



**HAL**  
open science

# Stratégie de modélisation numérique du béton armé fissuré en contexte de dimensionnement ou de vérification des grands ouvrages de génie civil

Daniela Vo

► **To cite this version:**

Daniela Vo. Stratégie de modélisation numérique du béton armé fissuré en contexte de dimensionnement ou de vérification des grands ouvrages de génie civil. Génie civil. Université Paul Sabatier - Toulouse III, 2022. Français. NNT : 2022TOU30034 . tel-03708141

**HAL Id: tel-03708141**

**<https://theses.hal.science/tel-03708141>**

Submitted on 29 Jun 2022

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

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



# THÈSE

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

---

**Présentée et soutenue par  
Daniela VO**

Le 31 janvier 2022

**Stratégie de modélisation numérique du béton armé fissuré en  
contexte de dimensionnement ou de vérification des grands  
ouvrages de génie civil**

---

Ecole doctorale : **MEGEP - Mécanique, Energétique, Génie civil, Procédés**

Spécialité : **Génie civil**

Unité de recherche :

**LMDC - Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions de Toulouse**

Thèse dirigée par  
**Alain SELLIER et Stephane MULTON**

Jury

**M. Pierre LÉGER, Rapporteur**  
**M. Boumediene NEDJAR, Rapporteur**  
**M. Farid BENBOUDJEMA, Examineur**  
**M. Georges NAHAS, Examineur**  
**Mme Sylvie MICHEL-PONELLE, Examinatrice**  
**M. Frédéric DUPRAT, Examineur**  
**M. Alain SELLIER, Directeur de thèse**  
**M. Stéphane MULTON, Co-directeur de thèse**  
**M. Benoit MASSON, Membre invité**  
**M. Etienne GRIMAL, Membre invité**  
**M. Pierre MORENON, Membre invité**



# Remerciement

En premier lieu, je souhaite exprimer ma reconnaissance envers mon équipe encadrante : Alain Sellier, Stéphane Multon et Pierre Morenon, pour m'avoir donné les moyens d'initier et d'assurer ces trois années de thèse. Vos qualités humaines et scientifiques m'ont assuré une formation de haut niveau. Et, outre vos écoutes et vos lumières, vous m'avez accordé durant ces travaux une confiance et une considération qui, en plus de l'obtention du grade de docteur, ont participé à l'Humain que j'ai pu devenir aujourd'hui.

Je souhaite remercier M. George Nahas, Mme Sylvie Michelle-Ponelle et Mr Frédéric Duprat pour avoir accepté d'examiner ma thèse, ainsi que M. Farid Bendboudjema pour avoir assuré ce rôle et celui de la présidence de jury. Je tiens aussi à remercier M. Pierre Léger et M. Boumedienne Nedjar pour avoir accepté d'être rapporteur de ces travaux, ainsi que pour leurs questions et remarques constructives qui ont permis de riches discussions.

Je tiens également à remercier l'équipe d'encadrement industrielle : Benoît Masson (EDF DT), Etienne Grimal (EDF CIH), Philippe Kolmayer (EDF CIH), Sylvie Michelle-Ponelle (EDF R&D), ainsi que Anass Cherki El Idrissi (EDF R&D) sur une plus courte durée. Je vous remercie chacun individuellement pour avoir su apporter vos natures, compétences et expériences tout en restant d'une ouverture certaine. Cela a permis de composer une équipe encadrante multidisciplinaire et cohérente, et, ainsi, de pouvoir assurer un ensemble de problématique et considération d'ordre scientifique et/ou industriel.

Je souhaite également remercier l'ensemble des personnels de surfaces, des personnels techniques et scientifiques qui compose le LMDC, et qui participe chacun au bon environnement de ce laboratoire. En effet, la bienveillance de nombres d'entre vous permet d'assurer un bon environnement de travail au sein de cette structure. Je remercie notamment Nouredine, Michel, Pierre, Patrick, Cédric, Bernard, Arthur, Marie K., Marie G., David et Simon, Agathe, Clément, Romain, ainsi que tous ceux que j'oublie, pour les échanges, parfois d'une forte lourdeur métaphysique, parfois d'un humour bien plus léger, qui ont eux aussi participé dans leur ensemble à mon développement ainsi qu'à l'aboutissement de ces travaux.

A mes camarades Jean, Julien, Franck et Joe, qui m'ont soutenue durant les bons, et, malgré leurs fréquences, les mauvais moments. A vous qui ne m'avez jamais tenu rigueur de mes



propres foudres, à vous, qui malgré mes nombreux découragements et ineptie insolentes, êtes toujours resté patients et tolérants. A vous qui ne vous êtes pas lassé et qui m'accompagnez encore aujourd'hui, je vous remercie.

Enfin, à mes parents, Lucy et Dinh, et à ma grande sœur, Andrea, dont l'amour et le soutien, absolu et indéfectible, m'ont permis et me permettent encore de me lever chaque jour.



# Résumé

Les réactions de gonflement interne (RGI) telles que la réaction alcali-granulat (RAG) ou la réaction sulfatique interne (RSI) sont des pathologies sévères du béton. Elles induisent la création d'un produit de nature expansive dans la porosité du béton. L'expansion, induite par le développement d'une pression de gonflement interne, peut mener à d'importants endommagements du béton, pouvant remettre en cause la stabilité des structures atteintes. L'évaluation de l'état de telles structures constitue donc une réelle nécessité pour les personnes en charge de la gestion de ces ouvrages. La modélisation numérique permet de répondre de manière adaptée à une telle nécessité.

Afin d'obtenir des motifs de fissuration corrects et cohérents, les modélisations de structures armées différencient généralement le maillage du béton et celui des armatures. Néanmoins pour les ouvrages de type massifs, et du fait de leur forte densité de ferrailage, cette différenciation peut induire d'importantes complexités numériques (définition du maillage, temps de calcul important à cause du nombre important d'éléments finis, concentrations de contraintes...). Afin de limiter ces biais numériques liés au maillage des armatures, l'utilisation de modèles de béton armé dit homogénéisés peut être préconisée. Dans ces types d'approches, les armatures ne sont plus différenciées du béton et le matériau est considéré dans son ensemble comme un matériau homogène de béton armé. Dans ces travaux, et afin de considérer les RGI, un modèle de béton armé homogénéisé est utilisé et est couplé avec un modèle poromécanique. Ainsi, le premier but de cette étude est de s'assurer de la compatibilité et de la stabilité des hypothèses de ces modèles afin de valider leurs usages dans le cadre de recalcul d'ouvrages endommagés.

Le modèle et ses évolutions sont présentés et discutés avant d'être validés sur des structures de laboratoire. Cette approche a notamment permis de retrouver l'anisotropie induite par différents ratios d'armature, au niveau du gonflement ainsi que des endommagements obtenus sur des éprouvettes plus ou moins armées. De plus, la stabilité du modèle vis-à-vis des éléments finis a été étudié et validée sur des poutres de laboratoire. A la suite de ce processus de validation, le modèle a été appliqué sur un ouvrage massif. La méthodologie d'étude pour un tel usage a été définie et a permis de reproduire de manière satisfaisante les déplacements relevés sur l'ouvrage.

# Abstract

Internal swelling reaction (ISR) as Alkali-Silica reaction (ASR) or Delayed Ettringite Formation (DEF) are harmful concrete disorders. Such reaction leads to the production of new swelling phases in the concrete porosity. They, can cause important degradation and could lead to the decrease of structure performances. Hence, the evaluation of the behaviour of such damaged structures is a real need for the structure's owners, which can be answered by numerical modelling.

In order to obtain realistic crack pattern, meshing separately concrete and rebars is the usual way to perform a nonlinear finite element analysis. However, for massive structures, and for structures with important amount of reinforcements, the rebars meshing can induce numerical complexities (mesh definition, important computing time due to high number of finite elements, stress concentration...). To avoid such numerical limits, the use of a homogenized concrete model can be recommended. With this kind of approach, steel bars do not need to be meshed and the material is considered as a whole homogenised concrete material. In this work, the homogenized concrete model is coupled with a poromechanical one to consider ISR. The first aim of this work is to ensure the suitability of this combination to validate its use for structural analysis.

The model and the proposed evolutions are presented and discussed before being validated on laboratory structures. With such approach, the anisotropic swelling and damage caused by the presence of anisotropic reinforcements, has been correctly reproduced. Besides, a parametrical study on laboratory beams confirms the model stability according to the element size. After this validation process, the model is used to reproduce the evolution of a real massive structure damaged by ISR. The methodology for such modelling is presented and lead to a relevant assessment of the in-situ displacements.



# Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre 1 Bibliographie .....	5
Introduction .....	6
I. Modélisation du comportement mécanique du béton .....	7
I.1. Théorie de l'endommagement .....	7
I.2. Différentes modélisations du comportement du béton .....	9
I.3. Comportement du béton armé.....	18
II. Réaction alcali-granulat (RAG).....	32
II.1. Mécanisme de la réaction.....	32
II.2. Impact de la nature des réactifs et des réactants .....	34
II.3. Impact des conditions environnementales .....	39
II.4. Effets mécaniques à l'échelle du matériau.....	42
II.5. La RAG à l'échelle de la structure.....	63
II.6. Modélisation à l'échelle de la structure .....	75
Conclusion.....	93
Chapitre 2 Présentation du modèle.....	96
Introduction .....	97
I. Présentation du modèle dans sa version 2018.....	98
I.1. Modélisation du comportement mécanique du béton .....	98
I.2. Modélisation de la réaction-alcali-granulat.....	114
II. Modification des hypothèses sur la nature et la perméation des produits néoformés	
117	
II.1. Modifications du modèle .....	117
II.2. Application sur éprouvettes de laboratoire .....	121
Conclusion.....	136

Chapitre 3 Application sur structure de laboratoire .....	140
Introduction .....	141
I. Présentation du cas d'étude .....	142
I.1. Données de l'étude expérimentale pour la validation .....	142
I.2. Données de l'étude numérique.....	144
II. Résultats expérimentaux et numériques .....	146
II.1. Phase de vieillissement .....	147
II.2. Phase de rupture .....	152
III. Etude de l'influence du maillage .....	159
III.1. Phase de vieillissement.....	159
III.2. Phase de rupture .....	162
Conclusion .....	165
Chapitre 4 Application à une structure de grande dimension .....	168
Introduction .....	169
I. Présentation de l'étude .....	170
I.1. Présentation de l'ouvrage.....	170
I.2. Paramètres pour l'étude numérique .....	173
I.3. Méthodologie de l'étude .....	177
I.4. Utilisation des mesures in-situ .....	182
II. Résultats numériques .....	186
II.1. Paramètres issus de la méthodologie de calage .....	186
II.2. Finalisation du calage sur la structure.....	192
Conclusion .....	217
Conclusion générale et perspectives.....	219
Annexe 1 .....	223
Calcul théorique des forces de première fissuration.....	223
Cas non réactif .....	223

Cas réactif .....	224
Annexe 2 .....	225
Orientation des armatures dans le radier et le voiles de l'ouvrage .....	225
Références .....	228



# Tables des illustrations

Figure I-1 Evolution comportementale d'un échantillon d'aluminium soumis à un chargement cyclique, [Lemaitre, 1971] .....	7
Figure I-2 Théorie de l'endommagement .....	8
Figure I-3 Modèle de [Mazars, 1986], endommagement par extension .....	10
Figure I-4 Etude paramétrique du modèle de Mazars en compression, Variation des paramètres de compression $A_c$ et $B_c$ avec $\epsilon_{D0}$ en paramètre fixe : $E=32$ GPa ; $\nu=0.2$ ; $\epsilon_{D0} \approx 93$ $\mu\text{m/m}$ ; $A_c=1.15$ ; $A_t=0.8$ ; $B_c=1391.3$ ; $B_t=10\ 000$ ; $\beta=1$ .....	11
Figure I-5 Etude paramétrique du modèle de Mazars en traction, Variation des paramètres de traction $A_t$ et $B_t$ avec $\epsilon_{D0}$ en paramètre fixe : $E=32$ GPa ; $\nu=0.2$ ; $\epsilon_{D0} \approx 93$ $\mu\text{m/m}$ ; $A_c=1.15$ ; $A_t=0.8$ ; $B_c=1391.3$ ; $B_t=10\ 000$ ; $\beta=1$ .....	11
Figure I-6 Schéma des contraintes développées lors d'un arrachement d'acier.....	20
Figure I-7 Configuration utilisée avec injection d'encre, [Goto, 1971] .....	21
Figure I-8 Déformation du béton autour de l'acier après formation des fissures internes, [Goto, 1971].....	21
Figure I-9 Schéma de fissuration induite par les cônes de sollicitation .....	21
Figure I-10 Modèle analytique proposé pour l'évolution locale de la contrainte de cisaillement en fonction du glissement [Eligehausen et al., 1982].....	23
Figure I-11 Evolution des déformations et contraintes suivant les différentes phases [Bracci et al., 2012].....	24
Figure I-12 Echantillon scié en deux [Handika, 2017] .....	25
Figure I-13 Considération de l'interface dans la modélisation [Handika, 2017].....	25
Figure I-14 Comparaison des comportements avec adhérence parfaite (PI), prise en compte du glissement (SI) et données expérimentales [Handika, 2017] .....	27
Figure I-15 Analyse de sensibilité du modèle par rapport à la taille du maillage, comparaison des comportements avec adhérence parfaite (PI), prise en compte du glissement (SI) et données expérimentales [Handika, 2017].....	27
Figure I-16 Prise en compte de l'armature, RBSM [Saito, Hikosaka, 1999] .....	29
Figure I-17 Evolution comportementale simplifiée des éléments d'interface [Saito, Hikosaka, 1999].....	29
Figure I-18 Prise en compte de la nappe d'armature, [Code_Aster, 2019] .....	30
Figure II-1 Création du gel de silicate d'alcali .....	33

