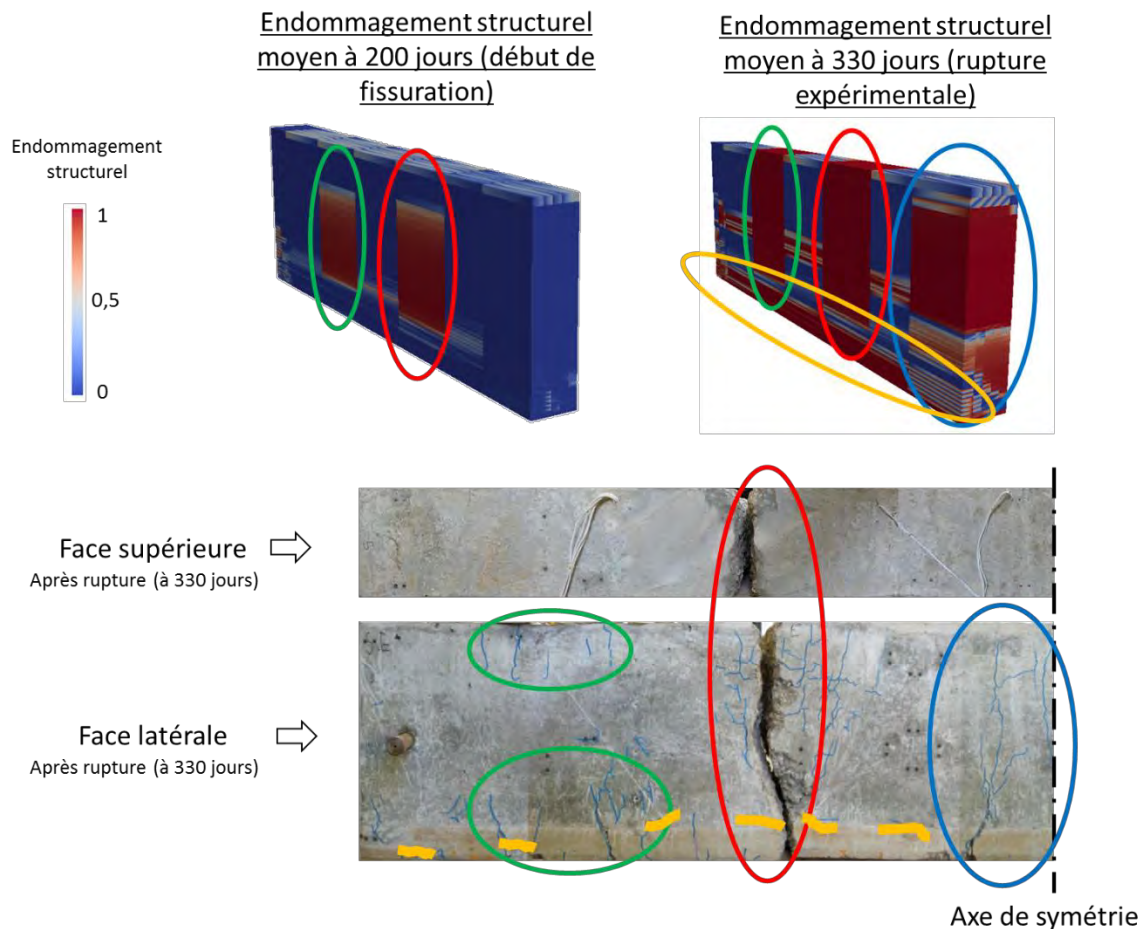
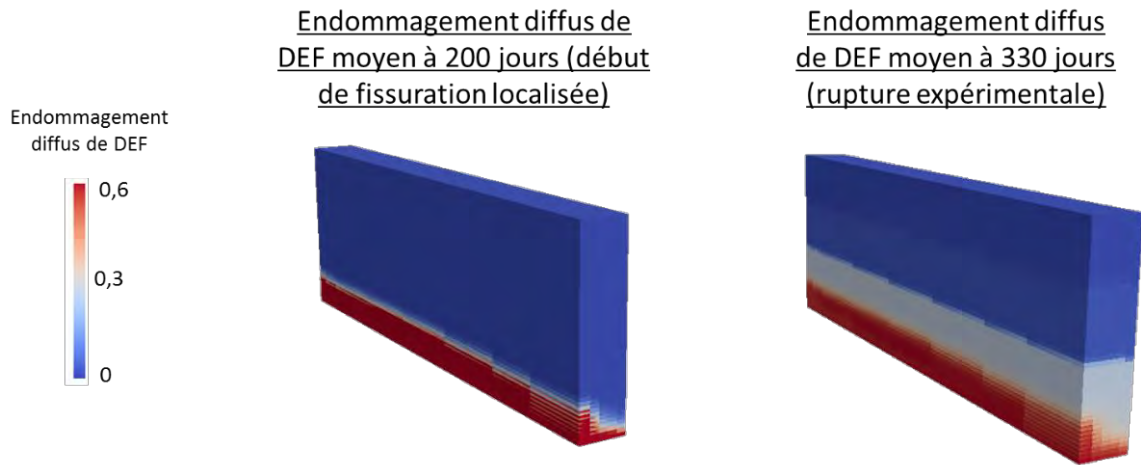


Figure 3-38 : Déformations longitudinales de la poutre non armée

Le faciès de fissuration obtenu par le modèle est assez cohérent avec les observations de la poutre fournies par l'auteur des essais (Figure 3-39). A 330 jours, le modèle montre trois fissures verticales. Dans la réalité (Martin, 2010), c'est une de ces fissures qui a mené à la rupture de la poutre (cerclée de rouge sur la Figure 3-39). L'ensemble des fissures verticales est correctement retrouvé par le modèle. Lors des essais, elles étaient plus ou moins ouvertes en fonction d'hétérogénéités locales de résistance. Des fissures horizontales sont également présentes dans le bas de la poutre. Le modèle permet de retrouver ces fissures tant par un endommagement structural que par un endommagement diffus de DEF (Figure 3-39 et Figure 3-40).

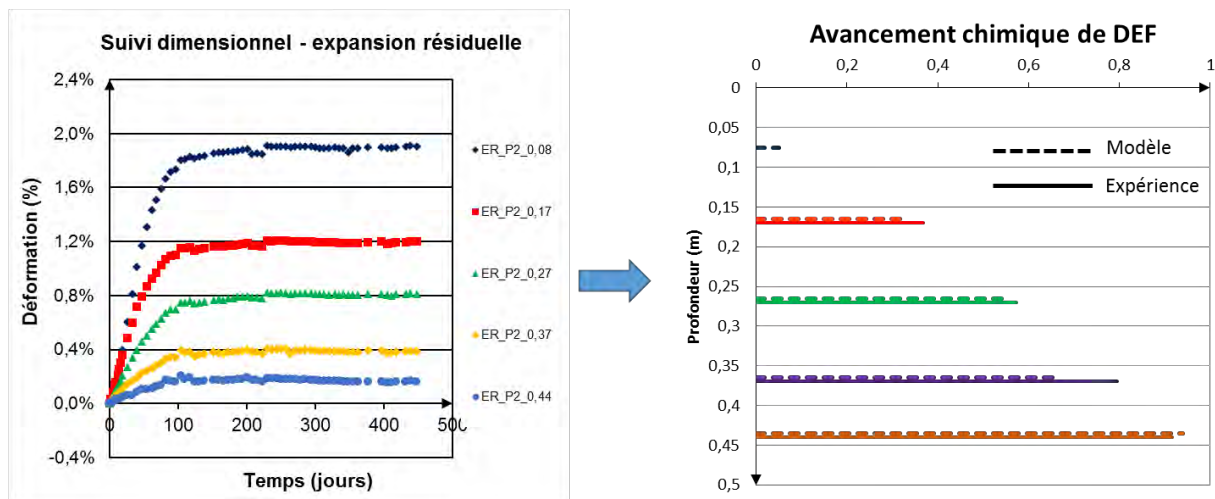


**Figure 3-39 : Comparaison du faciès de fissuration structural de la poutre non armée, photographies issues de (Martin, 2010)**



**Figure 3-40 : Endommagement diffus de DEF issu du calcul à 200 et 330 jours**

Après sa rupture, la poutre non armée a été carottée plusieurs fois dans sa hauteur (Figure 3-36) dans le but de réaliser des essais d'expansion résiduelle. Le principe consiste à extraire les carottes puis à les immerger dans de l'eau en prenant des mesures de déformations à dates régulières (Figure 3-41). L'avancement étant différent en fonction de la hauteur de carottage, les expansions obtenues correspondent aux potentiels de gonflement restant dans chaque partie de la poutre.



**Figure 3-41 : Suivi dimensionnel des éprouvettes en expansion résiduelle (Martin, 2010) et comparaison de l'avancement calculé avec celui obtenu par le modèle**

Le potentiel d'expansion restante est faible dans la partie basse (0,16 % de gonflement à 44 cm de profondeur) et fort dans la partie proche de la face supérieure (1,9 % à 8 cm de profondeur) qui n'a connu que la phase de séchage pour cette poutre non armée. Il est intéressant de noter que le gonflement de 1,9 % mesuré sur la carotte obtenue dans la partie supérieure de la poutre est sensiblement supérieur à celui mesuré sur une éprouvette coulée en même temps que la poutre et immergée dans l'eau à 28 jours (1,5 %). Cette comparaison montre que de



nombreux phénomènes peuvent conduire à des variations de potentiel de gonflement et que la calibration du modèle sur les éprouvettes conservées dans l'eau à 28 jours peut conduire à une sous-estimation des gonflements dans la poutre. Pour l'analyse suivante, le gonflement maximal qui peut être attendu pour ce béton a donc été supposé égal à 1,9 %. A partir de ces essais d'expansion résiduelle, l'avancement chimique de la DEF dans la poutre a été évalué de manière approchée. En première approximation, la réaction est considérée non débutée dans la partie haute (avancement égal à 0). Les gonflements résiduels obtenus aux autres profondeurs (0,16% à 44 cm, 0,39 % à 37 cm, 0,81 % à 27 cm et 1,2 % à 17 cm) permettent de déduire par proportionnalité les avancements correspondants (0,92 à 44 cm, 0,79 à 37 cm, 0,57 à 27 cm et 0,37 à 17 cm). La comparaison avec les avancements prédits par le modèle aux différentes hauteurs est tracée sur la Figure 3-41. Pour cette comparaison, les résultats issus du modèle ont été extraits 20 jours après la rupture de la poutre expérimentale (soit 348 jours) pour reproduire le temps entre la casse de la poutre et le début des essais d'expansion résiduelle. Le modèle reproduit bien la différence d'avancements non linéaire entre le bas de la poutre (très humide) et le haut (plus sec) observée expérimentalement. Seul l'avancement de la zone à 37 cm de la face supérieure paraît légèrement faible par rapport aux résultats expérimentaux extraits des gonflements résiduels. Ces résultats montrent donc la capacité du modèle d'avancement de RSI à évaluer les différences de cinétiques correspondant aux gradients imposés dans ces poutres. Par ailleurs, cette analyse témoigne de la cohérence entre la donnée d'avancement qui peut être déduite sur carottes et le comportement mécanique de structures dans le cadre d'expérimentations de laboratoire.

L'analyse effectuée ici grâce aux essais d'expansion résiduelle pourrait permettre d'en déduire une méthodologie de calage de cinétique de réaction sur des ouvrages.

### 3.4.2.2 Poutres armées

Pour les poutres armées (courbes et points verts et bleus sur la Figure 3-35), plusieurs phases sont à distinguer. Durant la première phase (jusqu'à 250 jours environ), des expansions de RSI ont lieu dans la partie inférieure, la flèche est négative mais elle est limitée par la présence d'armatures qui empêchent la fissuration transversale et l'orientent dans la direction longitudinale. Comme pour la RAS, la précontrainte chimique se met alors en place, des contraintes de compression se développent dans le béton proche des armatures principales (Figure 3-42 et Figure 3-43). De plus, de l'eau remonte par la microfissuration, la poutre s'humidifie plus rapidement dans la hauteur que pour une poutre non réactive ou atteinte de RAS dont la fissuration qui se développe principalement dans les granulats et en continuité dans la pâte de ciment (Sanchez et al., 2015) est moins homogène dans l'ensemble du béton. Le béton est alors comprimé (entre 3,7 et 1,8 MPa) sur la moitié basse de la poutre (courbes à 200 jours et 250 jours sur la Figure 3-43). Dans la partie supérieure de la poutre (les 20 centimètres les plus près de la face supérieure), le retrait empêché par l'acier, génère des contraintes de traction (Figure 3-43).

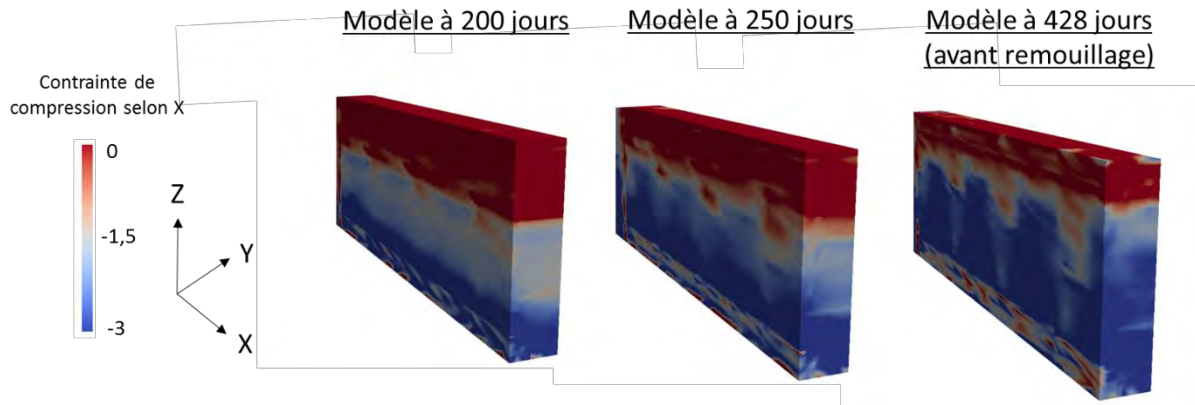


Figure 3-42 : Contraintes de compression dans la poutre normalement armée

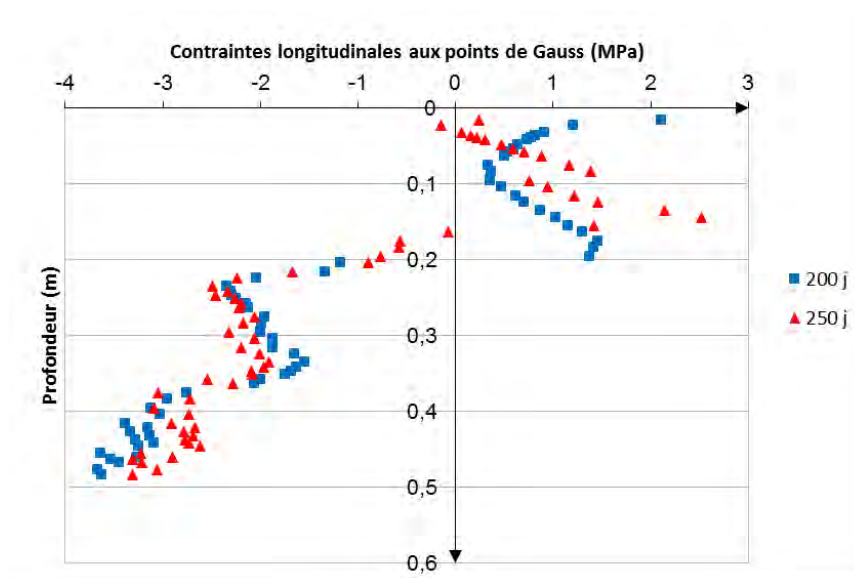


Figure 3-43 : Contraintes longitudinales aux points de Gauss dans la poutre armée

Dans une deuxième phase (après 250 jours), la partie basse est confinée par les armatures et la partie médiane commence à gonfler quand l'eau l'atteint (Figure 3-44). L'évolution des flèches s'inverse (Figure 3-35) et les contraintes de compression se développent de plus en plus haut dans les poutres (jusqu'à 10 cm de la face supérieure sur la Figure 3-42). Dans les cinq à dix centimètres les plus hauts des poutres armées, la réaction est faible, voire stoppée par la faible humidité. Des déformations de retrait peuvent même avoir lieu dans la région proche de la face supérieure. Le gradient de déformation entre cette zone en retrait et la partie médiane soumise aux expansions de RSI est l'origine de contraintes de traction. (Figure 3-44). Ces contraintes localisées dans la zone proche de la surface supérieure provoquent alors des fissures transversales (de l'ordre de 10 cm de profondeur dans le modèle) dans la partie haute des poutres armées (entourées de rouge et de bleu sur la Figure 3-45 et Figure 3-46). Le même type

de fissure est apparu sur les poutres fortement armées mais avec un espacement plus faible (également retrouvé par le modèle). Cette différence ne peut pas être due au maillage utilisé qui est le même pour les deux poutres armées. C'est le retrait qui n'est pas gêné avec la même amplitude par les armatures supérieures de ces deux poutres, du fait de leur différence de diamètre (HA10 pour la poutre normalement armée et HA20 pour la poutre fortement armée). Une fissuration longitudinale le long des armatures dans la partie basse est également présente (cerclée d'orange sur la Figure 3-45). En effet, c'est la zone dans laquelle les alcalins sont les plus lessivés et le béton d'enrobage n'est pas confiné par les armatures. Enfin, dans la zone d'enrobage du dernier cadre d'effort tranchant à gauche de l'appui (zoom de cette zone sur la Figure 3-47 et zone cerclée de vert sur la Figure 3-45) un phénomène similaire est observable. Les plans de fissuration sont orientés parallèlement à la zone confinée comprise entre les cadres et les armatures principales. Les endommagements diffus de DEF dans cette zone permettent de bien observer la similitude de la direction de la fissuration dans la zone autour de l'appui (Figure 3-47). Enfin, les flèches redeviennent positives (apparition d'une contre-flèche) avant le remouillage.

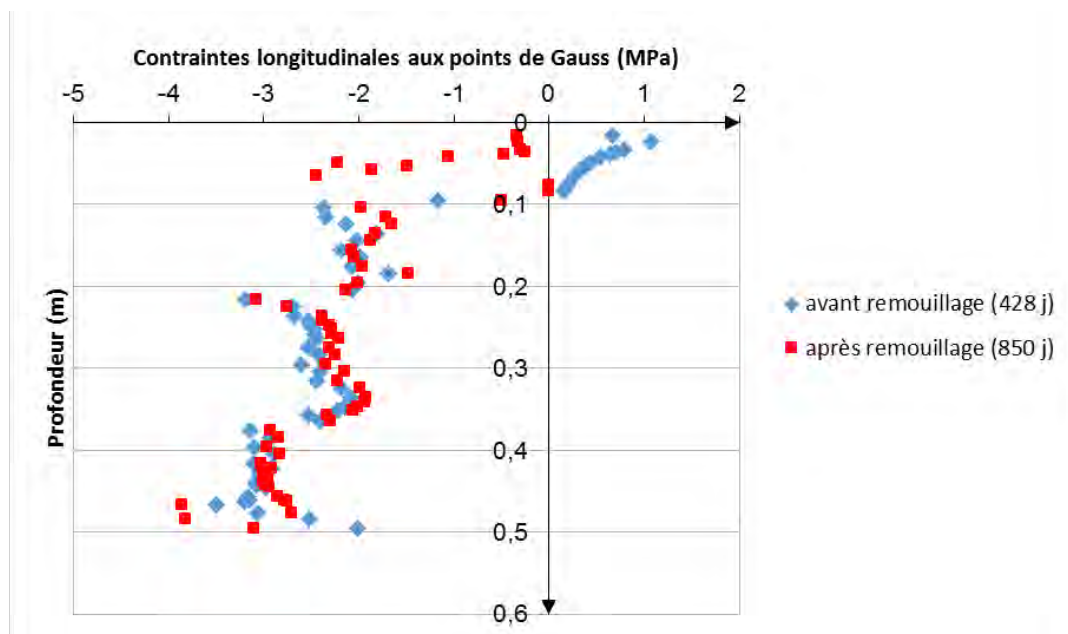
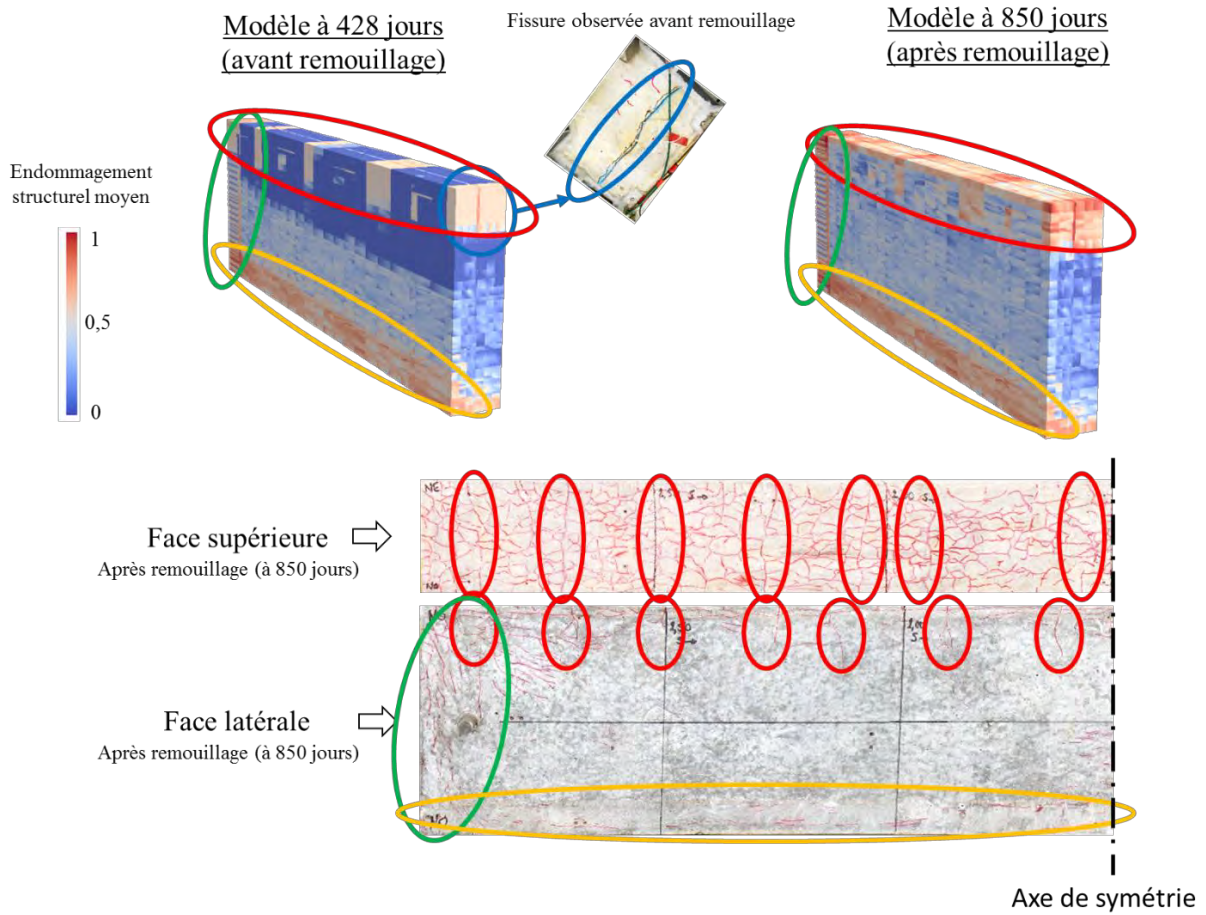
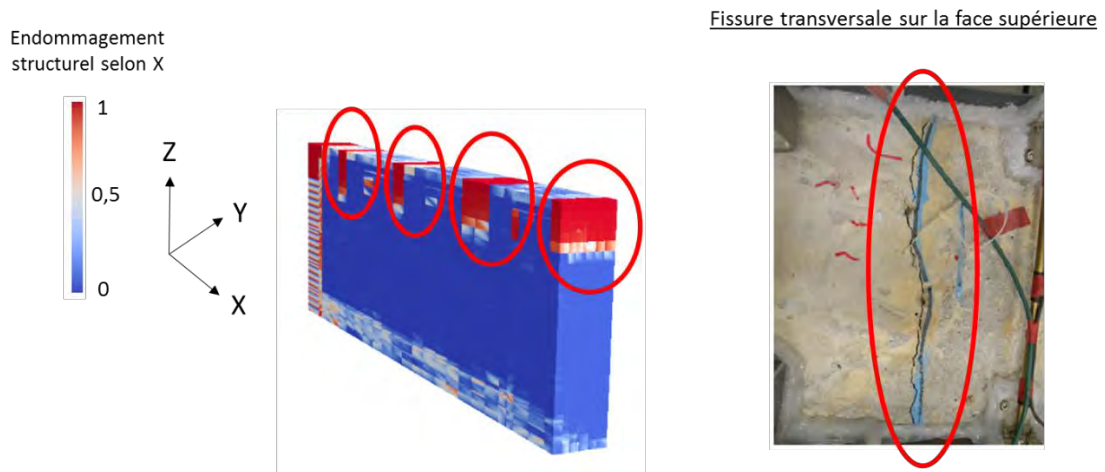


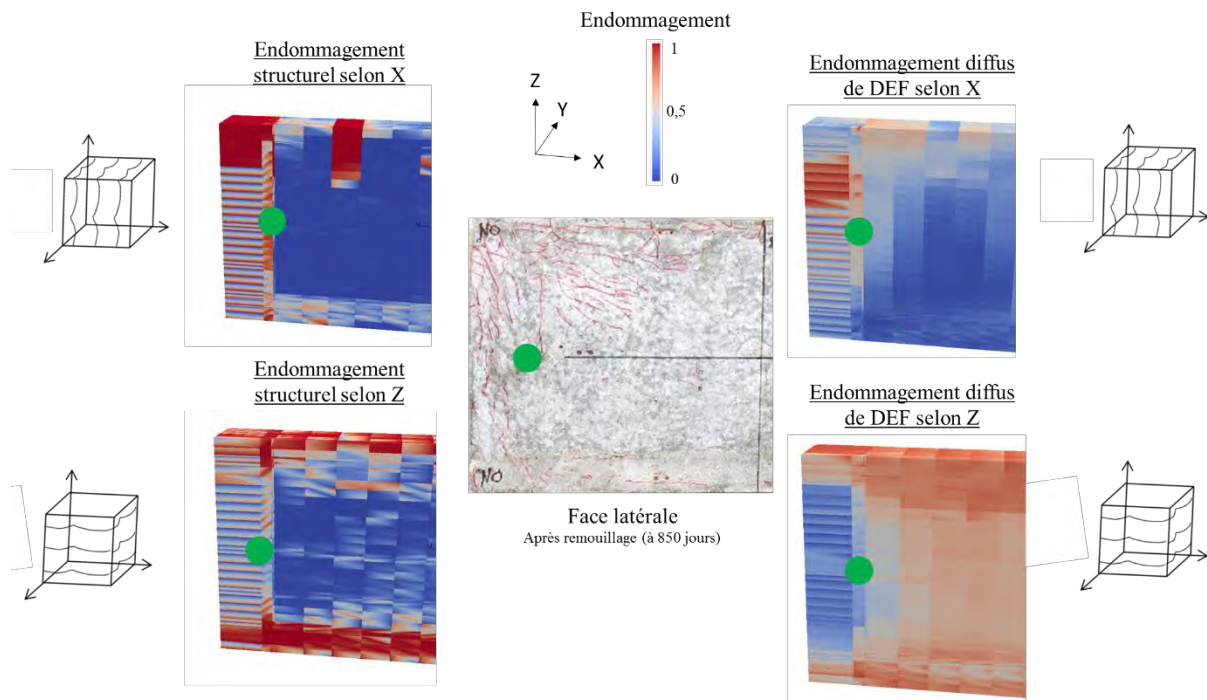
Figure 3-44 : Contraintes longitudinales aux points de Gauss dans la poutre armée



**Figure 3-45. Fissuration de la poutre Normalement Armée : comparaison des faciès après 428 jours et 850 jours de calcul avec les résultats expérimentaux de (Martin 2010)**



**Figure 3-46 : Fissures localisées transversales observées à 250 jours, photographie de (Martin 2010)**



**Figure 3-47 : Zoom sur la fissuration près de l'appui de la poutre armée, photographie de (Martin, 2010)**

Le même comportement global est observé pour la poutre surarmée mais les flèches sont plus faibles (environ trois fois) car les sections d'acier sont plus importantes.

Il est à noter que durant les 220 premiers jours, la flèche de la poutre armée est plus importante que celle de la poutre non armée (Figure 3-35). Les différences de flèches entre poutres armée et non armées peuvent provenir de légères différences en termes de degré de saturation initiale comme discuté ci-dessus dans la partie concernant la modélisation hydrique et analysé de manière détaillée dans l'étude paramétrique finale.

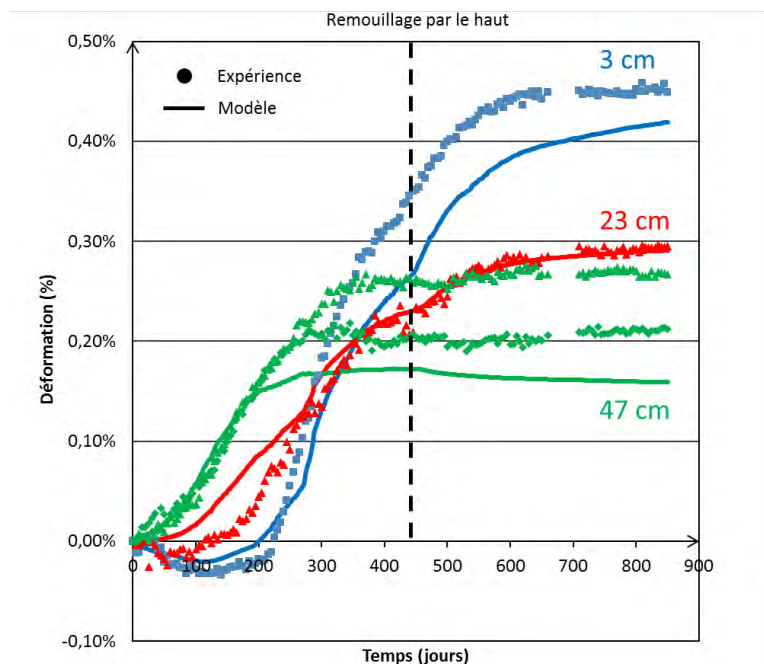
Après remouillage (428 jours), les résultats expérimentaux montrent un très faible déplacement, assez rapide, vers le haut de la poutre armée avant une stabilisation totale à 600 jours. Le gonflement de la partie supérieure des poutres semble avoir peu d'impact sur leur comportement global. D'après l'auteur, le remouillage ne concernerait à court terme qu'une épaisseur de béton de l'ordre de 10 cm proche de la face supérieure (Martin, 2010). En effet, aucun changement de cinétique de déformation n'est noté à 17 cm de la face supérieure après remouillage. L'effet est plutôt inverse, la déformation se stabilise dans cette zone.

Après avoir analysé les flèches et les endommagements des poutres armées, la comparaison des déformations longitudinales et des déformations dans les aciers entre les réponses du modèle et les résultats expérimentaux permet de compléter l'analyse de ces structures.

Le potentiel de gonflement du béton constituant les poutres étant important (de l'ordre de 1,5 % en gonflement libre), des problèmes de mesures expérimentales ont été observés par l'auteur (Martin, 2010). Peu de données sont disponibles tout au long de la phase de vieillissement.

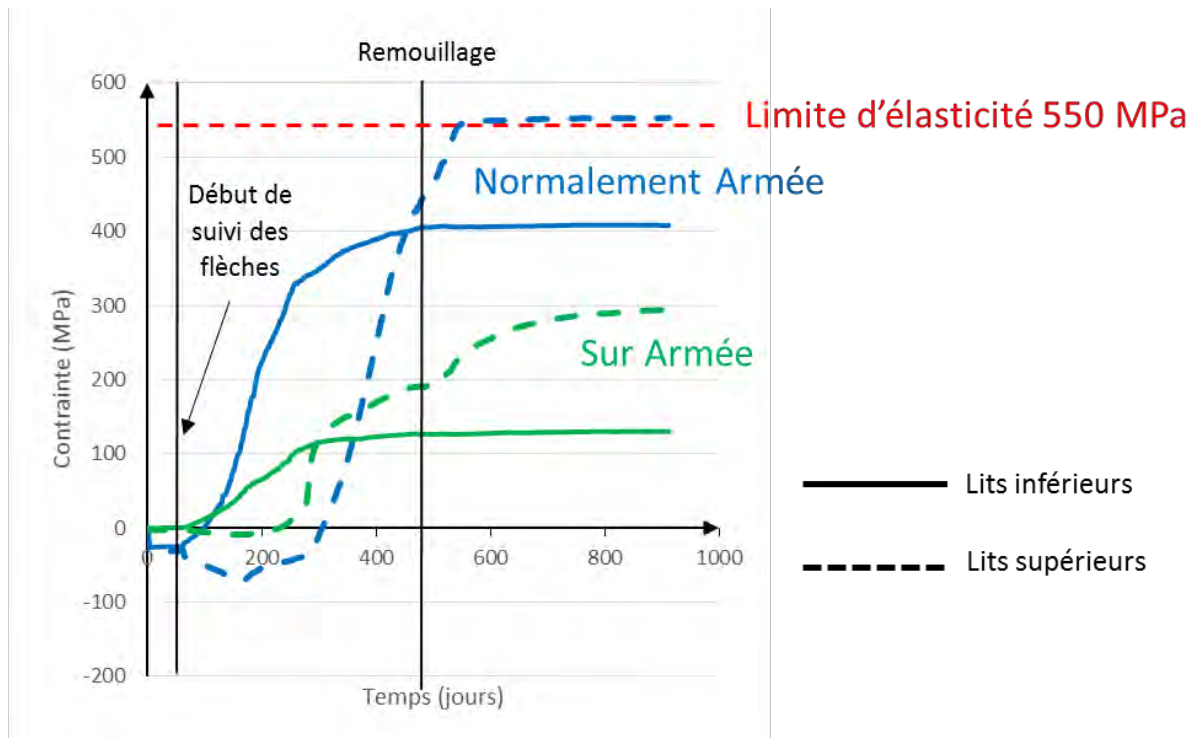
Les déformations longitudinales globales de la poutre normalement armée sont bien reproduites par le modèle avant et après le remouillage (Figure 3-48). Seule l'asymptote de la déformation longitudinale à 47 cm de la face supérieure, proche du lit d'acier inférieur, est légèrement sous-estimée. La cinétique globale de gonflement quant à elle est bien reproduite.

Avant remouillage (428 jours), la partie inférieure des poutres armées (représentée par la courbe à 47 cm sur la Figure 3-48) gonfle rapidement puis se stabilise à 250 jours suite à l'apparition de la précontrainte chimique générée par le gonflement gêné par les aciers du lit inférieur. La partie haute (représentée par la courbe à 3 cm) ne gonfle pas mais subit un effet de structure suite au changement de direction de la flèche (évoqué dans la partie ci-dessus sur l'évolution des flèches). La partie centrale de la poutre (représentée par la courbe à 23 cm) a un comportement médian par rapport aux comportements des deux zones précédemment évoquées.



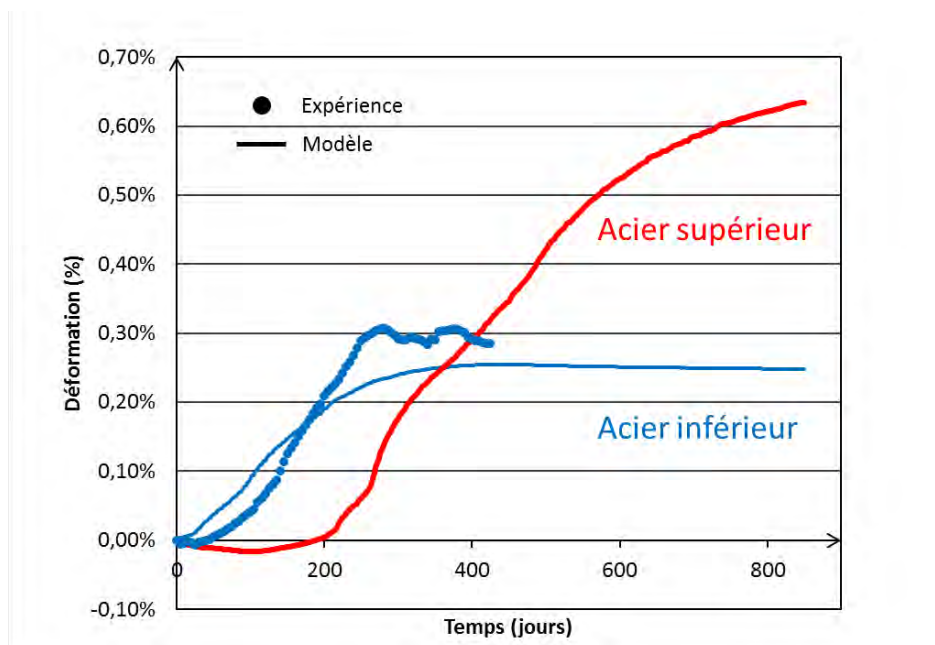
**Figure 3-48 : Déformations longitudinales globales de la poutre normalement armée (Martin, 2010)**

La Figure 3-49 permet de visualiser les contraintes développées dans les aciers pour la poutre normalement armée et la poutre surarmée. La limite élastique des aciers est de 550 MPa. D'après les calculs, les aciers supérieurs de la poutre normalement armée sont donc plastifiés peu après le remouillage. Les cadres de cette poutre sont également plastifiés juste avant le remouillage.



**Figure 3-49 : Contraintes développées dans les aciers à mi-travée pour les poutres armées**

La déformation longitudinale des aciers inférieurs de la poutre normalement armée semble correcte (Figure 3-50). Aucune donnée expérimentale de comparaison n'est disponible sur les aciers supérieurs. Après remouillage, la déformation des aciers supérieurs est importante car les aciers sont plastifiés.



**Figure 3-50 : Déformation longitudinale globale des aciers (Martin 2010)**

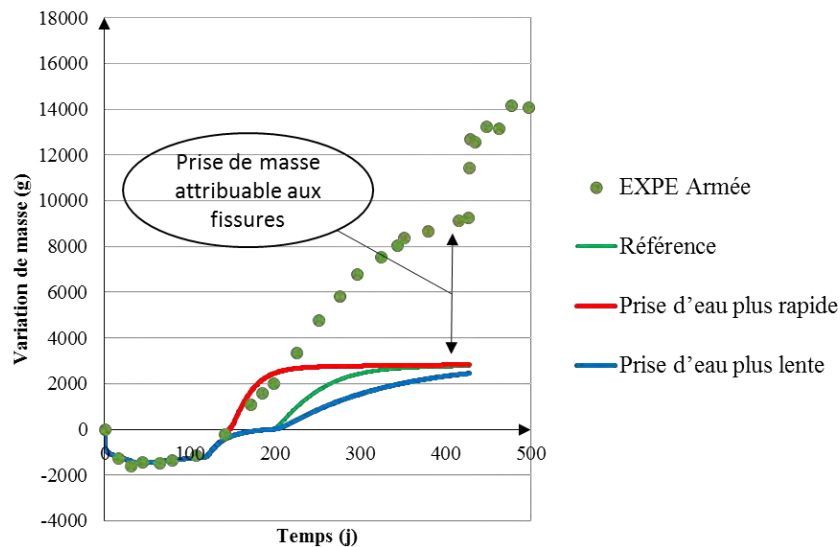
### 3.4.3 Discussion

Le modèle reproduit de manière assez précise les tendances des déplacements et les faciès de fissuration des poutres. Cependant, les cinétiques et les asymptotes des déplacements ne convergent pas idéalement vers les résultats expérimentaux notamment après remouillage. Des imprécisions en termes de caractérisation à chaque étape de la modélisation peuvent être à l'origine des écarts observés.

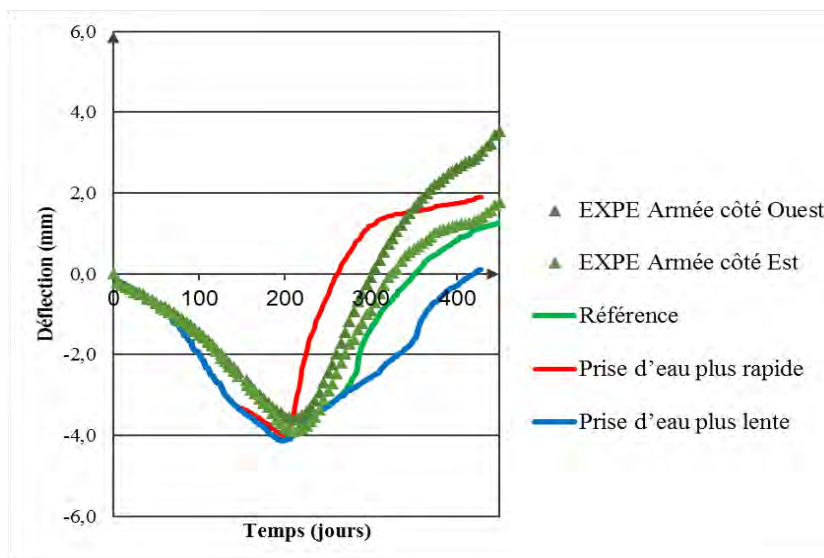
#### i) Impact du comportement hydrique :

1. Le comportement hydrique est difficile à reproduire en se basant uniquement sur les prises de masses des poutres. En effet, ces données ne permettent pas de connaître la hauteur du front de remontée capillaire de manière précise. La précipitation de la DEF étant très sensible à la saturation du béton, cette méconnaissance peut conduire à des différences d'expansion importantes. De plus, une quantité d'eau conséquente peut être contenue dans les fissures. Ainsi, les prises de masses des poutres sont indicatives à partir du début de la fissuration. Les courbes expérimentales de prise de masse ne sont pas simulables sans intégrer l'eau dans les fissures. Seule la saturation du béton entre les fissures est reproduite ici. Une étude paramétrique permet de visualiser l'influence de l'hypothèse effectuée sur les résultats en termes de flèches (Figure 3-51 et Figure 3-52). L'hypothèse de référence est celle utilisée pour les calculs présentés précédemment. Une prise d'eau plus rapide (coefficient de diffusion multiplié par 10 dans la zone centrale) provoque une remontée de la flèche plus brutale (contre-flèche 20 % plus importante à 400 jours). A l'inverse, une prise d'eau plus lente (coefficient de diffusion divisé par 2 dans la zone centrale) induit une remontée de flèche plus lente (20 % plus faible à 400 jours).





**Figure 3-51 : Influence de l'hypothèse de remontée capillaire sur la variation de masse de la poutre armée (Martin, 2010)**



**Figure 3-52 : Influence de l'hypothèse de remontée capillaire sur les flèches de la poutre armée (Martin, 2010)**

De même, la hauteur de la zone saturée après remouillage n'est pas connue ce qui influence grandement la réponse du modèle en termes de déplacements dans cette période. Une étude paramétrique du même genre permet de visualiser la différence de flèches obtenues entre un remouillage intégral rapide de la poutre dès remouillage (coefficient de diffusion multiplié par 10 dans la zone supérieure), un remouillage uniquement de la zone proche de la face supérieure (les 3 premiers cm) et la solution retenue (Figure 3-53 et Figure 3-54). Le remouillage rapide induit une contre-flèche 20 % plus forte alors qu'un remouillage très localisé fait évoluer la contre-flèche de - 6 %.

L'ensemble de cette étude paramétrique montre la difficulté du calage de la partie hydrique et son impact sur les flèches obtenues sur la poutre armée.

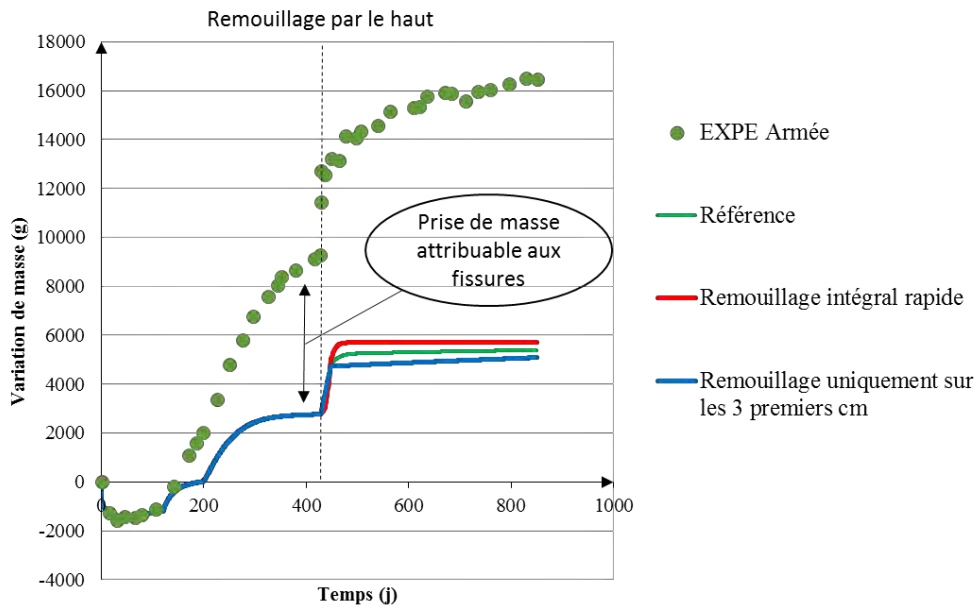


Figure 3-53 : Influence de l'hypothèse de remouillage sur la variation de masse de la poutre armée (Martin, 2010)

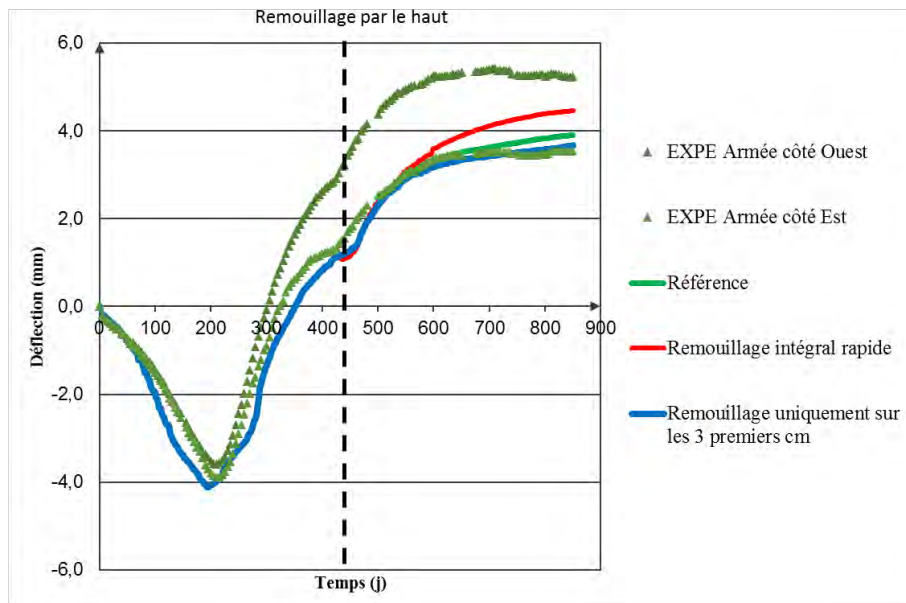
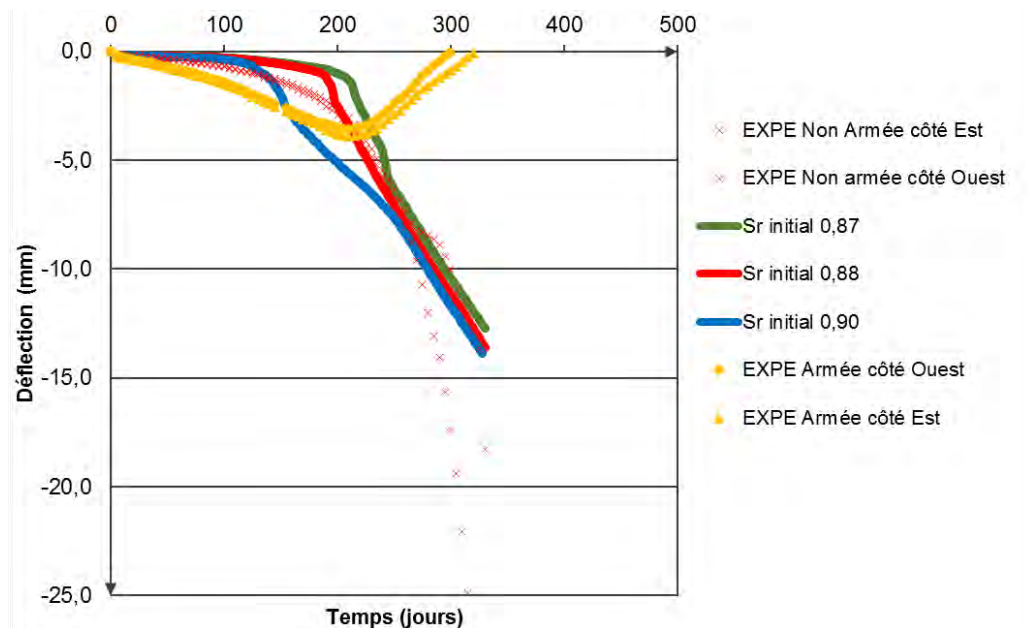


Figure 3-54 : Influence de l'hypothèse de remouillage sur les flèches de la poutre armée (Martin, 2010)

- Le degré de saturation initial a également une influence importante sur les résultats de flèche de poutres atteintes de RSI. Son impact est particulièrement sensible dans les premières centaines de jours de conservation des poutres. L'impact du degré de saturation initial sur la flèche de la poutre non armée est observé sur la Figure 3-55. Un degré initial plus faible conduit à un retard de développement de la flèche et de la fissuration. Une différence de 3 % en termes de degré de saturation ( $S_r$ ) initial conduit à une différence de flèche de 80 % à 200 jours, différence qui s'atténue par la suite car la perte de rigidité par fissuration devient alors prépondérante.

Dans le cas de cette étude, il semble donc variable d'une poutre à l'autre (Figure 3-55) ce qui n'est pas surprenant compte tenu du fait qu'elles sont réalisées avec des gâchées de béton différentes dans des conditions de température qui peuvent être différentes en fonction de l'année.

Cette donnée est rarement caractérisée et souvent complètement méconnue sur structures réelles. Il est donc important de quantifier les incertitudes qui peuvent en découler.



**Figure 3-55 : Impact la teneur en eau initiale sur la flèche de la poutre non armée (Martin 2010)**

b) Impact du lessivage des alcalins

Lors du remouillage par le haut de la poutre, des alcalins pourraient être entraînés par la perméation de l'eau liquide depuis la face supérieure vers le bas de la poutre. L'état de fissuration avancée des poutres dans cette zone pourrait faciliter ce phénomène convectif. La concentration en alcalins dans la zone en dessous du lessivage (zone où sont présents les aciers longitudinaux supérieurs) pourrait alors augmenter. L'augmentation de la teneur en alcalins par rapport à la concentration initiale ralentit ou stoppe le gonflement (Famy et al., 2001). Cela pourrait expliquer l'arrêt du déplacement des poutres armées vers le haut. La simulation de la variation de la concentration en alcalins dans les poutres est de la diffusion pure, le phénomène de transfert convectif des alcalins n'est donc pas pris en compte dans cette modélisation.

Afin de quantifier l'intérêt d'une telle modélisation du transfert des alcalins, une étude paramétrique est effectuée avec un lessivage limité aux faces immergées en partie basse et aux trois premiers centimètres de la partie supérieure lors du remouillage (avec un coefficient de diffusion nul) et avec un lessivage plus important des alcalins (coefficient de diffusion  $D_0$  égal à  $11,0 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$  pour un degré de saturation de 1 (Eq. (3-9)), soit cinq fois celui utilisé pour le calcul de référence). L'impact sur la flèche obtenue est limité avant remouillage (10 % d'écart maximum sur la Figure 3-56). Cependant, l'hypothèse de modélisation du lessivage a un fort impact sur la cinétique après remouillage. Un trop faible lessivage des alcalins engendre notamment une cinétique très faible de gonflement, ce qui induit une évolution quasi linéaire de la flèche. Un lessivage fort provoque une chute importante des alcalins de plus en plus profondément dans la partie haute de la poutre ce qui accélère la cinétique de gonflement dans ces zones.

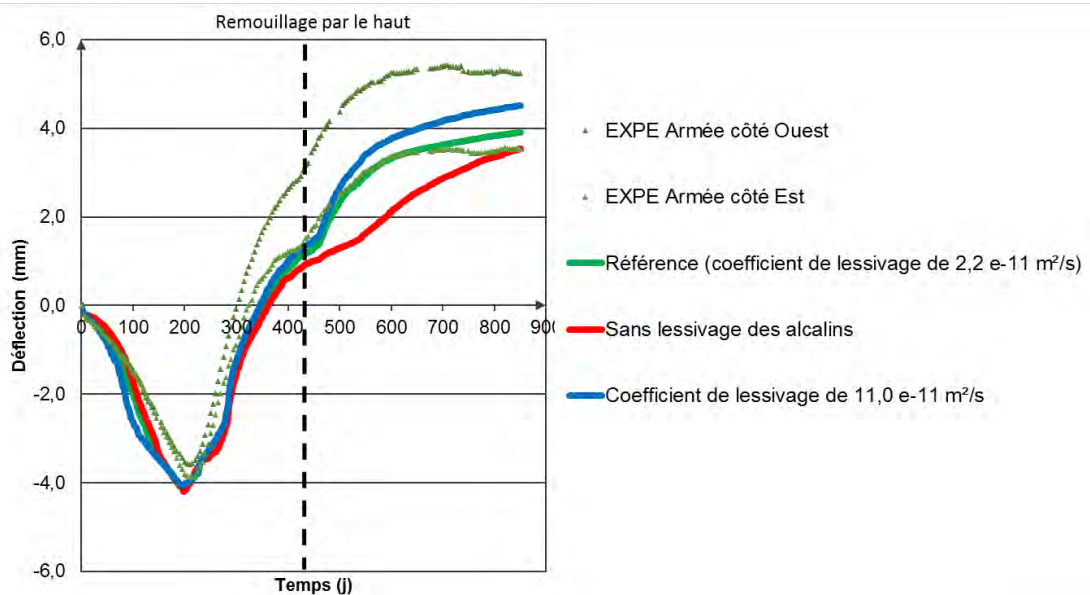


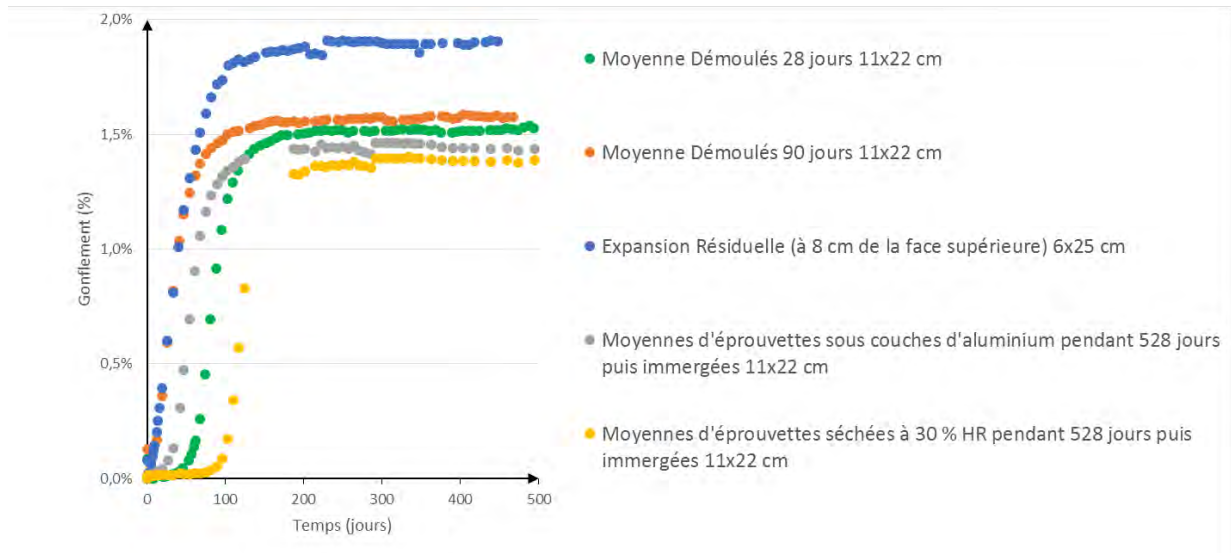
Figure 3-56 : Influence de l'hypothèse de lessivage des alcalins sur les flèches de la poutre armée (Martin, 2010)

(Rivard et al., 2003) avancent l'hypothèse que pendant une phase de séchage du béton, une fixation irréversible des alcalins pourrait avoir lieu sur le squelette solide ou dans le ménisque de l'eau restant dans les pores, rendant difficile leur lessivage. Sur des éprouvettes 75x75x300 mm, (Rivard et al., 2003) obtiennent une chute des alcalins mobilisables après séchage comprise entre 34 et 61 % pour des phases de séchage allant de 28 et 140 jours avant remouillage. (Constantiner, 1994) évoque un phénomène possible entre la carbonatation et la fixation de ces alcalins. Les alcalins fixés jouent-ils toujours le même rôle sur la cinétique de précipitation de la DEF ? Ces mécanismes, qui pourraient conduire à une réduction des alcalins dans la solution interstitielle, pourraient induire les mêmes conséquences qu'un lessivage rapide des alcalins comme simulé dans ces calculs.

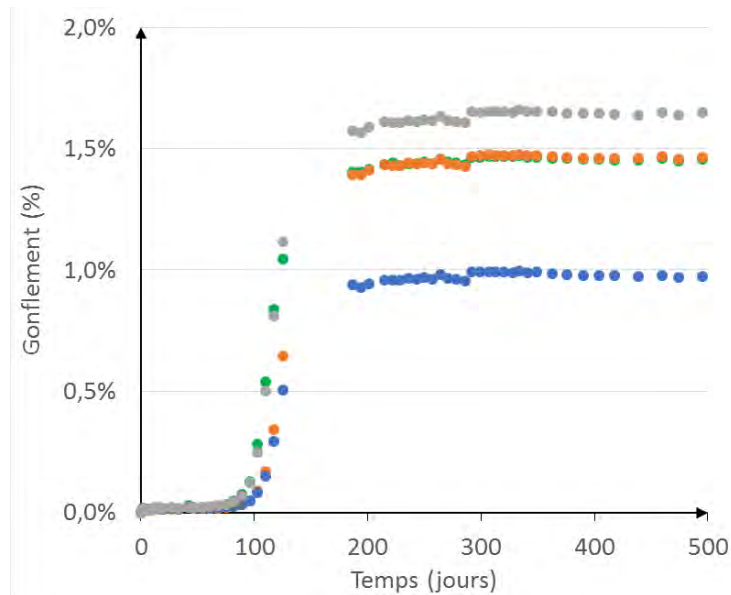
### c) Impact du potentiel d'expansion initial

Le gonflement libre varie en fonction des conditions environnementales dans lesquelles l'éprouvette a vieilli. En effet, le gonflement libre issu des expansions résiduelles sur carottes est de 1,9 % (reprise d'eau comprise). Il est de 1,5 % pour des éprouvettes coulées en même temps que les poutres et mises en eau à 28 jours. Il est de 1,4 % pour des éprouvettes soumises à un séchage à 30 % d'humidité relative pendant 528 jours puis immergées (conditions subies par la face supérieure de la poutre). L'ensemble des moyennes des gonflements obtenus avec le même béton, le même cycle de température et dont les éprouvettes ont été immergées dans l'eau sont présents sur la Figure 3-57. L'écart maximum entre les gonflements obtenus est de 35 %, l'expansion la plus forte étant obtenu sur carotte. La Figure 3-58 permet de visualiser la différence d'expansion entre des éprouvettes, d'un même coulage, ayant subi un séchage pendant 528 jours puis une immersion : la différence maximale est de 70 %. Comme évoqué dans le paragraphe précédent, la quantité d'alcalins mobilisables est probablement impactée par cette phase de séchage (Rivard et al., 2003). D'après ces résultats (Figure 3-58), une dispersion importante de l'expansion finale est observée.

A ce jour, un seul volume de DEF créable est fixé dans les calculs pour toute la poutre. D'après les résultats évoqués, cette valeur pourrait dépendre des conditions de vieillissement de la poutre. Un calcul avec deux valeurs de volume créable (une pour le bas, perpétuellement immergé, et une pour le haut, subissant un séchage puis un remouillage) dans la hauteur de la poutre générerait des contraintes de traction, voire une fissure, due à la différence de gonflement à l'interface des deux zones. Une étude paramétrique est menée en prenant des gonflements libres sur éprouvette de 1,9 % et de 1,3 %. Les résultats obtenus en termes de flèche (Figure 3-59) avec ces deux calages montrent le fort impact de ces valeurs sur le gonflement après remouillage. En effet, le comportement durant la première phase est principalement contrôlé par le déséquilibre de gonflement entre la partie supérieure et la partie inférieure des poutres. Le changement de potentiel de gonflement influence donc peu les flèches obtenues durant cette période. Un gradient de potentiel de gonflement en fonction de la hauteur de la poutre est plausible.



**Figure 3-57 : Comparaison des gonflements libres sous eau issus de (Martin 2010)**



**Figure 3-58 : Gonflements libres de 4 éprouvettes séchées à 30 % d'humidité relative pendant 528 jours puis immergées (11x22 cm) (Martin, 2010)**

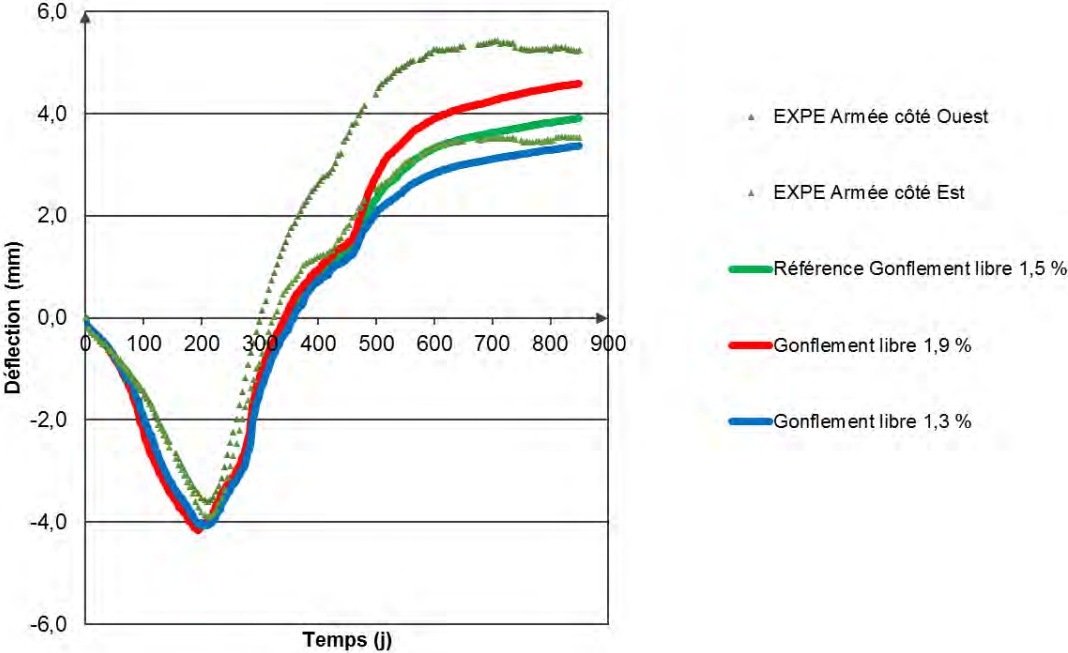


Figure 3-59 : Influence de l’hypothèse de lessivage des alcalins sur les flèches de la poutre armée (Martin, 2010)

## 4. Conclusion du chapitre

Le but de ce chapitre était d'appliquer le modèle à des structures subissant un gradient hydrique et des gonflements anisotropes en présence ou non d'armatures pour valider le couplage entre la fissuration diffuse et la fissuration localisée. Le choix a été fait d'utiliser des poutres ayant vieilli en laboratoire car les conditions environnementales étaient maîtrisées et les déplacements mesurés de manière précise. En gonflement faible à modéré (inférieur à 0,3 %), des poutres atteintes par la réaction alcali-silice (RAS), issus des travaux de (Multon et al., 2005), ont été modélisées. En gonflement important, ce sont les poutres soumises à une formation d'ettringite différée étudiées dans la thèse (Martin, 2010) qui ont été reproduites numériquement.

Le premier enjeu était donc d'appliquer le modèle à des structures soumises à des gradients hydriques (Multon et al., 2005). La RAS est un phénomène où la présence d'eau joue un rôle prépondérant. Elle agit à la fois comme réactif (elle se lie aux complexes alcali-siliceux et leurs donnent du volume) et comme élément majeur dans la diffusion des espèces chimiques. Son impact sur les gonflements a été analysé grâce à la simulation d'éprouvettes soumises à différentes conditions environnementales : 30 % d'humidité relative, conservation dans des couches d'aluminium pour limiter les pertes d'eau et immersion dans de l'eau. Ces trois conditions hydriques correspondent à celles présentes respectivement en partie haute, en partie médiane et en partie basse des poutres.

Grâce aux données expérimentales, une simulation fine des transferts hydriques (séchage et remontée capillaire de l'eau dans les poutres) a pu être effectuée. Elle a permis de valider la modélisation de la partie hydrique reproduite avec des équations de diffusion et un coefficient diffusif évoluant selon la quantité d'eau présente (Loi de (Mensi et al., 1988)). L'avancement est rapidement très fort dans la partie inférieure et très faible voire nul dans la partie supérieure. Ce gradient de gonflement est intéressant à simuler car il induit des déplacements et des fissurations structurales. Les paramètres matériaux de ces poutres ont déjà été calibrés sur les éprouvettes composées du même béton et soumises à des essais de gonflements sous différentes contraintes et confinement. Aucune calibration supplémentaire n'a été réalisée pendant l'étude mécanique des poutres.

Les résultats issus de la modélisation des poutres de RAS sont très satisfaisants. Ils permettent de retrouver les déplacements des poutres réactives ou non réactives, armées ou non armées. La modélisation des poutres non réactives permet de valider le profil hydrique et les paramètres de retrait et de fluage calés sur les éprouvettes. Durant la première phase (avant remouillage), les déplacements des poutres réactives ont été retrouvés de manière précise. Dans un premier temps, les flèches deviennent négatives car la partie basse qui est immergée réagit



rapidement. Le retrait, dans la partie haute, favorise également ce sens de déplacement. La précontrainte chimique se met alors en place dans la direction des armatures. Elle a pour effet de faire changer de direction l'évolution de la flèche des poutres armées quand les gonflements de la partie médiane deviennent prépondérants sur ceux du reste de la poutre. Après remouillage, la partie supérieure des poutres est saturée. Le béton gonfle donc rapidement. Cette zone étant située au-dessus de l'axe neutre des poutres, elles créent une contre-flèche. Les tendances sont correctement reproduites par le modèle. Un couplage poro-mécanique fort liant les endommagements et les ouvertures de fissures à la perméabilité du matériau pourrait permettre une amélioration des résultats.

Dans le but de requalifier un ouvrage, les déplacements et les faciès de fissuration sont parfois accessibles auprès du maître d'ouvrage. Le but est alors de parvenir à les reproduire avec les outils et les informations à disposition. La bonne corrélation entre le modèle et les données in situ permet de juger de la fiabilité du modèle à prédire le comportement futur de l'ouvrage dans le but de connaître les marges de sécurité ou de simuler des réparations. Dans cette étude, les faciès de fissuration obtenus par le modèle ont montré une bonne corrélation avec les observations réalisées par l'auteur à la fin du vieillissement. L'anisotropie du modèle et son approche à deux niveaux de fissuration (une macroscopique localisée et une diffuse de RAS) ont permis de reproduire les fissurations des poutres réactives (armées ou non armée). L'anisotropie du critère de plasticité du modèle permet notamment de comparer les plans de fissuration obtenus avec les observations expérimentales. Plus les poutres sont armées, plus l'orientation parallèle aux armatures est marquée. Les fissures localisées dues au retrait dans le haut de ces poutres sont également retrouvées numériquement.

Les essais de vieillissement de poutres ont été suivis de tests à rupture (essais en flexion quatre points). La résistance résiduelle et sa reproduction par le modèle ont donc pu être testées. Ce type de test n'est possible que sur des structures réduites car ils sont totalement destructifs. Les essais expérimentaux, réalisés sur les poutres normalement armées (une réactive et une non-réactive), montrent un retard de fissuration de la poutre réactive par rapport à la poutre non réactive. Ceci est dû au gonflement gêné par l'acier qui a comprimé le béton. En effet, lorsque le béton gonfle et qu'il est confiné par la présence d'armatures, des contraintes de compression apparaissent dans le béton et une « précontrainte chimique » se développe. Les conclusions de cette étude montrent que la contrainte de compression générée dans le béton peut atteindre 3,0 MPa. La tension correspondante dans les aciers est comprise entre 50 MPa et 140 MPa suivant la section d'acier. Dans les ouvrages, ces contraintes s'ajoutent à celles apportées par les charges de service usuelles. Lors des essais en flexion quatre points, la force appliquée sert dans un premier temps à décompresser le béton dans la partie basse avant de le tendre puis de dépasser sa résistance en traction résiduelle. Il s'agit de l'origine du retard de fissuration de la poutre réactive par rapport à la poutre non-réactive. Le palier plastique qui s'en suit est alors le même pour les deux poutres. Le modèle quantifie de manière précise ces phénomènes. Le retard de fissuration localisée observé pourrait être considéré comme bienvenu car il améliore les caractéristiques de rigidité de la structure. Cependant, les micro et macro fissurations induites par la RAS génèrent une chute des indicateurs de durabilité car elles permettent aux agents

agressifs extérieurs (notamment le dioxyde de carbone et les chlorures pour la corrosion) de pénétrer en profondeur dans les structures. La distinction entre fissuration diffuse et localisée est nécessaire pour permettre une évaluation précise de ces phénomènes.

La deuxième partie ce chapitre a concerné l'application du modèle à des structures atteintes de gonflements plus importants de type RSI. Des essais ayant été réalisés sur les mêmes structures que pour la RAS par (Martin, 2010), le choix a été fait de simuler ces poutres. Cette pathologie est encore plus sensible à la présence d'eau que la RAS. En effet, un gonflement significatif n'est observé en laboratoire qu'à partir de 92 à 95 % d'humidité relative (Graf-Noriega, 2007; Al Shamaa et al., 2015). Ainsi, pour les poutres soumises aux mêmes conditions hydriques que les poutres de RAS, le gonflement est situé majoritairement dans la partie basse de la poutre avant remouillage et dans la partie haute après celui-ci. De plus, le lessivage des alcalins accélère le gonflement dans les zones au contact direct de l'eau. Les gradients de gonflement et les amplitudes sont donc beaucoup plus importants que pour les poutres de RAS.

La modélisation hydrique a été réalisée avec les mêmes lois que pour les poutres de RAS (loi de diffusion et coefficient de diffusion dépendant de la quantité d'eau disponible). Le lessivage des alcalins est également modélisé par une loi de diffusion. Le coefficient de diffusion dépend du degré de saturation selon la loi de (Bažant et Najjar, 1972). Les résultats mécaniques obtenus sur le calcul de trois poutres atteintes de RSI (une non armée, une normalement armée et une surarmée) ont ensuite été présentés. Le comportement global de ces poutres est similaire aux poutres de RAS. Les poutres armées sont sujettes au développement d'une précontrainte chimique qui vient également changer de sens le développement de la flèche au cours du temps (d'abord vers le bas puis vers le haut). La poutre non armée développe une déflexion vers le bas jusqu'à rupture sous son propre poids à 328 jours. Les gradients de gonflement importants mènent à des contraintes de traction qui peuvent atteindre la résistance en traction du béton entre les zones gonflantes et peu gonflantes (entre la partie basse et la partie médiane). Le poids propre de la structure suffit ensuite à déclencher la ruine. Après remouillage, les résultats expérimentaux montrent une stabilisation rapide des flèches des poutres armées malgré le remouillage de la partie supérieure.

Le modèle a correctement reproduit les cinétiques et les amplitudes des gonflements avant le remouillage. Après celui-ci, le modèle montre un déplacement résiduel des poutres alors que les résultats expérimentaux montrent une stabilisation voire une décroissance. Les sources de ces écarts sont discutées en s'appuyant sur plusieurs études paramétriques. Les données hydriques sont très importantes pour simuler avec précision le comportement de ces structures. Les données qui ont pu être recueillies pendant l'étude permettent de caler le comportement hydrique global mais laissent la possibilité de plusieurs scénarii en termes de cinétique locale. La vitesse des fronts de saturation dans la poutre est une donnée essentielle à la modélisation de cette phase. Un degré de saturation initial différent ou hétérogène dans la hauteur des poutres peut également avoir un fort impact sur les résultats. La précipitation de DEF étant très sensible à l'eau, le modèle reproduit cette sensibilité. Ainsi le calage des évolutions hydriques impacte

très fortement les résultats obtenus en termes de déplacements. De plus, l'eau transportant des alcalins, la diffusion n'est pas le seul moteur de mouvement pour ces espèces ioniques. Ce phénomène de convection peut ralentir ou stopper le gonflement dans les différentes zones en fonction de la concentration en alcalins réelle. La phase de séchage subie par la partie haute des poutres avant le remouillage pourrait induire une fixation irréversible des alcalins dans la matrice (hypothèse de (Rivard et al., 2003)).

Enfin, les mesures de déformations obtenues sur des éprouvettes immergées conduisent à des expansions finales comprises entre 1 et 1,9 % en fonction de la conservation avant mise en eau (Martin, 2010). Des potentiels de gonflements hétérogènes dans une poutre, liés à l'arrivée progressive de l'eau et aux effets d'un séchage antérieur, pourraient ainsi impacter les résultats des déplacements.

Le calage des poutres de DEF est donc très fin et une multitude de phénomènes se déroule en parallèle dans ces structures. Plusieurs pistes d'amélioration ont été avancées pour obtenir à l'avenir des calculs totalement prédictifs, en particulier au niveau hydrique. Dans ce but, le couplage fort entre la fissuration et la pénétration d'eau semble indispensable.

Une fois la cinétique de transfert hydrique validée, le modèle reproduit fidèlement les faciès de fissuration des différentes poutres ce qui valide alors l'approche mécanique utilisée dans ce travail. Pour la poutre non armée, la fissuration localisée verticale à l'origine de la rupture est obtenue. Pour les poutres armées, les différentes fissurations sont retrouvées avec succès, qu'elles soient localisées (fissures transversales dans la partie haute ou longitudinales et parallèles aux aciers dans la partie basse) ou diffuses dans les zones gonflantes. Cette bonne cohérence permet de valider les couplages entre fissurations et de pouvoir utiliser les informations in situ de fissuration des ouvrages pour valider les amplitudes et les cinétiques de gonflements dans le calcul.

Le chapitre suivant consiste en l'application du modèle à des ouvrages (des barrages) en conditions de calculs industriels. L'enjeu consistera notamment au changement d'échelle vis-à-vis des structures modélisées, à la façon de contourner la méconnaissance d'un certain nombre de paramètres in situ et aux problématiques ainsi engendrées.





## **CHAPITRE 4 : APPLICATIONS AUX OUVRAGES**

## 1. Introduction du chapitre

Après la présentation du modèle poro-mécanique de RGI et sa validation sur des essais sous contraintes et confinements (chapitre 2), le modèle a été appliqué à des structures de laboratoire subissant de forts gradients de gonflements issus de conditions environnementales différentes et de la présence d'armatures (chapitre 3). L'ensemble des couplages a ainsi été validé. Le chapitre qui est développé à présent concerne l'application du modèle à des ouvrages. En effet, pour Electricité De France (EDF), le but de ces travaux est la requalification de ses ouvrages atteints de RGI. Le modèle doit donc être capable de retrouver les déplacements, évaluer les contraintes internes et les faciès de fissuration grâce aux données disponibles. Ces dernières sont fondamentales pour le calage des paramètres du modèle. Ces simulations sur ouvrages permettront également de valider la capacité du modèle à prédire le comportement de structures de grande échelle (passage des poutres (métriques) aux ouvrages (décamétriques)).

Pour le gestionnaire d'ouvrages, le recalcul de ses ouvrages atteints de RGI a pour buts de quantifier l'évolution des dégradations structurelles pour connaître le degré d'affectation de l'ouvrage et son évolution au cours du temps et d'estimer la résistance résiduelle de l'ouvrage et l'efficacité des réhabilitations envisagées.