Figure II-2 Effet pessimum de la taille des granulats [Gao et al., 2013].....	36
Figure II-3 Evolution de la structure du gel au court du temps [Poyet, 2003].....	37
Figure II-4 Consommation d'eau par le gel.....	39
Figure II-5 Développement d'un front de réaction.....	39
Figure II-6 Impact de la température, donnée issue de [Larive, 1998].....	40
Figure II-7 Impact de l'humidité, graphique issue de [Larive, 1998].....	40
Figure II-8 Evolution des déformations sous différentes humidités relatives [Poyet, 2003]...	42
Figure II-9 Evolution des déformations pour des cas constants et évolutifs en cycle court et cycle long [Poyet, 2003].....	42
Figure II-10 Déformations des cylindres armés réactifs [E. K. Jones and A. Clark, 1996].....	44
Figure II-11 Déformations des éprouvettes armées à 1% et sollicitée dans la même direction à différentes charges [E. K. Jones and A. Clark, 1996].....	44
Figure II-12 Déformations axiales corrigées du retrait, sans chargement, [Multon, 2003].....	44
Figure II-13 Déformations longitudinales corrigées du retrait, sans chargement, [Multon, 2003].....	44
Figure II-14 Evolution de la déformation selon les trois directions (a-b-c) et déformation volumique (d) issue de [Kongshang et al, 2020].....	46
Figure II-15 Evolution de la déformation selon a) La direction libre b) La direction chargée [Dunant, 2009].....	47
Figure II-16 Schéma du système utilisé par Gautam et al, 2016 [Liaudat et al., 2018].....	48
Figure II-17 Schéma du système utilisé par [Liaudat et al., 2018].....	48
Figure II-18 Réduction de la résistance en traction.....	51
Figure II-19 Réduction de la résistance en compression.....	51
Figure II-20 Réduction du module d'Young.....	52
Figure II-21 Réduction du module d'Young, [Hayes et al., 2018].....	53
Figure II-22 Réduction de la résistance en compression, [Hayes et al., 2018].....	53
Figure II-23 Appareillage de l'essai de cisaillement [Souza et al., 2019].....	54
Figure II-24 Expansion des bétons [Souza et al., 2019].....	54
Figure II-25 Résistance au cisaillement en fonction des niveaux d'expansions et des formulations utilisées, [Souza et al., 2019].....	55
Figure II-26 Perte d'adhérence en fonction du niveau d'expansion, [Souza et al., 2019].....	55
Figure II-27 Comportement à l'adhérence pour la formulation (BO) [Haddad et al, 2007] ....	56
Figure II-28 Comportement à l'adhérence pour la formulation (BHP) [Haddad et al, 2007....	56
Figure II-29 Evolution des expansions le l'étude réalisée par [Li et al., 2020].....	57

Figure II-30 Evolution de la résistance nominale en fonction des expansions [Li et al., 2020] .....	57
Figure II-31 Evolution des courbes des pull out (phase 1 et 2) pour les ferrailages a) NR, b) LN, c) TR, d)TRLN [Zhychkovska, 2020] .....	58
Figure II-32 : Scéma du Wedge splitting test [Rotter et al, 1998] .....	59
Figure II-33 Evolution de la courbe force/déplacement pour le cas non réactif (A) et pour un échantillon réactif (F) [Rotter et al, 1998].....	59
Figure II-34 Cube avec une microfissuration préférentielle de RAG entaillé pour l'essai, [Hayes et al, 2020].....	60
Figure II-35 Courbes force/flèche pour les échantillons : non réactif de contrôle (CON), réactif non confiné (UNC) et réactif confiné selon les différentes orientations (0°,45°,90°) [Hayes et al, 2020].....	60
Figure II-36 Courbes force/déplacement pour les cas non réactifs (N-i) et pour les cas réactifs (ASR-i) [Miki and Tsukahara, 2016] .....	62
Figure II-37 Evolution des déformations dans les trois directions pour le cas non réactif (CTRL), le cas réactif confiné (CASR) et non confiné (UASR) .....	63
Figure II-38 Expansion volumique des cas réactifs confiné (CASR) et non confiné (UASR) .	63
Figure II-39 Evolution de la prise de masse [Multon et al., 2005] .....	65
Figure II-40 Evolution des déformations longitudinales de la poutre réactive non armée [Multon et al., 2005].....	65
Figure II-41 Orientation de la fissuration par la présence d'armature [ISE, 1992] .....	65
Figure II-42 Fissurations obtenues pour les poutres réactives non armée (B1) armée (B3) et fortement armée (B4) [Multon et al., 2005] .....	66
Figure II-43 Evolution des courbes forces déplacement [Ohno et al., 1989].....	67
Figure II-44 évolution de la flèche pour une poutre faiblement armée, réactive(P4) et non réactive (P6), [Multon, 2003] .....	67
Figure II-45 Résultats des essais de flexion quatre points [Bracci et al., 2012] .....	68
Figure II-46 Résultats des essais de flexion trois points [Bracci et al., 2012] .....	68
Figure II-47 Faciès de fissuration des fondations du réacteur d'Itaka [Takakura et al., 2005]	71
Figure II-48 Evolution des cinétiques de gonflement évaluée selon la quantité de silice restante dans les granulats [Sellier et al., 2019].....	74
Figure II-49 Comparaison pour les trois corps d'épreuve a) Des temps de latence, b) Des déformations finales [Jabbour, 2019].....	75

Figure II-50 Faisceaux d'ouverture de fissure pour chaque type d'éprouvette [Jabbour, 2019]	75
Figure II-51 Détermination des paramètres 'matériau' [Capra and Bournazel, 1998]	78
Figure II-52 Loi de puissance de gonflement en fonction de l'humidité [Capra and Bournazel, 1998]	78
Figure II-53 Equation de la courbe d'expansion proposée par [Larive 1998]	80
Figure II-54 Modèle rhéologique basé sur la poromécanique [Ulm et al, 2000]	80
Figure II-55 Evolution de l'endommagement sur le module d'Young et la résistance en traction [Esposito and Hendriks, 2012]	91
Figure I-1 Schéma rhéologique du modèle utilisé	98
Figure I-2 Loi d'écroissage plastique pour les RGI	103
Figure I-3 Critères structuraux plastiques dans les directions principales avec $R_t=3\text{MPa}$ et $R_c=30\text{MPa}$ [Sellier, 2018]	105
Figure I-4 Chargement uniaxial en compression et en traction avec endommagement, ( $R_t=3\text{MPa}$ , $R_c=30\text{MPa}$ ), a) Evolution de la déformation imposée b) Evolution de la contrainte induite	108
Figure II-1 Problématique de la quantité de gel dans le volume des vides lors de la décharge	120
Figure II-2 Méthodologie de calage sur des données de gonflement libre	122
Figure II-3 Configuration de l'étude, maillage et conditions de symétrie	124
Figure II-4 Schéma de l'appareillage [Muranaka and Tanaka, 2013]	124
Figure II-5 Evolution des déformations dans la direction armée pour différents ratios d'armature [Muranaka and Tanaka, 2013]	126
Figure II-6 a) Evolution des contraintes en direction armée, b) Evolution des endommagements de RAG en directions armée et libre	127
Figure II-7 Evolution des déformations dans la direction armée pour différents ratios d'armature [Koyanagi et al., 1998]	129
Figure II-8 Schéma des appareillages pour le cas armé uniaxialement et bi axialement [Tsukada et al., 2010]	130
Figure II-9 Evolution des déformations a) Cas armé uniaxialement à 0.3%, b) Cas armé uniaxialement à 0.6%, c) Cas armé uniaxialement à 1.3%, d) Cas armé bi-axialement à 0.3% et 0.6% [Tsukada et al., 2010]	131
Figure II-10 Evolution des déformations des échantillons cylindriques armés à différents taux [Jones, 1994]	133

Figure II-11 Configuration de l'étude, maillage et condition de symétrie avec $\rho^z=2.5\%$ .....	134
Figure II-12 Courbes force /déplacement avec et sans <i>PRAGMAX</i> , a) Evolution globale b) Focus sur l'évolution initiale .....	135
Figure I-1 Ferrailage et conditions limites d'une demi-poutre (ferrailage et dimensions identiques sur toutes les poutres) .....	142
Figure I-2 Résistance à la compression et module d'Young mesurés à 28 jours, 17 mois et 45 mois, (Ohno et al. 1989).....	143
Figure I-3 Maillage M0, Homogénéisation des armatures sur une hauteur cohérente avec l'enrobage et le diamètre de l'acier .....	145
Figure I-4 M0, Homogénéisation des armatures, a) Armature longitudinale, b) Armature transversale, c) Armature verticale.....	145
Figure I-5 Maillages pour l'étude de la stabilité du modèle, a) Maillage fin M0, b) Maillage intermédiaire M1, c) Maillage grossier M2 .....	146
Figure I-6 Conditions aux limites.....	146
Figure II-1 Evolution de la température d'essai .....	147
Figure II-2 Evolution des déformations et points de suivi de M0.....	148
Figure II-3 Evolution des déformations longitudinales aux niveaux des centres de gravités des aciers et du béton.....	150
Figure II-4 Profils de contraintes longitudinales pour les cas réactifs à 17 et 45 mois, obtenus avec M0 .....	150
Figure II-5 Champs d'endommagement de RAG en direction longitudinale et verticale, a) 17 mois, b) 45 mois, c) Schéma de fissuration diffuse [Ohno et al., 1989] .....	151
Figure II-6 Comparaison des réponses structurales avec et sans l'usage de la pression maximale, a) Evolution globale, b) Focus sur l'évolution initiale.....	153
Figure II-7 Evolution des courbes forces déplacements des essais jusqu'à rupture a) Evolution globale, b) Focus sur l'évolution initiale.....	154
Figure II-8 Courbes force/déplacement des cas à 17 mois avec sollicitation cyclique.....	157
Figure II-9 Ouverture de fissure structurelle, a) Schéma de fissuration issue de [Ohno et al., 1989], b) Schéma de fissuration obtenue par la modélisation.....	159
Figure III-1 Evolution des déformations a) Points de suivi sur les différents maillages, b) Déformation verticale, c) Déformation longitudinale .....	160
Figure III-2 Profils de contrainte longitudinale pour les cas réactifs à 17 et 45 mois, a) Maillage M0, b) Maillage M1, c) Maillage M2 .....	161

Figure III-3 Courbes forces/déplacement obtenues en charge directe, a) Poutre non réactive 17 mois, b) Poutre non réactive 45 mois, c) Poutre réactive 17 mois, d) Poutre réactive 45 mois .....	163
Figure III-4 Ouverture de fissures pour les trois maillages.....	164
Figure I-1 Schéma d'un réacteur de centrale nucléaire .....	170
Figure I-2 Réduction des caractéristiques mécaniques par la RSI [Pichelin et al, 2020] [Al Shamaa et al., 2014] vs données de réduction mesurée sur des bétons réactifs à la RAG (Chapitre bibliographique), a) Module d'Young, b) Résistance en compression .....	172
Figure I-3 Schéma représentatif pour la définition du maillage dans le plan X-Y .....	173
Figure I-4 Maillage, a) Vue orthoradiale, b) Vue radiale, c) Vue d'en haut, d) Vue d'en bas .....	174
Figure I-5 Précontrainte, a) Maillage des câbles considéré, b) Chronologie des mises en tension .....	175
Figure I-6 Champs des ratios volumiques d'armature pour différentes directions a) Direction x, b) Direction y, c) Direction z, d) Direction orthoradiale, e) Direction radiale.....	176
Figure I-7 Organigramme de calage pour le béton avec considération du fluage, du retrait et des RGI.....	179
Figure I-8 Détail de la géométrie du maillage élémentaire utilisé pour l'évaluation de la précontrainte.....	182
Figure I-9 a) Indication des positions des capteurs, b) Zoom sur les capteurs du radier .....	183
Figure I-10 Illustration du chaînage pour le cas des déformations orthoradiales du radier, a) Retrait endogène du béton Macena, b) Déformations mesurées du radier, c) Prise en compte du retrait endogène Macena pour améliorer le réalisme de la courbe de déformation des capteurs du radier.....	184
Figure I-11 Evolution thermique relevée, moyennée et étendue, a) Imposée dans la superstructure, b) Imposée dans le radier .....	186
Figure II-1 Configuration de l'élément isolé utilisé pour le précalage des paramètres, maillage et conditions de symétrie en déplacement.....	187
Figure II-2 Modélisation du fluage du béton en condition saturée, a) Evolution des déformations orthoradiales (x), b) Evolution des déformations verticales (z) .....	188
Figure II-3 Evolution hydrique due à la dessiccation .....	188
Figure II-4 Calage du retrait, a) Evolution des déformations orthoradiales (x), b) Evolution des déformations radiales (y).....	189

Figure II-5 Modélisation du fluage en condition humide, a) Evolution des déformations orthoradiales (x), b) Evolution des déformations verticales (z).....	190
Figure II-6 Caractéristiques numériques pour le précalage de la précontrainte, a) Maillage, b) Conditions limites surfaciques, c) Détail pour la condition limite ponctuelle.....	191
Figure II-7 Résultats de la mise en précontrainte, évolution des contraintes moyennées sur les points de Gauss.....	192
Figure II-8 Conditions aux limites en déplacement, a) Surface latérale bloquée en déplacements normaux sortants, b) Surface inférieure du radier, bloquée en déplacements verticaux.....	193
Figure II-9 Conditions limites hydriques surfaciques, a) Dessinées sur maillage, b) Evolutions imposées.....	194
Figure II-10 Plan de relevés (jaune).....	196
Figure II-11 Calcul hydrique, a) Points de suivi dessinés sur maillage, b) Evolutions mesurées.....	197
Figure II-12 Carte hydrique du radier obtenue à 30 ans.....	197
Figure II-13 Déformées obtenues à 30 ans, a) Non réactive vs configuration initiale, b) Réactive vs configuration initiale, c) Réactive vs Non réactive, focus sur radier.....	198
Figure II-14 a) Points de suivi des contraintes dans le voile, b) Evolutions des contraintes verticales initiales.....	199
Figure II-15 Evolution des contraintes dans le voile, a) Contraintes orthoradiales (x), b) Contraintes verticales (z).....	200
Figure II-16 Position des points de suivi du voile.....	201
Figure II-17 Evolutions des déformations du voile pour les cas non réactif et réactif, a) Evolution orthoradiale, b) Evolution verticale.....	201
Figure II-18 Radier, position des points de suivi du radier.....	202
Figure II-19 Evolutions des déformations du radier, a) En direction orthoradiale, b) En direction radiale.....	203
Figure II-20 Radier, positions des points de suivi des contraintes.....	203
Figure II-21 Evolutions des contraintes radiales a) Dans le béton, b) Dans les armatures ; Cartes hydriques obtenues à a) 5ans, b) 20 ans, c) 27ans.....	205
Figure II-22 Evolution des contraintes radiales du radier, a) Dans le béton, b) Dans les armatures.....	205
Figure II-23 Carte du cas réactif obtenue à 30 ans, a) Cartographie des endommagements Dtg0, b) Cartographie de l'avancement.....	206

Figure II-24 Endommagement structuraux du radier à 30 ans, a) Cas non réactif, b) Cas réactif .....	207
Figure II-25 Evolution initiale de la fissuration du cas non réactif, a) 64 jours (fin de la mise en précontrainte verticale), b) 174 jours, (fin de la mise en précontrainte gamma).....	207
Figure II-26 Evolution de l'endommagement du cas réactif, a)13.5ans, b)19 ans, c)22 ans d) 25.5 ans, e) 30 ans .....	208
Figure II-27 Endommagements structuraux du dôme, a) 500 jours, b) 1500 jours, c) 30 ans	209
Figure II-28 Cartographie hydriques, a) Globale, obtenue à 30 ans, b) Globale, obtenue à 60 ans, c) Radier, obtenue à 30 ans, b) Radier, obtenue à 60 ans .....	210
Figure II-29 Déformée du radier, configuration réactive (rouge) vs configuration non réactive (bleu), a) Obtenues à 30 ans, b) Obtenues à 60 ans .....	210
Figure II-30 Déformations du voile étendues à 60 ans, a) Direction orthoradiale, b) Direction verticale .....	211
Figure II-31 Contraintes du voile étendues à 60 ans, a) Direction orthoradiale, b) Direction verticale .....	211
Figure II-32 Evolution des déformations du radier jusqu'à 60 ans, a) Direction orthoradiale, b) Direction radiale .....	212
Figure II-33 Endommagement structuraux du radier, a) Cas non réactif 30 ans, b) Cas réactif 30 ans, c) Cas non réactif 60 ans, d) Cas réactif 60 ans .....	213
Figure II-34 Carte du cas réactif obtenue à 60 ans, a) Cartographie des endommagements Dtg0, b) Cartographie de l'avancement .....	213
Figure II-35 Evolution des déformations induites par la variation de +/- 25% des amplitude de gonflement a) Direction orthoradiale b) Direction radiale .....	214
Figure II-36 Evolution des contraintes en direction radiale et orthoradiale par variation du paramétrage de gonflement a) Contraintes dans le béton, b) Contraintes axiales des armatures .....	215
Figure II-37 Evolution des endommagements diffus (micro fissuration) de RGI par variation du paramétrage de gonflement, cartographie à 60 ans, a) Calage initial, b) -25%, c) +25% .....	216
Figure 0-1 Définitions des vecteurs d'orientations des aciers cerces et rayonnants.....	225
Figure 0-2 Evolution des orientations d'armatures dans le dôme .....	226





# Introduction générale

La réaction alcali-granulat (RAG) est une pathologie endogène qui endommage le béton. Cette réaction de gonflement interne mène à la création de nouvelles phases siliceuses de nature expansive, et dont l'expansion est fonction de la quantité d'eau. Cette réaction étant très lente en condition in-situ, l'expansion se fait principalement dans des matrices de béton déjà durcies. Au sein d'une structure, de telles expansions peuvent induire d'importants endommagements avec des fissurations importantes et, ainsi, la réduction de ses caractéristiques mécaniques. Ces variations pouvant altérer la stabilité des ouvrages atteints, le suivi et l'évaluation de ces structures affectées, dites réactives, constituent un réel besoin industriel en vue d'assurer leur sûreté. L'objectif clef de ces travaux est donc de répondre à ces nécessités par le biais de modèles numériques.

Les ouvrages massifs peuvent posséder d'importants réseaux d'armatures. Lors des calculs numériques, le maillage de ces armatures peut induire certaines complexités. Outre une définition de maillage plus complexe, ainsi que des temps de calcul plus longs du fait de l'augmentation du nombre d'éléments finis, leur considération peut aussi induire des phénomènes pouvant accroître les difficultés de convergence en raison des concentrations de contraintes irréalistes qu'elles provoquent lorsqu'elles sont représentées par des segments sans glissement possibles avec le béton. Afin de limiter ces problèmes numériques de différentes natures, dans ces travaux, un modèle de béton armé homogénéisé est appliqué. Le maillage du béton et des armatures n'est plus différencié et le matériau béton armé est considéré dans son ensemble comme un unique matériau. Le second objectif majeur de ces travaux réside ainsi dans la validation de l'utilisation d'un tel modèle en contexte de béton réactif.

Afin de contextualiser ces travaux, le premier chapitre de ce manuscrit porte sur un état de l'art propre au béton et aux réactions alcali-granulat. La partie « béton » du modèle devant considérer l'endommagement, la présentation débute par une bibliographie sur ce phénomène important. Par la suite, différentes approches numériques issues de la littérature pour la prise en compte des armatures sont présentées. Les mécanismes réactionnels d'une réaction de gonflement interne (RGI), la RAG en l'occurrence, ainsi que les paramètres principaux, jouant sur sa cinétique et son amplitude, sont ensuite abordés. Les effets mécaniques d'une RGI sur

matériau et sur structure sont présentés et permettent notamment de souligner l'importance et les spécificités des variations comportementales induites à différentes échelles. Différents modèles permettant la considération de tels gonflements sont présentés et classifiés selon les spécificités de chacun.

Dans le second chapitre, le modèle de béton armé homogénéisé utilisé dans cette étude est présenté. Après une description générale de l'approche, la théorie de la poromécanique sur lequel il repose est explicitée. Le comportement propre au béton est alors décrit, par présentation des lois et des critères dirigeant les phénomènes de plasticité, d'endommagement, de fluage et de retrait. Par suite, la considération des armatures et la possibilité d'homogénéiser leur contribution avec celle du béton sont explicitées. Enfin, les lois portant sur la modélisation de la RAG sont présentées. Des modifications de ces lois sont proposées et validées à petite échelle par la modélisation d'éprouvettes de laboratoire issues de la littérature.

Le troisième chapitre vise à valider et appliquer le modèle et ses développements sur des structures de laboratoire. L'étude expérimentale sur laquelle est basée la modélisation est choisie pour ses conditions thermo-hydriques simples et non accélérées, permettant de limiter le couplage de la RAG avec d'autres phénomènes. Après une première période de vieillissement en conditions extérieures, les poutres sont sollicitées jusqu'à rupture. Afin d'étudier l'impact de la RAG, des poutres de contrôle non réactives sont également étudiées. De plus, deux périodes de vieillissement sont considérées par les auteurs, en vue d'évaluer l'évolution, au cours du temps, de la précontrainte chimique et de l'endommagement induit par cette réaction. L'évolution des déformations ainsi que l'anisotropie de gonflement, induite par la réactivité du béton et par les différentes quantités d'armature, sont les points d'évaluation clés de cette dernière étape de validation du modèle. Afin d'attester de la robustesse de la modélisation, une étude paramétrique sur la taille des éléments finis est également menée.

Dans le dernier chapitre, le modèle est appliqué à un ouvrage de grande dimension de type « enceinte interne de réacteur de centrale nucléaire ». La structure et les modélisations sont basées sur des jeux de données expérimentaux fournies par EDF sur une durée de 30 ans. Après avoir décrit les caractéristiques principales de cette structure et de la modélisation, l'analyse structurale de l'ouvrage sur les trente ans renseignés expérimentalement est menée. Basée sur des données in-situ, cette analyse a permis l'établissement d'une méthodologie d'étude pour les ouvrages de ce type, atteints de réaction de gonflement interne. Par suite, l'analyse est poursuivie pour prédire l'évolution de l'enceinte jusqu'à un âge de 60 ans. De plus, et afin de

considérer l'effet d'une incertitude sur les valeurs de l'amplitude de gonflement final et de sa cinétique, une analyse paramétrique est réalisée.

Enfin, en dernière partie, les conclusions de chaque chapitre sont synthétisées et des perspectives possibles à ces travaux sont présentées.



# Chapitre 1

## Bibliographie

# Introduction

Ce travail de thèse se focalise sur le comportement mécanique de structures armées endommagées par des réactions de gonflement interne (RGI), et notamment par la réaction alcali-granulat (RAG). Deux problématiques majeures dirigent l'évolution de ces travaux, l'impact de l'endommagement généré par ces réactions durant la phase de service, et ses conséquences mécaniques sur le comportement à rupture des ouvrages. Afin de répondre à ces problématiques, ce présent chapitre décrivant l'état de l'art s'initie d'abord sur le comportement mécanique du béton.

De nombreuses théories quant à l'évolution comportementale du matériau béton existant, ces travaux de thèse se limitent à celles basées sur la théorie de l'endommagement développée par [Kachanov, 1958]. Après une description de cette loi comportementale, différentes approches de modélisation du comportement du béton endommagé sont présentées. Celles-ci diffèrent par leurs caractères isotropes ou anisotropes mais aussi par leurs échelles d'étude. En effet, si certaines sont plus propices à la description précise des phénomènes physico-chimique se déroulant au sein du béton à l'échelle microscopique, d'autres peuvent permettre le calcul d'une structure de béton à grande échelle. La prise en compte du béton et de son endommagement étant décrites, l'étude bibliographique se poursuit vers la considération du béton armé.

Les phénomènes physiques assurant le gain de rigidité obtenu par les armatures ainsi que leurs altérations sont décrits théoriquement et empiriquement. A la suite de quoi, différents modèles comportementaux permettant cette considération sont présentés.

Par suite, les mécanismes de la réaction alcali-granulat et les facteurs pouvant impacter celle-ci sont décrits avant d'explicitier les conséquences mécaniques induites à l'échelle du matériau et de la structure. Etant donné l'objectif de ces travaux, visant à caractériser l'état d'une structure réactive, une attention particulière est portée sur ces descriptions. Enfin, différents modèles comportementaux de béton réactif et à finalité structurale sont présentés.