A ce jour, plusieurs méthodologies de recalcul d'ouvrages sont présentes dans la littérature (elles concernent principalement les ouvrages atteints de Réaction Alkali-Silice) :

- La méthodologie développée par le LCPC (Divet et al., 2003) consiste à recueillir des données sur l'ouvrage grâce à des essais d'expansion résiduelles à 38°C et 100 % d'humidité relative sur carottes pendant 1 an (dans des zones saines et endommagées) (Fasseu, 1997), un suivi structurel par des mesures in situ (indice de fissuration, distancemétrie) et une investigation des conditions ambiantes de température et d'humidité relative notamment. Une analyse des données est ensuite effectuée grâce à un calcul thermo-hydrique. Le modèle numérique est ensuite calibré au niveau du matériau puis de la structure (Larive, 1998; Li et Coussy, 2002). Les résultats du calcul numérique permettent ensuite d'évaluer les dégradations de la structure.
- La méthodologie développée au LMDC (Sellier et al., 2009) est basée sur le même schéma général de recueil de données, de calage et de calcul numérique. L'originalité de ce travail consiste notamment dans l'estimation de l'avancement de la réaction de RAS dans l'ouvrage. Le processus débute par l'extraction de carottes in situ dans différentes zones de l'ouvrage (dans des zones saines (souvent sèches) et endommagées (souvent saturées)). Dans chaque zone, la consommation de la silice réactive est calculée grâce à des essais sur mortiers reconstitués après attaque acide des carottes et broyage des granulats récupérés par classe granulaire (Sellier et al., 2009). Une analyse inverse grâce à un modèle de gonflement éléments finis prenant en compte les conditions

environnementales de l'ouvrage permet alors de retrouver les avancements dans les zones étudiées. L'amplitude des gonflements est ensuite calée grâce aux déplacements de l'ouvrage.

- Une méthodologie RILEM, basée sur celle développée au LMDC (Sellier et al., 2009), est en cours de rédaction.

Les principales difficultés inhérentes à ces méthodologies concernent l'établissement du gonflement passé et du gonflement à venir. Des méthodes de laboratoire ont été développées dans ce but :

- Pour le diagnostic, le Stiffness Damage Test (SDT) et le Damage Rating Index (DRI) permettent de connaître le gonflement ayant déjà eu lieu (Sanchez, 2014).
- Pour le pronostic, les essais d'expansions résiduelles sur carottes (Fasseu, 1997) et sur mortier reconstitués (Sellier et al., 2009), couplés à l'analyse inverse de l'ouvrage, estiment le gonflement résiduel pouvant encore affecter l'ouvrage.

Pour la réaction sulfatique interne, la méthodologie (Pavoine et Divet, 2009; Martin, 2010; Martin et al., 2017) s'inspire de la RAS (Multon et al., 2008).

Dans ce travail, le but n'est pas de revoir ces méthodologies mais d'améliorer l'évaluation numérique mécanique des ouvrages et d'analyser la capacité de ces modélisations à prévoir le comportement à venir des structures atteintes en utilisant toutes les données accessibles dont le déplacement mesuré sur ouvrage et les faciès de fissuration.

La première application sur ouvrage concerne le barrage de Temple-Sur-Lot atteint de réaction alcali-silice. Il est composé de piles et de vannes. Une pile de rive a déjà fait l'objet d'une modélisation numérique par (Grimal, 2007). C'est cet ouvrage qui a servi de test pour le développement de la méthode LMDC (Sellier et al., 2009). Les données du béton sont connues grâce à plusieurs campagnes expérimentales (Grimal, 2007; Jeanpierre, 1988). Dans ce travail, une des piles en rivière sera modélisée. L'intérêt de cette modélisation pour EDF réside dans la comparaison avec les outils utilisés précédemment et dans l'utilisation des améliorations (accession à l'ouverture des fissures localisées notamment). L'ouvrage étant relativement élancé par rapport aux barrages poids et voûte de grande dimension, les gradients d'humidité peuvent avoir un impact non négligeable. La capacité de la modélisation à évaluer l'impact d'un confortement par tirants passifs est également de première importance.

Dans un deuxième temps, c'est un barrage poids subissant de la RSI qui sera modélisé. Cet ouvrage, construit entre 1946 et 1948 a été mis en eau en février 1950. Sa longueur en crête est de 182 mètres pour 47 mètres de largeur maximale en pied. La hauteur maximale sur fondation est de 60 mètres. Suite à des déplacements mesurés sur l'ouvrage, des observations au microscope électronique à balayage (MEB) sur carottes ont révélé une formation d'ettringite différée. Lors du coulage des plots le volume important de béton coulé, la température extérieure, le flux solaire et le dosage du ciment ont provoqué une montée en température importante au cœur de certains plots. Celle-ci a créé un potentiel de gonflement de RSI important. Le recalcul de cet ouvrage pose plusieurs difficultés : très peu de données matériaux



sont disponibles, la modélisation des phénomènes thermiques au jeune âge est nécessaire pour cartographier les zones potentiellement gonflantes et les données concernant cette phase de construction sont peu nombreuses. Ce calcul se base donc essentiellement sur les déplacements de l'ouvrage depuis la mise en place de l'auscultation in situ (dans les années 1970) et les faciès de fissuration. Le but du recalcul de cet ouvrage est d'appliquer le modèle de RSI à un ouvrage existant impliquant notamment des potentiels de gonflements différents induits par un chauffage hétérogène de la structure durant son jeune âge. Un autre enjeu est la capacité du modèle à reproduire les déplacements et les faciès de fissuration d'un ouvrage massif (160 000 m<sup>3</sup> de béton environ) tout en restant un outil utilisable dans l'ingénierie (temps de calcul et maillages raisonnables).

## 2. Barrage de Temple-Sur-Lot atteint de Réaction Alcali-Silice

### 2.1 Présentation de l'ouvrage

Ce barrage de 105 mètres de long a été construit entre 1948 et 1951. C'est un barrage poids rectiligne à vannes mobiles (Figure 4-1 et Figure 4-2). Il est composé de cinq piles : trois piles en rivière (nommées 1, 2 et 3) et deux piles de rives (nommées pile usine et pile 4). Les quatre pertuis fermés par des vannes wagons double corps de 20 m de large et de 10 m de haut permettent de réguler le débit et la hauteur d'eau (Grimal, 2007). L'usine, située en rive gauche, capte l'eau directement à l'amont du barrage puis la turbine pour la production d'électricité.

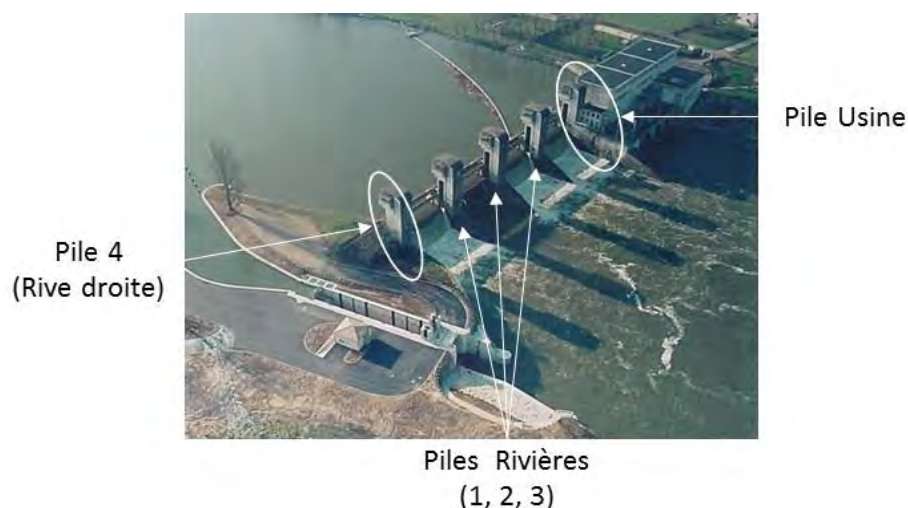
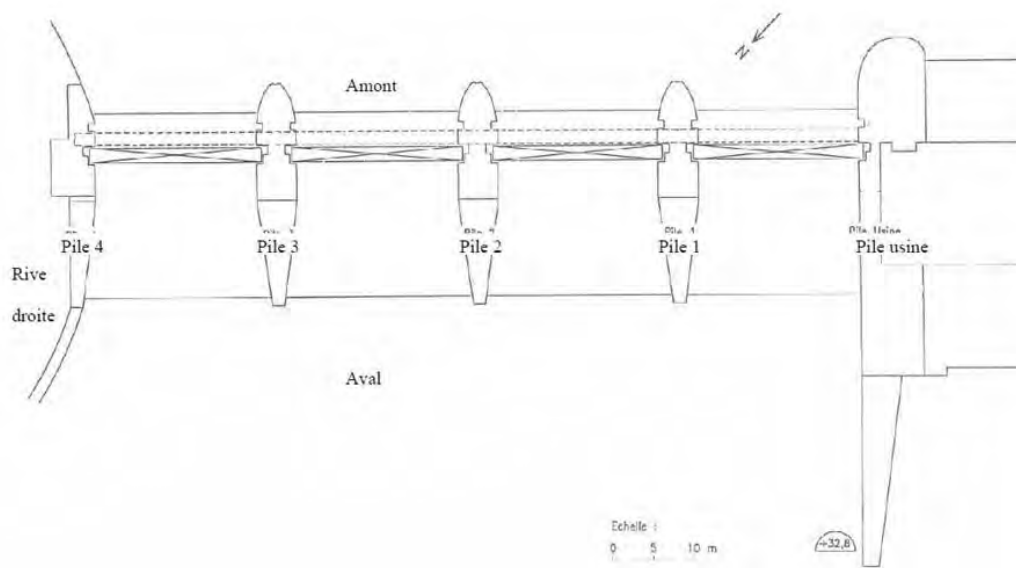


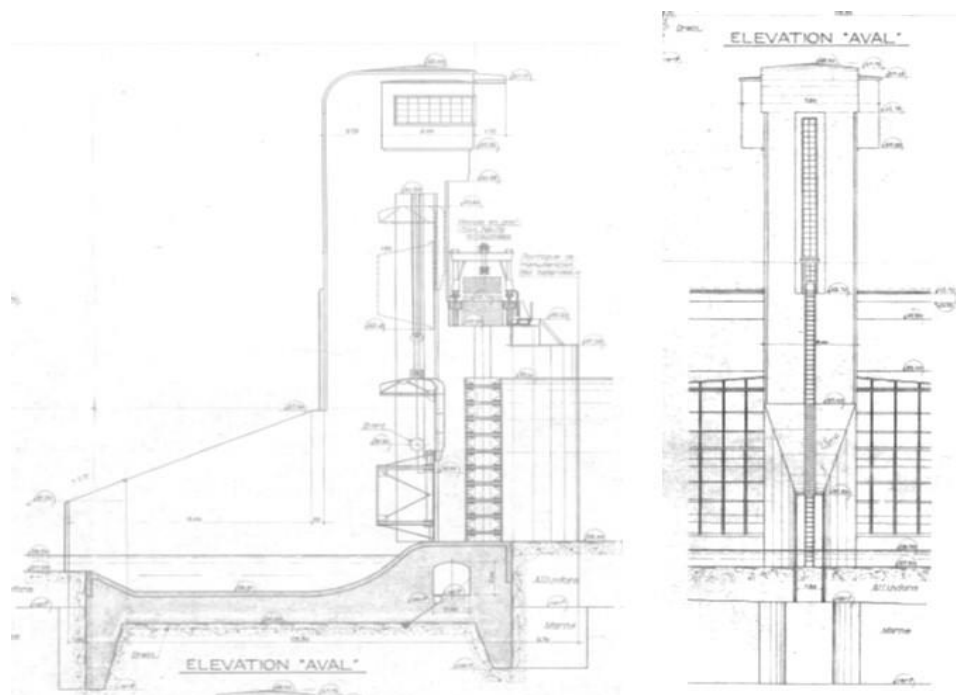
Figure 4-1 : Vue de dessus du barrage



**Figure 4-2 : Plan de masse du barrage**

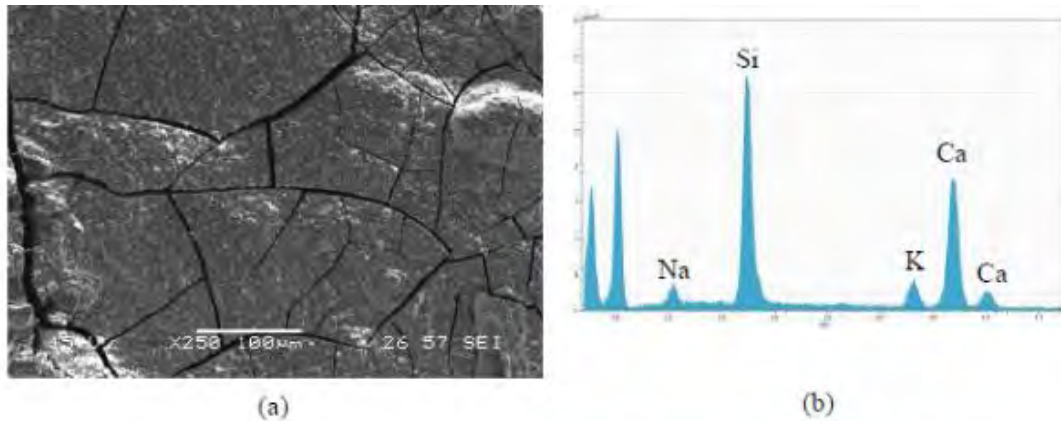
Les piles en béton armé ont pour dimensions 5 mètres de large, 28 mètres de longueur et 34,5 m de hauteur depuis la fondation (Figure 4-3). Le béton de superstructure est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$ . La partie centrale des piles accueille les treuils et les contrepoids qui permettent la manœuvre des vannes. Dans cette zone, le béton est dosé à  $250 \text{ kg/m}^3$ . L'avant-bec et l'arrière-bec sont constitués de béton non armé dosé à  $250 \text{ kg/m}^3$  à cœur et de béton armé dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  pour le parement. Une galerie de visite traverse l'ouvrage de rive à rive.

Les résistances en compression des bétons dosés à  $350 \text{ kg/m}^3$  (B350) et à  $250 \text{ kg/m}^3$  (B250) sont respectivement de 40 MPa et de 34 MPa.



**Figure 4-3 : Pile en rivière du barrage**

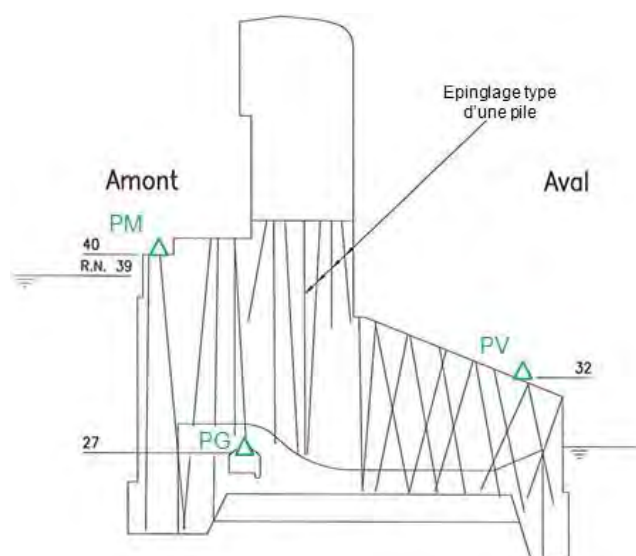
Les granulats (mélange varié de basalte et andésite, rhyolite, granite, rares micaschistes, quartz et quartzites, calcaires d'une granulométrie 0/60) extraits d'une carrière proche ont été jugés réactifs (Rapport TEGG (Jeanpierre, 1988)). Des analyses sur les bétons du barrage ont montré des teneurs en alcalins provenant des ciments de  $1,15 \text{ kg/m}^3$  ( $\text{Na}_2\text{O}$  équivalent) pour le B250 et de  $1,61 \text{ kg/m}^3$  pour le B350. Des observations au MEB (microscopie électronique à balayage) couplées à de l'EDS (Spectroscopie d'Energie Dispersive) ont montré la forte présence de gel de RAS à l'interface pâte-granulats (Figure 4-4 (Grimal, 2007)).



**Figure 4-4 : Gel de RAS au MEB (a) et analyse EDS correspondante (Grimal 2007)**

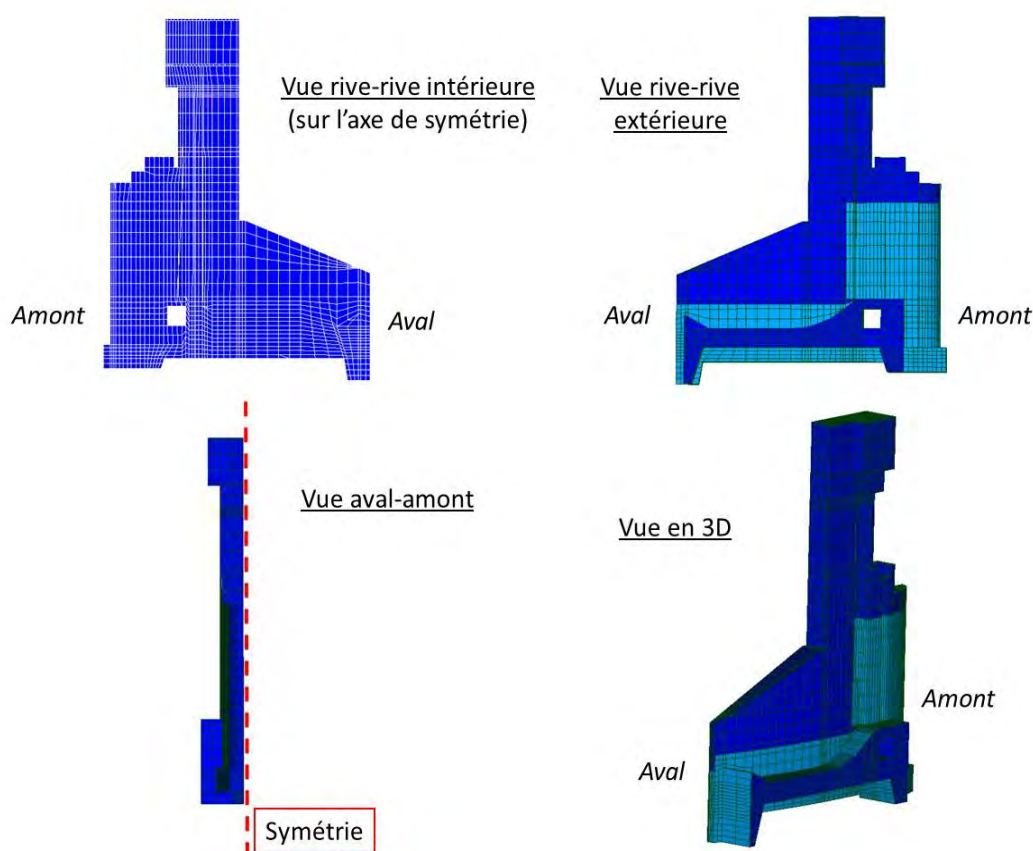
La pile modélisée est une des piles en rivière. Elle n'a pas le même comportement que la pile de rive étudiée par (Grimal, 2007) notamment au niveau du déplacement rive à rive (la pile étudiée par Grimal dans les travaux précédents avait des conditions aux limites dissymétriques (profil hydrique et blocage en rive), alors que celle-ci présente des conditions aux limites symétriques par rapport à l'axe de la rivière). Le comportement des trois piles en rivière étant quasiment identique, une seule modélisation est effectuée. Trois dispositifs d'auscultation par pile sont utilisés depuis les années 1970 pour observer les déplacements de l'ouvrage. Parmi ces trois repères de nivellement direct, un est en galerie (PG, 10 mm de déplacement vertical en 40 ans), un est extérieur et à l'amont (PM, 30 mm en 40 ans) et le dernier est extérieur à l'aval (PV, 20 mm en 40 ans) (Figure 4-5).

Suite au gonflement du barrage après sa mise en service en 1951, une micro fissuration de l'ouvrage a été observée dès 1964. Une campagne de confortement a été effectuée à partir de 1983 et jusqu'à 1988. Elle a consisté en l'ajout d'épingles en acier (tirants passifs) dans chaque pile (visibles sur la Figure 4-5), couplé à des injections. Ces travaux ont permis une amélioration de l'étanchéité et un confinement des bétons qui a permis de redonner du monolithisme à la structure. Des déformations irréversibles sont tout de même observables sur la structure depuis une cinquantaine d'années. L'expansion volumique subit néanmoins un ralentissement, probablement dû à la diminution de la cinétique de RAS.



**Figure 4-5 : Dispositif d'auscultation des piles centrales**

Le maillage utilisé pour le calcul des piles en rivière est visible sur la Figure 4-6. Les piles étant symétriques, la modélisation de la moitié de la pile est nécessaire pour réaliser le calcul. La galerie est visible sur les vues rive à rive. Deux groupes de mailles permettent de séparer les deux bétons utilisés pour couler la pile : un dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  (B350) de ciment et un dosé à  $250 \text{ kg/m}^3$  (B250) de ciment. Les tirants sont maillés comme des éléments 1D de type barre.



**Figure 4-6 : Maillage pour le calcul des piles en rivière (Partie bleu foncé : Ciment dosé à  $250 \text{ kg/m}^3$ , Partie bleu clair : Ciment dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$ )**

## 2.2 Identification des paramètres du matériau

### 2.2.1 Paramètres généraux

En 2006, une investigation d'envergure a été réalisée dans les travaux de (Grimal, 2007). Elle a consisté au carottage de plusieurs parties de l'ouvrage (notamment dans des zones où le dosage en ciment était différent) suivi d'essais de gonflement résiduel, d'une analyse des granulats et d'une étude physico-chimique complète. Les résultats en termes de caractéristiques mécaniques sont synthétisés dans le Tableau 4-1. De plus, le rapport du LCPC (LCPC, 1997) montre des teneurs variables en alcalins et en calciums dans la composition du gel. Une substitution des alcalins par les calciums est observée par (Escadeillas et al., 2000; Freyburg et Berninger, 2004; Moranville-Regourd, 1992; Poole, 1992). Cette substitution pourrait relarguer des alcalins dans la solution interstitielle. Ils seraient disponibles à nouveau pour entretenir la RAS à long terme malgré la faible teneur en alcalins (Grimal, 2007).

**Tableau 4-1 : Caractéristiques mécaniques issues des essais du LMDC en 2006**

Caractéristique	B350	B250 (mur local machinerie)	B250 (mur galerie)
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	2674	2664	2651
Porosité 105°C (%)	11,9	10,3	10,7
Eau libre (%)	2,2	1,3	3,7
Saturation en eau (%)	44,9	30,1	85,1
Résistance en compression (MPa)	39,2 (±3)	-	44,0 (±10)
Module instantané (MPa)	24413		30403
Coefficient de Poisson	0,13		0,14
Résistance en traction (fendage (MPa))	3,0		1,9

Les résistances en compression mesurées (Tableau 4-1) sont importantes par rapport à celles obtenues lors de la construction en particulier pour le béton dosé à 250 kg de ciment (Tableau 4-2). Ces différences peuvent être expliquées en partie par la poursuite de l'hydratation des ciments et par des dispersions lors de la fabrication. Les écarts-types importants des résultats de la résistance en compression, particulièrement pour le béton faiblement dosé en ciment

(10 MPa pour une moyenne de 44 MPa) témoigne de cette dispersion. Toutefois, un effet d'échelle entre la taille des carottes extraites (110 à 200 mm) et la taille des plus gros granulats (60 mm) peut également rendre difficile cette quantification et la représentativité de ces mesures.

**Tableau 4-2 : Résistance en compression obtenue durant la phase de construction (de 1948 à 1951) sur des cubes de 20 cm**

	Rc (28 jours)	Rc (90 jours)
B350	32,5 MPa	40,0 MPa
B250	27,5 MPa	44,0 MPa

D'après l'analyse des résultats obtenus en 2006 par (Grimal, 2007) et l'avancée de la réaction alcali-silice qui a dégradé l'ouvrage et ses caractéristiques mécaniques (notamment les résistances et le module d'Young), les principaux paramètres des deux matériaux ont été fixés dans le Tableau 4-3. Ces paramètres d'entrée ne doivent pas prendre en compte les dégradations ultérieures dues aux RGI qui sont évaluées par le modèle.

**Tableau 4-3 : Caractéristiques mécaniques générales**

Caractéristique	B350	B250
Résistance en compression (MPa)	40,0	34,0
Déformation au pic de compression	$2,0 \cdot 10^{-3}$	$2,0 \cdot 10^{-3}$
Résistance en traction (MPa)	3,0	2,6
Déformation au pic de traction	$2,0 \cdot 10^{-4}$	$2,0 \cdot 10^{-4}$
Module d'Young (MPa)	37620	35640
Coefficient de Poisson	0,2	0,2

### 2.2.2 Paramètres de fluage

Le fluage est calé selon des résultats expérimentaux obtenus sur des carottes selon la procédure de recommandations RILEM – TC 107-CSP « Standardized Test Methods for Creep and Shrinkage » (Figure 4-7). Les éprouvettes sont chargées à 40 % pour le béton B350 et 47 % pour le béton B250 de la résistance en compression initiale estimée. Les paramètres du modèle de fluage sont calibrés sur ces courbes. Ils sont donnés dans le Tableau 4-4. Le modèle de fluage correspondant est détaillé dans (Sellier et al., 2016).

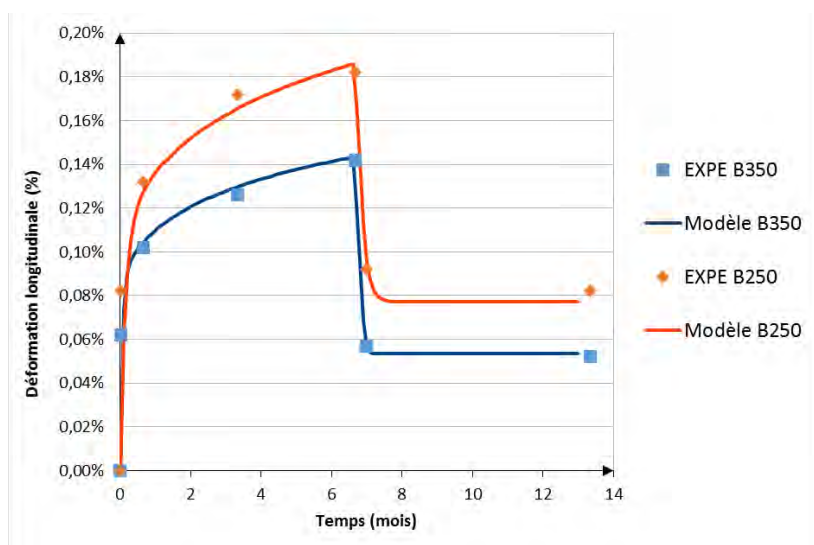


Figure 4-7 : Calage des paramètres de fluage des bétons du barrage sur des éprouvettes

Tableau 4-4 : Paramètres de fluage calés

Paramètre de fluage	B350	B250
Température de référence (°C)	13	13
Temps caractéristique de Kelvin (j)	1,5	5
Rapport des modules de Kelvin et d'Young	0,9* (valeur habituellement plus importante)	0,7* (valeur habituellement plus importante)
Temps caractéristique de Maxwell (j)	20	25
Déformation caractéristique de Maxwell	$1,15 \cdot 10^{-4}$	$1,5 \cdot 10^{-4}$
Multiplicateur de potentiel de fluage non linéaire	2	2
Energie de fluage (J/(mol.K))	36500	36500
Endommagement de fluage maximum	0	0

### 2.2.3 Paramètres de RAS

Des essais d'expansion résiduelle ont été réalisés sur des carottes extraites du barrage (Sellier et al., 2009). Ils ont montré des gonflements négligeables (inférieurs à  $100 \mu\text{m}/\text{m}/\text{an}$ ) entre 8 et 52 semaines de conservation ce qui pourrait annoncer une stabilisation plus importante que celle observée par les déplacements mesurés sur ouvrages durant les années suivantes.

En complément, des mortiers contenant des granulats broyés issus du béton du barrage ont également été testés (Sellier et al., 2009). Une attaque à l'acide chlorhydrique a permis de dissoudre la pâte et de récupérer des granulats quasiment intacts pour confectionner des éprouvettes de mortier reconstitués. Les granulats ont été divisés en deux : des sables (0-5 mm) et des graviers (supérieurs à 5 mm). Tous les granulats ont alors été broyés afin d'obtenir une granulométrie fine identique pour pouvoir faire des essais d'expansions sur mortier. Les éléments supérieurs à 3,15 mm ont été enlevés pour éviter un effet d'échelle dû à la taille des éprouvettes (2 x 2 x 16 cm). Les éléments les plus fins (inférieurs à 0,16 mm) ont également été retirés selon les recommandations de (Poyet, 2003).

Les gonflements les plus importants ont été observés sur les mortiers à base de graviers (Figure 4-8), ce qui signifie qu'ils détiennent encore de la silice réactive disponible pour produire des gels d'alcali-réaction. Les gonflements avec les granulats issus de B250 gonflent plus que ceux du B350 ce qui signifie que le potentiel restant y est plus fort.

A partir de ces mesures de gonflement en laboratoire, Grimal a établi des courbes d'expansion pour les bétons du barrage. Elles ont été recomposées à partir de la superposition des gonflements des différentes classes granulaires (Figure 4-9). Les paramètres liés à la cinétique de RAS du modèle (le temps caractéristique de RAS  $\tau_{ref}^{ras}$  et le rapport entre le volume créable  $\phi^{ras \infty}$  et le volume accessible sans gonflement  $\phi_{RGI}^v$ ) des deux bétons peuvent alors être calés sur ces courbes (Tableau 4-5). Les temps caractéristiques, à 13°C, obtenus pour les deux bétons sont proches (15 ans pour B350 et 16,7 ans pour B250). Le paramètre lié à l'amplitude, soit le volume de gel créable  $\phi^{ras \infty}$ , est ensuite obtenu sur les déplacements de l'ouvrage.

**Tableau 4-5 : Calage des paramètres matériaux liés au gonflement de RAS pour les deux bétons**

Paramètre matériaux	Valeur		Unité	Moyen de calage
	B250	B350		
Temps caractéristique de RAS $\tau_{ref}^{ras}$	16,7	15	années	Essais de laboratoire
Rapport $\phi_{RGI}^v / \phi^{ras \infty}$	30 %	13 %	-	Essais de laboratoire
Volume de gel créable $\phi^{ras \infty}$	0,013	0,03	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> de béton	Déplacements de l'ouvrage



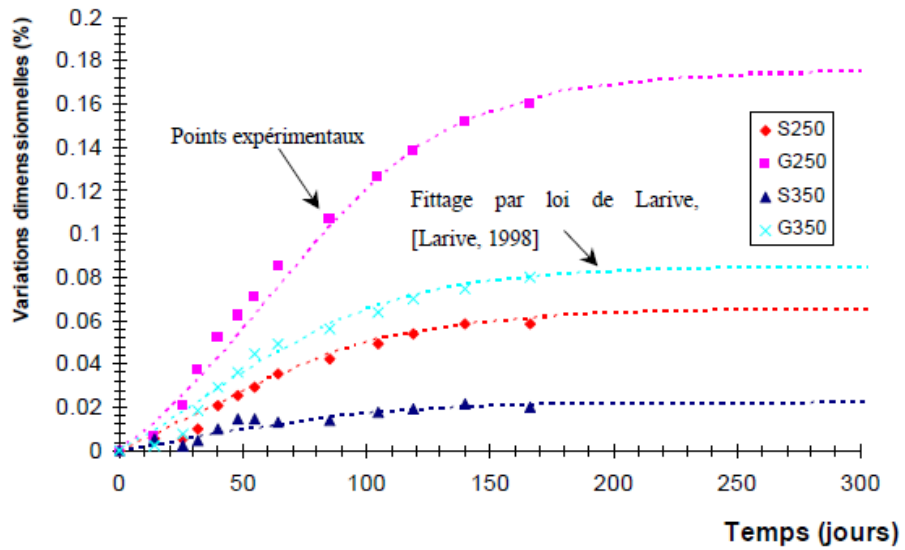


Figure 4-8 : Variations dimensionnelles des mortiers reconstitués avec les granulats de bétons du barrage (Grimal, 2007)

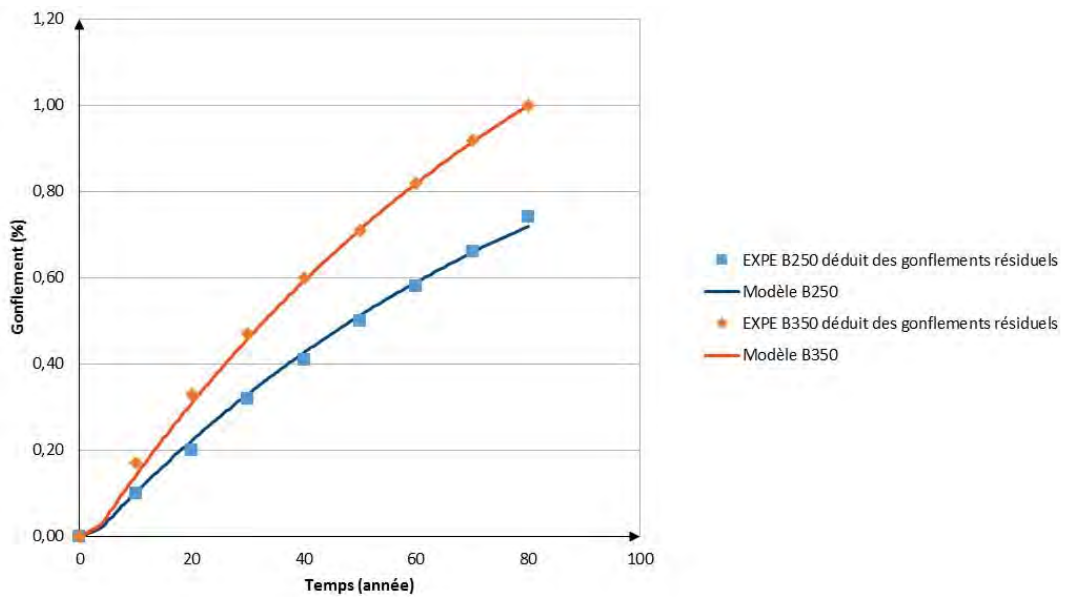


Figure 4-9 : Calage de la cinétique des gonflements de B250 et B350

## 2.3 Modélisation hydrique

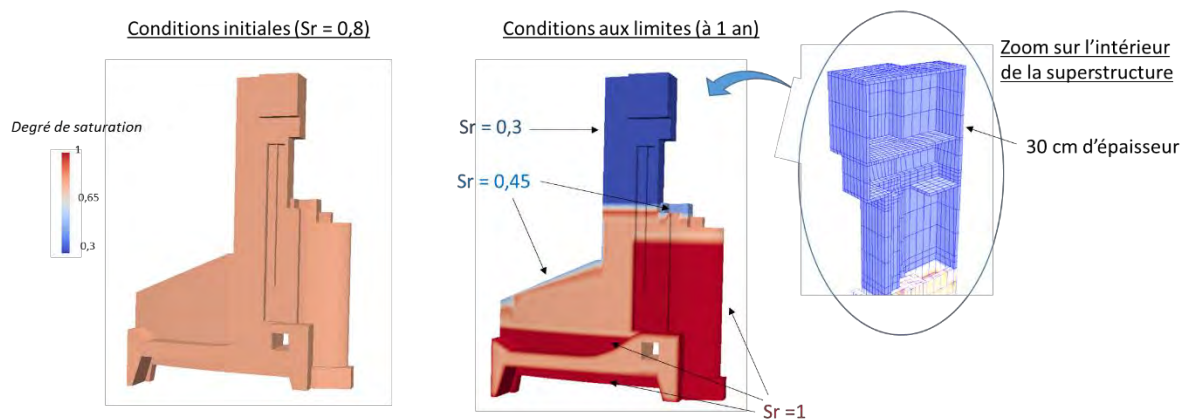
Les mouvements hydriques dans la structure sont modélisés grâce à une équation de diffusion (Eq.(3-1)) et une loi de (Mensi et al., 1988) (Eq.(3-2)) pour la dépendance du coefficient de diffusion à la saturation du matériau (comme pour les poutres). Les coefficients  $a$  et  $b$  sont respectivement fixés à  $3,5 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$  (valeurs classiques comprises entre  $10^{-11}$  et  $10^{-12}$ ) et 0,051 (comme pour la partie en imbibition des poutres).

D'après les résultats des carottes extraites, le degré de saturation ( $S_r$ ) initial de la pile est de 80 % soit  $128 \text{ L/m}^3$  de béton ayant une porosité de  $160 \text{ L/m}^3$  (imposé dans le calcul Figure 4-10). Deux autres zones ont été définies en fonction des mesures faites sur ouvrage :

- la superstructure avec un  $S_r$  de 0,3 car les parois de cette zone de stockage de la machinerie sont fines (30 cm, visible sur le zoom de l'intérieur de cette zone (Figure 4-10)) et sans désordre observé tout au long de la vie de l'ouvrage,
- la zone extérieure proche de l'eau (soumises à un ruissellement lors de pluies) avec un  $S_r$  de 0,45 (Figure 4-10).

Pour éviter les changements brusques de conditions aux limites, le  $S_r$  initial est uniforme à 0,85 puis les zones à  $S_r$  imposé atteignent leurs valeurs progressivement en 1 an. La température est considérée constante à  $13^\circ\text{C}$ .

Ainsi, l'évolution du degré de saturation peut être observée sur la Figure 4-11. Le degré de saturation augmente dans la pile durant la vie de l'ouvrage. A 80 ans, il ne semble pas y avoir de stabilisation des mouvements hydriques, le cœur continu de se saturer, les gonflements du béton ne devraient pas s'arrêter par manque d'eau. En effet, le degré de saturation borne l'avancement maximal de la RAS (Poyet, 2003) (Eq. (2-1) et (2-4)). Le gonflement d'une zone qui se sature au cours du temps est piloté par la cinétique de saturation tant en terme d'amplitude maximale que de cinétique de réaction.