Sa présentation faisant l'objet du chapitre suivant, il est à noter que le modèle utilisé dans ces travaux de thèse n'est décrit dans cette bibliographie que de façon succincte.

# I. Modélisation du comportement mécanique du béton

## I.1. Théorie de l'endommagement

Le phénomène d'endommagement d'un matériau décrit l'évolution progressive de sa détérioration. Initiée par les déformations irréversibles (évolution des liaisons intermoléculaires, dislocations, micro-décohésions...), ce phénomène induit l'altération des caractéristiques mécaniques et ainsi l'évolution de la réponse du matériau étudié (Figure I-1).

Initialement conceptualisée par [Kachanov, 1958] dans le cadre des matériaux métalliques, la théorie de l'endommagement vise à caractériser l'évolution comportementale, et notamment des phénomènes de ruptures, lors de sollicitations à long terme et/ou cycliques. Afin de caractériser la fragilité évolutive des matériaux sollicités, l'auteur introduit une variable d'endommagement visant à généraliser les effets et impacts des microfissurations. Développée en 1D, cette théorie fut par suite étendue au cas tridimensionnel, notamment dans sa définition énergétique, par [Lemaitre and Chaboche, 1978].

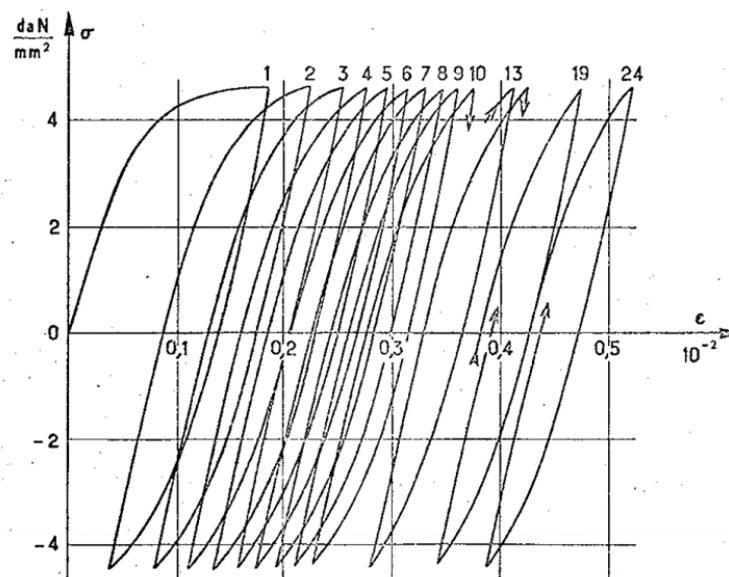


Figure I-1 Evolution comportementale d'un échantillon d'aluminium soumis à un chargement cyclique, [Lemaitre, 1971]

Soit un solide de section  $S$ , soumis à une contrainte  $\sigma$ . En supposant ce système endommagé par  $\sigma$ , il s'agit de considérer une surface résistance réduite comparée à la section initiale ( $Sd$  plutôt que  $S$  sur la Figure I-2). Bornée entre 0 et 1, la variable traduit l'évolution entre l'état



sain (0) et l'état totalement fissuré du matériau (1), et peut alors être obtenu par le ratio de la surface endommagée sur la surface totale, tel que :

$$D = \frac{S_d}{S} \quad (\text{I-1})$$

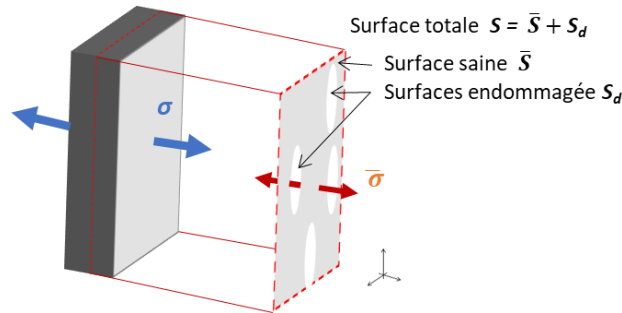


Figure I-2 Théorie de l'endommagement

Afin de décrire l'évolution anisotrope du matériau, cette loi peut être réécrite en 3 dimensions à l'aide d'un tenseur si l'endommagement est anisotrope :

$$(\delta_{ij} - D_{ij})n_j \delta S = \tilde{n}_{ij} \delta \tilde{S} \quad (\text{I-2})$$

Avec  $\delta_{ij}$  le symbole de Kronecker et  $D_{ij}$  la matrice d'endommagement.

Cet endommagement évalué, la contrainte associée  $\tilde{\sigma}$  peut en être déduite. Cette contrainte est dite effective dans le sens de la mécanique de l'endommagement (à distinguer de la notion de contrainte effective au sens de la poromécanique qui sera également définie dans ce chapitre) et représente la contrainte réellement exercée sur le squelette solide du matériau. Elle est obtenue en considérant la contrainte totale  $\sigma$  et la variable d'endommagement  $D$  tel que :

$$\sigma = (1 - D)\tilde{\sigma} \quad (\text{I-3})$$

Enfin, les lois de comportement pour un matériau endommagé sont les mêmes que pour un matériau sain, en remplaçant la contrainte usuelle  $\sigma$ , par cette contrainte effective.

## I.2. Différentes modélisations du comportement du béton

L'établissement de cette théorie a permis le développement de nombreux modèles de comportement propres au béton. Ceux-ci peuvent être définis par rapport à leur caractérisation de l'endommagement. Certains modèles postulent une altération identique des caractéristiques mécaniques dans toutes les directions de l'espace (modèles isotropes), et d'autres peuvent prendre en compte une différence de dégradation selon la direction (modèles anisotropes).

### I.2.1. Endommagement isotrope

L'un des premiers modèles développés pour le béton à l'aide de cette théorie est celui de [Mazars, 1986]. De nature isotrope, l'endommagement mécanique évalué par ce modèle permet de reproduire l'évolution du comportement de matériaux fragiles soumis à des sollicitations extérieures. Défini dans le cadre de la thermodynamique, ce modèle fait l'analogie entre l'endommagement ainsi défini et des concepts issus de la mécanique de la rupture. Cette considération lui permet de relier l'endommagement et l'énergie consommée induite avec une surface de fissuration équivalente. Néanmoins, cette relation n'est valable que si la continuité du modèle est assurée, et donc, induit l'obligation que l'endommagement  $D$  soit une fonction croissante. Par ce fait, le modèle ne peut prendre en compte les phénomènes de refermeture de fissure et le possible regain de rigidité induit.

Afin d'évaluer la réponse du matériau, l'auteur introduit dans son modèle un « critère d'endommagement » sur les déformations. Ce critère est activé par les déformations élastiques de type extensions uniquement. De cette façon, l'endommagement en traction est induit par la déformation dans la direction de la charge, et l'endommagement en compression est induit par les déformations perpendiculaires à la contrainte appliquée, induite par les effets de Poisson (Figure I-3).

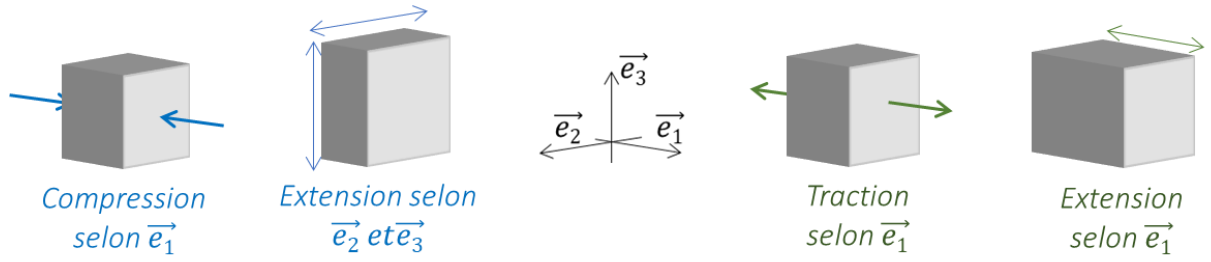


Figure I-3 Modèle de [Mazars, 1986], endommagement par extension

De plus, l'auteur introduit la notion de déformation équivalente, traduisant l'état triaxial par équivalence des états uni-axiaux :

$$\hat{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \langle \varepsilon_i^{e_i} \rangle_+^2} \quad (\text{I-4})$$

Cette déformation est ensuite soumise au critère d'endommagement afin d'en évaluer l'état d'endommagement induit. Pour cela, il définit un seuil de déformation  $\varepsilon_{D0}$  au-delà duquel l'endommagement s'initie :

$$f(D) = \hat{\varepsilon} - \varepsilon_{D0} \quad (\text{I-5})$$

Enfin, la variable d'endommagement globale est obtenue par la combinaison des endommagements induits en compression et en traction tel que :

$$D = \alpha_t^\beta D_t + \alpha_c^\beta D_c$$

$$D_T = 1 - \frac{\varepsilon_{D0}(1 - A_T)}{\hat{\varepsilon}} - \frac{A_T}{\exp(B_T(\hat{\varepsilon} - \varepsilon_{D0}))} \quad (\text{I-6})$$

$$D_C = 1 - \frac{\varepsilon_{D0}(1 - A_C)}{\hat{\varepsilon}} - \frac{A_C}{\exp(B_C(\hat{\varepsilon} - \varepsilon_{D0}))}$$

Avec  $\alpha_t$  et  $\alpha_c$  des coefficients pondérant les endommagements selon le type de sollicitation (exemple : traction pure  $\alpha_t = 1, \alpha_c = 0$ ) et  $A_t, B_t, A_c, B_c$ , paramètres 'matériau' à identifier au cours d'essais de traction et de compression pure.

Dû aux possibles phénomènes de frottement interne et d'imbrication des granulats, le comportement au cisaillement du béton est plus ductile que celui induit par la traction directe. Afin de traduire cet effet, le coefficient  $\beta$  a été ajouté ultérieurement dans [Pijaudier-Cabot et al., 1991], permettant de réduire l'endommagement induit par le cisaillement, comparé à celui induit par la traction. Ce coefficient est préconisé égal à 1,06, et la reproduction du comportement de bétons sollicités peut être dirigée par l'intermédiaire des paramètres  $A_t$ ,  $B_t$ ,  $A_c$ ,  $B_c$ . Les Figure I-4 et Figure I-5 présentent une étude paramétrique de ces valeurs sur l'évolution de courbes contrainte/déformation.

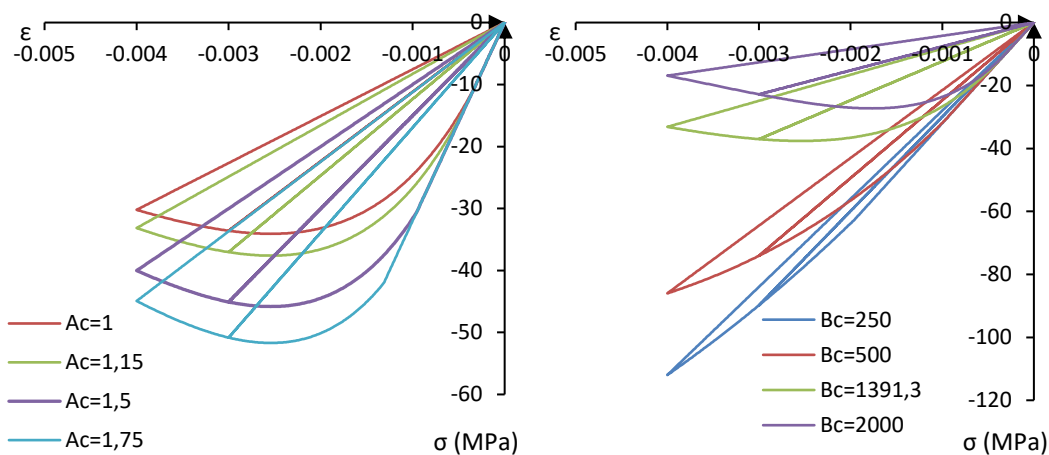


Figure I-4 Etude paramétrique du modèle de Mazars en compression, Variation des paramètres de compression  $A_c$  et  $B_c$  avec en paramètre fixe :  $E=32$  GPa ;  $\nu=0.2$  ;  $\epsilon_{D0} \approx 93$   $\mu\text{m/m}$  ;  $A_c=1.15$  ;  $A_t=0.8$  ;  $B_c=1391.3$  ;  $B_t=10\ 000$  ;  $\beta=1$

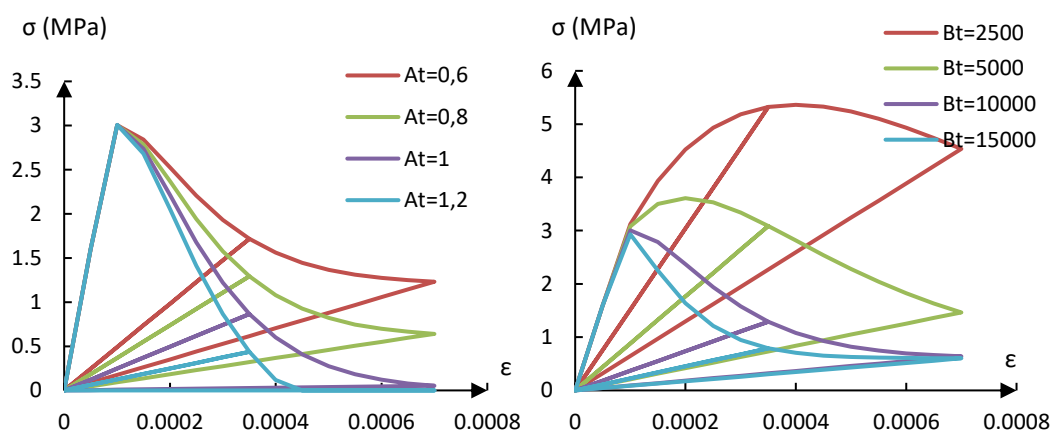


Figure I-5 Etude paramétrique du modèle de Mazars en traction, Variation des paramètres de traction  $A_t$  et  $B_t$  avec en paramètre fixe :  $E=32$  GPa ;  $\nu=0.2$  ;  $\epsilon_{D0} \approx 93$   $\mu\text{m/m}$  ;  $A_c=1.15$  ;  $A_t=0.8$  ;  $B_c=1391.3$  ;  $B_t=10\ 000$  ;  $\beta=1$

L'utilisation des déformations positives uniquement pour la caractérisation de l'endommagement est en accord avec les ruptures fragiles parfaites. Néanmoins, l'usage d'un tel modèle pour des matériaux pouvant avoir des comportements plus ductiles est limité. En effet, ce modèle induit une représentation du comportement du béton incorrecte lorsque celui-ci est soumis à un cisaillement ou à une compression biaxiale.

En vue de résoudre cette imprécision, [Mazars et al., 2015] publient une nouvelle formulation du modèle initial, le «  $\mu$  model ». Dans cette mise à jour, le modèle différencie la déformation équivalente induite en traction et en compression, et les évalue selon les invariants du tenseur des déformations ainsi que du coefficient de Poisson tel que :

$$\begin{aligned}\hat{\varepsilon}_t &= \frac{I_\varepsilon}{2(1-2\nu)} + \frac{\sqrt{J_\varepsilon}}{2(1+\nu)} \\ \hat{\varepsilon}_c &= \frac{I_\varepsilon}{5(1-2\nu)} + \frac{6\sqrt{J_\varepsilon}}{5(1+\nu)}\end{aligned}\tag{I-7}$$

Avec  $I_\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$  et  $J_\varepsilon = 0,5[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]$

Le critère d'endommagement évolue lui aussi avec pour objectif une meilleure distinction des états de contraintes. Il est maintenant fonction d'un coefficient de tri-axialité et permet l'évaluation de l'endommagement global avec la distinction de celui induit par la compression ou par la traction :

$$\begin{aligned}f &= \hat{\varepsilon}_i - Y \\ Y &= rY_T + (1-r)Y_C\end{aligned}\tag{I-8}$$

Avec  $Y_T = \text{Max} \left\{ \begin{matrix} \varepsilon_{0T} \\ \text{Max}(\hat{\varepsilon}_T) \end{matrix} \right.$  et  $Y_C = \text{Max} \left\{ \begin{matrix} \varepsilon_{0C} \\ \text{Max}(\hat{\varepsilon}_C) \end{matrix} \right.$  ; et  $r = \frac{\sum_i \langle \bar{\sigma}_i \rangle_+}{\sum_i |\bar{\sigma}_i|}$

Enfin, l'évolution de l'endommagement est obtenue en considérant un nouveau seuil d'endommagement  $Y_0$  :

$$D = 1 - \frac{Y_0(1-A)}{Y} - \frac{A}{\exp(B(Y - Y_0))}\tag{I-9}$$

$$Y_0 = r\varepsilon_{0T} + (1-r)\varepsilon_{0C}$$

Avec A et B fonctions des précédents paramètres  $A_T$ ,  $B_T$ ,  $A_C$ ,  $B_C$  et r

## I.2.2. Approche anisotrope

La considération tensorielle de l'endommagement plutôt que l'usage d'un scalaire permet de représenter un comportement anisotrope. Ces considérations ont permis par la suite le développement de nombreux modèles de comportement assurant des variations spatiales de l'endommagement selon les directions et pour différentes échelles. L'approche macroscopique, correspondant à l'échelle de la structure, l'échelle mesoscopique, relative à l'échelle du granulat et enfin l'échelle microscopique permettant la description de l'endommagement à l'échelle des différents hydrates du béton.

### I.2.2.1. Approche macroscopique

Basé sur les travaux de [Mazars et al., 2015], [Desmorat et al., 2007] développent un modèle d'endommagement plastique de nature anisotrope. A la différence du précédent modèle, les auteurs font le choix d'utiliser une même variable pour caractériser l'endommagement quel que soit l'état de contrainte considéré.

De plus, et afin de ne plus borner cet endommagement, le changement de variable suivant est effectué :

$$\bar{H} = (1 - \bar{D})^{-\frac{1}{2}} \quad (I-10)$$

L'originalité majeure de ce modèle est dans sa décomposition des contraintes en partie hydrostatique et en partie déviatorique. Cette décomposition a pour raison la nature quasi unilatérale du modèle concernant les phénomènes de refermeture de fissure. En effet, seules les contraintes hydrostatiques sont soumises à cette unilatéralité. Cela signifie que les contraintes et les déformations négatives (compression) n'induisent pas d'endommagement volumique. Cette absence d'endommagement sur le module de compression reste correcte tant que les phénomènes plastiques de refermeture et de frottement interne sont négligés.

Par suite, toujours dans le cas de contraintes et déformations positives, [Desmorat, 2015] développe un 'shear-bulk coupling'. De cette façon, une fois évalué, le tenseur

d'endommagement impacte le module de cisaillement et de compression du béton. La loi d'élasticité s'écrit alors :

$$\bar{\bar{\epsilon}} = \frac{\bar{\bar{\sigma}}'}{2G} + \frac{1}{9K} \cdot tr(\bar{\bar{\sigma}}) \cdot \bar{\bar{1}} \quad (I-11)$$

Comme pour le modèle précédent, seules les déformations élastiques de type 'élongation' peuvent mener à un possible endommagement (Figure I-3). Ainsi, la déformation équivalente utilisée dans le critère d'endommagement est prise égale à celle du modèle de [Mazars, 1986] précédemment introduit (Equation (I-4)), et il en est de même pour la forme du critère :

$$\begin{aligned} f &= \hat{\epsilon} - \kappa \\ \kappa &= \kappa_0 + SR_v^s (tr \bar{H} - 3) \end{aligned} \quad (I-12)$$

Avec  $\kappa_0$ , le seuil de déformation au-delà duquel l'endommagement s'initie, S et s, résistance et exposant d'endommagement, et  $R_v$  fonction de la tri-axialité de la structure ainsi que du coefficient de Poisson.

Cette fonction critère est définie selon les conditions de consistance de Kuhn Tucker afin de définir le domaine d'endommagement du matériau. Le critère devient nul à l'entrée dans ce domaine. Considérant  $\lambda$  le multiplicateur de Lagrange, ces conditions s'écrivent :

$$\forall i \in [1, \dots, n] f^i > 0 \rightarrow f^i + \sum_{j=1}^n d\lambda^j \frac{\partial f^i}{\partial \lambda^j} = 0 \quad (I-13)$$

L'endommagement étant associé à cette fonction critère, l'intensité de l'endommagement peut donc être obtenue par la positivité de cette fonction. Cette évolution peut être réécrite comme :

$$\bar{H} = \lambda \langle \bar{\bar{\epsilon}} \rangle^+ \quad (I-14)$$

Enfin, la contrainte effective induite s'écrit alors :

$$\bar{\bar{\sigma}} = (\bar{H} \cdot \sigma^D \cdot \bar{H})^D + \frac{1}{3} \left[ \frac{1}{3} tr \bar{H}^2 \cdot \langle tr \bar{\sigma} \rangle - \langle tr \bar{\sigma} \rangle \right] \cdot \bar{\bar{1}} \quad (I-15)$$

Le tenseur d'endommagement obtenu est indépendant du signe de la sollicitation, et le modèle permet de retrouver correctement les comportements en compression et en traction avec un faible nombre de paramètres.

Bien que ce modèle soit lui aussi limité dans la considération de l'endommagement induit par les sollicitations de compression, il a été validé par la modélisation d'un cube de mortier soumis à un cycle de sollicitation biaxiale permettant de faire évoluer ses contraintes principales. Évalués sur différents maillages, les faciès de fissurations expérimentaux ont pu être à chaque fois correctement retrouvés, attestant de la validité et de la stabilité du modèle sur l'évaluation de structure soumise à une rupture mixte. Le modèle a aussi été utilisé pour la modélisation d'une poutre fortement armée sollicitée jusqu'à rupture, et utilisé pour la modélisation d'un anneau précontraint d'un réacteur de centrale [Desmorat et al., 2007]. Néanmoins, la convergence de ces résultats a été permise par le développement d'une méthode non locale ainsi que par une positivité de la rigidité sollicitée, assurée par une projection matricielle de l'endommagement.

### 1.2.2.2. Approche micro/mesoscopique

Avec l'objectif d'une caractérisation plus fine de la nature hétérogène du béton et de son endommagement, des approches à l'échelle microscopique peuvent être utilisées.

Initiée par [Taylor, 1938], la théorie microplan a été développée principalement pour la caractérisation de l'évolution de la plasticité des sols et des matériaux polycristallins. Cette théorie, menée et étendue par de nombreux auteurs jusqu'alors était développée en termes de contrainte. C'est dans les travaux de [Bazant, 1984] qu'elle évolue pour être définie en termes de déformation afin de caractériser l'évolution comportementale du béton. Cette approche, visant à caractériser l'anisotropie de la plastification, consiste à relier les phénomènes microscopiques se déroulant selon différents plans à l'échelle macroscopique. Ces plans sont dits microplans, et sont définis par leur normale  $\vec{n}$ . Le phénomène étudié est projeté sur l'ensemble de ces microplans de sorte qu'il est associé à chacun d'entre eux une contrainte et une déformation normale et tangentielle. Les déformations induites sur ces différents plans correspondent, une fois cumulées, à la déformation macroscopique générée. L'évolution de cette plasticité est dirigée par une fonction potentielle et une surface de charge, fonction des déformations normales et tangentielles (valeur et orientation). La superposition de ces



plastifications orientées permet la description du comportement global du système. Cette superposition se fait grâce à une équivalence écrite dans le cadre des travaux virtuels de telle sorte que le travail virtuel s'exerçant au sein d'une microsphère soit égal aux travaux s'exerçant sur un nombre fini de plans tangents à cette microsphère (correspondant au nombre de points d'intégration considéré dans la sphère).

Dans le cas de la modélisation numérique de grands ouvrages, une telle approche peut s'avérer inappropriée. En effet, il s'agit d'effectuer ces intégrations dans toutes les directions de chaque microplan, ce qui engendre un nombre important de calculs itératifs, induisant un caractère chronophage au modèle en termes de temps de calcul. De plus, cette méthode d'intégration est utilisée pour le calcul du comportement en phase plastique mais aussi en phase élastique. Ainsi toutes ces intégrations sont aussi nécessaires lorsque le matériau n'est pas encore endommagé, ce qui n'est pas le plus optimal à nouveau en termes de temps de calcul. Enfin, le béton étant constitué de matériaux granulaires noyés dans la pâte de ciment, les microplans peuvent être considérés comme les interfaces entre ces deux milieux.

Ce concept de microplans fut par suite simplifié et repris par [Fichant, 1996] pour le développement d'un modèle d'endommagement anisotrope. La loi de comportement n'est plus indépendante et calculée selon chaque microplan, mais évolue par l'orientation des variables d'endommagement, induisant un nombre bien plus limité d'intégrations. Pour cela, l'auteur associe aux composantes normales et tangentielles du vecteur contrainte des nouvelles variables d'endommagement  $d(\vec{n})$  et  $\delta(\vec{n})$ . En considérant  $S_d(\vec{n})$  et  $S_\delta(\vec{n})$  les surfaces endommagées associées, les contraintes normales et tangentielles s'écrivent alors :

$$\begin{aligned} \sigma &= (1 - d(\vec{n}))n_i\tilde{\sigma}_{ij}n_j \\ \tau &= (1 - \delta(\vec{n}))\sqrt{\sum_{i=1}^3(\tilde{\sigma}_{ij}n_j - (n_k\tilde{\sigma}_{ki}n_l)n_i)^2} \end{aligned} \quad (\text{I-16})$$

Afin de limiter la quantité de variables et de calculs du modèle, ces surfaces d'endommagement sont considérées identiques. Cette simplification ne limite pas ce modèle à l'isotropie. La surface d'endommagement est définie par les valeurs de l'endommagement dans les trois directions principales et est de type ellipsoïdal. La fonction critère d'endommagement est dirigée par  $\varepsilon_d$  le seuil d'endommagement initial, ainsi que  $\mathcal{X}(\vec{n})$  la variable d'écrouissage, tel que :

$$\begin{aligned}
f(\vec{n}) &= \vec{n} \varepsilon^{\text{el}} \vec{n} - \varepsilon_d - \mathcal{X}(\vec{n}) \\
\mathcal{X}(\vec{n}) &= \vec{n}^* \cdot \varepsilon \cdot \vec{n}^*
\end{aligned}
\tag{I-17}$$

Avec  $\vec{n}^*$  vecteur des directions principales induites par l'évolution des déformations.