**Figure 4-10 : Conditions initiales et conditions aux limites du calcul hydrique**

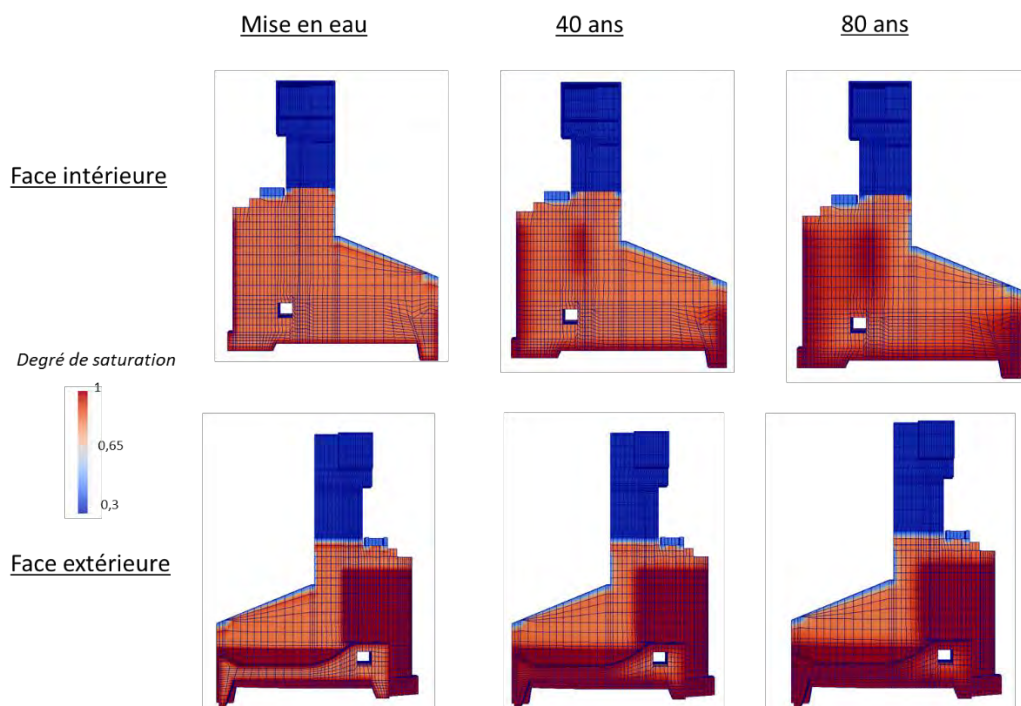


Figure 4-11 : Modélisation hydrique de l'ouvrage

## 2.4 Modélisation poro-mécanique

### 2.4.1 Conditions aux limites

Le calcul poro-mécanique permettant de reproduire le comportement de l'ouvrage est mené suite au calcul hydrique. La pile est considérée bloquée selon Z sur sa face inférieure (Figure 4-12), et selon X (amont-aval) sur les zones les plus basses du contact avec les fondations. La symétrie selon Y permet de bloquer les déplacements dans cette direction sur la face jouant le rôle de plan de symétrie.

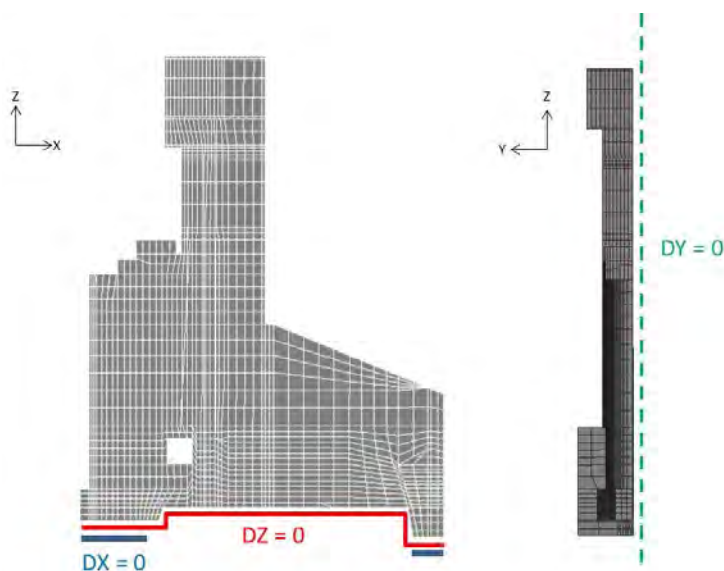


Figure 4-12 : Conditions aux limites mécaniques

### 2.4.2 Calibration du modèle sur les déplacements

Le calcul est mené sur 80 ans entre la construction en 1950 et 2030. Conformément aux équations du modèle, l'avancement chimique se développe plus rapidement dans les zones les plus saturées. Une représentation de cette évolution est donnée sur la Figure 4-13. La réaction est terminée à l'amont au bout de 40 ans. Après une vitesse de réaction importante durant les 30 premières années, la réaction continue de se développer linéairement en galerie et à cœur de la pile. Sur la face aval supérieure, la vitesse de réaction est régulière. Dans ces zones où le degré de saturation augmente encore au cours du temps, la cinétique d'avancement est fortement influencée par la modélisation hydrique. Dans la superstructure, l'avancement a débuté pendant la première année puis il a très peu évolué du fait de la faible teneur en eau.

Le déplacement du point d'auscultation aval (PV sur la Figure 4-14) sert de calage pour ajuster les volumes de RAS créables (Tableau 4-5). Le calage final est de  $0,03 \text{ m}^3$  de gel /  $\text{m}^3$  de béton pour le volume créable de RAS  $\phi^{\text{ras } \infty}$  pour le béton B350 et de  $0,013 \text{ m}^3/\text{m}^3$  pour le B250.

Les données d'auscultations disponibles pour les trois piles en rivière sont trois déplacements verticaux. La Figure 4-14 montre que, malgré des différences probables dans la production du béton, les déplacements des trois piles sont majoritairement semblables, tant en allure qu'en amplitude. Seuls les déplacements du point Aval (PV) montrent une légère différence entre les piles (la pile 3 se déplace moins).

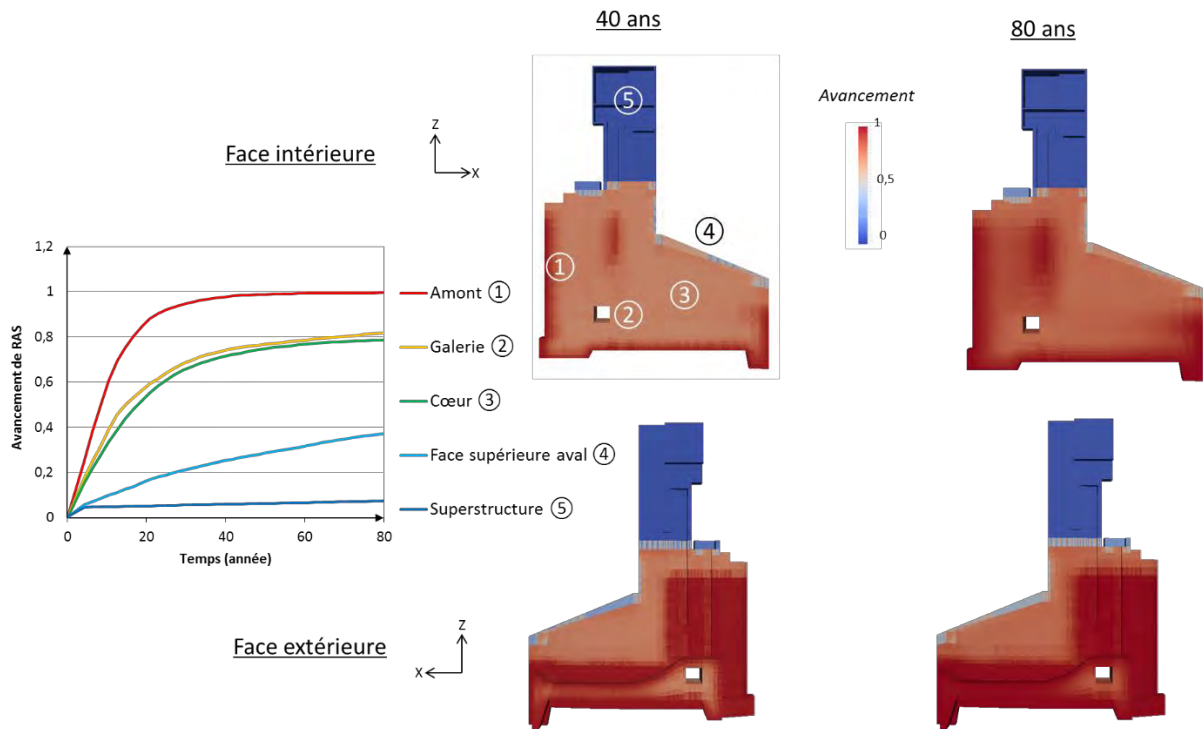


Figure 4-13 : Avancement de la RAS

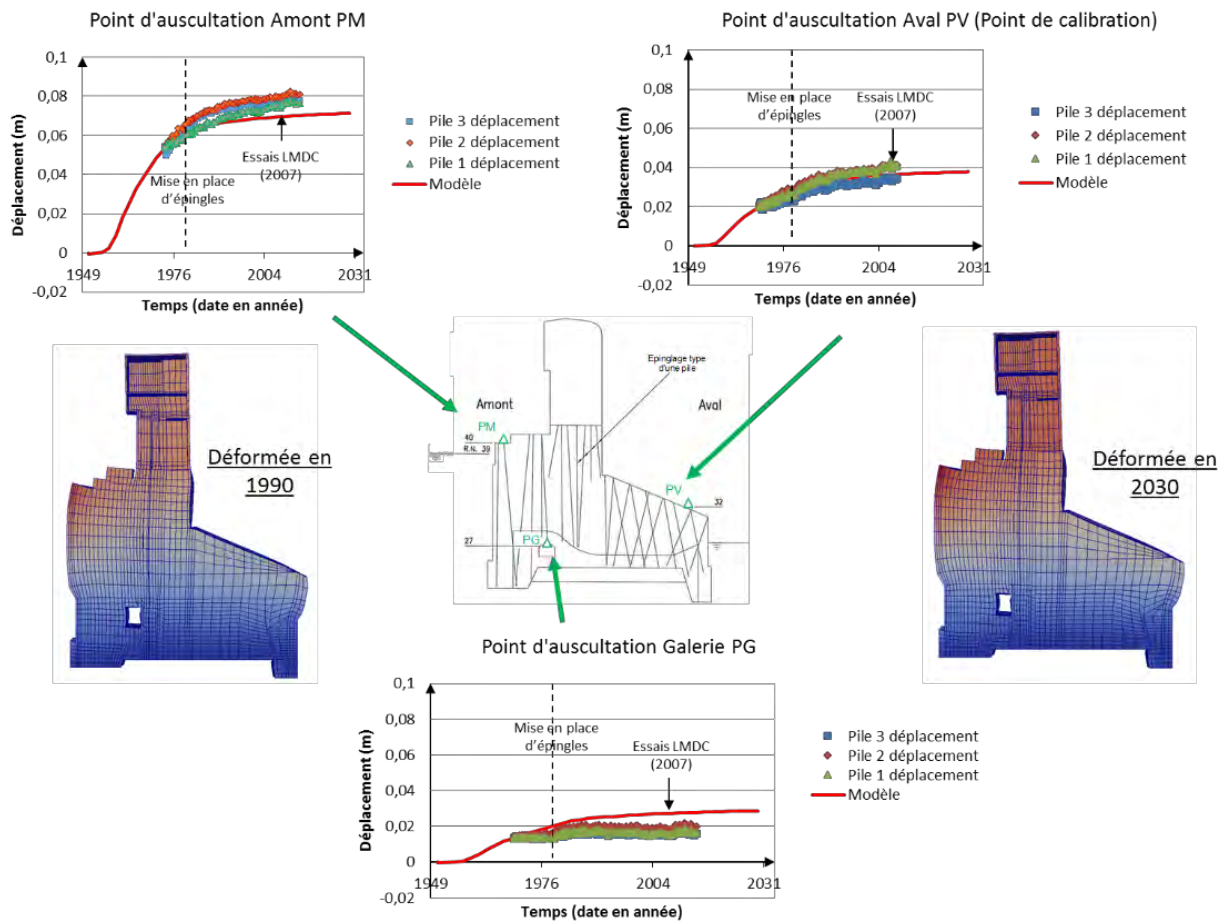


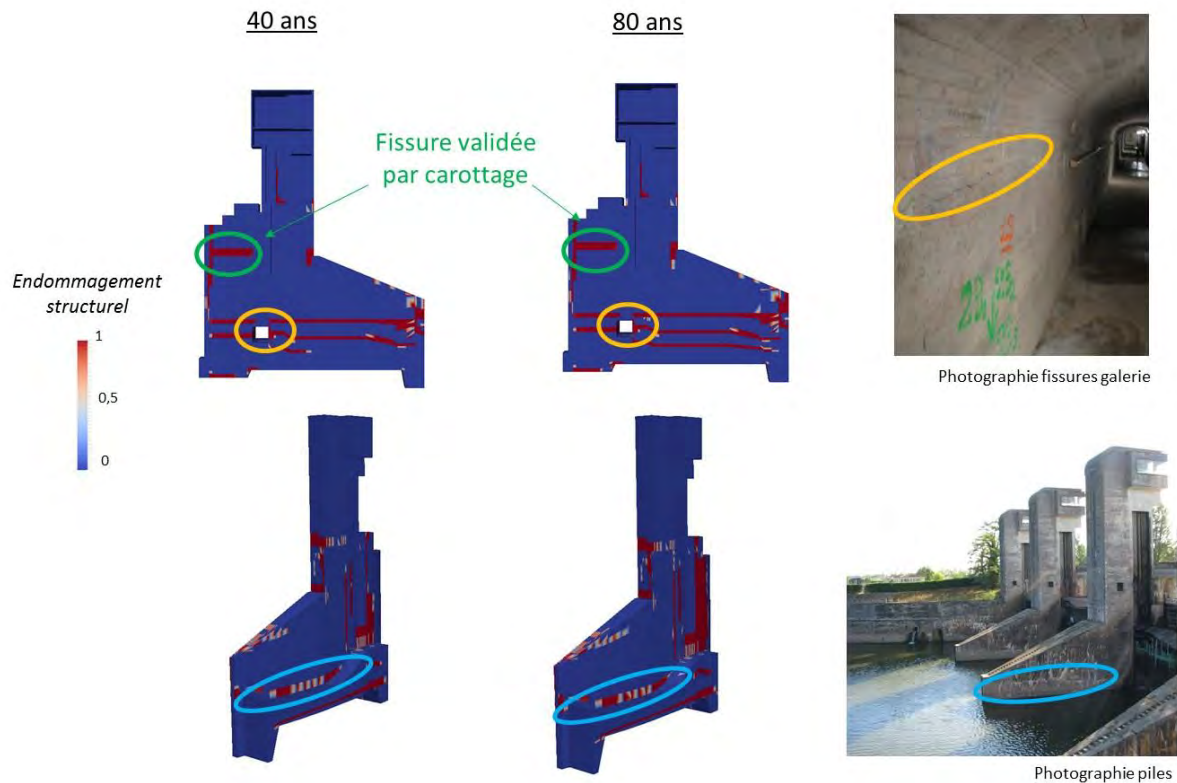
Figure 4-14 : Synthèse des déplacements verticaux

Le point Aval a été choisi comme point de calibration via la moyenne des trois déplacements de piles in situ. Ce point est éloigné de toute discontinuité géométrique qui peut provoquer des singularités dans les calculs, ce qui n'est pas le cas des autres points de mesure (proche d'une géométrie en « escalier » pour le point Amont (PM) et proche des angles de la galerie pour le point Galerie (PG)). Les mesures et les calculs sont comparés sur la Figure 4-14. Les déplacements sont cohérents, l'ouvrage se déplace vers le haut. Le déplacement du point amont est bien reproduit même si l'asymptote est légèrement sous-estimée (de l'ordre de 15 %). Cela pourrait être amélioré avec un couplage hydromécanique prenant en compte la fissuration dans le calcul hydrique. En effet, cette zone s'endommage (voir partie suivante) ce qui facilite une augmentation de la perméabilité et donc du degré de saturation. Le calcul chaîné actuel ne permet pas de prendre en compte ce phénomène. Pour le point Galerie PG, le déplacement subit une surestimation absolue de l'ordre de 10 mm, ce qui paraît important (surestimation relative de l'ordre de 50 %) mais l'estimation est convenable compte tenu des faibles déplacements en ce point (le fuseau des déplacements in situ est d'environ 3 mm). Une différence forte d'allure apparaît dès le démarrage, avant la mise en place des épingles (ligne pointillée sur les graphiques). Le gonflement étant plus rapide dans la modélisation qu'in situ (d'après la comparaison des déplacements verticaux au point PG), le degré de saturation de cette zone pourrait être trop important. Une surestimation du degré de saturation initial ou du coefficient de diffusion hydrique pourrait être à l'origine de cette tendance. De plus, le relevé des déplacements in situ de ce point n'est pas direct puisqu'il est situé en galerie. Un cheminement a lieu dans celle-ci jusqu'à un point extérieur permettant son relevé. Une plus grande dispersion est donc possible (environ 2 mm). Enfin, comme évoqué précédemment, le point Galerie est situé proche des angles de la galerie ce qui peut poser des problèmes numériques, notamment des concentrations de contraintes. Un calcul avec un maillage raffiné dans cette zone permettrait de lever ou de confirmer cette hypothèse. Après la pose des épingles, les calculs en ce point sont plus cohérents avec les mesures in situ même si la stabilisation semble trop rapide.

### **2.4.3 Fissuration**

L'endommagement de la structure est ici une donnée utilisée pour la calibration des paramètres. En effet, plusieurs calages de volume de RAS créable donnent des résultats corrects en termes de déplacements des trois points auscultés. La bonne reproduction du faciès de fissuration fait donc partie intégrante du processus de calage. Les résultats donnés par le modèle sont très cohérents avec ceux observés sur site (Figure 4-15). Les fissures dans la galerie sont retrouvées. Le modèle estime qu'elles sont horizontales. Lors d'un sondage, une fissure horizontale localisée en partie haute de la pile avait été constatée sur une reprise de bétonnage (Figure 4-15). Enfin, les fissures visibles depuis l'extérieur sont également visibles sur le faciès d'endommagement calculé. L'ensemble de ces résultats montre la bonne cohérence entre les mouvements de l'ouvrage et les contraintes développées, et la capacité du modèle à les reproduire de façon réaliste. De plus, des micro-fissures dues à des déformations plastiques de

RAS sont obtenues par le modèle dans toute la zone ayant réagi (avancement supérieur à 0,1 sur la Figure 4-13). Dans la pratique, ces fissurations peuvent être observées par des observations au microscope.

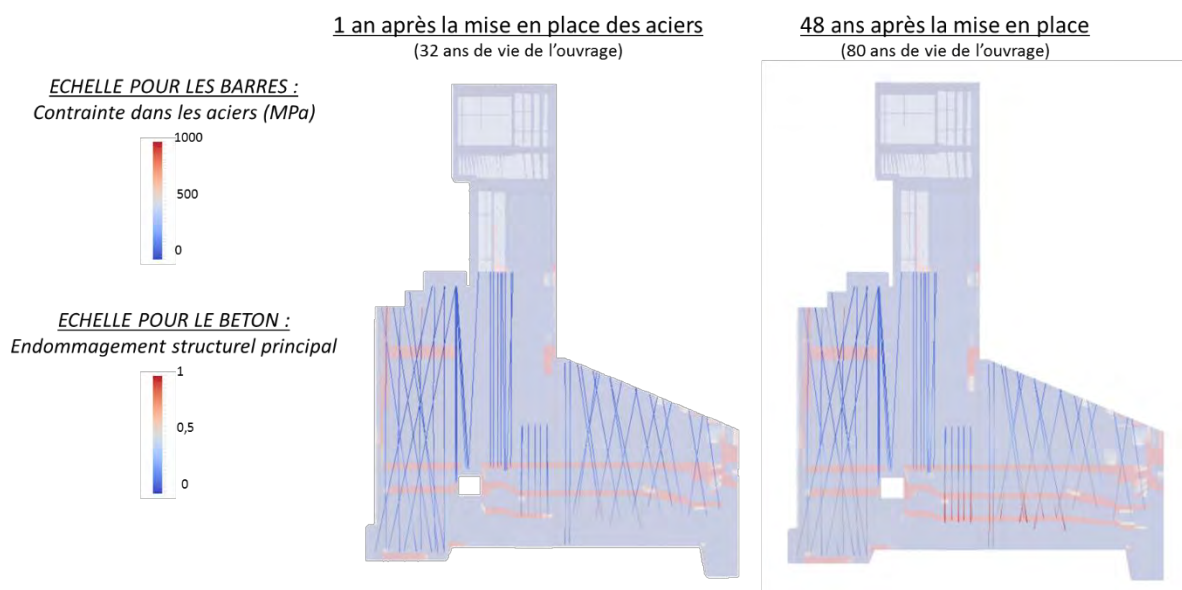


**Figure 4-15 : Fissuration structurale des piles**

#### 2.4.4 Aciers

Les contraintes développées dans les aciers de renforcements mis en place entre 1983 et 1988 sont tracées sur la Figure 4-16 (au bout d'un an et de quarante-huit ans après la pose des aciers, ce qui correspond respectivement à 32 et 80 ans de la vie de l'ouvrage). Dans la partie basse, à l'aval de la galerie, les aciers sont plastifiés (contrainte supérieure à 400 MPa qui constitue la contrainte élastique de ces aciers). Entre la pose des aciers (32 ans de vie de l'ouvrage) et la fin du calcul (80 ans de vie de l'ouvrage), c'est dans cette zone que se développe une nouvelle fissure horizontale (visible sur le béton de la Figure 4-16). C'est elle qui provoque une concentration de contrainte et une plastification des aciers. Un calcul avec des aciers écrouissables est une des perspectives de ce travail. Par ailleurs, la quantité d'acier sur l'avant-bec paraît suffisante pour laisser les aciers dans leur zone élastique. L'ordre de grandeur des contraintes générées montre que les épingles jouent un vrai rôle de confinement du béton gonflant. Cependant, leur impact sur les déplacements verticaux de l'ouvrage paraît limité (Figure 4-14) car le gonflement n'est ralenti qu'après une dizaine d'année après le

confortement. Une amélioration de la simulation en tenant compte de l'interface béton-acier permettrait d'affiner l'analyse.



**Figure 4-16 : Contraintes développées dans les aciers tracées sur l'endommagement structurel du béton**

Le calcul effectué, validé par les déplacements et la fissuration in situ de l'ouvrage, permet de se baser sur un état de contrainte et de répartition des efforts pour justifier la tenue de l'ouvrage.

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour déterminer les modes de ruine. Un calcul de marge de sécurité par amplification de la pression d'eau à l'amont conduisant à la rupture de l'ouvrage peut être envisagé.

Une autre méthode consiste à effectuer un calcul en ajoutant une loi d'interface au niveau des éléments fissurés, couplé à une augmentation de la pression d'eau à l'amont (Ftima et al., 2017; Vulliet et al., 2017).

Un modèle couplant la fissuration, la diffusion de l'eau et les sous-pressions (couplage hydro-mécanique fort) permettrait également d'estimer plusieurs modes de ruine.

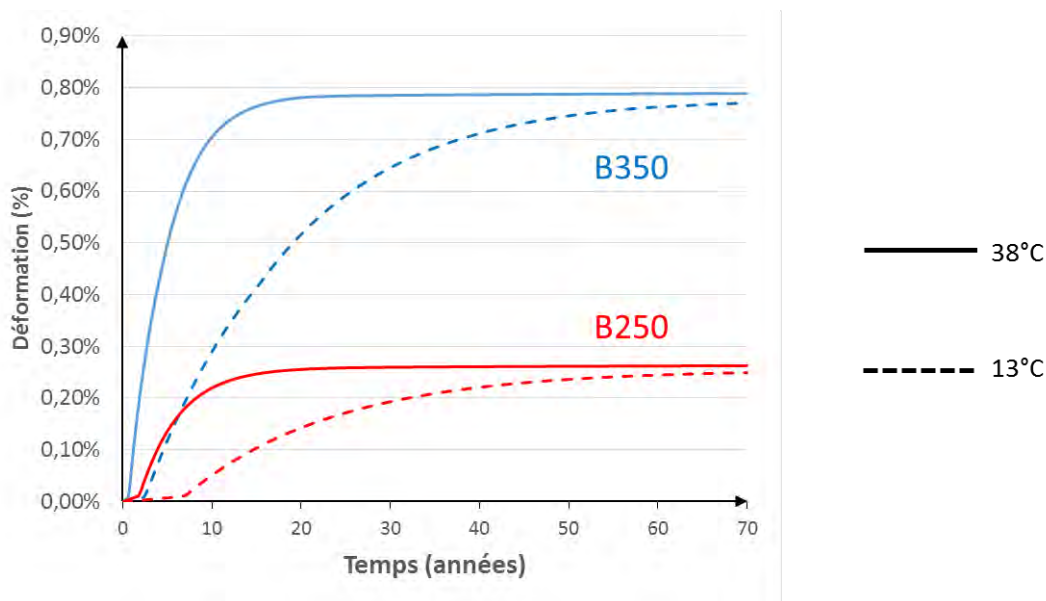


## 2.5 Analyse des paramètres utilisés pour le calcul du barrage

Cette partie est l'occasion d'effectuer des essais numériques pour illustrer les cinétiques et les amplitudes de gonflement obtenues avec les paramètres du modèle d'expansion calibrés sur l'ouvrage (Tableau 4-5). Le but est de comparer les réponses du modèle entre le gonflement in situ d'un ouvrage et les essais de laboratoire qu'ils soient effectués avec un nouveau béton ou issu de carottages. Ce sont donc les conditions thermiques et hydriques qui vont différencier les cas testés.

Il est tout d'abord important de préciser qu'une hypothèse forte est utilisée. La silice des granulats est considérée ici totalement disponible. Sur ouvrage, les alcalins sont d'abord concentrés dans la pâte puis ils sont dilués entre le granulat et la pâte avec le temps. Ainsi, ils sont de moins en moins concentrés pour réagir avec la silice qui est située plus au cœur du granulat. Dans la durée de vie de l'ouvrage, la silice n'est donc pas aussi mobilisable qu'elle ne l'est dans le cadre de cette étude paramétrique. Les gonflements réels peuvent donc être plus faibles que dans les résultats obtenus ci-dessous dans la majorité de la structure.

Le premier essai consiste à analyser la différence entre deux matériaux complètement saturés conservées à deux températures : l'une à 38°C, représentative de la température usuellement utilisée pour les essais d'expansion en laboratoire et pour laquelle un grand retour d'expérience est possible et l'autre à 13°C représentative de la température moyenne du béton du barrage (Figure 4-17). Pour les deux bétons, les gonflements sont plus rapides à 38°C qu'à 13°C (toute la silice réactive est consommée (asymptote atteinte) respectivement en 19 ans et 70 ans sur la Figure 4-17 pour le béton B350), du fait de la loi d'Arrhenius utilisée. L'asymptote est la même à la déformation de fluage près, aucune dépendance de l'expansion à la température n'étant considérée dans le modèle. En termes d'expansion, l'amplitude est usuelle pour le B250 (0,27 % de gonflement libre) et remarquable pour le B350 (0,78 % en gonflement libre avec le calage effectué dans le cadre de cette thèse, (Grimal, 2007) obtenait des gonflements de l'ordre de 0,5 % avec son calage). En laboratoire, de tels gonflements sont rarement atteints pour une RAS. Pour le type de granulats utilisé dans cet ouvrage (mélange variée de basalte et andésite, rhyolite, granite, rares micaschistes, quartz et quartzites, calcaires), il est rare d'observer des gonflements supérieurs à 0,3 % en condition de laboratoire. Seule l'opale, connue pour sa très forte réactivité, dans des conditions optimales conduit à de telles expansions (Hewlett, 2003). La calibration obtenue sur l'ouvrage conduit donc à des gonflements relativement forts pour le B350 qui est le béton de couverture de l'ouvrage. Il faut cependant relativiser cette expansion par le fait qu'aucun point d'auscultation ne dépend intégralement de ce béton, son calage en est donc complexifié. De plus, les informations de déplacements de l'ouvrage avant les années 1970 ne sont pas disponibles, or le gonflement est considéré fort durant cette période dans le modèle (déplacement vertical du point amont AM de 5 cm dans les vingt premières années). Le gonflement du béton B350 paraît donc surévalué.



**Figure 4-17 : Effet de la température sur le gonflement (énergie d'activation de 40 000 J/mol (Eq. 1-2)) conforme aux observations de Larive)**

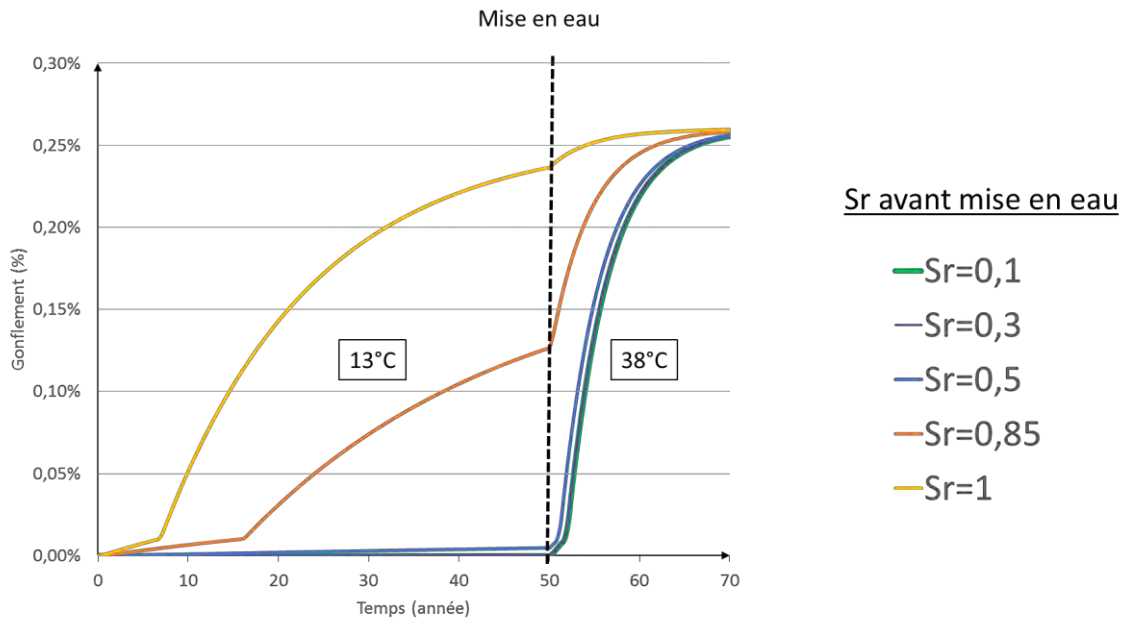
Le deuxième point à noter est l'échéance élevée à laquelle le béton à 38°C atteint son asymptote (une vingtaine d'années pour les deux bétons sur la Figure 4-17. En effet, cette valeur est rarement supérieure à une année sur des essais de laboratoire, or elle est nécessaire pour caler les courbes d'expansion obtenues à partir des essais de mortier reconstitué (Figure 4-9). Ce décalage entre les résultats habituels obtenus en laboratoire et les valeurs nécessaires au calage de cet ouvrage montre un fort impact de la température sur la cinétique de gonflement et sans doute également de la diffusion des alcalins au cœur du granulat pour que la silice réagisse. En effet, l'hypothèse de disponibilité de la silice doit toutefois être modérée par celle de disponibilité des alcalins, qui même s'ils sont totalement substitués à long terme par les calciums seront tout de même sujets à l'effet de dilution mentionné au début de cette section.

Cette différence de cinétique pourrait être issue de l'évolution de la nature du gel en fonction de la température. Comme synthétisé par (Lindgård et al., 2012), la température a de multiples effets sur la réaction alcali-silice :

- la solubilité de la silice augmente avec la température ce qui change la réactivité du granulat (Rimstidt et Barnes, 1980),
- le pH est plus faible à température élevée ce qui influence l'attaque par les ions hydroxyle (Fournier et al., 2004; Lothenbach et al., 2007; Schmidt et al., 2009),
- la solubilité de l'hydroxyde de calcium baisse avec l'élévation de la température, ce qui conduit à former des gels moins calciques en conditions accélérées et à limiter le phénomène de substitution (ces hypothèses pourraient expliquer que des gonflements plus grands à 20°C qu'à des températures plus importantes sont observés par (Chatterji et Christensen, 1990; Swamy, 2002)),
- les propriétés du gel (composition et caractéristiques) sont différentes en laboratoire et sur site (Gavrilenko et al., 2007), même si ce point ne fait pas l'unanimité (Fournier et al., 1991; Peterson et al., 2006; Šachlová et al., 2010).

Le rôle de l'eau peut également être différent entre les essais de laboratoire majoritairement saturés et les ouvrages dont le degré de saturation est souvent hétérogène. Le but des calculs suivants est donc de visualiser le gonflement que subit le béton B250 dans différentes parties de l'ouvrage (degrés de saturation ( $S_r$ ) différents) pendant 50 ans d'après le modèle utilisé dans ce travail. Ce béton est ensuite « virtuellement carotté » pour des essais de gonflement résiduels (à 38°C et totalement saturés). Les degrés de saturation avant carottage sont compris entre 10 et 100 %. Pour rappel, le seuil minimal de saturation pour créer du gel de RAS (Eq. (2-3)) a été fixé à 10 %.

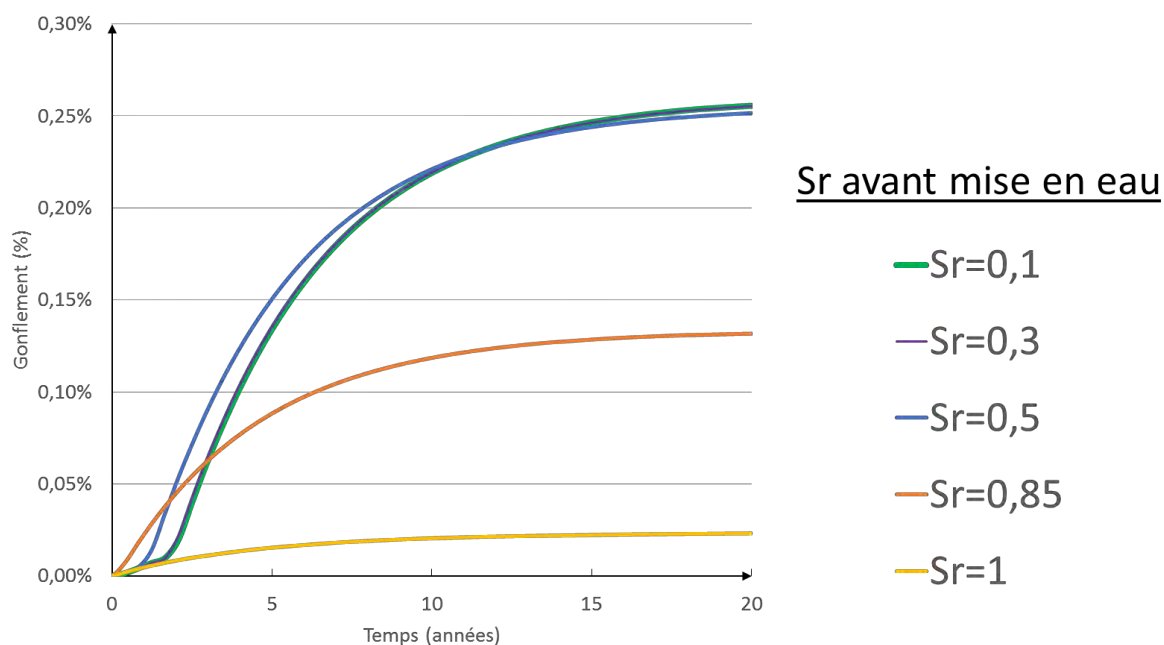
Comme attendu, les résultats montrent des gonflements plus forts et plus rapides pour des bétons plus humides durant la phase de vieillissement sur ouvrage (Figure 4-18). De plus, dans le modèle, l'avancement chimique est borné par le degré de saturation suite aux travaux de (Poyet et al., 2006) mais en 50 ans, cette borne supérieure n'est pas atteinte pour le calage réalisé sur ouvrage. Le potentiel de gonflement restant est concentré dans les éprouvettes ayant été les moins saturées et donc les moins gonflantes.



**Figure 4-18 : Gonflements obtenus en deux phases : 1) simulation de vieillissement sur ouvrage à 13°C sous différentes conditions hydriques pendant 50 ans, 2) simulation d'essais de gonflement résiduel en laboratoire (B250 immergé à 38°C) pendant 20 ans**

Les ouvrages continuent de gonfler même après plusieurs dizaines d'années. La Figure 4-18 montre que le gonflement n'est pas encore stabilisé même dans les zones saturées. Les gonflements sont pilotés à la fois par le coefficient de cinétique et par l'évolution hydrique de l'ouvrage. Ainsi, le calage de ce coefficient et la bonne modélisation hydrique sont nécessaires pour la simulation numérique des ouvrages. Un couplage hydromécanique fort, liant les fissurations (structurelles locales et diffuses de RGI), pourrait constituer une amélioration dans la simulation de ces phénomènes.

Pour la partie post carottage, les gonflements obtenus sont recalés à 0 juste après le changement de température (de 13°C à 38°C) et de degré de saturation ( $S_r=1$ ) pour simuler un carottage et un essai d'expansion résiduelle en laboratoire (Figure 4-19). Les 50 années de vieillissement de l'éprouvette avec un  $S_r$  de 0,3 ont créé un très faible volume de gel ce qui explique la superposition de sa courbe de gonflement résiduel avec celle de l'éprouvette à  $S_r$  de 0,1 (aucun gonflement). La hiérarchie est respectée : les éprouvettes ayant vieilli avec un degré de saturation plus important génèrent un gonflement résiduel plus faible. Toutefois, il n'est pas nul pour l'éprouvette ayant vieilli en ambiance saturée ( $S_r=1$ ) puisque le gonflement n'avait pas atteint son asymptote en 50 ans à 13°C. Comme évoqué précédemment, le temps nécessaire pour atteindre l'asymptote après immersion à 38°C est très important comparé aux résultats obtenus expérimentalement. Les essais d'expansions résiduelles réalisés sur ce barrage dans (Sellier et al., 2009) atteignent leurs asymptotes, comprises entre 0,035 % en superstructure et 0,05 % en galerie en moins d'un an. Pour caler les déplacements de l'ouvrage, la valeur de la déformation en superstructure devrait être d'au moins 0,25 % (Figure 4-19). Pour ce barrage, à cette échéance, les essais d'expansion résiduelle ne paraissent donc pas utilisables pour caler le modèle. La procédure de broyage des granulats mise en place au LMDC (Sellier et al., 2009), suivie d'un gonflement résiduel par classe granulaire permet de réduire le temps pour atteindre l'asymptote en augmentant la surface spécifique d'attaque des granulats. La quantité de silice encore exploitable pour le gonflement en est déduite.