Dès lors que la fonction critère est activée, l'endommagement évolue selon une fonction potentielle dérivant d'un paramètre 'matériau'  $a$  et de  $\vec{n}^*$ , tel que :

$$\dot{d}(\vec{n}^*) = a \cdot \exp(-a(\mathcal{X}(\vec{n}) - \varepsilon_d)\mathcal{X}(\vec{n}))
\tag{I-18}$$

La nouvelle surface d'endommagement est donc composée de la surface initiale et de son incrément dû à l'évolution de l'endommagement. L'évolution de cette ellipsoïde dans les directions principales illustre l'anisotropie de l'endommagement induit.

A la différence du modèle initial, et facilitant le déroulement du calcul, le couplage endommagement / plasticité est indirect et est écrit en termes d'énergie libre. La plasticité est dirigée par un potentiel d'écoulement, fonction des invariants du tenseur des déformations, de  $A_i$  et  $B_i$  paramètres 'matériau' fonction des ratios des résistances mécaniques en traction et en compression :

$$F_i = \sqrt{\frac{2}{3} J_2^t + A_i \frac{I_1^t}{3}} - B_i w
\tag{I-19}$$

Avec  $w$ , la variable d'écrouissage définie selon des paramètres 'matériau' et selon la limite du domaine élastique.

Ce modèle a permis de retrouver le comportement in situ d'une poutre pré-entaillée sollicitée jusqu'à rupture en flexion trois points, ainsi que le faciès de fissuration d'un cube de mortier, issu du même test que celui utilisé pour valider le modèle précédent. Néanmoins, l'échelle considérée pour le développement de ce modèle induit certaines spécificités pour le maillage. La considération de la mésostructure du béton faisant la différenciation des phases 'pâte de ciment' / 'granulat', il s'agit de conserver cette distinction dans le maillage. De plus, le fuseau granulométrique ainsi que sa distribution aléatoire doivent aussi y être retranscrit. Dans ses travaux, [Nguyen, 2010] développe une méthode de maillage diffuse, permettant de répondre à ces besoins sans devoir mailler chaque granulat considéré. Les caractéristiques des deux

matériaux sont projetées sur un champ, lui-même associé à un maillage grille fixe. De cette façon, chaque point de Gauss présent dans les zones définies par les champs est affecté par les propriétés relatives à cette zone. Pour attester de sa stabilité, les résultats de l'approche de maillage diffus ont été comparés à ceux obtenus avec un maillage exact. Tant que la taille de l'élément de la grille considérée reste cohérente avec la granulométrie, les résultats obtenus sont très proches. Néanmoins, cette proximité de comportement n'est assurée que si la taille minimale d'un élément de la grille correspond à un tiers du diamètre granulaire minimum.

[Gangnant et al., 2016] ont vérifié cette limite en menant une étude sur l'influence de la prise en compte des classes granulaires. Par retrait graduel des classes les plus fines dans la modélisation, l'évolution post-pic des courbes force-déformation a montré une légère surestimation continue. Enfin, bien que les modifications aient permis un coût plus limité que sa version initiale, une telle approche nécessite encore un temps de calcul important pour un calcul d'ouvrage.

## **I.3. Comportement du béton armé**

Ce travail de thèse se focalise sur la modélisation du comportement de structures en béton armé et précontraint. Le gain de résistance obtenue par la présence d'armatures dans le béton par des aciers est directement lié à la transmission des contraintes entre les deux matériaux. Cette transmission est assurée par l'adhérence entre l'acier et le béton. Si celle-ci est détériorée, il peut en résulter une perte locale de résistance mécanique, et par la suite une dégradation non négligeable de l'ouvrage. Afin de caractériser cet état, les évolutions de ces mécanismes d'interface doivent donc être connues et comprises. Cette partie de l'étude porte donc sur le comportement mécanique du béton armé et les approches numériques développées pour le décrire.

### **I.3.1. Interface acier/béton**

#### **I.3.1.1. Phénomène physique, fissuration**

Dans un béton armé, les conditions d'adhérence acier/béton sont assurées par trois phénomènes : l'adhérence mécanique, l'adhérence chimique, ainsi que par les forces de frottements.

Pour de très faible sollicitation, où dans le cas de barre lisse, c'est l'adhérence chimique et les forces de frottement qui dirige principalement ce comportement adhérent. L'adhérence chimique est développée à l'interface des deux matériaux par réaction de leur compositions respective. Si la force évolue, celle-ci devient négligeable face aux forces de frottement. Dirigées par la rugosité de l'interface ainsi que par les caractéristiques du profil de l'armature, ces frottements augmentent rapidement lorsque le glissement de l'armature sur le béton s'initie. Enfin, lorsque la sollicitation devient significative, l'adhérence mécanique s'active et les frottements deviennent alors négligeables. Cette dernière, dirigeant alors l'essentiel des mécanismes d'adhérence, résulte des forces développées par l'ancrage physique de l'acier sur le béton environnant, et est principalement fonction du profil de l'armature (taille, rainures, longueur d'ancrage...). Ces mécanismes sont généralement étudiés par le biais d'essais d'arrachement d'acier (pull-out), et peuvent induire différents types de ruptures selon leurs altérations : par éclatement du béton, par plastification de l'acier et par glissement de l'acier par rapport au béton. Seule cette dernière est représentative de la réduction des capacités d'adhérence, les autres rendant plutôt compte de la fragilité du béton ou de l'armature. Ce type d'essais vise à créer un phénomène de cisaillement par la mise en traction de l'acier d'un échantillon armé. Soumise à une mise en traction directe, l'armature développe son adhérence mécanique sur des zones coniques comme présentées en Figure I-6. Ces zones confinées, bordées de zone tendues, sont appelées bielles de compression. Initialement estimées selon un angle de  $45^\circ$  lors de leurs formations, leurs inclinaisons évoluent dès lors que la résistance locale du béton est atteinte et que la fissuration est initiée. Cette fissuration, se manifestant par fendage ou écrasement du béton par les nervures de l'acier en son pourtour, permet le glissement de l'armature hors du massif de béton. Plus la fissuration à l'interface sera importante, plus les mécanismes d'adhérences deviendront négligeables et plus le glissement permis sera important.

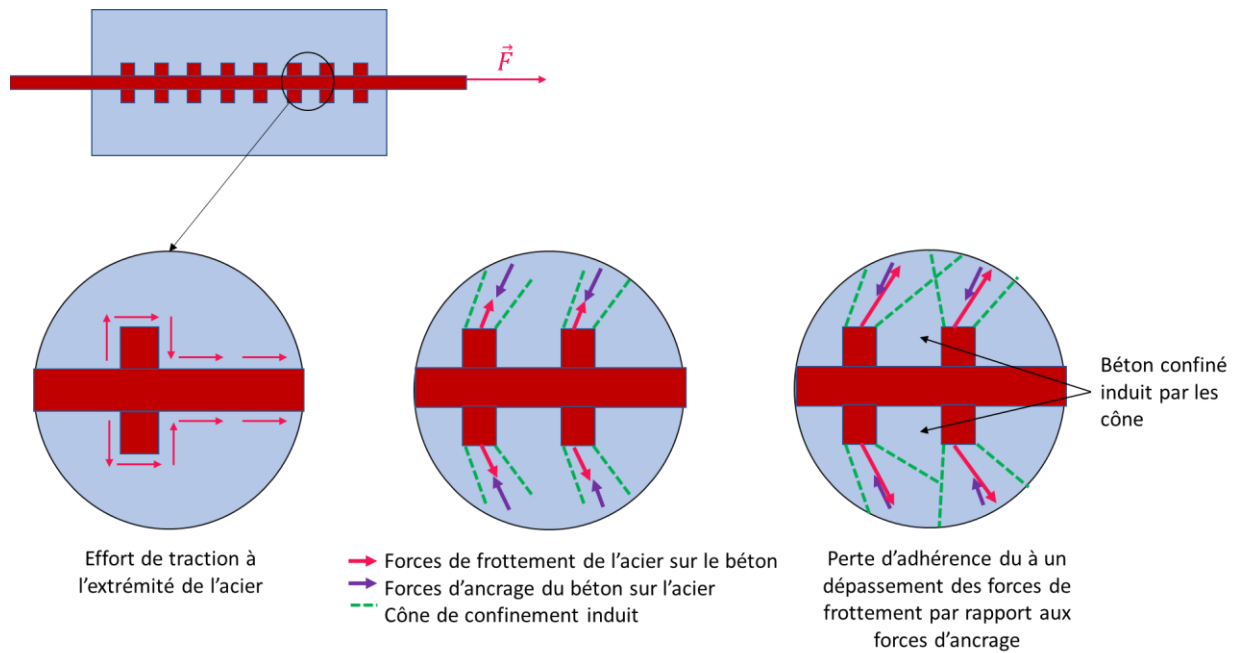


Figure I-6 Schéma des contraintes développées lors d'un arrachement d'acier

Dans ses travaux, [Tepfers, 1979] souligne l'impact du profil de l'armature ainsi que de la quantité du béton environnant sur l'inclinaison de ces bielles. De plus, il note aussi l'influence de cette inclinaison sur le type de glissement obtenu à la rupture. En dessous de  $40^\circ$ , le glissement est induit par le fendage du béton et au-delà, par un écrasement local du béton.

Afin de caractériser ce phénomène de perte d'adhérence et sa fissuration induite, [Goto, 1971] publie une étude sur un essai de pull-out. Etudiant une structure de laboratoire de 1 m de longueur et de section  $100 \times 100$  mm, armée avec un acier central, l'auteur utilise une technique d'injection d'encre afin de suivre l'évolution de la fissuration (Figure I-7). Les deux extrémités de l'armature sont soumises à un effort de traction jusqu'à atteindre la résistance ultime en traction de l'acier et des encoches ont été faites préalablement afin de maîtriser les lieux d'action de la fissuration primaire. À la suite de cet essai, l'échantillon est scié en deux afin d'observer les différents états de fissurations. Les premières fissures observables se développent en surface latérale du béton, celles-ci sont dites « fissures primaires ». Elles rendent compte du développement des bielles, et, ne diffèrent pas beaucoup dans le cas d'une barre rainurée ou non. Lorsque la contrainte augmente, apparaissent de nouvelles fissures latérales, non présentes dans le cas d'une barre lisse, dites « fissures secondaires ». Inclinaison d'environ  $90^\circ$  par rapport aux fissures primaires, leurs lieux d'apparition est là où la distance entre fissures primaires est la plus importante. Plus cette distance est importante, plus la déformation totale engendrée par

la fissuration secondaire est grande. De plus, ces fissures longitudinales sont aussi impactées par le type de rainures de l'armature. En effet, ces fissures sont plus nombreuses et plus importantes dans le cas d'un acier avec des rainures latérales que dans le cas d'un acier avec des rainures diagonales. Enfin, et de façon concomitante à ces fissurations secondaires, se forment des fissures internes autour des aciers. Celles-ci suivent l'inclinaison des bielles précédemment explicitées, et induisent lors de leur formation un faciès spécifique du béton en "dents de peigne" (Figure I-8).

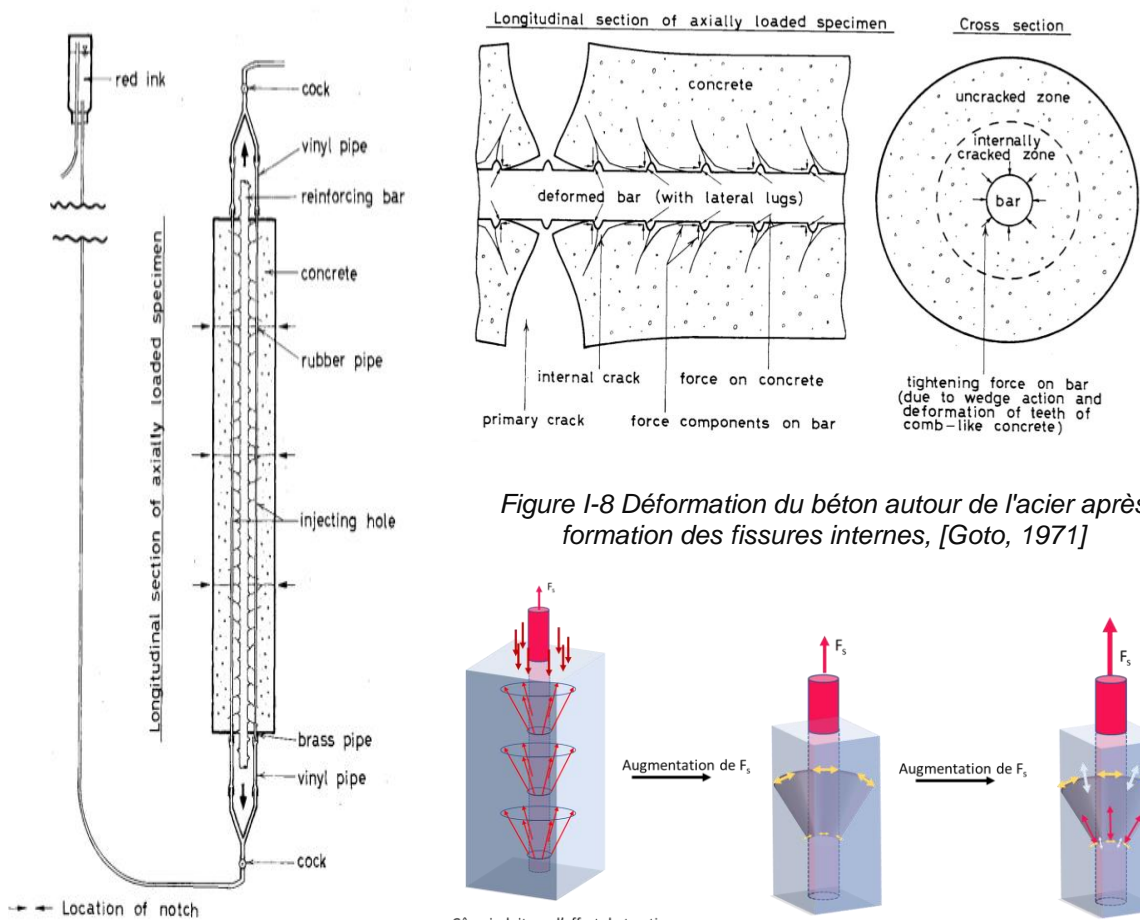


Figure I-8 Déformation du béton autour de l'acier après formation des fissures internes, [Goto, 1971]

Figure I-7 Configuration utilisée avec injection d'encre, [Goto, 1971]

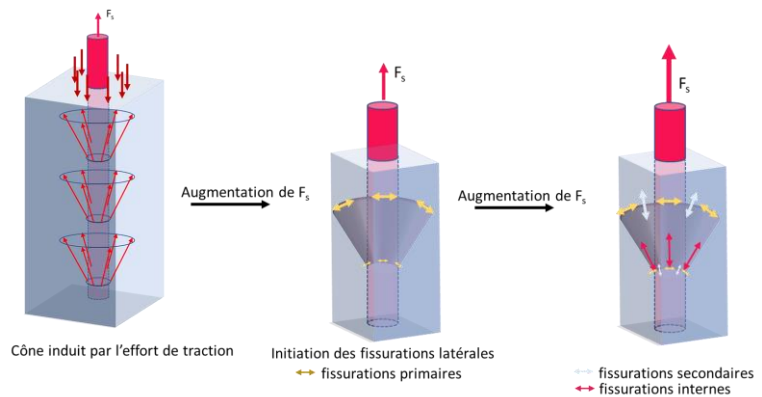


Figure I-9 Schéma de fissuration induite par les cônes de sollicitation

Enfin, si l'effort appliqué augmente encore, ou s'il est appliqué sur une longue durée, les fissures internes peuvent se propager jusqu'à rejoindre les fissures primaires. La résistance à la traction axiale du béton est alors définie principalement par celles des zones confinées et non plus par la section de l'échantillon dans sa globalité (Figure I-9). Cet effort induit le développement d'une tension radiale dans la « zone de fissuration interne » (internally cracked

zone sur la Figure I-8). Cette tension, engendrant la perte totale d'adhérence entre les deux matériaux, est considérée par l'auteur comme la première cause de la formation de fissures internes. Dans cette optique, il définit un seuil lors de l'apparition de ce faciès spécifique, comme marquant le début de la perte d'adhérence et de l'initiation de la propagation des fissures internes.

De la même façon, [Eligehausen et al., 1982] établit dans ses travaux qu'une fois les zones de rupture formées (Figure I-9), il ne reste que très peu d'adhérence et celle-ci dépend essentiellement de l'état de contrainte des zones confinées, que la sollicitation fût induite par un phénomène de traction ou de compression (pull-out ou push-out).

### I.3.1.2. Modèle de comportement empirique

Les sollicitations décrites précédemment engendrent une modification de l'adhérence acier/béton d'une structure en béton armé. L'altération de ce comportement pouvant être une des causes de ruine d'un ouvrage il est nécessaire d'en étudier l'évolution.

Dans leurs travaux, [Eligehausen et al., 1982] mènent une importante campagne d'essai sur 120 échantillons armés soumis à différents cycles de chargement de type pull-out. Les types de béton, la quantité d'armatures, les conditions d'ancrage ainsi que différents types de sollicitations ont été étudiés afin d'établir un modèle analytique de l'évolution de la contrainte de cisaillement à l'interface acier – béton  $\tau$ . La force d'arrachement  $F$  est relevée et en considérant la surface tangentielle à cette force,  $\phi L$ , la contrainte de cisaillement en est déduite telle que :

$$\tau = \frac{F}{\pi\phi L} \quad (I-20)$$

L'évolution de la contrainte de cisaillement  $\tau$  en fonction du glissement engendré suit trois phases distinctes qui diffèrent en amplitude en fonction du chargement appliqué (Figure I-10). Ces phases permettent de décrire l'initiation et la propagation de la fissuration, jusqu'à la perte totale de l'adhérence.

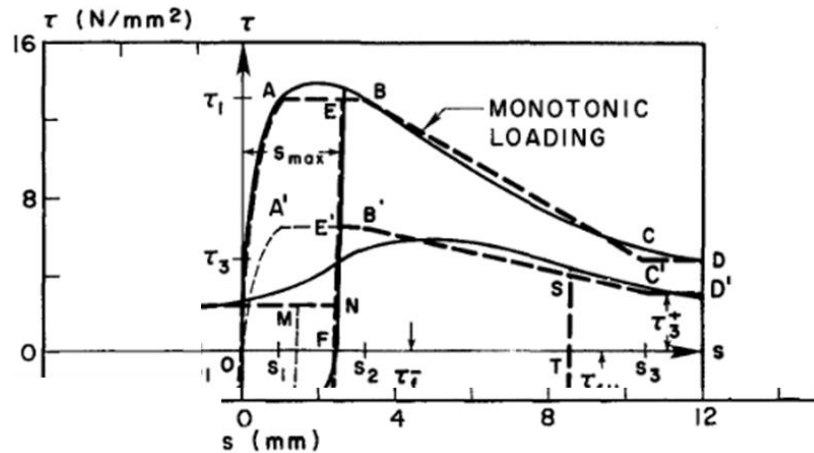


Figure I-10 Modèle analytique proposé pour l'évolution locale de la contrainte de cisaillement en fonction du glissement [Eligehausen et al., 1982]

Pour un déplacement engendré faible (inférieur à  $s_1$  sur la Figure I-10), l'adhérence évolue de façon quasi-linéaire. Il s'agit de l'initiation du glissement à l'interface acier – béton et de l'initiation de la fissuration selon les cônes de compression. Lorsque la courbe se décolle de l'axe des ordonnées quand la contrainte tangentielle est égale à la résistance au cisaillement du matériau, la fissuration interne du béton débute. Lorsque le déplacement dépasse la valeur de  $s_1$ , et jusqu'à  $s_2$ , l'évolution de la contrainte suit un palier fixe  $\tau_1$ . Ce palier représente la valeur de la résistance maximale au glissement. Enfin, pour un déplacement supérieur à  $s_2$ , elle chute de manière linéaire jusqu'à sa valeur ultime  $\tau_3$ . Cette chute traduit le début du frottement acier/béton ainsi que l'initiation de la perte d'adhérence. Les paramètres  $\tau_1$ ,  $\tau_3$ ,  $s_1$ ,  $s_2$  et  $\alpha$  sont à caler par rapport aux résultats de campagnes expérimentales.

Dans leurs travaux, [Bracci et al., 2012] s'accordent aussi sur ces trois phases d'évolution du comportement de l'adhérence acier – béton (Figure I-11). Dans un premier temps, le comportement est piloté par l'initiation de la fissuration dans le béton. Jusqu'à la première fissuration, toute la section du béton s'oppose au chargement. Suite à la première fissure, l'acier initie son comportement plastique face à l'effort de traction appliqué au niveau de la fissure et récupère localement tous les efforts transmis par le béton. Enfin, lorsque la contrainte au cisaillement décroît vers son asymptote, la résistance finale dépend de l'écrasement du béton comprimé. Dans leurs travaux, ces auteurs étudient aussi l'évolution sous chargements cycliques. Celle-ci est la même que sous chargement monotone, l'évolution suit toujours les trois phases, mais dû à l'endommagement du béton, de moindre ampleur.



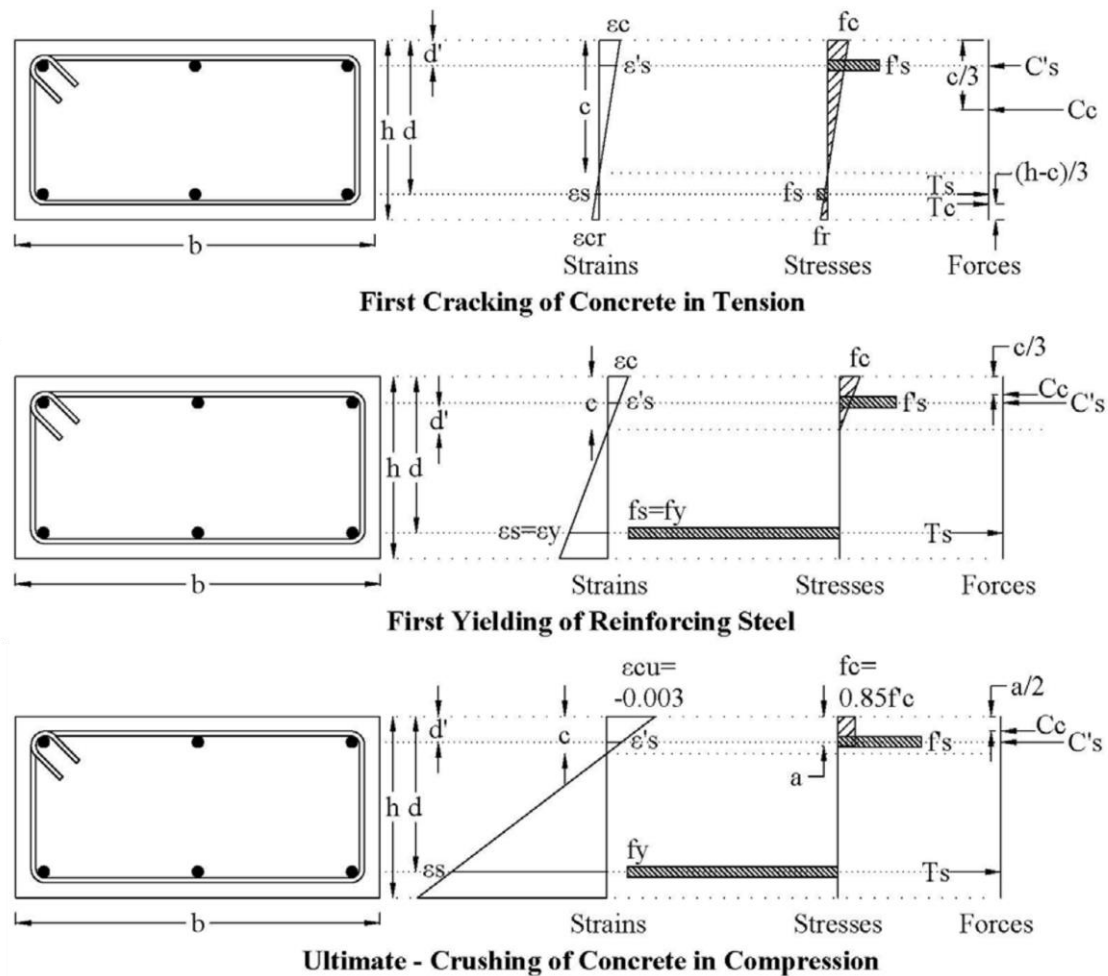


Figure I-11 Evolution des déformations et contraintes suivant les différentes phases [Bracci et al., 2012]

### 1.3.2. Prise en compte de l'interface dans la modélisation

Comme explicité précédemment, l'état sain de l'interface acier/béton permet la bonne transmission des contraintes d'un matériau vers l'autre. Son endommagement va induire une dégradation de cette transmission et donc de la résistance globale du béton armé étudié. Les modélisations du comportement d'un béton armé devraient donc prendre en compte ces phénomènes. Pour cela, la considération de l'interface acier/béton est nécessaire, ce qui peut amener différents types de difficultés. Pour répondre à cette problématique, différentes approches ont pu être développées. La considération de cette interface dans la modélisation peut être faite de façon explicite (maillage de la zone d'interface : description complète en 3D ou couche d'interface sans épaisseur sur une armature 1D) ou de façon discrète (prise en compte dans les lois de comportement macroscopique par homogénéisation).