**Figure 4-19 : Gonflements résiduels (saturé à 38°C) obtenus avec vieillissement préalable à 13°C sous des conditions hydriques diverses**

### **3. Barrage atteint de Réaction Sulfatique Interne**

L'objectif de cette partie est d'appliquer le modèle de gonflement de RSI à un ouvrage en se confrontant aux problématiques de changement d'échelle entre les poutres et le barrage et aux gonflements différentiels induits par un chauffage hétérogène de l'ouvrage au jeune âge. Pour mener le calcul à son terme, de nombreuses hypothèses ont été effectuées pour contourner le manque de données. Ce calcul n'a pas pour but de constituer une justification de la tenue de l'ouvrage mais de montrer quelles sont les données indispensables à un tel calcul s'il devait être mené.

#### **3.1 Présentation de l'ouvrage**

L'ouvrage étudié est un barrage poids réalisé entre 1946 et 1948 et mis en eau en février 1950. Sa longueur de crête est de 182 mètres pour 5 mètres de largeur. La largeur de sa base est de 47 mètres. La hauteur maximale sur fondation est de 60 mètres (Figure 4-20 et Figure 4-21).

Le barrage contient huit plots (notés P2 à P9 sur la Figure 4-21) et deux raccordements aux rives. La spécificité de ce type d'ouvrage est la grande quantité de béton utilisé (environ 160 000 m<sup>3</sup>). Une faille géologique est observable sur la coupe longitudinale du barrage (Figure 4-21). Elle a été découverte tardivement et le coulage des plots en rive droite en a été retardé. Le bétonnage des plots de rive droite a alors eu lieu à la fin du chantier avec des pressions sur les délais et pendant une période estivale chaude. Le coulage d'un volume important dans une période chaude favorise l'élévation des températures au jeune âge. Déjà à cette époque, la température au jeune âge était suivie pour éviter les problématiques de retrait thermique empêché et usuellement limitée à des valeurs inférieures à 50°C. Toutefois, aucune information n'a été conservée sur un éventuel suivi de la température qui reste une inconnue importante de l'expertise.

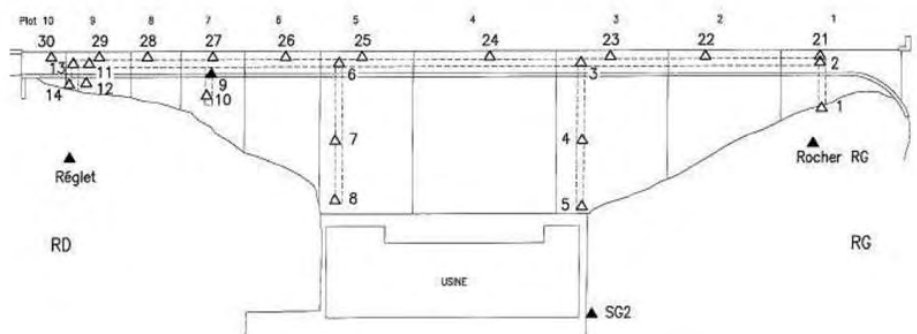


Figure 4-20 : Photographie et vue en plan du barrage

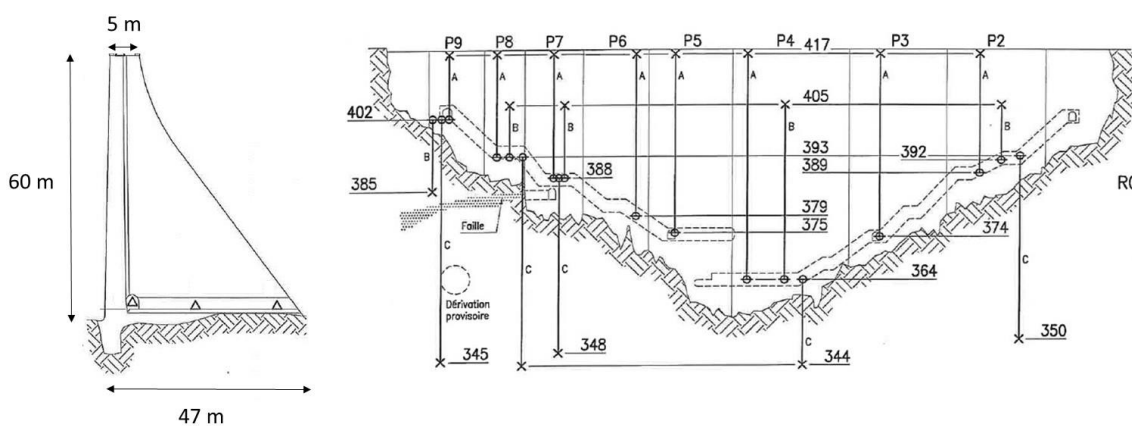
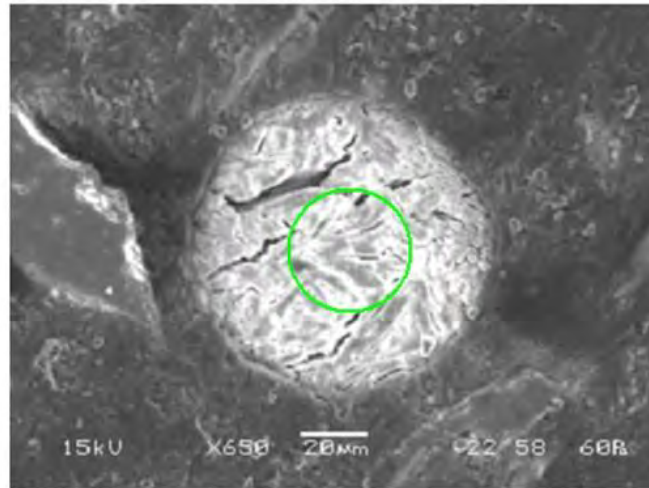


Figure 4-21 : Coupes transversale et longitudinale du barrage

Trois pendules initiaux étaient présents pour suivre les déplacements de l'ouvrage. Moins d'une dizaine d'années après la fin de la construction, de premiers déplacements irréversibles inhabituels apparurent en rive droite. Ils furent rapidement suivis d'une fissuration horizontale d'un joint de reprise de bétonnage. Les mêmes phénomènes se produisirent en rive gauche puis au centre de l'ouvrage de manière moins significative.

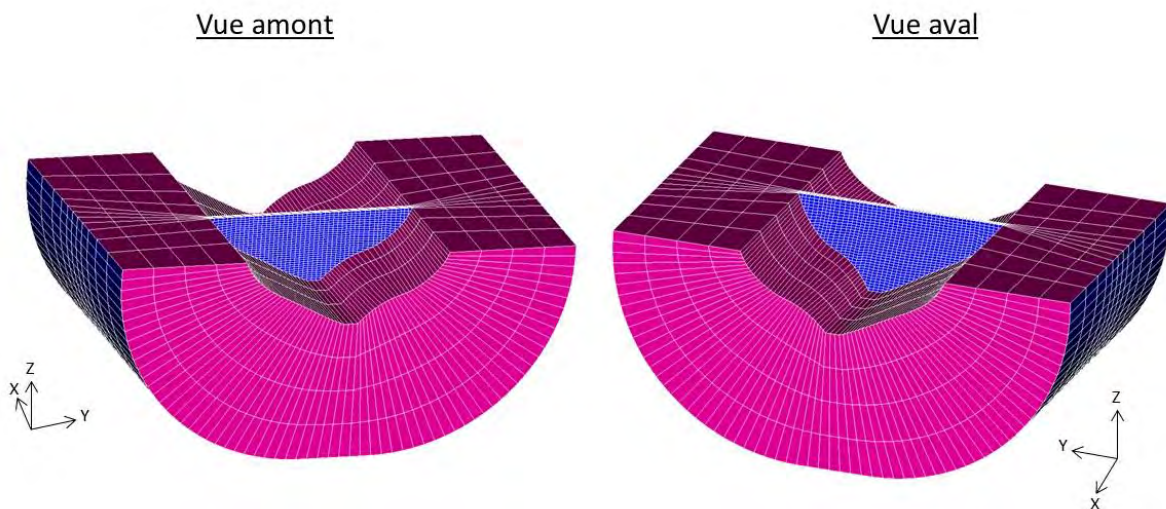
Dans les années 1970, une campagne de pose de matériel d'auscultation de l'ouvrage a été déployée. Elle comprenait la pose de points de nivellement, de pendules, de suivi de fissuration

et de piézomètres pour suivre le comportement de l'ouvrage. Le gonflement de la partie haute de l'ouvrage fut alors confirmé. Une fissure sur un joint horizontal concernait l'ensemble des plots à environ 15 à 20 mètres de la crête. Une fissure verticale a été observée dans les plots 6 à 9. En 2009, des carottages dans les piles 2, 4 et 8 (à partir de la galerie (Figure 4-21)) suivis de MEB (Microscope Electronique à Balayage) ont permis d'observer de l'ettringite différée en quantité significative dans les trois piles, voire très importante dans la pile 8 (Figure 4-22).



**Figure 4-22 : Pore rempli d'ettringite expansive, MEB, section polie, LV, LSEI, x650 (Division Transfert LMDC, 2009)**

Le maillage utilisé pour la suite des calculs est tracé sur la Figure 4-23. En plus du barrage poids, une partie du sol de la vallée est également maillée. Lors du calcul mécanique, un comportement élastique avec une rigidité est imposé à cette zone pour simuler la souplesse du sol. Cet ajout, peu gourmand en temps de calcul (élasticité), permet d'éviter une fissuration surestimée à l'interface béton-rocher.



**Figure 4-23 : Maillage du barrage atteint de RSI**

### 3.2 Identification des paramètres du matériau

A partir des carottes extraites en 2009, des analyses effectuées au LMDC par la division Transfert ont permis de déterminer quelques caractéristiques du matériau (Tableau 4-6). Le matériau est un béton cyclopéen pouvant contenir de gros blocs de plusieurs dizaines de centimètres.

**Tableau 4-6 : Caractéristiques mécaniques générales**

Caractéristique	Béton
Résistance en compression (MPa)	40,0
Déformation au pic de compression	$2,0 \cdot 10^{-3}$
Résistance en traction (MPa)	3,0
Déformation au pic de traction	$2,0 \cdot 10^{-4}$
Module d'Young (MPa)	37620
Coefficient de Poisson	0,2
Porosité	0,133 à 0,188
Masse volumique ( $\text{kg/m}^3$ )	2700
Type de ciment	CEM I (ou CEM II/A)

Aucun essai de fluage n'ayant été effectué sur ce béton, les valeurs des paramètres sont issues de valeurs moyennes pour un béton classique (Tableau 4-7).

**Tableau 4-7 : Paramètres de fluage estimés**

Paramètre de fluage	Béton
Température de référence ( $^{\circ}\text{C}$ )	20
Temps caractéristique de Kelvin (j)	10
Rapport des modules de Kelvin et d'Young	4
Temps caractéristique de Maxwell (j)	10
Déformation caractéristique de Maxwell	$1.510^{-4}$
Multiplicateur de potentiel de fluage non linéaire	2
Energie de fluage ( $\text{J}/(\text{mol.K})$ )	45000
Endommagement de fluage maximum	0

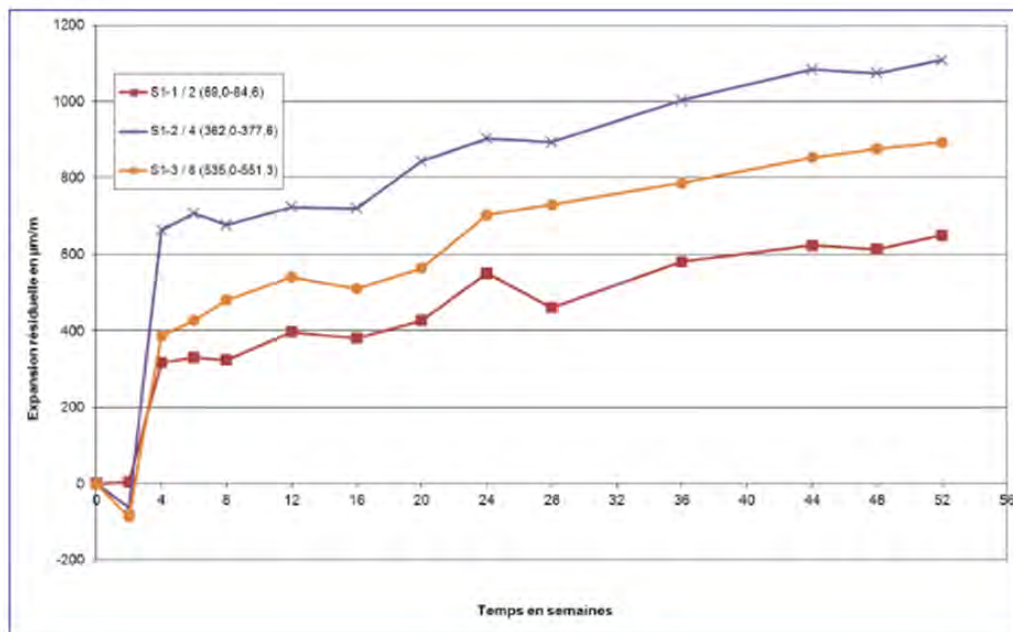


Les degrés de saturation sont compris entre 0,75 (plot 1) et 0,9 (plots 4 et 8) mais les carottes n'ont pas été protégées de la dessiccation durant le transport. Le degré de saturation in situ était donc supérieur.

Deux types d'essais d'expansion résiduelle ont été menés sur carottes issues de l'ouvrage pour deux conservations différentes : immergées dans l'eau et immergées dans une solution de 1 mol/L de NaOH (alcalins) pendant 1 an à 38°C.

Les buts étaient respectivement d'observer des éventuels gonflements résiduels de DEF en lessivant les alcalins et de tester la réactivité des granulats vis-à-vis de la RAS.

Les résultats ont montré des gonflements faibles à modérés dans l'eau (entre 0,07 et 0,013 mm/m/an) et forts dans le NaOH (0,33 à 0,48 mm/m/an sur la Figure 4-24 (Division Transfert LMDC, 2009)). Le gonflement de DEF serait donc quasiment terminé dans les 3 zones carottées (piles 2, 4 et 8). Le gonflement sous alcalins montre une réactivité des granulats à la RAS. Or, aucun gel de RAS n'a été observé au MEB. Cela pourrait vouloir dire que peu d'alcalins étaient présents dans le béton à l'origine ou qu'ils ont été rapidement captés par les granulats même si aucun gel de RAS n'a été observé avant immersion dans la solution de NaOH. Les observations MEB ayant constaté une quantité importante d'ettringite différée, la RSI est supposée avoir créée la plus grande partie des désordres. Aucune RAS n'est supposée dans la suite de l'étude de ce barrage.



**Figure 4-24 : Gonflement résiduel dans une solution de NaOH pour 3 éprouvettes carottées dans le plot P8 (Division Transfert LMDC, 2009)**

Les essais d'expansion résiduelle ne sont donc pas exploitables pour le calage de la cinétique de précipitation de RSI  $\tau^{Prec,ref}$  et du rapport entre le volume créable  $E^{II \infty}$  et le volume accessible sans gonflement  $\phi_{RGI}^V$  (Tableau 4-8). L'ensemble des paramètres liés à la formation d'ettringite doit donc être calé sur les déplacements et les faciès de fissuration de l'ouvrage. Les

échéances d'apparition des premières fissures peuvent permettre d'estimer le calage de la partie cinétique.

Pour provoquer de la DEF représentative du potentiel de gonflement de l'ouvrage, il conviendrait de carotter une zone n'ayant pas chauffé afin de lui imposer un cycle à température élevée en laboratoire.

**Tableau 4-8 : Calage des paramètres matériaux liés au gonflement de RSI**

Paramètre matériaux	Unité	Moyen de calage
Temps caractéristique de précipitation de DEF $\tau^{Prec,ref}$	j	Essais de laboratoire
Rapport $\phi_{RGI}^V / \phi^{rsi \infty}$	-	Essais de laboratoire
Ratio maximum de volume de DEF qui initialise les quantités d'aluminium et de sulfate $E^{II \infty}$	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	Déplacements de l'ouvrage

### 3.3 Modélisation thermique

La modélisation thermique du barrage au jeune âge est un enjeu important. En effet, c'est elle qui va cartographier les zones dans lesquelles le barrage sera susceptible de gonfler si la température seuil est atteinte. Dans le cas de ce barrage, la température seuil est élevée car le béton possédait peu d'alcalins selon les essais réalisés.

La température atteinte dépend notamment des caractéristiques du ciment (son dosage), du volume coulé, de la proximité avec le milieu extérieur, des conditions météorologiques (température et ensoleillement (Buffo-Lacarrière et al., 2007)), du temps écoulé entre deux coulages et des contacts latéraux avec les couches des blocs adjacents.

Grâce à des photographies réalisées pendant la réalisation du barrage (Figure 4-25), (Salgues, 2013) a pu recomposer la cinétique de montée des plots de 1946 à 1948 (Figure 4-26). Il apparait que les plots 8, 9 et 10 ont subi un coulage rapide et estival.



Figure 4-25 : Photographies du coulage des plots du barrage

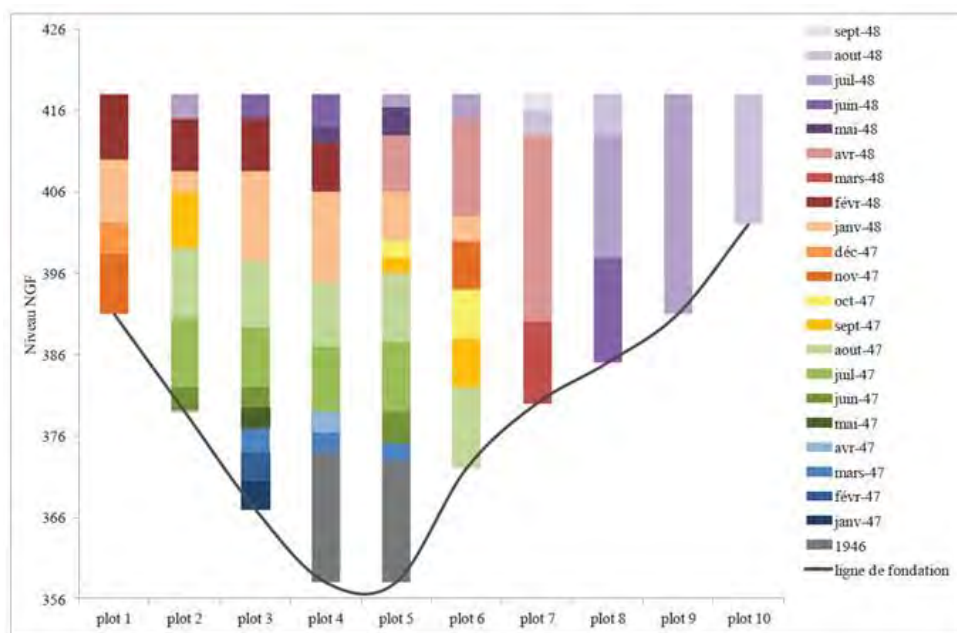


Figure 4-26 : Schéma de la cinétique de montée des plots du barrage (Salgues, 2013)

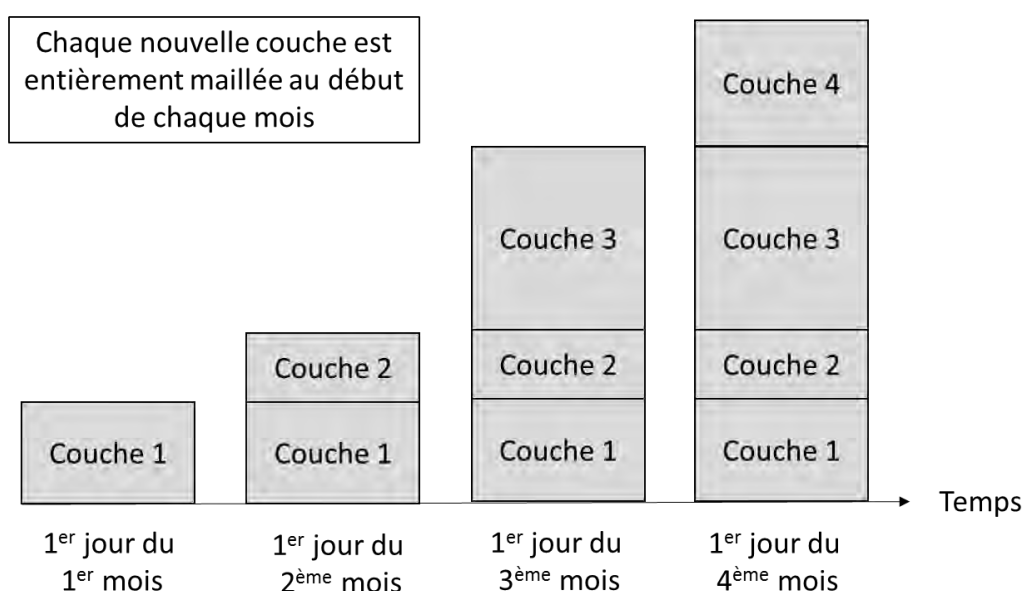
Compte tenu du peu d'informations relevées sur site à cette époque, de nombreuses hypothèses sont effectuées. Ce calcul doit être perçu dans sa globalité comme une estimation générale prenant en compte des éléments météorologiques très variés, notamment l'impact que peut avoir le flux solaire, et des caractéristiques des matériaux variables (la teneur en ciment).

Les températures extérieures utilisées sont des moyennes mensuelles de celles relevées sur place sur plusieurs années (Figure 4-27). Elles ne sont donc pas particulièrement élevées par rapport à des valeurs de température de l'air attendues en journée (entre 30 et 40°C en été par exemple dans cette zone).

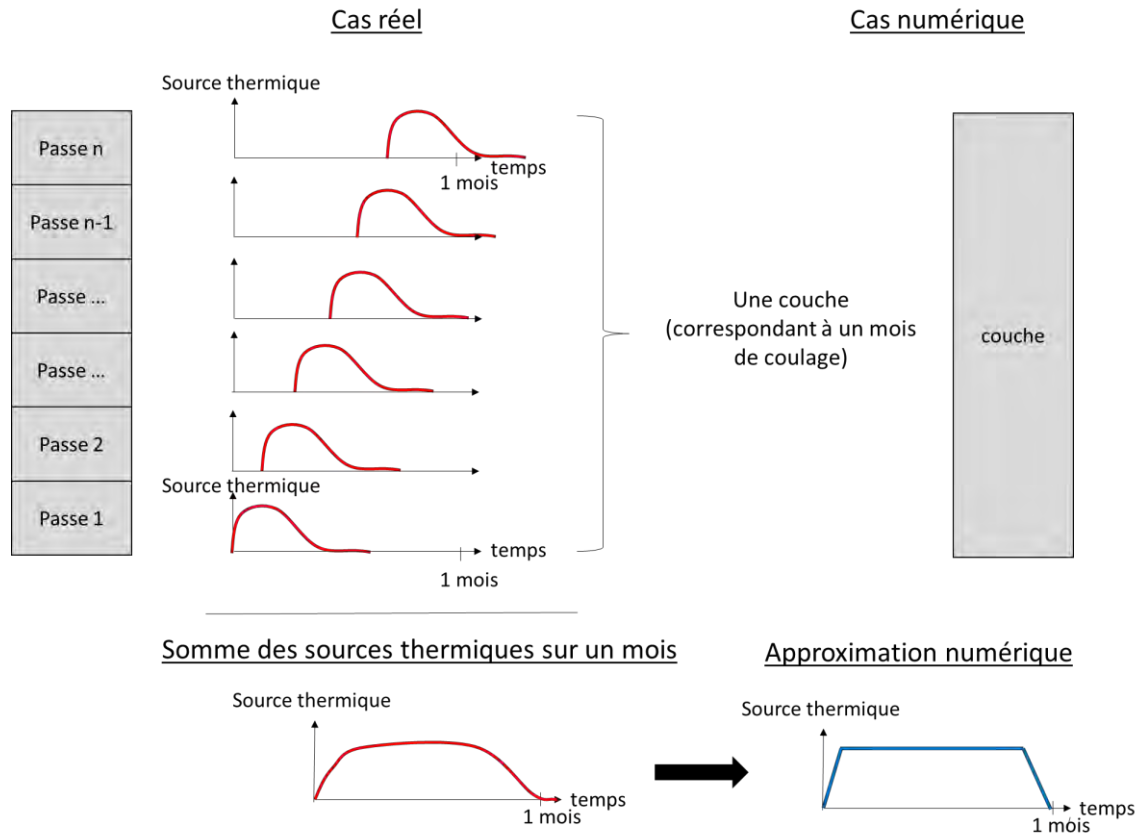


**Figure 4-27 : Températures imposées dans l'air**

Une première approximation de calcul assez grossière est effectuée. Le maillage de chaque plot de la Figure 4-26 est mis en place le premier jour du mois de la construction supposée d'un plot (Figure 4-28), avec une source de chaleur d'hydratation présentant une puissance constante sur la durée de construction du plot. Au bout d'un mois la chaleur d'hydratation du plot complet est bien retrouvée (l'intégrale de la puissance a été calculée dans cette optique) mais les phases intermédiaires ne sont pas détaillées. Cette approximation est justifiable car le plot est de grande dimension et la chaleur d'hydratation ne peut donc pas en sortir en 1 mois. Une telle approximation ne serait pas admissible sur une pièce moins massive (Figure 4-29).



**Figure 4-28 : Schéma de l'avancement des maillages**

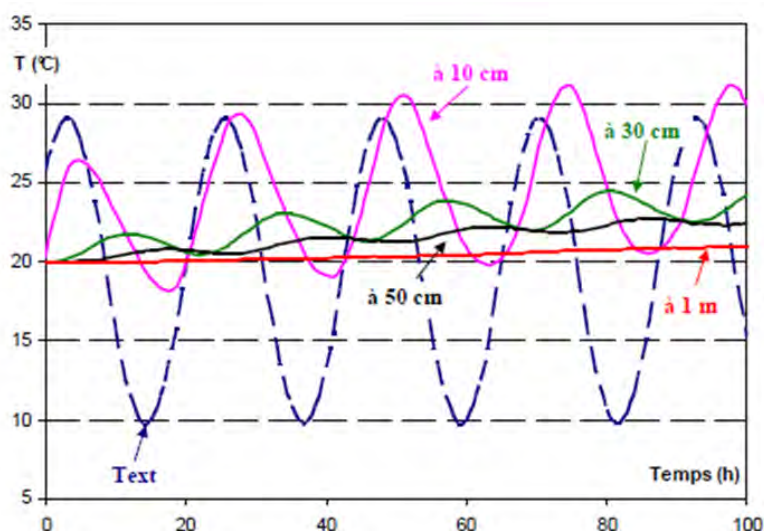


**Figure 4-29 : Schéma des sources thermiques développées dans chaque passe de coulage et de l'approximation numérique effectuée pour la simulation d'un plot**

Les paramètres généraux utilisés pour la modélisation thermique sont présentés dans le Tableau 4-9. La faible valeur du coefficient de conduction utilisé ( $1 \text{ W.m}^{-2}.\text{K}^{-1}$  alors qu'il est usuellement compris entre 1,5 et  $2 \text{ W.m}^{-2}.\text{K}^{-1}$ ) est un moyen de compenser la non prise en compte du flux solaire qui a certainement dû jouer un rôle important sur le dernier mètre de béton coulé à chaque levée (Figure 4-30 d'après (Buffo-Lacarrière et al., 2007)). Cette grossière approximation a pour seul mérite d'être rapide à mettre œuvre (pas de flux solaire ni de modélisation détaillée de sa variation chronologique). Cela revient à compenser la non prise en compte du flux solaire par un ralentissement de l'évacuation de la chaleur d'hydratation. Cette hypothèse permet tout de même de prendre en compte la vitesse de construction du barrage de façon approximative dans ce calcul. Il est certain que pour un calcul réaliste, il faudrait essayer de trouver un scénario de flux solaire et d'épaisseur de chaque levée réaliste, ce qui n'est pas trivial.

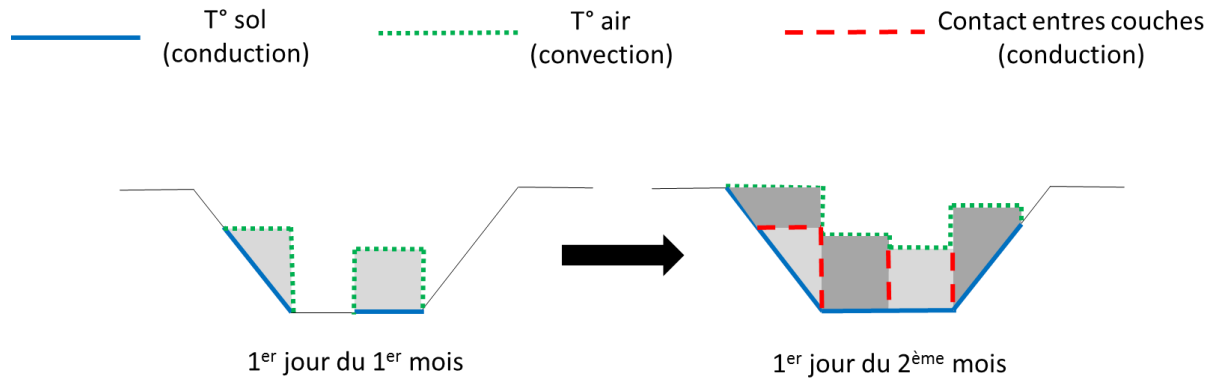
**Tableau 4-9 : Paramètres du calcul thermique**

Paramètre	Valeur/Unité	Hypothèse
Température du sol	13 °C	Constante tout au long de l'année
Température du béton lors du coulage	18 °C	Constant tout au long de l'année car difficilement estimable
Masse volumique	2300 kg/m <sup>3</sup>	
Coefficient de convection	15,2 W.m <sup>-2</sup> .K <sup>-1</sup>	Prend en compte le vent et une partie du rayonnement (Buffo-Lacarrière et al., 2007)
Coefficient de conduction	1 W.m <sup>-2</sup> .K <sup>-1</sup>	Faible pour contrebalancer le fort apport du flux solaire



**Figure 4-30 : Evolution de la température d'un bloc de béton inerte soumis à une température extérieure variable (sinusoïdale) et à un flux solaire imposé (les distances indiquent les profondeurs des mesures par rapport à la surface horizontale supérieure) (Buffo-Lacarrière et al., 2007)**

Tous les débuts de mois, les conditions aux limites changent en fonction du coulage des couches adjacentes de chaque plot. Le calcul est global et prend en compte l'interaction thermique des couches adjacentes déjà coulées (Figure 4-31). Les couches adjacentes déjà coulées participent ainsi à l'élévation ou la baisse de la température du béton fraîchement coulé. Le béton peut rester à une température élevée pendant plusieurs mois dans certaines zones. Il est important de noter que l'outil développé permet donc de prendre en compte une construction par phase. Bien qu'ici cet outil ait été utilisé de façon simpliste, il permettra à l'avenir de raffiner autant que nécessaire la modélisation thermique.



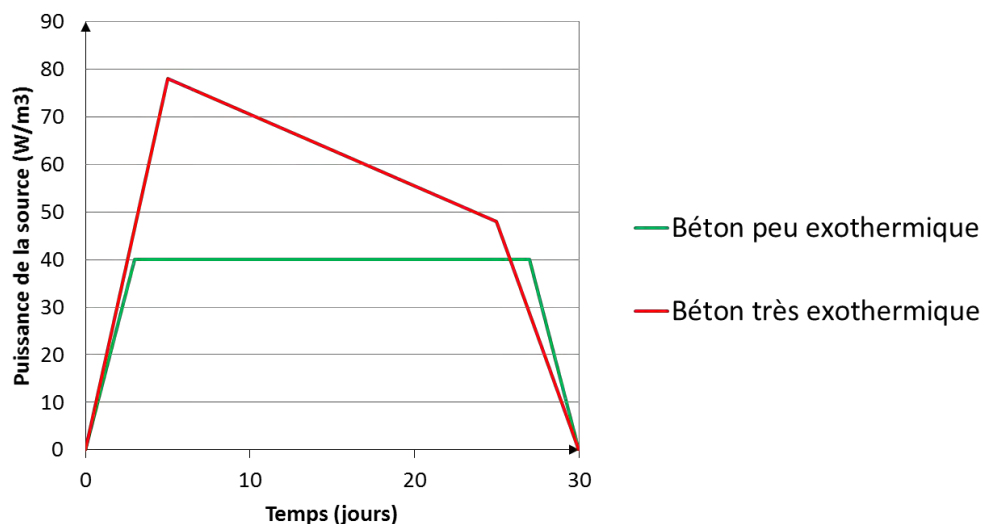
**Figure 4-31 : Schématisation du changement de conditions aux limites en fonction des couches coulées à un instant donné**

La source de chaleur, qui simule l'exothermie du ciment, est approximée en fonction du dosage en ciment des bétons. Les essais en laboratoire (Division Transfert LMDC, 2009), effectués sur les carottes extraites des parties basses des plots ont estimé le dosage en ciment dans le plot 8 entre 305 et 467 kg/m<sup>3</sup> de béton et dans les plots 2 et 6 entre 220 et 340 kg/m<sup>3</sup>. Une grande disparité des résultats a été obtenue, en partie due à la nature cyclopéenne du béton. D'après les travaux de (Buffo-Lacarrière et al., 2007), la quantité de chaleur dégagée par un CEM I dosé entre 350 et 400 kg/m<sup>3</sup> est d'environ 350 J/g de ciment (pour un ciment moderne). La connaissance de la courbe d'affinité chimique du ciment utilisé permettrait d'améliorer les hypothèses de calcul.

Suite à l'auscultation, les zones à fort taux de gonflements sont connues : il s'agit des 20 mètres les plus près de la crête, particulièrement sur la rive droite. Deux sources thermiques (en W/m<sup>3</sup>), dépendantes du temps, sont donc différenciées.

La première concerne le béton coulé dans la période où le chantier avançait régulièrement avec des temps respectés entre les couches successives (de 1946 à décembre 1947). La quantité de chaleur dégagée y est supposée égale à 280 J/m<sup>3</sup> (soit un dosage estimé à 280 kg/m<sup>3</sup> (valeur comprise entre 220 et 340 kg/m<sup>3</sup> (Division Transfert LMDC, 2009)), répartie sur un mois (béton peu exothermique sur la Figure 4-32).

La deuxième zone concerne le béton coulé à partir de début 1948 où les cadences ont été accélérées et les volumes coulés multipliés. La chaleur dégagée y est fixée à 410 J/m<sup>3</sup> (soit un dosage estimé à 410 kg/m<sup>3</sup> (valeur comprise entre 305 et 467 kg/m<sup>3</sup> (Division Transfert LMDC, 2009)) pour prendre en compte ces particularités (béton très exothermique sur la Figure 4-32). Une fois la source de chaleur consommée (un mois après le coulage), la température peut rester élevée pendant plusieurs mois.



**Figure 4-32 : Approximation des puissances des sources thermiques utilisées dans le calcul simplifié de l'élévation de température du béton**

Les résultats en termes de températures sont présentés sur la Figure 4-33 et la Figure 4-34. Sur la première de ces figures, l'évolution des températures est présentée aux points les plus chauds de chaque couche des plots 2,4 et 7. La température maximale atteinte est de 82°C. Les températures importantes (supérieures à 65°C) et pouvant provoquer de la RSI se situent dans les dernières couches pour les plots 2 et 4. Ceci signifie que le potentiel de gonflement sera concentré dans les parties hautes. En revanche, pour le plot P7, les hautes températures se situent dans plusieurs couches ce qui prédit un potentiel de gonflement plus homogène dans la hauteur. Les coupes longitudinales à 5 mètres du parement amont (Figure 4-34) montrent que les températures les plus élevées sont atteintes dans la zone proche de la crête supérieure. C'est donc dans cette zone que va se développer l'ettringite différée. La partie en rive droite (à droite sur les images) a chauffé plus que le centre et la rive gauche. Un potentiel de gonflement suivant cette répartition est donc attendu. Il est à noter que le béton reste parfois plusieurs mois à des températures élevées ce qui est très différent des chauffages appliqués en laboratoire dont l'ordre de grandeur est plutôt situé autour de la dizaine de jours maximum.

Pour améliorer le réalisme de cette modélisation thermique, un coulage de chaque bloc par passe de 50 centimètres, avec prise en compte d'un flux solaire réaliste pour chaque jour pourrait être envisagé.

Un tel calcul thermique pourrait servir d'outil d'aide à la décision pour évaluer les zones à carotter pour réaliser des essais d'expansion résiduelle significatifs.



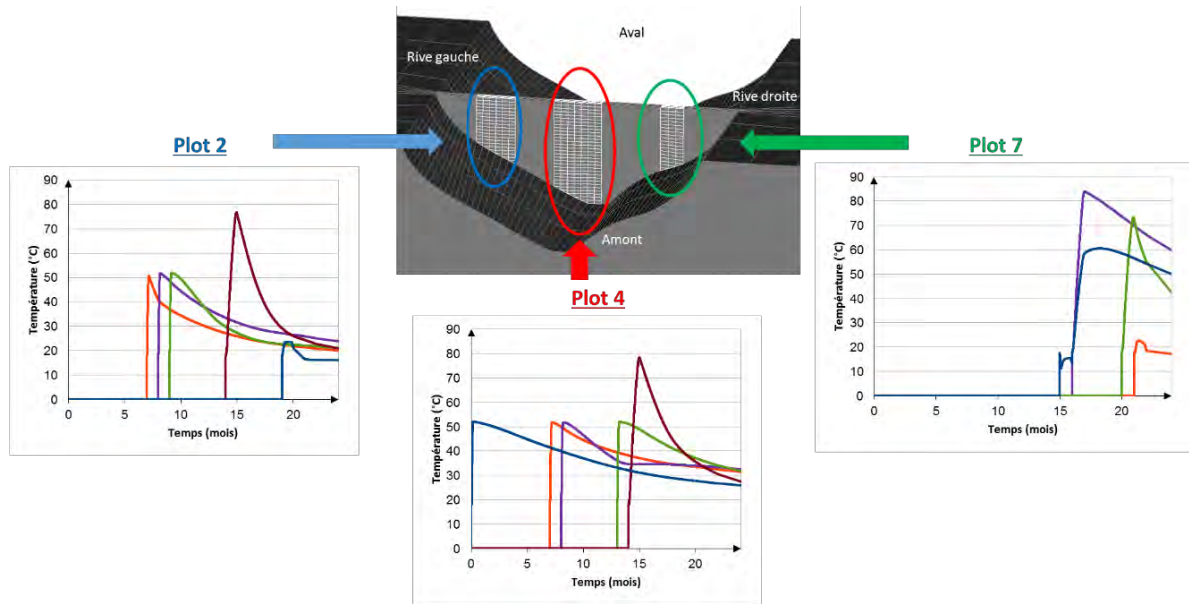


Figure 4-33 : Températures aux points les plus chauds de chaque couche des plots 2, 4 et 7

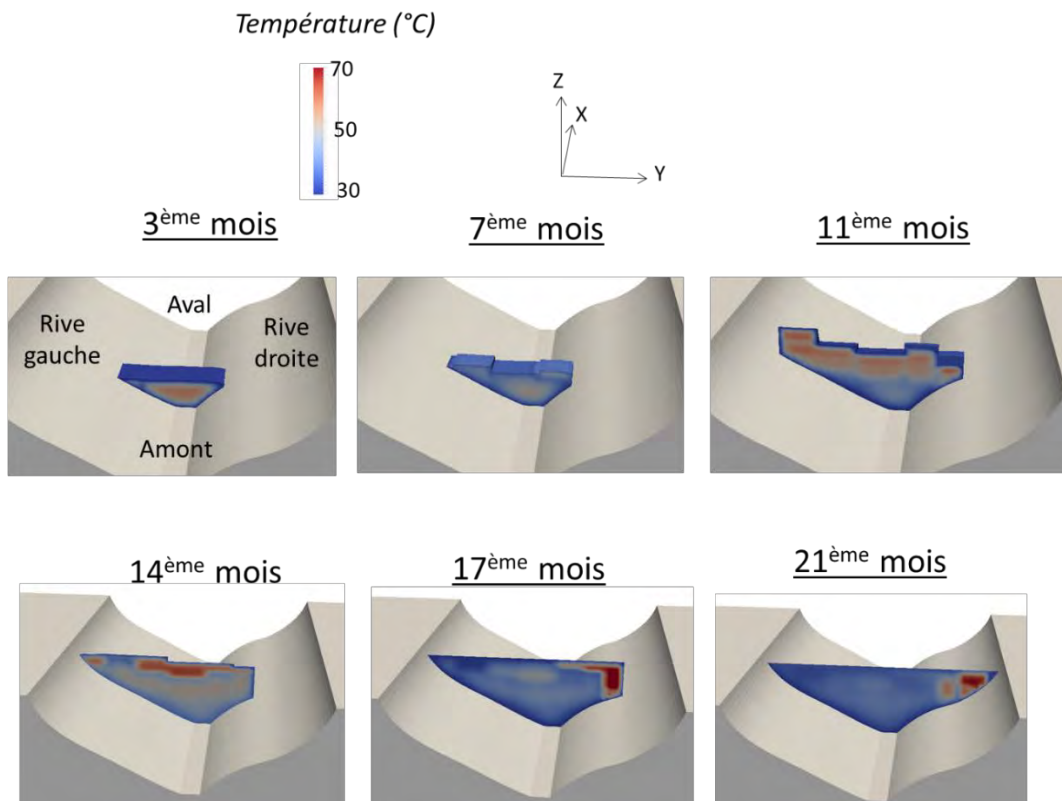


Figure 4-34 : Vues de l'amont des températures obtenues durant la phase de coulage (Coupes longitudinales à 5 mètres du parement amont)

### 3.4 Modélisation hydrique

Les degrés de saturation obtenus sur les carottes non protégées de la dessiccation durant le transport sont compris entre 0,75 (plot 1) et 0,9 (plots 4 et 8). De par l'importance de ces valeurs et les conditions de protection des carottes, le degré de saturation dans l'ouvrage est probablement proche de 1. Une hypothèse de saturation de l'ouvrage est donc effectuée.

### 3.5 Modélisation du lessivage des alcalins

Un calcul du lessivage des alcalins n'a pas été jugé nécessaire dans ce travail effectué sur un ouvrage massif. En effet, la zone lessivée pour une structure de cette taille est de l'ordre de 1 mètre sur une durée de 80 ans en considérant un coefficient de diffusion de  $1,0 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ , une teneur en alcalins initiale de 0,3 mol/L pour la solution interstitielle et une teneur en alcalins imposée nulle sur la face amont et sur le contact béton-rocher (Figure 4-35). Cette épaisseur d'un mètre toujours située proche des limites extérieures de la structure (air et sol pour les zones de ruissellement, eau de la retenue pour la face amont) a rarement chauffé de façon importante, les faces extérieures étant toujours les faces refroidies rapidement. Ainsi ces zones ne présentent pas de potentiel de précipitation de DEF. De ce fait, le lessivage des alcalins n'est pas pris en compte pour le calcul de cette structure. La concentration initiale en alcalins est donc prise constante et égale à 0,3 mol/L. Elle restera constante tout au long de la simulation. En effet, les ciments de l'époque ne comportaient que peu d'alcalins, ce qui est confirmé par l'analyse EDS des carottes (Division Transfert LMDC, 2009). Des essais complémentaires sur les ciments pourraient être envisagés pour affiner cette valeur arbitraire.

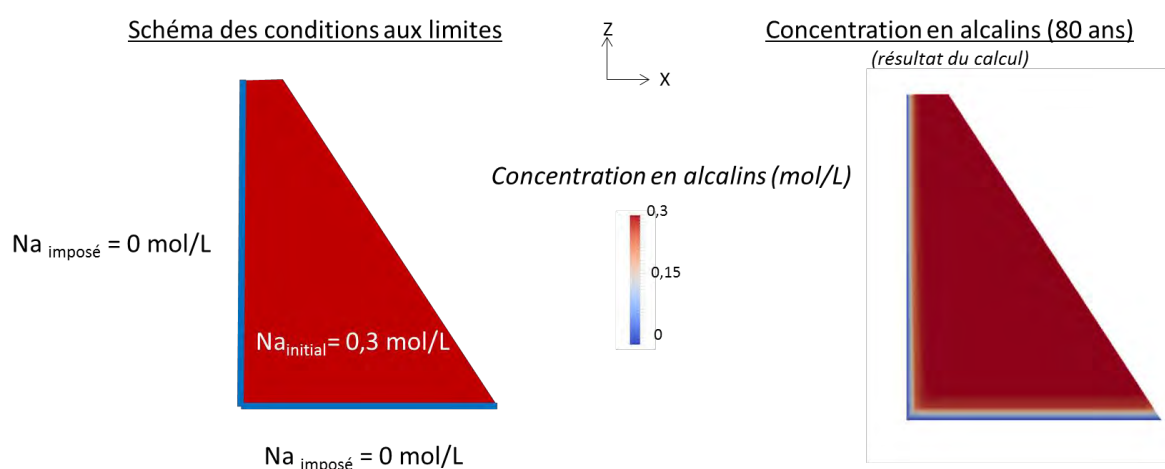
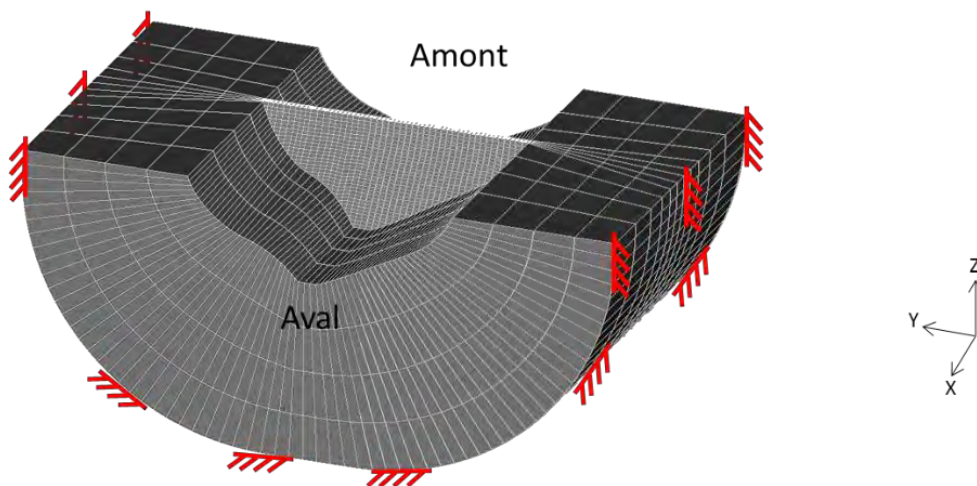


Figure 4-35 : Conditions aux limites et Concentration en alcalins à 80 ans (calcul de diffusion 2D effectué à titre informatif)

### 3.6 Modélisation poro-mécanique

Pour le calcul poro-mécanique, les faces du dessous du sol (les plus à l'extérieur et situées à 50 mètres du béton du barrage) sont encastées (tous les déplacements imposés nuls) (Figure 4-36). Le comportement du sol est considéré comme élastique avec un module d'Young de 8000 MPa (issu d'essais géotechniques). Afin d'analyser le comportement du barrage sous l'effet du gonflement, ce premier calcul poro-mécanique ne tient compte que de la DEF (pas de prise en compte du poids propre de l'ouvrage (1 MPa de contrainte de compression en pied) ni de la pression de l'eau (0,39 MPa attendu en contrainte de traction en pied de l'ouvrage)). La prise en compte de tous les chargements pourrait, dans un calcul plus complet, changer l'état de contrainte de la partie basse de l'ouvrage. Cependant, la partie gonflante se situe majoritairement dans la partie haute de l'ouvrage.

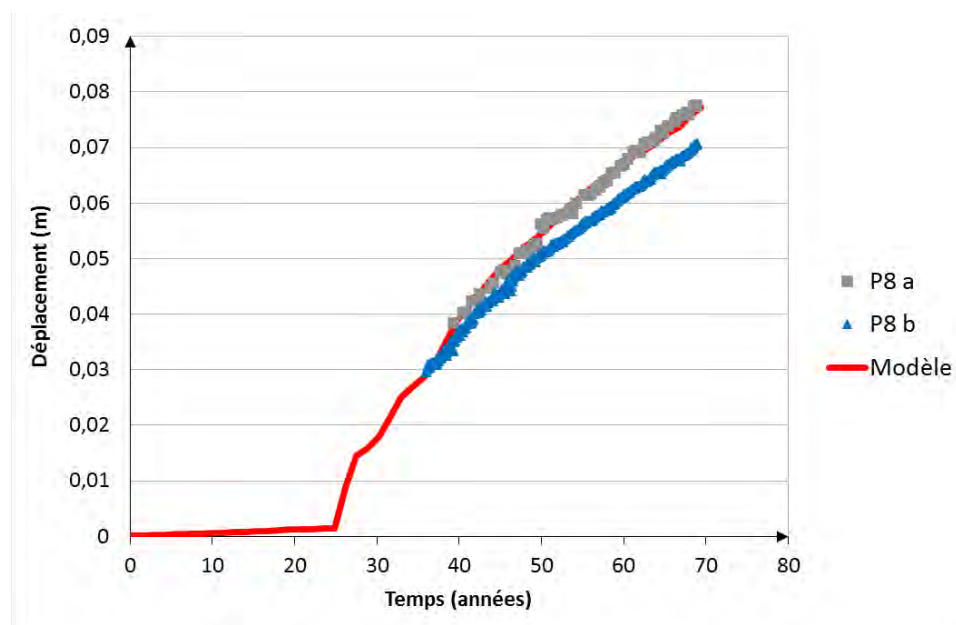


**Figure 4-36 : Schéma du blocage mécanique du sol utilisé pour les conditions aux limites du calcul mécanique**

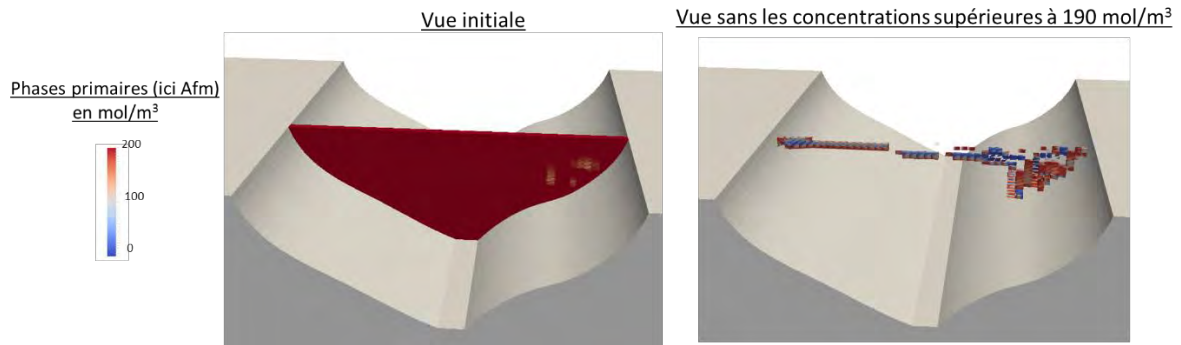
L'amplitude et la cinétique de DEF (Tableau 4-10) sont calées sur le déplacement vertical du plot 8, proches de la rive droite (Figure 4-37). Le volume de DEF créable  $E^{II \infty}$  est le volume maximum créable en condition de chauffage optimale (au point pessimum). Le volume maximum effectivement calculé par le modèle en chaque point est hétérogène car il dépend de l'histoire thermique du point considéré. La valeur retenue est de  $0,04 \text{ m}^3$  de DEF /  $\text{m}^3$  de béton. Le volume accessible sans gonflement  $\phi_{RGI}^v$  est fixé à  $0,002 \text{ m}^3/\text{m}^3$ , soit 5 % du volume maximum créable. Dans le calcul, le gonflement débute réellement au bout de 19 ans (Figure 4-37) ce qui correspond à l'année 1970. Les premières fissurations in situ ont été observées dans cette période. Le calage des coefficients liés à la cinétique de gonflement (Tableau 4-10) a été guidé par le temps nécessaire à l'apparition de ce phénomène.

**Tableau 4-10 : Calage des paramètres matériaux pour cet ouvrage**

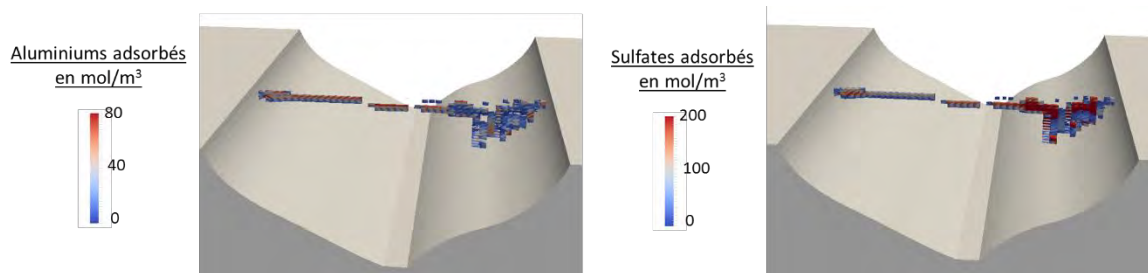
Paramètre matériaux	Valeur	Unité	Moyen de calage réel
Temps caractéristique de précipitation de DEF $\tau^{Prec,ref}$	8,2	année	Déplacements de l'ouvrage Date de début de fissuration
Rapport $\phi_{RGI}^v / \phi^{rsi \infty}$	5 %	-	Déplacements de l'ouvrage Date de début de fissuration
Ratio maximum de volume de DEF qui initialise les quantités d'aluminium et de sulfate $E^{II \infty}$	0,04	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	Déplacements de l'ouvrage Fissuration


**Figure 4-37 : Calage des paramètres matériau sur les déplacements**

Dans les zones ayant chauffé au-dessus de la température seuil, les phases primaires (mono et trisulfoaluminates primaires issus de l'hydratation) se sont partiellement dissoutes (Figure 4-38). Les points du barrage dont les concentrations sont inférieures à 190 mol/m<sup>3</sup> présentent moins de phases primaires après l'élévation de température due à l'hydratation. Cela signifie que les aluminiums et les sulfates ont été libérés par ces phases et se sont ensuite adsorbés sur les C-S-H (Figure 4-39). La concentration en aluminiums adsorbés est plus faible que celle adsorbée en sulfates car certains aluminiums se sont fixés durablement dans les hydro-grenats (une étude est menée sur le gonflement obtenu en fonction de la durée de la période de refroidissement dans la partie suivante). Ils ne sont donc plus accessibles pour former de l'ettringite différée. Après 22 mois, le coulage du barrage est terminé ce qui implique que plus aucune nouvelle source thermique n'est appliquée au barrage. Les températures des zones encore chaudes redescendent petit à petit au cours des mois suivants.



**Figure 4-38 : Monosulfoaluminates résiduels présents à la fin de la phase de chauffage (22 mois i.e. juste avant le début de la mise en eau)**



**Figure 4-39 : Aluminiums et sulfates adsorbés dans les C-S-H à la fin de la phase de chauffe (22 mois i.e. juste avant le début de la mise en eau)**

La Figure 4-40 montre la déformée globale de l'ouvrage. Le déplacement est globalement vers le haut et majoritairement en rive droite, ce qui est en accord avec les mesures in situ. De plus, la partie supérieure de l'ouvrage montre les déplacements les plus grands du fait du cumul d'expansion. Le déplacement vertical du plot 2 (rive gauche) est cohérent vis-à-vis des mesures (Figure 4-41). Le décalage temporel entre les deux pendules est dû à leur date de pose in situ. Il permet tout de même de valider le calage des paramètres du béton. Certains ajustements peuvent tout de même encore être envisagés. La Figure 4-42 permet de visualiser les mouvements verticaux de l'ensemble des points de crête issus du modèle au cours du temps. Dès les premières dizaines d'années, la partie rive droite s'élève plus que la partie rive gauche, certainement dû au potentiel de gonflement plus important dans cette zone.

Le déplacement amont-aval paraît relativement chaoté (Figure 4-40 et Figure 4-43). La crête part vers l'aval en partie centrale et en rive droite alors que la zone située deux mètres en dessous part vers l'amont de manière plus homogène. D'après les pendules in situ, la crête se déplace continuellement vers l'amont. Une amélioration des hypothèses pourrait être envisagée en prenant en compte les autres charges telles que le poids propre de l'ouvrage et la pression d'eau pour chercher l'origine de ce déplacement. De plus, des calculs avec un maillage plus fin pour le béton pourraient être effectués pour mieux définir la zone potentiellement gonflante lors

du calcul thermique. Si cette zone se situait plus vers l'aval, la crête aurait tendance à se déplacer de façon plus homogène vers l'amont (Figure 4-44).

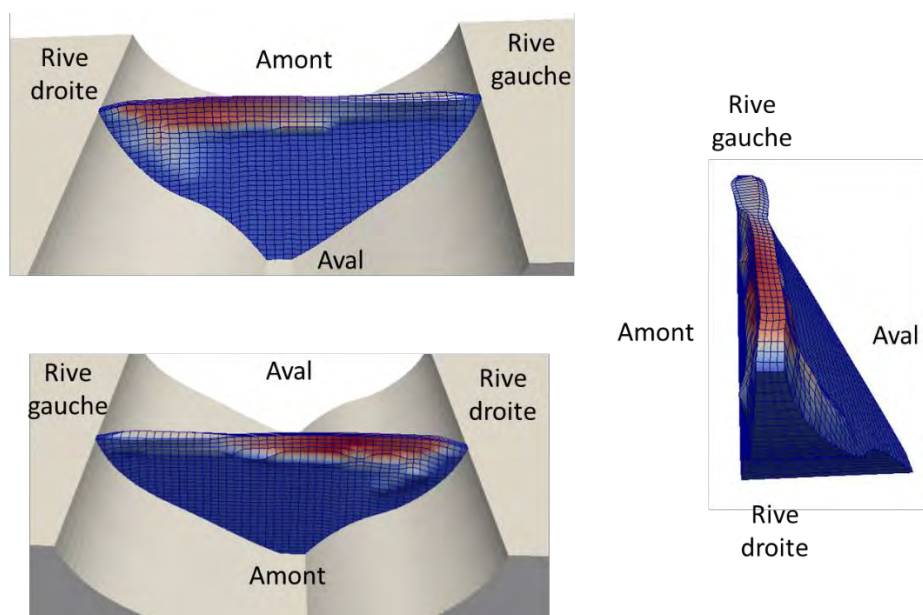


Figure 4-40 : Déformées à 80 ans (x50)

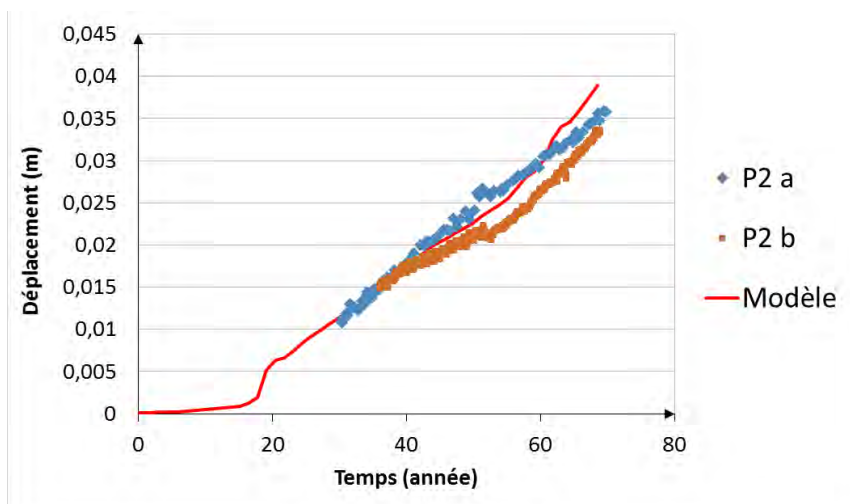


Figure 4-41 : Déplacement vertical de la pile 2

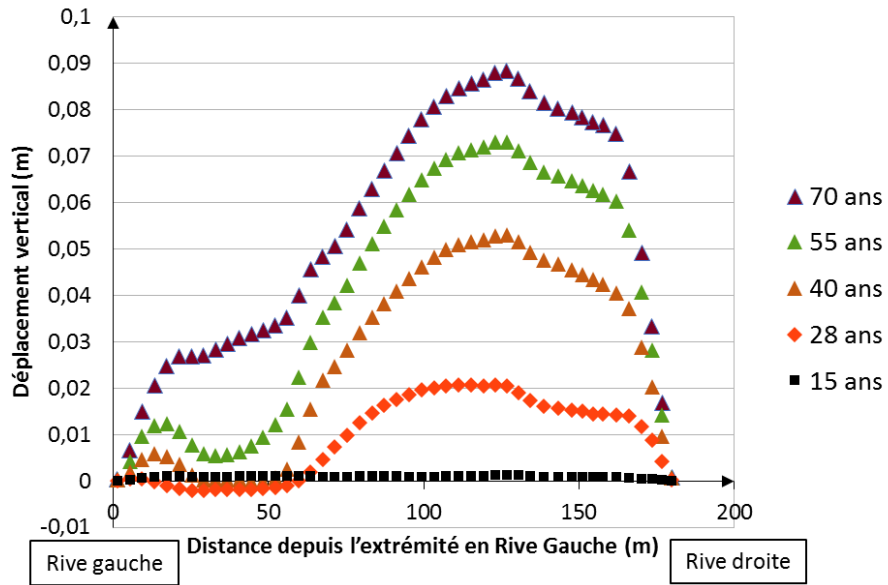


Figure 4-42 : Déplacements verticaux de la crête amont évalués par le modèle

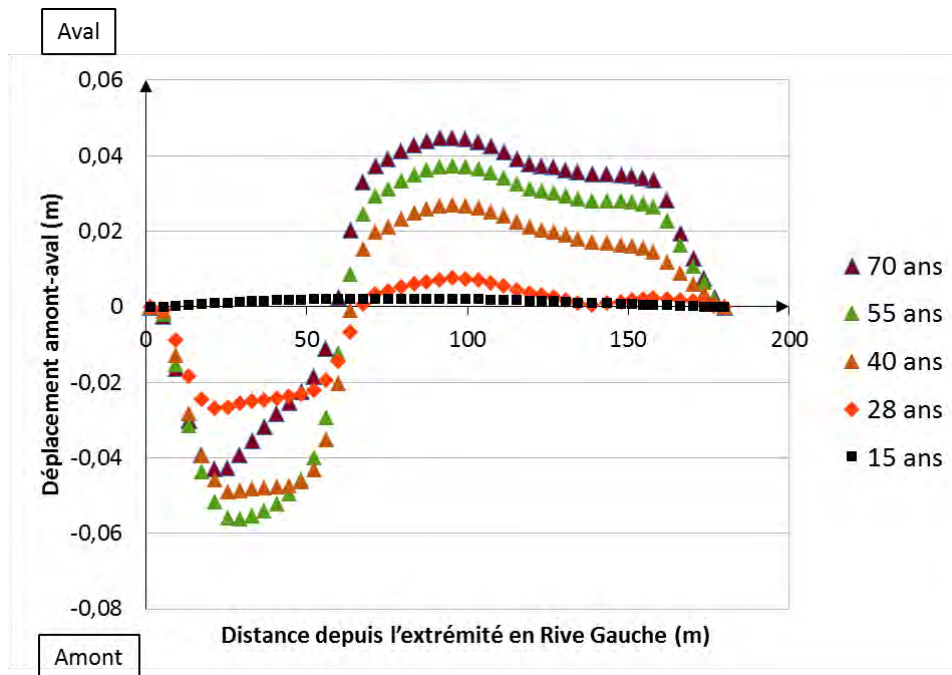
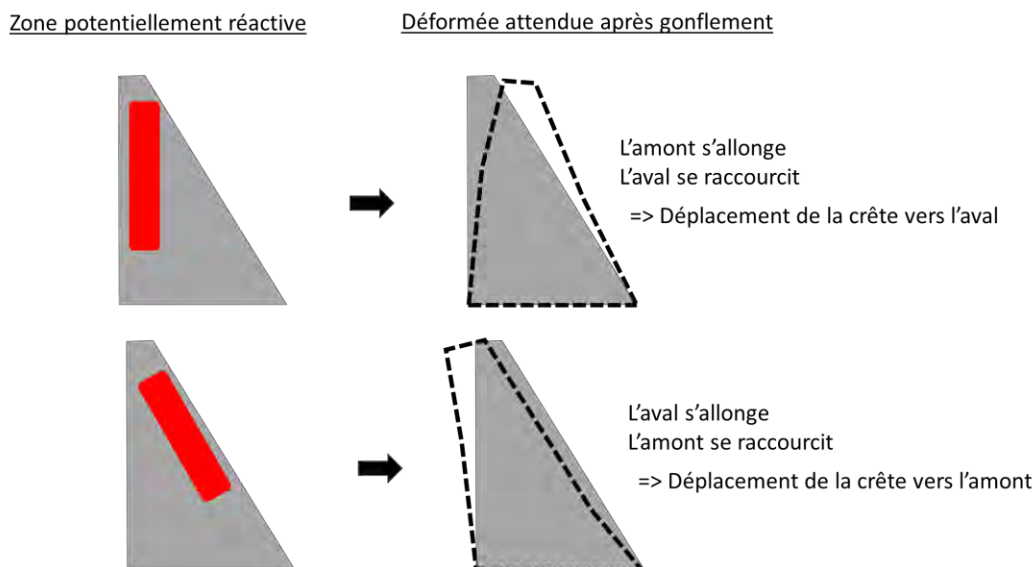
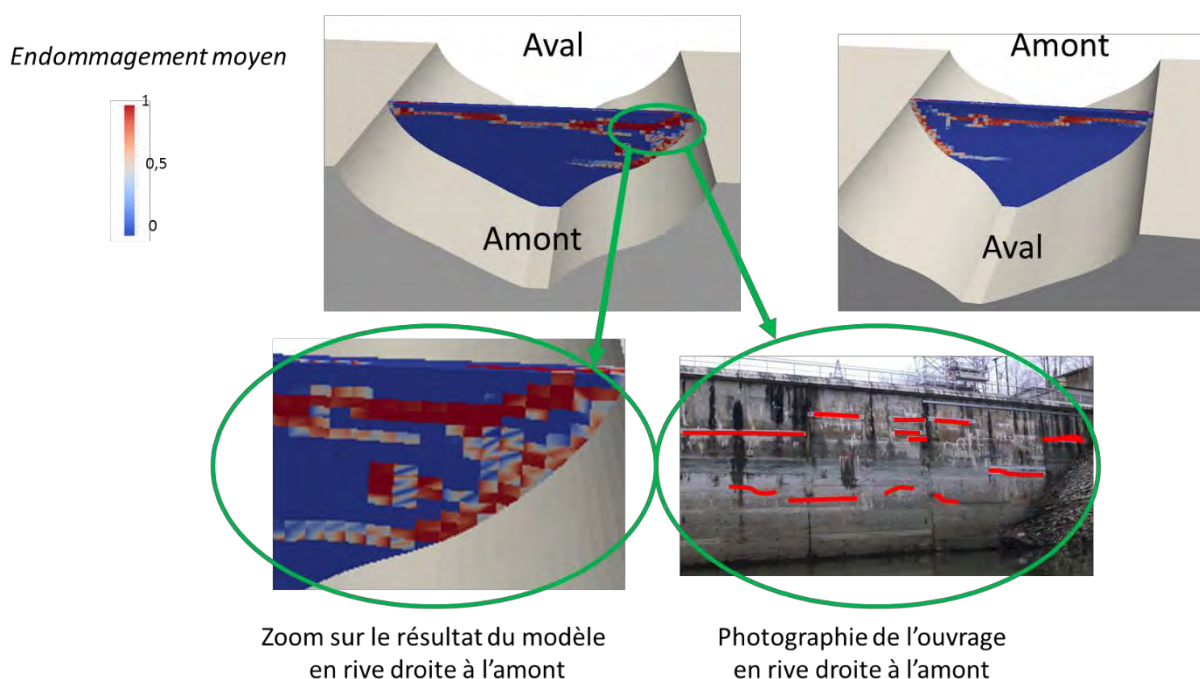


Figure 4-43 : Déplacements amont-aval de la crête amont évalués par le modèle



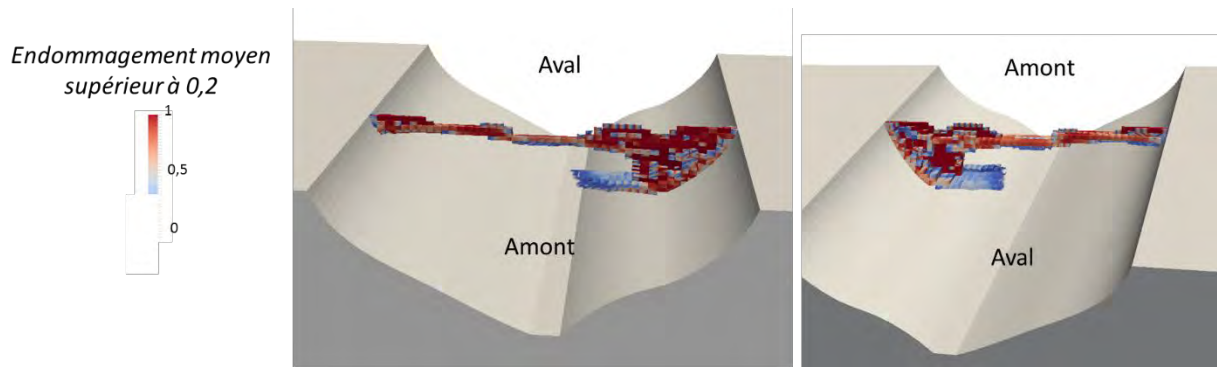
**Figure 4-44 : Impact de la localisation de la zone gonflante sur le sens du déplacement amont-aval de la crête d'un barrage**

Le faciès d'endommagement est très bien reproduit par le modèle (Figure 4-45). Un endommagement pouvant correspondre à une fissure longitudinale parcourant toute la longueur du barrage est visible. Il est situé à une distance d'environ 15 mètres de la crête (15 à 20 mètres dans le cas in situ). De plus, la visualisation de l'endommagement post pic correspondant à l'apparition des fissures uniquement (Figure 4-46) permet de voir qu'une fissure verticale est présente en rive droite sur une vingtaine de mètres. Cette fissure est bien observée à l'intérieur de l'ouvrage par l'équipe de suivi sur site sur les plots 6 à 9. Elle fait l'objet d'une auscultation depuis les années 1970.



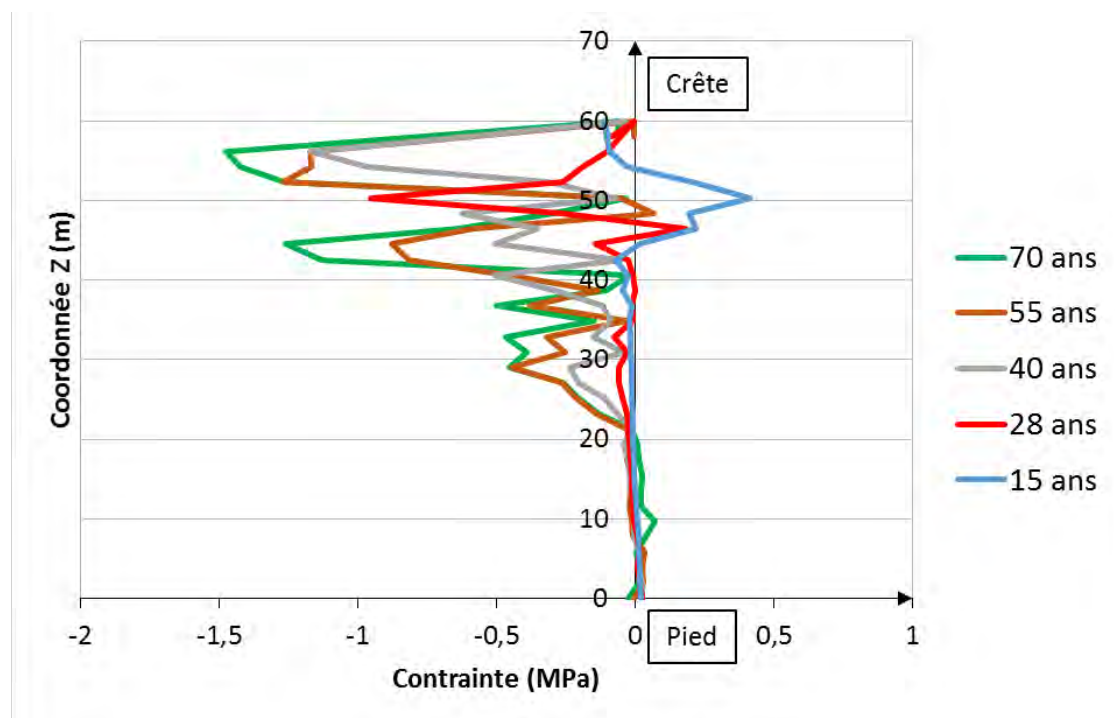
**Figure 4-45 : Endommagement moyen, à 70 ans**





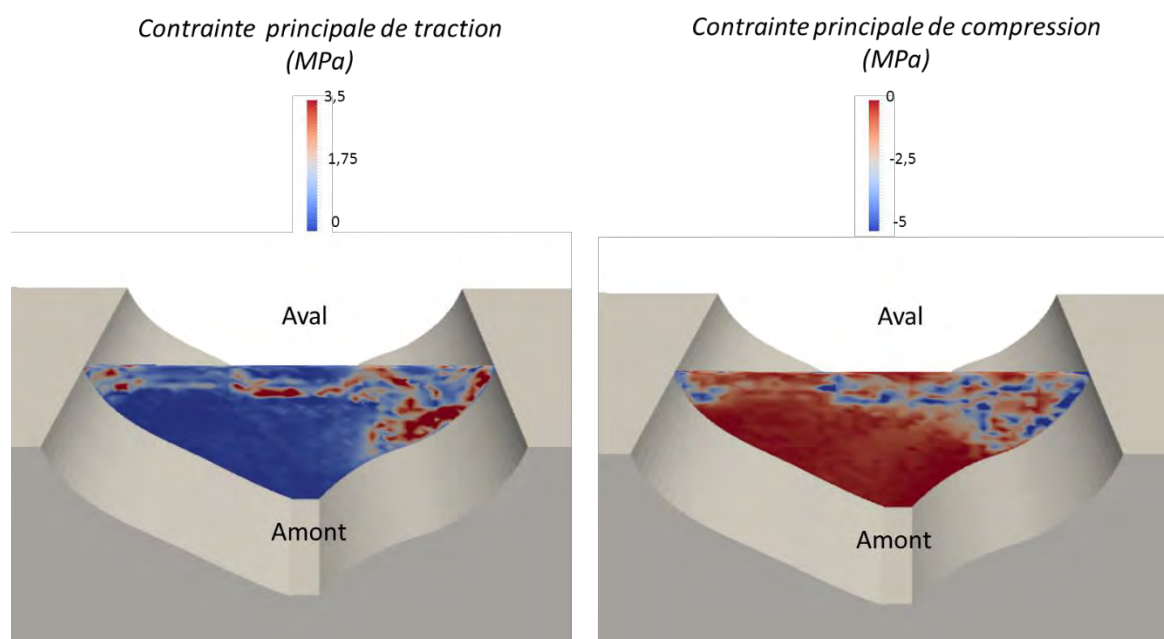
**Figure 4-46 : Visualisation de l'endommagement supérieur à 0,25 uniquement, à 70 ans**

Pour compléter l'analyse, une évolution des contraintes dans la hauteur du barrage à l'amont est effectuée (Figure 4-47) sur le plot 4. Une contrainte de traction est développée à 15 ans à une dizaine de mètres de la crête témoignant de la fissuration horizontale qui se crée dans cette zone. La partie haute se comprime ensuite à cause du gonflement gêné par le sol de la vallée sur ses rives. Les valeurs atteintes (1,5 MPa en compression) sont cohérentes avec l'ordre de grandeur attendu. La partie basse (non gonflante) ne subit pas de contraintes. Ces résultats sont à relativiser par rapport au chargement uniquement dû à la RSI dans ce calcul. Un calcul plus complet prenant notamment en compte le poids propre de l'ouvrage et la poussée hydrostatique changera les résultats obtenus en termes de contraintes.



**Figure 4-47 : Evolution des contraintes rive-à-rive dans le plot 4 à l'amont en fonction de la hauteur**

La Figure 4-48 permet de visualiser les contraintes principales de traction et de compression sur la face amont. Les zones en traction correspondent aux zones endommagées. Quelques zones de compression sont présentes dans la partie supérieure de l'ouvrage.



**Figure 4-48 : Contraintes principales de traction et de compression (80 ans)**

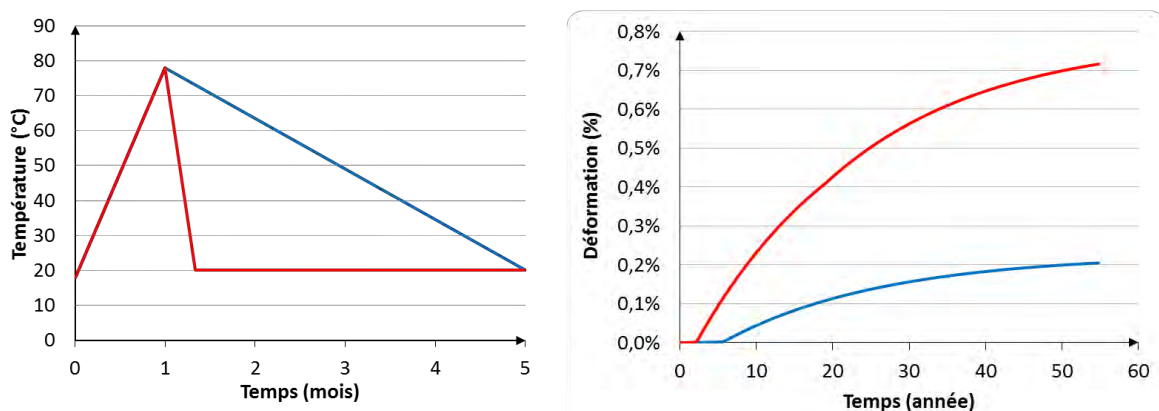
Le modèle permet donc de reproduire les déplacements verticaux et les faciès de fissuration de cet ouvrage ainsi qu'un ordre de grandeur cohérent pour la contrainte rive à rive. L'affinage des hypothèses thermiques et hydriques, l'ajout des charges non chimiques, d'un fluage mieux calibré et le raffinement du maillage pourraient permettre d'approfondir le calcul. Une étude paramétrique sur la quantité d'alcalins initiale, le lessivage des alcalins et le degré de saturation dans l'ouvrage sont des pistes encore non explorées.

Le peu de données sur le matériau initial est un challenge pour modéliser ce type de structures atteintes de RSI. En effet, les changements chimiques du matériau au jeune âge, notamment sous l'effet de la température, sont les étapes prépondérantes agissant sur le comportement du matériau tout au long de la vie de l'ouvrage.

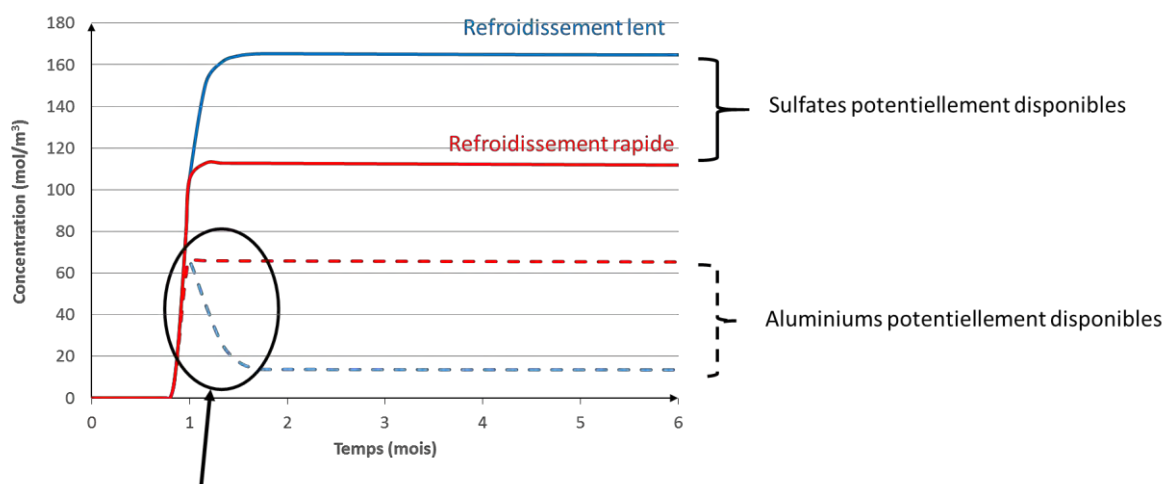
### 3.7 Analyse des paramètres utilisés pour le calcul du barrage

Des essais numériques complémentaires sont réalisés pour analyser l'impact de la vitesse de refroidissement et de la température de conservation du béton sur les gonflements obtenus avec les mêmes paramètres matériaux que pour le barrage (Tableau 4-10).

Les premiers résultats concernent le gonflement de deux éprouvettes ayant subi deux périodes de refroidissement différentes au jeune âge (Figure 4-49) comme cela se produit dans différentes zones de l'ouvrage. Une montée en température jusqu'à 78°C est effectuée en un mois puis deux vitesses de refroidissement (1,33 et 5 mois) sont imposées pour approcher le cycle de température subi par certains points de l'ouvrage (Figure 4-33). Les gonflements simulés sur 55 ans (saturé, sans lessivage et à 38°C) montrent une amplitude plus faible pour le refroidissement le plus lent. Cette différence est due à la fixation durable des aluminiums en formant des hydrogrenats (Salgues et al., 2014), pris en compte par le modèle (Figure 4-50). Ces résultats sont issus du modèle mais des cycles de chauffage aussi longs (1,3 à 5 mois) ne sont pas effectués en laboratoire. Par ailleurs, le temps nécessaire pour atteindre l'asymptote de gonflement est supérieur à 55 ans (Figure 4-49) alors que le test est effectué à 38°C et à saturation. Cela provient du fait que cet exercice théorique fait appel à l'énergie d'activation pilotant la vitesse de précipitation, or le manque d'essais de DEF à diverses températures de conservation post cycle thermique conduit à adopter pour ce paramètre une valeur par défaut proche de celle de la RAS, ce qui est certainement là aussi une approximation assez grossière. Cette hypothèse n'influe heureusement pratiquement pas sur le calcul de l'ouvrage qui est à long terme (pendant la phase de précipitation) à une température quasi constante, comme la constante cinétique est issue de l'analyse inverse de l'ouvrage, il n'y a un risque d'erreur que si l'ouvrage change de température à long terme, cela n'empêche bien entendu pas de mener des recherches en laboratoire pour préciser cette valeur.



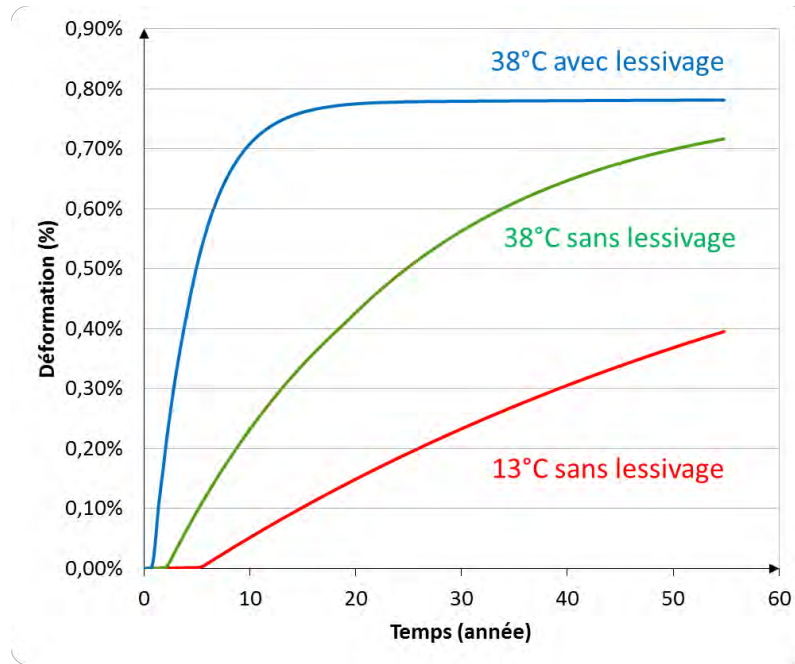
**Figure 4-49 : Cycles de température imposée au jeune âge et gonflement correspondant pour 2 éprouvettes (vieillessement en condition saturée, sans lessivage et à 38°C à partir du 6<sup>ème</sup> mois)**



Fixation irréversible des aluminiums en formant des hydrogénéats

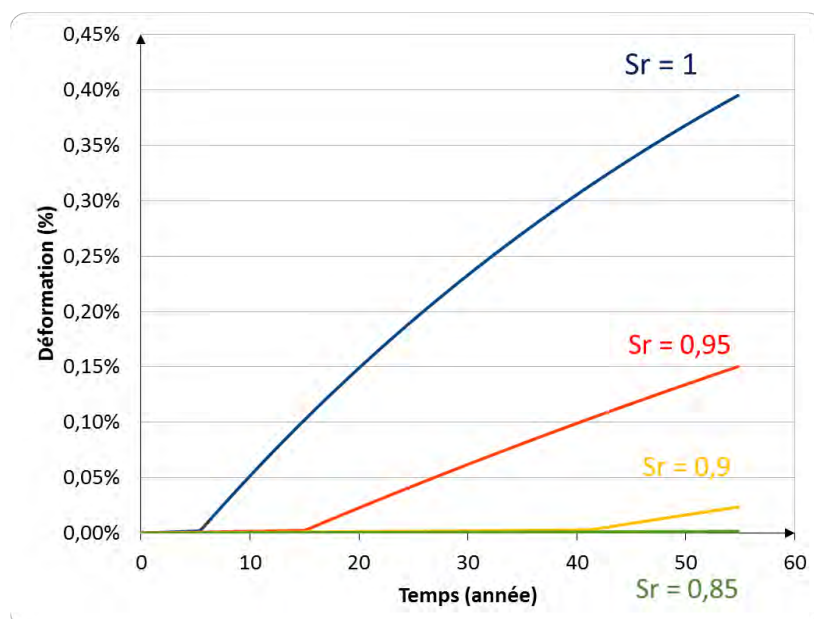
**Figure 4-50 : Sulfates et Aluminiums disponibles pour former de la DEF en fonction de la durée de refroidissement**

Deux autres essais ont été menés : l'un avec une température de 13°C pour simuler une moyenne de température in situ, l'autre avec un lessivage du béton (passage de 0,3 mol/m<sup>3</sup> à 0 mol/m<sup>3</sup> en quelques semaines après la phase de chauffe) pour reproduire des conditions d'expansion résiduelle réalisées en laboratoire (Figure 4-51). L'impact de la température de conservation est important sur la cinétique de gonflement. Le gonflement à 13°C est quasi linéaire après une période initiale de latence. Le même type de comportement est retrouvé sur les déplacements des plots de l'ouvrage (Figure 4-37 et Figure 4-41). Le lessivage, phénomène prépondérant sur les éprouvettes immergées de laboratoire, a également un fort impact sur la cinétique de gonflement (Figure 4-51). Malgré une température importante (38°C) et un lessivage important, l'asymptote du gonflement n'est atteinte qu'après une quinzaine d'années. Ce temps est beaucoup plus faible sur des bétons subissant la RSI et réalisés en laboratoire (de l'ordre de quelques centaines de jours au maximum). Le retour d'expérience entre les gonflements obtenus en laboratoire et les gonflements issus d'ouvrage est beaucoup plus restreint en RSI qu'en RAS. Cette étude paramétrique permet d'établir la même problématique de calage de cinétique entre les ouvrages et les essais de laboratoire.



**Figure 4-51 : Gonflements obtenus sur des éprouvettes saturées avec le même cycle de température au jeune âge mais avec des conditions de conservations différentes : des températures de 13°C et de 38°C, une éprouvette lessivée et une éprouvette non lessivée**

Enfin, le degré de saturation a une grande influence sur la cinétique de gonflement comme le montrent des essais numériques réalisés avec le même chauffage au jeune âge sur des éprouvettes à 13°C (Figure 4-52). Une mauvaise représentation de la saturation dans un ouvrage génère des différences importantes de cinétique de gonflement. Ce point, plus sensible pour la DEF, restera sans doute une des difficultés principales à surmonter pour améliorer le réalisme des modélisations.



**Figure 4-52 : Influence du degré de saturation sur le gonflement à 13°C sans lessivage**

## 4. Conclusion du chapitre

L'objectif de ce chapitre était d'appliquer le modèle poro-mécanique présenté et validé dans les chapitres précédents à des ouvrages existants. Pour Electricité De France (EDF), le but de ces développements numériques est la requalification d'ouvrages atteints. Le modèle doit donc permettre de reproduire les phénomènes physiques qui se déroulent dans ces structures. La comparaison des déplacements et des faciès de fissuration permet de valider la modélisation. Celle-ci peut ensuite être utilisée pour estimer une marge de sécurité de l'ouvrage à l'instant  $t$  ou dans les années futures. Elle peut aussi permettre la simulation de plusieurs types de travaux (sciage (slot cutting), membrane d'étanchéité, confortements par épingles...) pour juger de leur efficacité et de la pertinence de leur investissement. Le premier enjeu est le changement d'échelle entre la taille et les phénomènes de laboratoire et ceux existants sur ouvrage. Le second enjeu est le calage du modèle avec peu de données sur le matériau et son histoire.

Le premier barrage simulé dans ce chapitre est un barrage poids rectiligne à vannes mobiles de 105 mètres de long, achevé en 1951, atteint de RAS. Les piles en rivière, de comportements similaires, ont été modélisées. Des données récoltées lors de différentes campagnes de carottage ont permis de calibrer les paramètres du modèle avant application sur l'ouvrage. En effet, des essais de fluage et de gonflements résiduels sur granulats issus du béton du barrage avaient été réalisés. Finalement, seule la valeur de l'amplitude, traduite dans le modèle par le volume maximal de gel créable, a été calée sur les déplacements de l'ouvrage. Les déplacements verticaux des trois points d'auscultation présents sur chaque pile ont été retrouvés avec succès. Les faciès de fissuration sont simulés avec précision : des fissures longitudinales, une fissure transversale dans l'avant-bec, et les fissures présentes à l'extérieur montrent une bonne cohérence avec le relevé de fissuration in situ. Un des enjeux de cette modélisation était la prise en compte des épingles de confinement positionnées à partir de 1983. Les déplacements obtenus par le modèle après cette période sont similaires aux relevés in situ. Une analyse des paramètres matériaux utilisés a ensuite été effectuée. Le but était de comparer les résultats de gonflements de bétons soumis à deux environnements : l'un d'un béton dans le barrage avec une température moyenne de 13°C et des conditions d'humidité hétérogènes (degré de saturation allant de 0,1 à 1), et l'autre d'un béton de laboratoire à 38°C et saturé. Sur site, la température et le degré de saturation vont piloter conjointement la cinétique et l'amplitude du gonflement de RAS pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Un calcul prenant en compte une couche de sol (avec sa rigidité) sous les fondations peut être envisagé comme perspective.

Le deuxième barrage simulé est un barrage poids de 182 mètres de long pour 60 mètres de haut au maximum. Cet ouvrage, coulé de 1946 à 1948, subi des gonflements attribués à de la RSI. Durant le chantier, une attention particulière portée à une faille géologique en rive droite du barrage a retardé le coulage de certains plots. Ces derniers ont été réalisés avec un béton plus

dosé en ciment (Division Transfert LMDC, 2009), en plein été et avec une pression importante sur les délais à tenir. Cet ensemble a provoqué le coulage rapide de gros volume par temps chaud, impliquant des températures à cœur de l'ouvrage pouvant dépasser 65°C. La forte humidité présente dans cet ouvrage a ensuite permis à l'ettringite de précipiter rapidement et de créer les premiers déplacements irréversibles et des fissures 15 à 20 ans après sa mise en eau. Le déplacement de la partie haute (les 20 mètres les plus proches de la crête) vers le haut et l'amont s'est ensuite poursuivi. En 1970, un imposant dispositif d'auscultation a été mis en place pour suivre avec précision et exhaustivité les déplacements de l'ouvrage. Le principal objectif de la modélisation de cet ouvrage était l'application du modèle de RSI à un grand ouvrage soumis à des gonflements différentiels dus à un chauffage hétérogène au jeune âge avec pour but de reproduire les déplacements et les faciès de fissuration causés par le gonflement.

Deux difficultés ont été rencontrées dans la modélisation de cet ouvrage. La première concerne la modélisation thermique de la phase de coulage (jeune âge), essentielle à l'établissement de la cartographie des zones pouvant par la suite devenir gonflantes. Très peu de données sont disponibles sur les températures, les volumes coulés chaque jour et les dosages en ciment dans ce béton cyclopéen, malgré des essais d'expansion résiduelle réalisés sur carottes. Des hypothèses fortes ont été faites sur les dosages dans les différentes zones de l'ouvrage, ce qui a permis de retrouver des zones potentiellement gonflantes réalistes (partie haute et particulièrement en rive droite).

La deuxième difficulté a été rencontrée lors de l'établissement des paramètres du matériau. Aucune donnée issue des essais d'expansions résiduelles n'a pu être exploitée car les déformations étaient trop faibles. Il serait envisageable de carotter une zone n'ayant pas chauffé puis de lui imposer un cycle à température élevée en laboratoire pour provoquer un nouveau potentiel de création de DEF qui pourrait être représentatif de celui de l'ouvrage. Ces éprouvettes seraient ensuite immergées et suivies dimensionnellement pour établir le gonflement libre. Toutefois la particularité des cycles réels (température élevée pendant de très longues périodes) risque de conduire à des gonflements en laboratoire très faibles et très longs. Une telle méthodologie nécessite encore des approfondissements.

Le calage des paramètres du béton a donc été effectué grâce aux déplacements du plot présentant le gonflement le plus important (plot 8 en rive droite) et à la date d'apparition des premières fissures. Le déplacement du barrage en rive gauche (plot 2) a permis de valider ce calage. De plus, la fissuration in situ de l'ouvrage est retrouvée avec succès : une fissure horizontale parcourt le barrage à environ 10 à 15 mètres de la crête et une fissure verticale est retrouvée sur les plots 6-7-8 (cette fissure a fait l'objet d'une auscultation spécifique dès 1970). Le jeu de paramètres obtenu par analyse inverse est dépendant des profils hydriques pris en compte dans le calcul, et compte tenu de la forte sensibilité de la DEF à la teneur en eau du béton, ce paramètre restera à la fois l'une des principales sources d'incertitude de ces modélisations, mais aussi l'un des principaux leviers (avec le champ de température) pour accorder les résultats in-situ et la modélisation numérique.

Le modèle répond donc aux objectifs de modélisation d'ouvrages atteints de RGI. Il est ainsi un outil pour EDF dans le but de requalifier certains ouvrages atteints. Le modèle permet de reproduire les déplacements, l'évolution des contraintes et les faciès de fissuration des structures. Il pourra être utilisé pour prédire le comportement futur des ouvrages et pour estimer les marges de sécurité.





# CONCLUSION GENERALE

Le but de ces travaux de thèse était d'améliorer les modèles numériques de calculs d'ouvrages atteints par des réactions de gonflement interne (RGI) regroupant la réaction alcali-silice (RAS) et la formation d'ettringite différée (DEF). En effet, Electricité de France (EDF), en sa qualité de maître d'ouvrage, se doit d'assurer la sûreté et la maintenance de ses ouvrages.

Les objectifs étaient d'implanter un modèle poro-mécanique plastique pouvant prendre en compte les RGI dans Code\_Aster, de valider les couplages qu'il contient (couplage entre la fissuration diffuse et le fluage, et couplage entre la fissuration diffuse et la fissuration localisée) et de tester son applicabilité sur des ouvrages réels.

Le chapitre bibliographique a permis de dresser l'état de l'art des sujets nécessaires au développement du modèle. Un point a été effectué sur les mécanismes réactionnels de RAS et de RSI en présentant les modèles permettant de calculer le volume de RGI créé. Ensuite, la modélisation mécanique des bétons atteints de RGI a été abordée. Les théories de la poro-élasticité et de l'endommagement ont été présentées. Dans une structure atteinte de RGI, deux types de fissuration peuvent cohabiter : une fissuration localisée induite par des gradients de gonflements et une fissuration diffuse liée aux expansions locales faisant chuter les caractéristiques mécaniques du matériau de manière anisotrope. Les contraintes extérieures appliquées jouent un rôle sur l'anisotropie et le potentiel de gonflement. Différents modèles et expériences sont présents dans la littérature pour traiter ces sujets.

Le premier chapitre de développements réalisés dans cette thèse a dévoilé le modèle qui a été implanté dans Code\_Aster (code éléments finis développé par EDF) à travers ses différents modules. Le premier concerne les déformations et les endommagements liés aux RGI. Il calcule des volumes de RAS et de RSI produits, en se basant sur des équations de conservation de masse associées à des lois d'avancement de réaction chimique empiriques. Une fois que le volume de porosité disponible autour du site de réaction est rempli, une pression intraporeuse est générée. Elle induit une contrainte orthoradiale de traction dans le squelette solide. Les expansions sont considérées comme des déformations plastiques, calculées avec un critère de plasticité anisotrope (Rankine). Le critère anisotrope est essentiel, en effet, une contrainte extérieure peut retarder ou annuler le gonflement dans une ou plusieurs directions. Ce modèle de RGI est ensuite intégré dans un modèle poro-mécanique global prenant en compte le retrait, le fluage (de façon anisotrope), un endommagement de compression-cisaillement (critère de Drucker-Prager) et un endommagement anisotrope de traction (critère de Rankine) permettant de calculer une ouverture de fissure structurelle. Ces critères permettent donc la modélisation de deux types de fissuration dus aux RGI : la fissuration diffuse d'origine chimique et microscopique permettant de prendre en compte la baisse des caractéristiques mécaniques et la fissuration structurelle qui reproduit les fissures localisées dues à des gonflements différentiels provoqués par des gradients hydriques ou thermiques au jeune âge. Un calcul original de la taille des éléments finis permet une régularisation énergétique par la méthode d'Hillerborg.

Grâce à celui-ci, la forme et la taille des mailles utilisées pour le calcul n'a donc pas d'impact sur les résultats mécaniques obtenus tant que les fonctions d'interpolation des déplacements restent linéaires. Le couplage entre la fissuration diffuse et le fluage est testé sur des éprouvettes plus ou moins contraintes et confinées. Le gonflement sous contraintes et confinements est fidèlement reproduit par le modèle puisqu'il permet de retrouver les déformations de ces essais.

Dans le deuxième chapitre, le modèle est testé dans différentes conditions mécaniques et environnementales. Il porte sur l'application du modèle à des poutres plus ou moins armées soumises à des gradients hydriques. L'objectif est la validation du couplage entre la fissuration diffuse et la fissuration localisée. La première partie concerne des poutres atteintes de RAS et la deuxième traite de la modélisation de structures de même géométrie et conditions de conservation subissant une RSI. Ces modélisations ont permis de valider les modèles vis-à-vis de la prise en compte de l'impact des gradients hydriques sur le développement des gonflements et sur la précontrainte générée par le gonflement gêné du béton au contact d'une armature. Les flèches de ces poutres sont reproduites mais pourraient être améliorées en utilisant un couplage hydro-mécanique fort permettant une diffusion d'eau plus rapide.

La modélisation des poutres atteintes de RAS a permis de valider la capacité du modèle à reproduire les déplacements expérimentaux, les faciès de fissuration mais également la résistance résiduelle des poutres armées. En effet, une poutre non réactive et une poutre réactive armées ont été conduites à rupture par flexion quatre points après vieillissement. Les résultats expérimentaux ont été retrouvés par le modèle en termes de forces-flèches, ce qui permet de valider l'influence de la précontrainte générée par la RAS sur l'instant de fissuration du béton. Dans la poutre réactive, la fissuration du béton est plus tardive que pour la poutre non réactive du fait de la précontrainte chimique. Ce phénomène a été reproduit lors des calculs. Le couplage entre fissuration diffuse et fissuration localisée est donc validé.

La modélisation des poutres atteintes de RSI a permis de préciser l'importance de l'état hydrique du matériau pour établir les cinétiques de gonflements pour ce type de pathologie. Une modification du degré de saturation de quelques pourcents peut grandement influencer les résultats obtenus. Cette modélisation a aussi montré l'influence de la lixiviation des alcalins lors des essais de laboratoire. La modélisation de ces poutres a également permis de valider le modèle sur des structures subissant un gonflement important (environ 1,5 % en gonflement libre) et donc de valider la loi d'écrouissage proposée au chapitre 2 pour de telles expansions.

Dans le dernier chapitre, le modèle est appliqué à deux barrages construits dans les années 1950. Le premier est un barrage mobile en rivière subissant la RAS. Il a été conforté par des tirants passifs dans les années 1980. Le calage des paramètres matériaux est réalisé grâce à la méthodologie combinant l'utilisation des déplacements sur ouvrage pour estimer le potentiel de gonflement et les analyses sur mortiers reconstitués en laboratoire pour estimer la cinétique in-situ de la réaction. Les piles de 34,5 mètres de haut et de 28 mètres de long situées en rivière sont l'objet de la modélisation. Les déplacements et les faciès de fissuration in situ sont retrouvés par le modèle. Le calcul extrapolé aux prochaines décennies peut permettre au maître d'ouvrage de prendre des décisions de confortement et d'en simuler plusieurs variantes. La

modélisation hydrique a une grande importance dans les cinétiques de gonflements et de déplacements de l'ouvrage.

Le deuxième barrage modélisé est un barrage poids de 182 mètres de long pour 60 mètres de hauteur. Il est atteint de RSI suite à un coulage rapide et estival de certains plots de l'ouvrage qui a provoqué des températures importantes au cœur du béton. Pour cette étude à vocation pédagogique, les histoires thermiques et hydriques sont simulées approximativement. Les déplacements dus aux sollicitations thermo-hydro-chimiques sont correctement reproduits malgré le peu de données matériaux disponibles. Le faciès de fissuration est semblable aux fissures observées sur ouvrages (fissure horizontale à 15 mètres de de la crête, fissure verticale en rive droite). Le début de la fissuration est également reproduit à la bonne échéance. Pour améliorer le réalisme de cette dernière application, il sera possible d'utiliser les outils développés pour l'estimation de la température au jeune âge avec un scénario plus précis. Il sera également nécessaire de mieux simuler la partie hydrique (calcul de diffusion hydrique, prise en compte des apports d'eau par les fissures).



## PERSPECTIVES

Les perspectives de ce travail peuvent être divisées en deux parties : les améliorations du modèle numérique et la réflexion autour du calage de ses paramètres.

A travers de nombreux essais soumettant le béton à des états de contrainte et des environnements sévères et diversifiés, les réponses du modèle numérique ont été évaluées. La capacité du modèle à reproduire les contraintes, les déplacements et les faciès de fissuration a été mise en avant. Des points d'amélioration ont également été soulevés.

Un couplage hydro-mécanique fort permettrait de coupler les ouvertures de fissures et les endommagements des RGI avec les perméabilités utilisées dans le calcul hydrique et avec l'évolution des pressions d'eau dans les fissures. L'intégration d'un modèle reliant la perméabilité à l'ouverture de fissure anisotrope (Rahal et al., 2017) dans Code\_Aster a été amorcée dans le cadre de cette thèse (les équations sont à retrouver en annexe 1), mais non achevée (des tests de validation sont nécessaires avant utilisation pour un calcul d'ouvrage, c'est la raison pour laquelle ce travail est reporté en annexe). La modification de la perméabilité en fonction de l'état de fissuration mécanique serait alors gérée de manière physique. Les poutres de (Multon et al., 2004) et de (Martin, 2010) pourraient être utilisées comme outil de validation de couplage (notamment la prise de masse des poutres atteintes de RSI). Une meilleure objectivité sur les phénomènes de remontée capillaire est également attendue. Ce couplage pourrait également être testé sur des ouvrages où les fissures, notamment structurelles, peuvent engendrer des venues d'eau importantes en front de fissure et ainsi accélérer les cinétiques de réaction des RGI.

A terme, un couplage RAS-RSI est envisageable. En effet, ces deux pathologies sont parfois observées en concomitance sur ouvrage (Johansen et al., 1993; Shayan et Quick, 1992; Thomas et al., 2008). La RAS se développe généralement en premier en consommant les alcalins disponibles ce qui peut accélérer (ou même déclencher) la DEF. Dans l'état actuel du modèle, deux modifications devraient alors être envisagées. La première concerne la consommation des alcalins qui peut être prise en compte via un terme source négatif dépendant de l'avancement de RAS. La seconde concerne la différenciation des pressions et des lois d'écrouissages plastiques. Pour traduire la connectivité entre les sites réactionnels des deux pathologies, un couplage des pressions et des déformations plastiques pourrait également être nécessaire. La simulation des poutres de (Martin, 2010) subissant de la RAS et de la RSI pourrait servir de validation et de calibration à ce couplage. Une telle modification nécessite toutefois de reprendre totalement l'algorithme de couplage fluage-plasticité multicritères.

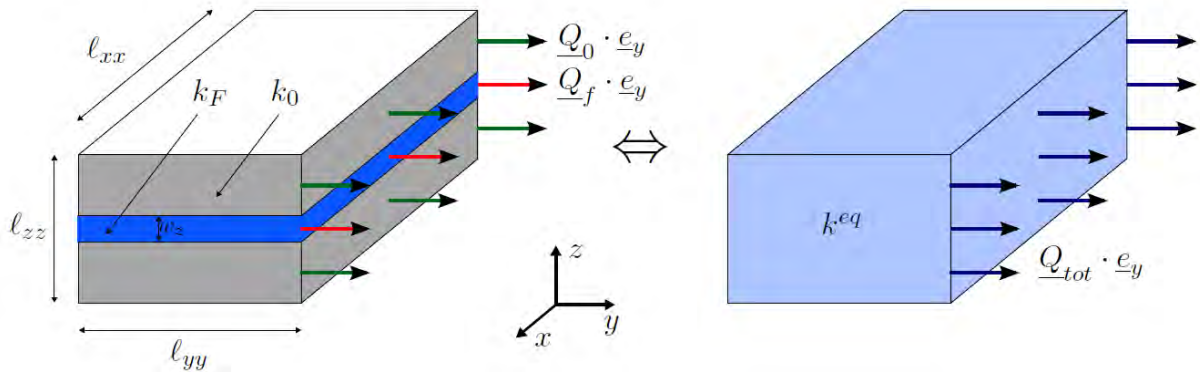
Une prise en compte plus fine des phénomènes liés à l'adhérence entre l'acier et le béton atteint de RGI doit être étudiée afin d'évaluer le risque de perte d'adhérence dans le cas de fortes fissurations induites. Elle permettrait de mieux évaluer les contraintes dans ces zones parfois très fissurées et où l'anisotropie de gonflement est importante. Ce point est particulièrement important pour l'évaluation des effets des tirants lors de renforcements d'ouvrages déjà fissurés.

Par ailleurs, le modèle peut servir de base à une approche fiabiliste dans le but d'évaluer l'incertitude des résultats obtenus, notamment sur les ouvrages, mais également d'effectuer une analyse inverse du modèle à travers l'influence de chaque paramètre du matériau. Cette approche pourrait permettre d'établir des coefficients de sécurité en fonction des intervalles de confiance accordés aux paramètres issus du carottage des ouvrages. Cette perspective ne peut toutefois pas être conduite de façon rationnelle tant que les aspects déterministes précédents ne sont pas réalisés. En effet, il est connu qu'une analyse probabiliste avec un modèle dont certains paramètres sont très sensibles et incertains conduit toujours à des coefficients de sécurité si grands que leur exploitation devient problématique, il est alors préférable de procéder par analyses paramétriques classiques et avis d'experts.

Le calage des paramètres du modèle est un enjeu important pour la requalification des ouvrages. Pour la RAS, la méthode des gonflements résiduels sur des mortiers reconstitués développée par le LMDC (Sellier et al., 2009) sert de base pour l'établissement des cinétiques de réactions notamment. L'amplitude des gonflements est ensuite calée sur ouvrage. Pour la RSI, la méthode d'expansion résiduelle issue de carottages ne paraît pas fonctionner tel quel à cause de l'hétérogénéité du potentiel de gonflement, lui-même dû à un chauffage inégal dans la structure. Une méthodologie pourrait être mise en place, basée sur les calculs thermiques et hydriques de l'ouvrage pour déterminer les zones potentiellement gonflantes et en déduire des zones de carottage pour des essais d'expansion résiduelle. Une autre méthode peut être envisagée sur la base de carottages effectués dans une zone n'ayant pas chauffé puis d'imposer un chauffage en laboratoire à ce béton dans le but de réaliser des essais d'expansion résiduelle. Le dernier aspect à approfondir est l'impact des longs cycles de chauffage-refroidissement sur la cinétique de gonflement par RSI. Le modèle développé est basé sur l'analyse d'un grand nombre d'essais de laboratoire. Pour ces essais, les principaux mécanismes identifiés par (Salgues et al., 2014) sont considérés mais d'autres phénomènes à plus long terme pourraient venir s'ajouter à ces mécanismes de base. Par exemple, il serait intéressant de savoir si la réversibilité de fixation des sodiums et des sulfates, à l'origine de la DEF, n'est pas altérée dans le temps, réduisant ainsi soit la cinétique, soit le potentiel de gonflement.

## ANNEXE 1

Les travaux de (Rahal et al., 2017) relient les perméabilités aux ouvertures de fissures anisotropes dans les directions principales de traction (Figure 1 et Eq.(1), (2) et (3)).  $k_0$  représente la perméabilité initiale,  $k_{xx,yy,zz}$  les perméabilités dans les directions principales de traction notées ici  $x$ ,  $y$  et  $z$ , et  $w_{x,y,z}$  les ouvertures de fissures dans ces directions.  $l_{xx,yy,zz}$  sont les tailles de l'élément fini dans les directions principales de traction. Le calcul original de celles-ci fait l'objet d'une partie du chapitre 2 de ce travail.  $w_{ref}$  est une ouverture de fissure de référence représentant un seuil de perméation en dessous duquel l'eau ne peut pas s'infiltrer dans la fissure.  $\xi$  est un paramètre de calage qui permet de qualifier la tortuosité du réseau poreux du matériau. Un changement de base du tenseur de perméabilité diagonal ainsi obtenu permet de passer du repère local des directions principales de traction au repère global. Ces équations ont été implantées dans le module Thermo-Hydro-Mécanique de Code\_Aster dans le cadre de ce travail de thèse pour pouvoir tester les couplages hydro-mécaniques forts dans le cas de matériaux atteints de RGI.



**Figure 1 : Élément fini idéalisé traversé par une fissure macroscopique (Rahal et al., 2017)**

$$k_{xx} = \xi \frac{\langle w_z - w_{ref} \rangle^3}{12l_{zz}} + \xi \frac{\langle w_y - w_{ref} \rangle^3}{12l_{yy}} + k_0 \quad (1)$$

$$k_{yy} = \xi \frac{\langle w_z - w_{ref} \rangle^3}{12l_{zz}} + \xi \frac{\langle w_x - w_{ref} \rangle^3}{12l_{xx}} + k_0 \quad (2)$$

$$k_{zz} = \xi \frac{\langle w_x - w_{ref} \rangle^3}{12l_{xx}} + \xi \frac{\langle w_y - w_{ref} \rangle^3}{12l_{yy}} + k_0 \quad (3)$$





# BIBLIOGRAPHIE

- Abe, M., Kikuta, S., Masuda, Y., Tomozawa, F., 1989. Experimental study on mechanical behavior of reinforced concrete members affected by alkali–aggregate reaction, in: Proceedings of the 8th International Conference on Alkali–Aggregate Reaction in Concrete, Kyoto, Japan. pp. 17–20.
- Ahmed, T., Burley, E., Rigden, S., 1998. The state and fatigue strength of reinforced concrete beams affected by alkali-silica reaction. *Materials Journal* 95, 376–388.
- 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* 58, 14–22. doi:10.1016/j.cemconcomp.2014.12.013
- Alnaggar, M., Cusatis, G., Luzio, G.D., 2013. Lattice Discrete Particle Modeling (LDPM) of Alkali Silica Reaction (ASR) deterioration of concrete structures. *Cement and Concrete Composites* 41, 45–59. doi:10.1016/j.cemconcomp.2013.04.015
- Alnaggar, M., Di Luzio, G., Cusatis, G., 2017. Modeling Time-Dependent Behavior of Concrete Affected by Alkali Silica Reaction in Variable Environmental Conditions. *Materials* 10, 471.
- Baghdadi, N., Seignol, J.F., Martin, R.P., Renaud, J.C., Toutlemonde, F., 2008. Effect of early age thermal history on the expansion due to delayed ettringite formation: experimental study and model calibration, in: Euro Mediterranean Symposium on Advances in Geomaterials AGS'08. pp. 661–666.
- Baghdadi, N., Toutlemonde, F., Seignol, J.-F., 2007. 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.
- Ballivy, G., Khayat, K., Gravel, C., Houle, D., 2000. Influence of reinforcement steel on the expansion of concrete affected by alkali-aggregate reaction, in: Proc, 11th AAR Inter. Conf., Québec, Canada. pp. 919–928.
- Barbarulo, R., Peycelon, H., Leclercq, S., 2007. Chemical equilibria between C–S–H and ettringite, at 20 and 85 °C. *Cement and Concrete Research* 37, 1176–1181. doi:10.1016/j.cemconres.2007.04.013
- Bary, B., 2008. Simplified coupled chemo-mechanical modeling of cement pastes behavior subjected to combined leaching and external sulfate attack. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 32, 1791–1816. doi:10.1002/nag.696
- Baulande, B., 1993. Contribution à la détermination des poussées de gonflement dues aux alcali-réactions. Thèse de l'Université Paul Sabatier, Toulouse.
- Bažant, Z.P., Najjar, L.J., 1972. Nonlinear water diffusion in nonsaturated concrete. *Mat. Constr.* 5, 3–20. doi:10.1007/BF02479073
- Bažant, Z.P., Oh, B.H., 1983. Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et construction* 16, 155–177.
- Bažant, Z.P., Steffens, A., 2000. Mathematical model for kinetics of alkali–silica reaction in concrete. *Cement and Concrete Research* 30, 419–428.
- Belytschko, T., Black, T., 1999. Elastic crack growth in finite elements with minimal remeshing. *International journal for numerical methods in engineering* 45, 601–620.
- Berra, M., Faggiani, G., Mangialardi, T., Paolini, A.E., 2010. Influence of stress restraint on the expansive behaviour of concrete affected by alkali-silica reaction. *Cement and Concrete Research* 40, 1403–1409. doi:10.1016/j.cemconres.2010.05.002
- Berra, M., Mangialardi, T., Paolini, A.E., 2005. Alkali-silica reactivity criteria for concrete aggregates. *Materials and structures* 38, 373–380.

- Bérubé, M.-A., Duchesne, J., Dorion, J.F., Rivest, M., 2002. Laboratory assessment of alkali contribution by aggregates to concrete and application to concrete structures affected by alkali-silica reactivity. *Cement and Concrete Research* 32, 1215–1227.
- Biot, M.A., 1941. General Theory of Three-Dimensional Consolidation. *Journal of Applied Physics* 12, 155–164. doi:10.1063/1.1712886
- Bouzabata, H., Multon, S., Sellier, A., Houari, H., 2012. Effects of restraint on expansion due to delayed ettringite formation. *Cement and Concrete Research* 42, 1024–1031. doi:10.1016/j.cemconres.2012.04.001
- 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. Thèse de Ecole Centrale de Paris, Châtenay-Malabry.
- Brunetaud, X., Divet, L., Damidot, D., 2008. Impact of unrestrained Delayed Ettringite Formation-induced expansion on concrete mechanical properties. *Cement and Concrete Research* 38, 1343–1348. doi:10.1016/j.cemconres.2008.05.005
- Brunetaud, X., Linder, R., Divet, L., Duragrin, D., Damidot, D., 2007. Effect of curing conditions and concrete mix design on the expansion generated by delayed ettringite formation. *Mater Struct* 40, 567–578. doi:10.1617/s11527-006-9163-3
- Buffo-Lacarrière, L., Sellier, A., Escadeillas, G., Turatsinze, A., 2007. Multiphasic finite element modeling of concrete hydration. *Cement and Concrete Research* 37, 131–138. doi:10.1016/j.cemconres.2006.11.010
- Bulteel, D., Monnin, Y., Garcia-Diaz, E., Degrugilliers, P., 2006. New Contribution in the Testing Methodology to Characterize Concrete Attacked by Alkali-Silica Reaction. SP 234, 485–494. doi:10.14359/15954
- Capra, B., Bournazel, J.-P., 1998. Modeling of induced mechanical effects of alkali-aggregate reactions. *Cement and Concrete Research* 28, 251–260.
- Capra, B., Bournazel, J.P., Moranville-Regourd, M., 1996. A mathematical modelling to describe the effects of alkali-aggregate reactions in concrete structures, in: 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction. pp. 686–693.
- Capra, B., Sellier, A., 2002. Modelling of alkali-aggregate reaction: orthotropic behaviour and numerical simulations. *Concrete science and engineering* 4, 56–70.
- Capra, B., Sellier, A., 2000. Anisotropic modelling of alkali-aggregate reaction in concrete. Presented at the 11th Int. Conf. on AAR, Quebec City, pp. 929–938.
- Carmona-Quiroga, P.M., Blanco-Varela, M.T., 2013. Ettringite decomposition in the presence of barium carbonate. *Cement and Concrete Research* 52, 140–148.
- Carol, I., Liaudat, J., M. López, C., 2017. Modeling Concrete Expansions via Coupled C-M Mesoscale Analysis with Zero-Thickness Interface Elements, and Lab Experiments. pp. 248–260.
- Chaboche, J.L., 1982. Le concept de contrainte effective appliqué à l'élasticité et à la viscoplasticité en présence d'un endommagement anisotrope, in: *Mechanical Behavior of Anisotropic Solids/Comportment Mécanique Des Solides Anisotropes*. Springer, pp. 737–760.
- Chana, P.S., 1989. Bond strength of reinforcement in concrete affected by alkali silica reaction. British Cement Association, Transport and Road Research Laboratory (TRRL), Contractor Report 141, p54.
- Chana, P.S., Korobokis, G.A., 1992. The structural performance of reinforced concrete affected by alkali silica reaction: phase II. British Cement Association, Transport and Road Research Laboratory (TRRL), Contractor Report 311, p 54.
- 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., 2013. Modèle micromécanique pour l'étude de la réaction alcali-silice. Thèse de l'Université Paris Est.
- Charpin, L., Ehrlacher, A., 2014. Microporomechanics study of anisotropy of ASR under loading. *Cement and Concrete Research* 63, 143–157. doi:10.1016/j.cemconres.2014.05.009
- Chatterji, S., Christensen, P., 1990. Studies of alkali-silica reaction. Part 7. Modelling of expansion. *Cement and Concrete Research* 20, 285–290.
- Clark, L.A., 1989. Critical review of the structural implications of the alkali silica reaction in concrete. Bridges Design, Structures Group, Transportation and Road Research Laboratory.
- Clergue, C., Corneille, A., 1989. Search to a new rapid and reliable test method, with a view to evaluate the damage risk in concrete, due to alkaliaggregate reaction', in: 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Kyoto, Japan. pp. 397–401.
- 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* 41, 210–230. doi:10.1016/j.mechmat.2008.10.010
- Constantiner, D., 1994. Factors affecting concrete pore solution : (A) Alkali fixation induced by drying and Carbonation and (B) Alkali released from feldspars. Thèse de l'Université de Purdue University.
- Coussy, O., 1991. Mécanique des milieux poreux. Editions Technip.
- Curtis, D.D., Feng, L., Sooch, G., Zheng, J., Fletcher, J., 2016. Practical evaluation of aar-affected dams and hydroelectric plants. Presented at the Congrès annuel 2016 de l'ACB, Halifax, NS, Canada.
- Damidot, D., Glasser, F.P., 1993. Thermodynamic investigation of the CaO-Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>-CaSO<sub>4</sub>-H<sub>2</sub>O system at 25° C an- the influence of Na<sub>2</sub>O. *Cement and Concrete Research* 23, 221–238.
- Damidot, D., Glasser, F.P., 1992. Thermodynamic investigation of the CaO-Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>-CaSO<sub>4</sub>-H<sub>2</sub>O system at 50°C and 85°C. *Cement and Concrete Research* 22, 1179–1191. doi:10.1016/0008-8846(92)90047-Y
- De Borst, R., Mühlhaus, H.-B., 1992. Gradient-dependent plasticity: Formulation and algorithmic aspects. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 35, 521–539.
- Delaplace, A., Pijaudier-Cabot, G., Roux, S., 1996. Progressive damage in discrete models and consequences on continuum modelling. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 44, 99–136.
- Diamond, S., 2000. The relevance of laboratory studies on delayed ettringite formation to DEF in field concretes. *Cement and concrete research* 30, 1987–1991.
- Diamond, S., 1989. ASR-another look at mechanisms, in: Proceedings of the 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Kyoto, Japan. pp. 83–94.
- Diamond, S., 1983. Alkali reactions in concrete-pore solution effects, in: Proceedings. pp. 155–166.
- Diamond, S., Barneyback Jr, R.S., Struble, L.J., 1981. Physics and chemistry of alkali-silica reactions. Purdue Univ., Lafayette, IN (USA).
- Dilnesa, B.Z., Lothenbach, B., Renaudin, G., Wichser, A., Kulik, D., 2014. Synthesis and characterization of hydrogarnet Ca<sub>3</sub>(Al<sub>x</sub>Fe<sub>1-x</sub>)<sub>2</sub>(SiO<sub>4</sub>)<sub>y</sub>(OH)<sub>4(3-y)</sub>. *Cement and Concrete Research* 59, 96–111. doi:10.1016/j.cemconres.2014.02.001
- Divet, L., 2001. Les réactions sulfatiques internes au béton- contribution à l'étude des mécanismes de la formation différée de l'ettringite. Thèse du CNAM, Paris.

- Divet, L., Fasseu, P., Godart, B., Kretz, T., Laplaud, A., Le Mehaute, A., Le Mestre, G., Li, K., Mahut, B., Michel, M., 2003. Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne: Guide méthodologique. Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées-guide technique.
- 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* 28, 357–363. doi:10.1016/S0008-8846(98)00006-4
- Division Transfert LMDC, 2009. Caractérisation des bétons (No. ET/09.203).
- Doran, D.K., Institution of Structural Engineers, G.B., 1988. Structural effects of alkali-silica reaction : interim technical guidance on appraisal of existing structures. London : The Institution.
- Dormieux, L., Lemarchand, E., Kondo, D., Fairbairn, E., 2004. Elements of poro-micromechanics applied to concrete. *Mat. Struct.* 37, 31–42. doi:10.1007/BF02481625
- Dron, R., Brivot, F., 1993. Thermodynamic and kinetic approach to the alkali-silica reaction. Part 2: Experiment. *Cement and Concrete Research* 23, 93–103. doi:10.1016/0008-8846(93)90139-Z
- Drucker, D.C., Prager, W., 1952. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of applied mathematics* 10, 157–165.
- Dunant, C., 2009. Experimental and modelling study of the alkali-silica-reaction in concrete. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Suisse.
- Dunant, C.F., Scrivener, K.L., 2012. Effects of uniaxial stress on alkali-silica reaction induced expansion of concrete. *Cement and Concrete Research* 42, 567–576. doi:10.1016/j.cemconres.2011.12.004
- Dunant, C.F., Scrivener, K.L., 2010. Micro-mechanical modelling of alkali-silica-reaction-induced degradation using the AMIE framework. *Cement and Concrete Research, Special Issue: ICAAR 13, Trondheim, Norway, June 16-20, 2008* 40, 517–525. doi:10.1016/j.cemconres.2009.07.024
- Escadeillas, G., Massias, E., Gibergues, A.C., 2000. Case study of Alkali-silica reaction due to silica-fume pellets in a mortar repair', in: *Proceedings of the 11th International Conference on AAR in Concrete, Quebec City, Canada*. pp. 841–48.
- Esposito, R., Hendriks, M.A.N., 2017. Literature review of modelling approaches for ASR in concrete: a new perspective. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 0, 1–21. doi:10.1080/19648189.2017.1347068
- 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* 70, 139–152. doi:10.1016/j.cemconcomp.2016.03.017
- Famy, C., 1999. Expansion of heat-cured mortars (Ph.D.). Imperial College London (University of London).
- 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* 31, 795–803. doi:10.1016/S0008-8846(01)00480-X
- Fan, S., Hanson, J.M., 1998. Effect of alkali silica reaction expansion and cracking on structural behavior of reinforced concrete beams. *Structural Journal* 95, 498–505.
- Fasseu, P., 1997. Alcali-réaction du béton-essai d'expansion résiduelle sur beton durci-projet de méthode d'essai lpc no 44.
- FD P18-464 - Béton - Dispositions pour prévenir les phénomènes d'alcali-réaction, 2014.
- Ferraris, C.F., Garboczi, E.J., Davis, F.L., Clifton, J.R., 1997. The effect of stress relaxation, self-desiccation, and water absorption on the alkali-silica reaction in low watercement ratio mortars. *Cement and concrete research* 27, 1553–1560.

- Flatt, R.J., Scherer, G.W., 2008. Thermodynamics of crystallization stresses in DEF. *Cement and Concrete Research* 38, 325–336.
- Fournier, B., Berube, M.A., Bergeron, G., 1991. A rapid autoclave mortar bar method to determine the potential alkali-silica reactivity of St. Lawrence lowlands carbonate aggregates (Quebec, Canada). *Cement, concrete and aggregates* 13, 58–71.
- Fournier, B., Chevrier, R., de Grosbois, M., Lisella, R., Folliard, K., Ideker, J., Shehata, M., Thomas, M., Baxter, S., 2004. The accelerated concrete prism test (60 C): variability of the test method and proposed expansion limits, in: *Proc. of the 12th Int. Conf. on AAR in Concrete*, Beijing (China). pp. 314–323.
- Freyburg, E., Berninger, A.M., 2004. Micro-processes being connected with alkali-silica reaction, in: *Proceedings of the 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*. Presented at the ICAAR, Beijing, China, p. 49.
- Ftima, M.B., Léger, P., Boussaha, F., 2017. Nonlinear Finite Elements for the Assessment of Hydraulic Concrete Structures Affected by Alkali-Aggregate Reaction: A Study Case. *Swelling Concrete in Dams and Hydraulic Structures: DSC 2017* 176.
- Fujii, M., Kobayashi, K., Kojima, T., Maehara, H., 1986. The static and dynamic behavior of reinforced concrete beams with cracking due to alkali-silica reaction, in: *7th International Conference on Alkali-Aggregate Reactions*, Ottawa, Canada. pp. 126–130.
- Furusawa, Y., Ohga, H., Uomoto, T., 1994. Analytical Study Concerning Prediction of Concrete Expansion Due to Alkali-Silica Reaction. *SP 145*, 757–780. doi:10.14359/4358
- Gao, X.X., Multon, S., Cyr, M., Sellier, A., 2013. Alkali-silica reaction (ASR) expansion: Pessimism effect versus scale effect. *Cement and Concrete Research* 44, 25–33. doi:10.1016/j.cemconres.2012.10.015
- Gautam, B.P., Panesar, D.K., 2016. A new method of applying long-term multiaxial stresses in concrete specimens undergoing ASR, and their triaxial expansions. *Mater Struct* 49, 3495–3508. doi:10.1617/s11527-015-0734-z
- Gavrilenko, E., García del Amo, D., Calvo Pérez, B., García García, E., 2007. Comparison of ASR-gels in concretes against accelerated mortar bar test samples. *Magazine of Concrete Research* 59, 483–494.
- Giorla, A.B., 2013. Modelling of alkali-silica reaction under multi-axial load. Thèse de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Suisse.
- Giry, C., 2011. Modélisation objective de la localisation des déformations et de la fissuration des structures en béton soumises à des chargements statiques ou dynamiques. Thèse de l'Université de Grenoble.
- Glasser, L.S.D., Kataoka, N., 1981. The chemistry of “alkali-aggregate” reaction. *Cement and Concrete Research* 11, 1–9. doi:10.1016/0008-8846(81)90003-X
- Godart, B., Divet, L., 2013. Lessons learned from structures damaged by delayed ettringite formation and the French prevention strategy, in: *Fifth International Conference on Forensic Engineering*, Institution of Civil Engineers. France, p. 12p.
- Godart, B., Divet, L., 2008. The new French recommendations to prevent disorders due to delayed ettringite formation, in: *13th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction*. Trondheim, Norway, p. 8p.
- Graf-Noriega, L.A., 2007. Effect of Relative Humidity on Expansion and Microstructure of Heat cured Mortars. Portland Cement Association, RD139, Skokie, Illinois.
- Gravel, C., 2001. Contribution à l'étude des mécanismes des réactions alcalis-granulats. Université de Sherbrooke. doi:http://savoirs.usherbrooke.ca/handle/11143/1723

- Gravel, C., Ballivy, G., Khayat, K., Quirion, M., Lachemi, M., 2000. Expansion of AAR concrete under triaxial stresses: Simulation with instrumented concrete block, in: Proc. 11th Inter. Conf. on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete. pp. 959–968.
- Grimal, E., 2007. Caractérisation des effets du gonflement provoqué par la réaction alcali-silice sur le comportement mécanique d'une structure en béton. Thèse de l'Université Toulouse 3.
- Grimal, E., Sellier, A., Le Pape, Y., Bourdarot, E., 2008. Creep, Shrinkage, and Anisotropic Damage in Alkali-Aggregate Reaction Swelling Mechanism-Part I. A Constitutive Model. *ACI materials journal* 105, 227–235.
- Gunn, R.M., Scrivener, K., Leemann, A., 2017. The Identification, Extent and Prognosis of Alkali-Aggregate Reaction Related to Existing Dams in Switzerland. *Swelling Concrete in Dams and Hydraulic Structures: DSC 2017* 117.
- Guömundsson, G., Ásgeirsson, H., 1975. Some investigation of alkali aggregate reaction. *Cement and Concrete Research* 5, 211–219.
- Habibi, F., Sheikh, S.A., Orbovic, N., Panesar, D.K., Vecchio, F.J., 2015. Alkali aggregate reaction in nuclear concrete structures: part 3: structural shear wall elements. Presented at the Structural Mechanics on Reactor Technology, Manchester, UK.
- Hadley, D.W., Dolch, W.L., Diamond, S., 2000. On the occurrence of hollow-shell hydration grains in hydrated cement paste. *Cement and Concrete Research* 30, 1–6.
- Heinz, D., Ludwig, U., 1987. Mechanism of secondary ettringite formation in mortars and concretes subjected to heat treatment. *Special Publication* 100, 2059–2072.
- Hewlett, P., 2003. *Lea's chemistry of cement and concrete*. Butterworth-Heinemann.
- Hilaire, A., Giorla, A., Dunant, C., Sofia, L., Scrivener, K., 2017. Behavior of Concrete Deteriorated by ASR under Triaxial Load. *Swelling Concrete in Dams and Hydraulic Structures: DSC 2017* 55.
- Hillerborg, A., 1985. The theoretical basis of a method to determine the fracture energy  $G_f$  of concrete. *Materials and structures* 18, 291–296.
- Hillerborg, A., Modéer, M., Petersson, P.-E., 1976. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research* 6, 773–781. doi:10.1016/0008-8846(76)90007-7
- Hobbs, D.W., 1988. *Alkali-silica reaction in concrete*. Thomas Telford Publishing.
- Inoue, S., Fujii, M., Kobayashi, K., Nakano, K., 1989. Structural behaviors of reinforced concrete beams affected by alkali-silica reaction, in: *Proceedings of the 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, Kyoto, Japan. pp. 17–20.
- Irwin, G.R., 1957. Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate. *Journal of applied mechanics* 24, 361–364.
- Jeanpierre, A., 1988. Barrage de Temple/Lot, Dossier d'étude de la cinétique de gonflement des 189 bétons (rapport interne EDF département TEGG.).
- Johansen, V., Thaulow, N., Skalny, J., 1993. Simultaneous presence of alkali-silica gel and ettringite in concrete. *Advances in Cement Research* 5, 23–29.
- Jones, A.E.K., Clark, L.A., 1996. The effects of restraint on ASR expansion of reinforced concrete. *Magazine of Concrete Research* 48, 1–13.
- Kachanov, L., 1958. Time of the rupture process under creep conditions.
- Kagimoto, H., Yasuda, Y., Kawamura, M., 2014. ASR expansion, expansive pressure and cracking in concrete prisms under various degrees of restraint. *Cement and Concrete Research* 59, 1–15. doi:10.1016/j.cemconres.2014.01.018
- Kakali, G., Tsvivilis, S., Aggeli, E., Bati, M., 2000. Hydration products of C 3 A, C 3 S and Portland cement in the presence of CaCO<sub>3</sub>. *Cement and Concrete Research* 30, 1073–1077.

## BIBLIOGRAPHIE

- 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* 137, 234–245.
- Kawamura, M., Iwahori, K., 2004. ASR gel composition and expansive pressure in mortars under restraint. *Cement and Concrete Composites* 26, 47–56. doi:10.1016/S0958-9465(02)00135-X
- 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, Delayed Ettringite Formation* 18, 171–179. doi:10.1016/0958-9465(95)00013-5
- Kobayashi, K., Inoue, S., Yamasaki, T., Nakano, K., 1988. Alkali aggregate reaction in prestressed concrete beams. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete* 10, 233–240. doi:10.1016/0262-5075(88)90053-X
- Koyanagi, W., Rokugo, K., Ishida, H., 1986. Failure Behavior of Reinforced Concrete Beams Deteriorated by Alkali-Silica Reactions, in: *Proc. 7th Int. Conf. on AAR*, Ottawa. pp. 141–145.
- Kunther, W., Lothenbach, B., Scrivener, K., 2013. Influence of bicarbonate ions on the deterioration of mortar bars in sulfate solutions. *Cement and Concrete Research* 44, 77–86.
- La Borderie, C., 1991. Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: modélisation et application à l'analyse de structures en béton. Thèse de l'Université Paris 6, ENS Cachan.
- Larive, C., 1998. Combined contribution of experiments and modeling to the understanding of alkali-aggregate reaction and its mechanical consequences. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France, Report OA 28.
- Larive, C., 1997. Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alkali-réaction et de ses effets mécaniques (phdthesis). 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* 25, 903–914.
- LCPC, 1997. Etude des dégradations du béton du barrage de Temple sur Lot (No. 325135 – 12/97).
- LCPC, 1994. Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alkali-réaction.
- Le Roux, A., Massieu, E., Godart, B., 1992. Evolution under stress of a concrete affected by aar-application to the feasibility of strengthening a bridge by prestressing, in: *The Ninth International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, July 1992, London, Volume 2.
- Léger, P., Côté, P., Tinawi, R., 1996. Finite element analysis of concrete swelling due to alkali-aggregate reactions in dams. *Computers & Structures* 60, 601–611. doi:10.1016/0045-7949(95)00440-8
- Lemaitre, J., 1984. How to use damage mechanics. *Nuclear engineering and design* 80, 233–245.
- Lemarchand, E., Dormieux, L., Ulm, F.-J., 2005. Micromechanics investigation of expansive reactions in chemoelastic concrete. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences* 363, 2581–2602. doi:10.1098/rsta.2005.1588
- 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* 31, 432–439.



- Li, K., Coussy, O., 2002. Evaluation de l'état mécanique des ouvrages dégradés par la réaction alcali-silice. *Revue française de génie civil* 6, 835–851.
- Liaudat, J., López, C., Carol, I., 2014. Diffusion-reaction model for ASR: formulation and 1D numerical implementation. *Computational Modelling of Concrete and Concrete Structures* 639–648.
- Lindgård, J., Andiç-Çakır, Ö., Fernandes, I., Rønning, T.F., Thomas, M.D., 2012. Alkali-silica reactions (ASR): literature review on parameters influencing laboratory performance testing. *Cement and Concrete research* 42, 223–243.
- Lindgård, J., Thomas, M.D.A., Sellevold, E.J., Pedersen, B., Andiç-Çakır, Ö., Justnes, H., Rønning, T.F., 2013. Alkali-silica reaction (ASR)—performance testing: Influence of specimen pre-treatment, exposure conditions and prism size on alkali leaching and prism expansion. *Cement and Concrete Research* 53, 68–90. doi:10.1016/j.cemconres.2013.05.017
- Lombardi, J., Massard, P., Perruchot, A., 1997. Mesure expérimentale de la cinétique de formation d'un gel silicocalcique, produit de la réaction alcalis-silice. *Cement and Concrete Research* 27, 1379–1391. doi:10.1016/S0008-8846(97)00128-2
- 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* 37, 483–491.
- Martin, R.-P., 2010. Analyse sur structures modèles des effets mécaniques de la réaction sulfatique interne du béton. Thèse de l'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* 49, 23–30. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.08.008
- Martin, R.-P., Sanchez, L., Fournier, B., Toutlemonde, F., 2017. Evaluation of different techniques for the diagnosis & prognosis of Internal Swelling Reaction (ISR) mechanisms in concrete. *Construction and Building Materials* 156, 956–964.
- Mazars, J., 1984. Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Thèse de l'Université Paris 6, ENS Cachan.
- Mazars, J., Hamon, F., Grange, S., 2015. A new 3D damage model for concrete under monotonic, cyclic and dynamic loadings. *Materials and Structures* 48, 3779–3793.
- McGowan, J.K., Vivian, H.E., 1954. Studies in cement-aggregate reaction. The effect of superincumbent load of mortar bar expansion. *Australian Journal of Applied Science* 6, 94–99.
- Meftah, F., 1997. Contribution à l'étude numérique des modes localisés de rupture dans les structures en béton de type poutres: approche multicouches par la plasticité au gradient. Lyon, INSA.
- Mensi, R., Acker, P., Attolou, A., 1988. Séchage du béton: analyse et modélisation. *Materials and Structures* 21, 3–12. doi:10.1007/BF02472523
- Moës, N., Dolbow, J., Belytschko, T., 1999. A finite element method for crack growth without remeshing. *Int. J. Numer. Meth. Engng.* 46, 131–150.
- Mohammed, T.U., Hamada, H., Yamaji, T., 2003. Relation between Strain on Surface and Strain over Embedded Steel Bars in ASR Affected Concrete Members. *Journal of Advanced Concrete Technology* 1, 76–88.
- Monette, L.J., Gardner, N.J., Grattan-Bellew, P.E., 2002. Residual strength of reinforced concrete beams damaged by alkali-silica reaction—Examination of damage rating index method. *Materials Journal* 99, 42–50.
- Moranville-Regourd, M., 1992. Microstructure of high performance concrete in. *High performance concrete, from material to structure.* E & FN Spon 3–13.

- Morenon, P., Multon, S., Sellier, A., Grimal, E., Hamon, F., Bourdarot, E., 2017. Impact of stresses and restraints on ASR expansion. *Construction and Building Materials* 140, 58–74. doi:10.1016/j.conbuildmat.2017.02.067
- Mühlhaus, H.-B., Alfantis, E.C., 1991. A variational principle for gradient plasticity. *International Journal of Solids and Structures* 28, 845–857.
- Müllauer, W., Beddoe, R.E., Heinz, D., 2013. Sulfate attack expansion mechanisms. *Cement and Concrete Research* 52, 208–215. doi:10.1016/j.cemconres.2013.07.005
- Mulongo, P.L., Ekolu, S.O., 2013. Kinetic model to predict cement susceptibility to delayed ettringite formation. Part 1: Theoretical concept. *Magazine of concrete research* 65, 629–639.
- Multon, S., 2003. Évaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles. Thèse de l'université de Marne-la-Vallée.
- Multon, S., Barin, F.-X., Godart, B., Toutlemonde, F., 2008. Estimation of the residual expansion of concrete affected by alkali silica reaction. *Journal of Materials in Civil Engineering* 20, 54–62.
- Multon, S., Cyr, M., Sellier, A., Diederich, P., Petit, L., 2010. Effects of aggregate size and alkali content on ASR expansion. *Cement and Concrete Research* 40, 508–516.
- Multon, S., Merliot, E., Joly, M., Toutlemonde, F., 2004. Water distribution in beams damaged by Alkali-Silica Reaction: global weighing and local gammadensitometry. *Materials and Structures* 37, 282–288.
- Multon, S., Seignol, J.-F., Bourdarot, E., Jeanpierre, A., Toutlemonde, F., 2005. Effets structuraux de l'alcali-réaction: Apports d'une expérimentation sur éléments de structures à la validation de modèles. *Revue Européenne de Génie Civil* 9, 1219–1247. doi:10.1080/17747120.2005.9692808
- Multon, S., Seignol, J.-F., Toutlemonde, F., 2006. Chemomechanical assessment of beams damaged by alkali-silica reaction. *Journal of materials in civil engineering* 18, 500–509.
- Multon, S., Sellier, A., 2016. Multi-scale analysis of alkali-silica reaction (ASR): Impact of alkali leaching on scale effects affecting expansion tests. *Cement and Concrete Research* 81, 122–133.
- Multon, S., Sellier, A., Cyr, M., 2009. Chemo-mechanical modeling for prediction of alkali silica reaction (ASR) expansion. *Cement and Concrete Research* 39, 490–500.
- Multon, S., Toutlemonde, F., 2010. Effect of moisture conditions and transfers on alkali silica reaction damaged structures. *Cement and Concrete Research* 40, 924–934. doi:10.1016/j.cemconres.2010.01.011
- Multon, S., Toutlemonde, F., 2006. Effect of applied stresses on alkali-silica reaction-induced expansions. *Cement and Concrete Research* 36, 912–920. doi:10.1016/j.cemconres.2005.11.012
- Ohno, S., Yoshioka, Y., Shinozaki, Y., Morikawa, T., 1989. The mechanical behaviour of reinforced of beams coated after Alkali-Silica Reaction damage, in: 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction. Kyoto, Japan. pp. 697–702.
- Oliver, J., 1989. A consistent characteristic length for smeared cracking models. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 28, 461–474.
- Oliver, J., Huespe, A.E., Samaniego, E., 2003. A study on finite elements for capturing strong discontinuities. *International journal for numerical methods in engineering* 56, 2135–2161.
- Pan, J.W., Feng, Y.T., Wang, J.T., Sun, Q.C., Zhang, C.H., Owen, D.R.J., 2012. Modeling of alkali-silica reaction in concrete: a review. *Front. Struct. Civ. Eng.* 6, 1–18. doi:10.1007/s11709-012-0141-2

- Pavoine, A., Brunetaud, X., Divet, L., 2012. The impact of cement parameters on Delayed Ettringite Formation. *Cement and Concrete Composites* 34, 521–528. doi:10.1016/j.cemconcomp.2011.11.012
- Pavoine, A., Divet, L., 2009. Réaction sulfatique interne au béton: essai d'expansion résiduelle sur carotte de béton extraite de l'ouvrage. *Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées : méthode d'essai*.
- Peerlings, R.H.J., De Borst, R., Brekelmans, W.A.M., De Vree, J.H.P., Spee, I., 1996. Some observations on localisation in non-local and gradient damage models. *European Journal of Mechanics A: Solids* 15 (6), 937-953.(1996).
- Peterson, K., Gress, D., Van Dam, T., Sutter, L., 2006. Crystallized alkali-silica gel in concrete from the late 1890s. *Cement and Concrete Research* 36, 1523–1532.
- Petrov, N., 2003. Effets combinés de différents facteurs sur l'expansion des bétons causée par la formation différée de l'ettringite. Université de Sherbrooke. doi:http://savoirs.usherbrooke.ca/handle/11143/1740
- Pijaudier-Cabot, G., Bode, L., 1992. Localization of damage in a nonlocal continuum. *Mechanics research communications* 19, 145–153.
- Pleau, R., Bérubé, M.A., Pigeon, M., Fournier, B., Raphaël, S., 1989. Mechanical behaviour of concrete affected by ASR, in: *Proc., 8th Int. Conf. on Alkali-Aggregate Reaction*. Soc. of Mat. Sci., Kyoto, Japan, pp. 721–726.
- Poole, A.B., 1992. Alkali-silica reactivity mechanisms of gel formation and expansion, in: *Proceedings of the 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction*, London (England). Concrete Society Publications CS, pp. 782–789.
- Poyet, S., 2003. Etude de la dégradation des ouvrages en béton atteints par la réaction alcali-silice - approche expérimentale et modélisation numérique des dégradations dans un environnement hydro-chemo-mécanique variable (phdthesis). Université de Marne la Vallée.
- Poyet, S., Alain Sellier, Bruno Capra, Geneviève Thèvenin-Foray, Jean-Michel Torrenti, Hélène Tournier-Cognon, Eric Bourdarot, 2006. Influence of Water on Alkali-Silica Reaction: Experimental Study and Numerical Simulations. *Journal of Materials in Civil Engineering* 18, 588–596. doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2006)18:4(588)
- Rahal, S., Sellier, A., Casaux-Ginestet, G., 2017. Finite element modelling of permeability in brittle materials cracked in tension. *International Journal of Solids and Structures* 113, 85–99. doi:10.1016/j.ijsolstr.2016.12.023
- Renders, P.J.N., Gammons, C.H., Barnes, H.L., 1995. Precipitation and dissolution rate constants for cristobalite from 150 to 300 C. *Geochimica et Cosmochimica Acta* 59, 77–85.
- Rigden, S.R., Majlesi, Y., Burley, E., 1992. Bond stress failure in alkali silica reactive reinforced concrete beams. Presented at the the ninth international conference on alkali-aggregate reaction in concrete, july 1992, London, volume 2.
- Rimstidt, J.D., Barnes, H.L., 1980. The kinetics of silica-water reactions. *Geochimica et Cosmochimica Acta* 44, 1683–1699.
- Rivard, P., Ballivy, G., Gravel, C., Saint-Pierre, F., 2010. Monitoring of an hydraulic structure affected by ASR: A case study. *Cement and Concrete Research*, Special Issue: ICAAR 13, Trondheim, Norway, June 16-20, 2008 40, 676–680. doi:10.1016/j.cemconres.2009.09.010
- 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* 33, 927–929. doi:10.1016/S0008-8846(02)01091-8
- Rossi, P., Richer, S., 1987. Numerical modelling of concrete cracking based on a stochastic approach. *Materials and Structures* 20, 334–337.

- Rots, J.G., 1988. Computational modeling of concrete fracture. Thesis Civil Engineering Department of Delft University of Technology.
- Šachlová, Š., Příkryl, R., Pertold, Z., 2010. Alkali-silica reaction products: Comparison between samples from concrete structures and laboratory test specimens. *Materials Characterization* 61, 1379–1393.
- Salgues, M., 2013. Modélisation des effets structuraux des réactions sulfatiques internes : application aux barrages en béton (phd). Université de Toulouse, Université Toulouse III - Paul Sabatier.
- Salgues, M., Sellier, 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* 18, 377–402. doi:10.1080/19648189.2013.872579
- Sanchez, L., 2014. Contribution to the assessment of damage in aging concrete infrastructures affected by alkali-aggregate reaction. Thèse de l'Université de Laval, Québec, Canada.
- Sanchez, L.F.M., Fournier, B., Jolin, M., Duchesne, J., 2015. Reliable quantification of AAR damage through assessment of the Damage Rating Index (DRI). *Cement and Concrete Research* 67, 74–92. doi:10.1016/j.cemconres.2014.08.002
- Saouma, V., Perotti, L., 2006. Constitutive Model for Alkali-Aggregate Reactions. *ACI Materials Journal* 194–202.
- Saouridis, C., 1988. Identification et numerisation objectives de comportements adoucissants : une approche multiechelle de l'endommagement du beton. Thèse de l'Université Paris 6.
- Saouridis, C., Mazars, J., 1992. Prediction of the failure and size effect in concrete via a bi-scale damage approach. *Engineering computations* 9, 329–344.
- Schmidt, K., Urbonas, L., Dressler, A., Heinz, D., 2009. AKR-Performance-Prüfung von flugaschehaltigen Betonen—Einfluss der Temperatur auf die Porenlösung und Möglichkeiten zur zielsicheren Bewertung. B.-U. Weimar (Ed.) 17, 2-0267.
- 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: 1 St International Conference on Computational Technologies in Concrete Structures CTCS'09. pp. 422–440.
- Sellier, A., 2016. Model equations (Rapport interne LMDC).
- Sellier, A., 2015. Model FLUENDO3D Version 20-P for Castem 2012, Tentative Handbook (Internal document). LMDC.
- Sellier, A., Bary, B., 2002. Coupled damage tensors and weakest link theory for the description of crack induced anisotropy in concrete. *Engineering Fracture Mechanics* 69, 1925–1939. doi:10.1016/S0013-7944(02)00069-3
- Sellier, A., Bourdarot, E., Multon, S., Cyr, M., Grimal, E., 2009. Combination of structural monitoring and laboratory tests for assessment of alkali-aggregate reaction swelling: application to gate structure dam. *ACI materials journal* 106, 281–290.
- Sellier, A., Bournazel, J.P., Mébarki, A., 1995a. Modeling the alkali-aggregate reaction with descriptions of the local destructive phenomena involved. *Materials and Structures* 28, 373–383.
- Sellier, A., Bournazel, J.P., Mébarki, A., 1995b. Une modélisation de la réaction alcalis-granulat intégrant une description des phénomènes aléatoires locaux. *Materials and Structures* 28, 373–383.
- Sellier, A., Casaux-Ginestet, G., Buffo-Lacarrière, L., Bourbon, X., 2013. Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing. Part I: Constitutive laws. *Engineering Fracture Mechanics* 97, 148–167. doi:10.1016/j.engfracmech.2012.10.012

- Sellier, A., Multon, S., 2016. Modélisation simplifiée de la réaction sulfatique interne. (Rapport interne LMDC No. 2).
- 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* 79, 301–315. doi:10.1016/j.cemconres.2015.10.001
- Shayan, A., Diggins, R., Ivanusec, I., 1996. Effectiveness of fly ash in preventing deleterious expansion due to alkali-aggregate reaction in normal and steam-cured concrete. *Cement and Concrete Research* 26, 153–164.
- Shayan, A., Quick, G.W., 1992. Sequence of formation of deleterious AAR products and secondary ettringite in the same mortar and concrete specimens. CSIRO. Division of Building, Construction and Engineering.
- Silva, A.S., Ribeiro, A.B., Jalali, S., Divet, L., 2006. The use of fly ash and metakaolin for the prevention of alkali-silica reaction and delayed ettringite formation in concrete.
- Smaoui, N., 2003. Contribution à l'évaluation du comportement structural des ouvrages d'art affectés de réaction alcali-silice (RAS) » (Thèse de doctorat de la Faculté des Sciences et de Génie de l'Université de Laval). Québec, Canada.
- Stablon, T., Sellier, A., Domede, N., Plu, B., Dieleman, L., 2012. Influence of building process on stiffness: numerical analysis of a masonry vault including mortar joint shrinkage and crack re-closure effect. *Materials and structures* 45, 881–898.
- Struble, L., Brockman, M., 1989. Standard aggregate materials for alkali-silica reaction studies, in: *Proc. 8 Th Int. Conf. on Alkali-Aggregate Reaction*. pp. 433–437.
- Swamy, R.N., 2002. *The alkali-silica reaction in concrete*. CRC Press.
- Swamy, R.N., 1989. Structural implications of alkali silica reaction, in: *Proc. Of 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction*. Kyoto, Japan.
- Taylor, H.F.W., Famy, C., Scrivener, K.L., 2001. Delayed ettringite formation. *Cement and Concrete Research* 31, 683–693. doi:10.1016/S0008-8846(01)00466-5
- Thomas, M., Folliard, K., Drimalas, T., Ramlochan, T., 2008. Diagnosing delayed ettringite formation in concrete structures. *Cement and Concrete Research* 38, 841–847. doi:10.1016/j.cemconres.2008.01.003
- Tosun, K., 2006. Effect of SO<sub>3</sub> content and fineness on the rate of delayed ettringite formation in heat cured Portland cement mortars. *Cement and concrete composites* 28, 761–772.
- Ulm, F.-J., Coussy, O., Larive, C., Kefei, L., 2000. Thermo-Chemo-Mechanics of ASR Expansion in Concrete Structures. *Journal of Engineering Mechanics* 126, 233–242. doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:3(233)
- Urhan, S., 1987. Alkali silica and pozzolanic reactions in concrete. Part 1: Interpretation of published results and an hypothesis concerning the mechanism. *Cement and concrete research* 17, 141–152.
- Voglis, N., Kakali, G., Chaniotakis, E., Tsivilis, S., 2005. Portland-limestone cements. Their properties and hydration compared to those of other composite cements. *Cement and Concrete Composites* 27, 191–196.
- Vulliet, F., Ben Ftima, M., Léger, P., 2017. Stability of cracked concrete hydraulic structures by nonlinear quasi-static explicit finite element and 3D limit equilibrium methods. *Computers & Structures* 184, 25–35. doi:10.1016/j.compstruc.2017.02.007
- Wood, J.G., Young, J.S., Ward, D.E., 1987. The Structural Effects of Alkali-Aggregate Reaction on Reinforced Concrete, in: *Concrete Alkali-Aggregate Reactions, Proceedings of the 7th International Conference*, Edited by Graham-Bellew, Patrick E. Noyes Publications, Park Ridge, New Jersey. Ottawa, Canada.
- Yang, R., Lawrence, C.D., Sharp, J.H., 1999. Effect of type of aggregate on delayed ettringite formation. *Advances in cement research* 11, 119–132.

## BIBLIOGRAPHIE

- Yang, R., Lawrence, C.D., Sharp, J.H., 1996. Delayed ettringite formation in 4-year old cement pastes. *Cement and concrete research* 26, 1649–1659.
- Zhang, Z., Olek, J., Diamond, S., 2002a. Studies on delayed ettringite formation in heat-cured mortars: II. Characteristics of cement that may be susceptible to DEF. *Cement and Concrete Research* 32, 1737–1742. doi:10.1016/S0008-8846(02)00894-3
- Zhang, Z., Olek, J., Diamond, S., 2002b. 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* 32, 1729–1736.