Afin de rendre compte d'un ensemble général, et selon le type d'interface considérée (3D, 1D, discrète) différentes approches sont ici décrites parmi les plus courantes.

### 1.3.2.1. Armature et couche d'interface 3D

Dans ses travaux, [Handika, 2017] étudie l'importance de cette couche d'interface acier – béton. Afin de caractériser l'évolution du comportement de cette zone de transition, l'auteur mène des essais d'arrachement de type pull-out sur éprouvettes armées. La force d'arrachement et le glissement sont relevés, et l'évolution de la contrainte de cisaillement en est déduite (Equation (I-20)). A l'issue de ces essais, les échantillons sont sciés en deux afin de mieux observer et de caractériser cette interface (Figure I-12). La présence d'une épaisseur de béton dégradée entre et autour des rainures de l'acier est présente et notable dans tous les échantillons : cette épaisseur est supposée être l'épaisseur de l'interface. Variant de zéro à quatre millimètres selon les échantillons, une épaisseur d'interface moyenne  $e_{iz}$  de 3 millimètres a été retenue par l'auteur (Figure I-13).

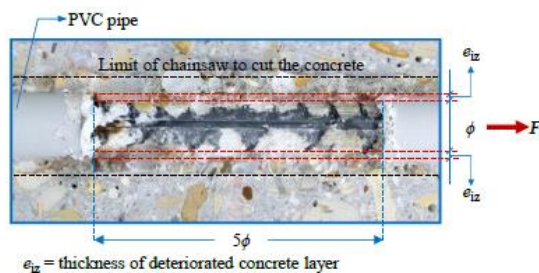


Figure I-12 Echantillon scié en deux [Handika, 2017]

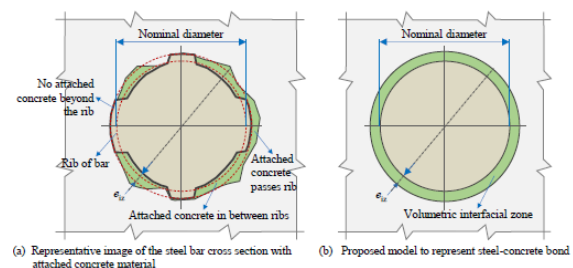


Figure I-13 Considération de l'interface dans la modélisation [Handika, 2017]

Par suite, et en vue de comparer la prise en compte de l'évolution de ce comportement avec une hypothèse d'adhérence parfaite, l'auteur caractérise cette interface pour sa prise en compte dans la modélisation. L'armature est maillée par un cylindre, avec pour diamètre le diamètre pris à fond de cran, et en son pourtour est maillée l'interface avec une épaisseur constante  $e_{iz}$ .

Le comportement du béton évolue selon le modèle d'endommagement de [Sellier et al., 2013a], l'armature et l'interface suivent un comportement élasto-plastique. L'écroutissement de l'armature est considéré nul (élasto-plastique parfait) et celui de l'interface évolue selon une courbe équivalente à la courbe moyenne relevée dans les essais de pull-out, tel que :

$$\sigma_{eq} = \frac{\sqrt{3}}{1.24} \tau \quad \text{et} \quad \varepsilon_{eq} = \frac{1}{3} \sqrt{3} \frac{s}{e_{iz}} \quad (\text{I-21})$$

De plus, et du fait de la présence plus limitée de granulat au pourtour de l'armature, le module de Young pris pour l'interface est estimé par l'auteur à environ 50 % du module d'Young du béton. La comparaison de cette prise en compte avec le cas d'adhérence parfaite a été faite sur la modélisation de ces essais pull-out (Figure I-14) ainsi que sur la modélisation d'une poutre armée sollicitée jusqu'à rupture par une flexion quatre points.

Dans le cas des essais pull-out, la prise en compte du glissement (SI sur la Figure I-14) permet d'avoir une rigidité initiale plus proche des données expérimentales que le cas d'adhérence parfaite (PI sur la Figure I-14). De plus, les fissures développées dans le cas PI sont plus nombreuses que dans le cas SI. Bien que ces constatations prônent en faveur de la prise en compte du glissement, la Figure I-14 montre une surestimation de la force de première fissuration dans les deux cas. L'auteur justifie celle-ci par l'utilisation d'une valeur surestimée de la résistance en traction du béton. De plus, une analyse de sensibilité face à la taille des éléments finis utilisés a aussi été menée. Pour cela, les maillages sont définis avec deux fois moins d'éléments (20 contre 40 éléments) et les résultats sont comparés (Figure I-15). Le modèle représentant le béton étant évalué à l'aide de méthodes de régularisation énergétique pour la dissipation de l'endommagement, le cas PI induit aussi cette dissipation dans la zone d'interface. Ainsi, plus les éléments seront petits, plus l'énergie dissipée par élément sera importante, induisant un endommagement supérieur. Dans le cas SI, l'interface ayant un comportement différent de celui du béton environnant, cette localisation de l'endommagement dans l'interface ne peut pas se faire. Ainsi, la prise en compte de l'interface permet d'assurer une certaine stabilité face à la taille des éléments.

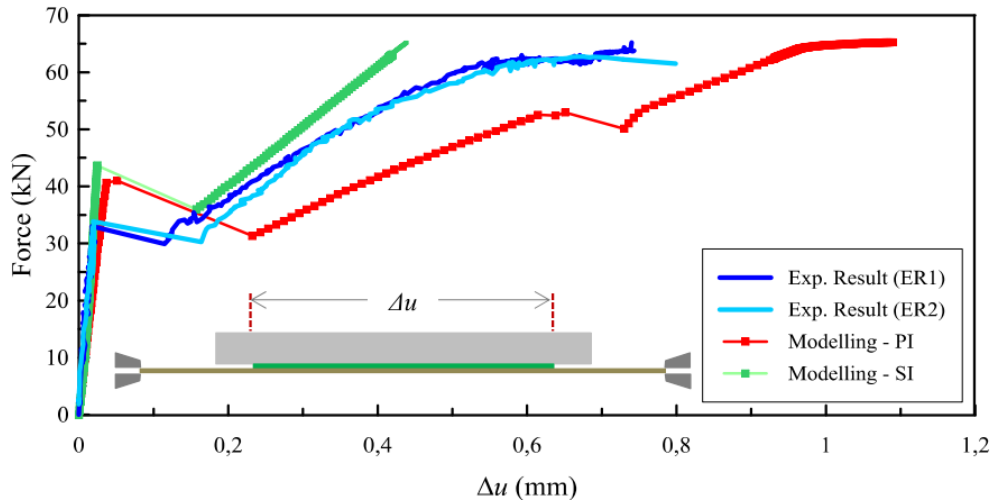


Figure I-14 Comparaison des comportements avec adhérence parfaite (PI), prise en compte du glissement (SI) et données expérimentales [Handika, 2017]

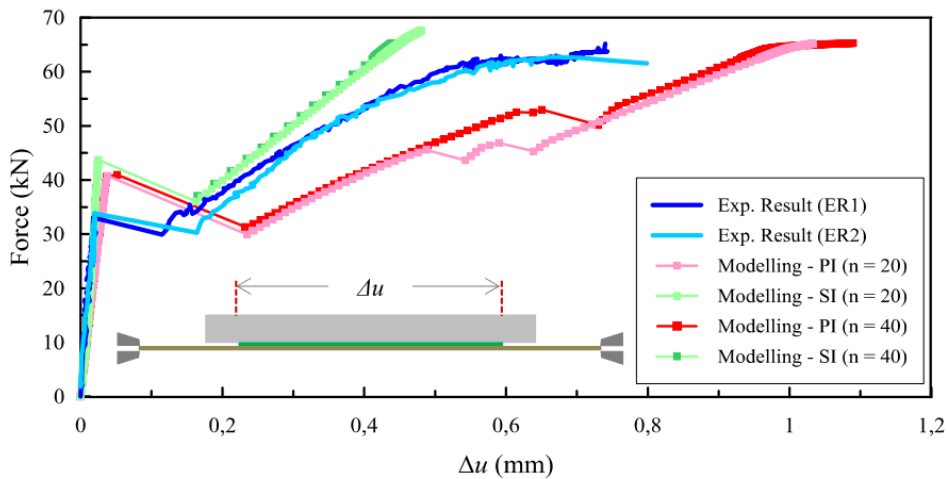


Figure I-15 Analyse de sensibilité du modèle par rapport à la taille du maillage, comparaison des comportements avec adhérence parfaite (PI), prise en compte du glissement (SI) et données expérimentales [Handika, 2017]

Bien que cette prise en compte semble apporter des bénéfices en comparaison du cas d'adhérence parfaite, l'auteur s'exprime sur la nécessité de la considération d'autres aspects afin d'obtenir des résultats plus proches des données expérimentales. Ainsi, à l'issue de ces travaux, l'auteur souligne l'importance de la prise en compte du glissement mais aussi des phénomènes de retrait ainsi que de la distribution aléatoire des caractéristiques mécaniques.

### I.3.2.2. Armature 1D et couche d'interface sans épaisseur

Dans leurs travaux, [Saito and Hikosaka, 1999] développent le « Rigid-Body-Spring-Model » (RBSM) issus des travaux de [Kawai, 1978], afin de considérer la présence d'armature au sein du béton. Ce modèle de comportement mesoscopique peut être assimilé à l'approche microplan de [Bazant, 1984] décrite précédemment. La structure est décomposée en un nombre fini d'éléments aux surfaces délimitées par des segments. Chaque surface de contact sont reliées entre elles en leur centre, par deux ressorts tangentiels et un ressort normal. Il s'agit donc de considérer leurs déformations individuelles pour en déduire la déformation macroscopique. Le comportement en traction est dirigé par la composante normale de ce système de ressort. Il suit, en phase pré-pic, une évolution linéaire élastique, jusqu'au pic atteint pour une valeur de résistance à la traction fixée par l'utilisateur. En post-pic, l'énergie de fissuration est le paramètre de contrôle, une évolution bilinéaire à écrouissage négatif fonction de cette énergie est programmée. Le comportement en compression est lui aussi dirigé par le ressort normal. Celui-ci est dirigé par de fonctions assurant l'évolution par partie de la courbe de compression, selon la valeur de la déformation (pré-pic, post-pic et stabilisation). Enfin, la prise en compte des phénomènes de cisaillement est dirigée par une combinaison des déformations des deux ressorts tangentiels.

Face à la nécessité d'avoir un maillage permettant un champ de déformation uniforme ainsi qu'un potentiel isotrope de fissuration, [Bolander and Saito, 1998] couplent cette méthode avec un pavage de Voronoï pour assurer une découpe aléatoire de la structure. En effet, si des champs homogènes peuvent être obtenus avec des maillages réguliers, ceux-ci peuvent induire, dans les modélisations discrètes, une direction préférentielle de la fissuration. [Saito and Hikosaka, 1999] développent ces travaux pour la prise en compte des armatures. Dans leur approche, celles-ci sont modélisées par des barres 1D. Au sein de chaque particule de béton est généré automatiquement un nœud commun entre les deux matériaux. Sur ce nœud est défini un élément de liaison de dimension 0 constitué par un système de ressorts (tangentiels, normal, rotationnel – Figure I-16). Les armatures suivent un comportement élasto-plastique à écrouissage positif.

Dans ce système, le comportement non linéaire de l'interface acier/ béton est imposé sur la composante tangentielle. Ce comportement est une version simplifiée du modèle d'[Eligehausen et al., 1982] présenté précédemment (Figure I-17). Les autres composantes de ce système de liaison suivent les mouvements de la particule de béton voisine, reliant ainsi la déformation axiale de l'acier avec la déformation locale du béton.

Ce modèle a notamment été validé par la modélisation d'une poutre soumise à un chargement uniforme ainsi que sur une pile de pont au chargement excentré. Dans les deux cas, les courbes force / déplacement ont présenté une très bonne corrélation avec les données expérimentales et les faciès de fissuration ont aussi pu être retrouvés (direction et nombre des fissures).

L'usage d'un diagramme de Voronoï pour la décomposition du maillage ainsi que l'automatisation de la reconnaissance des nœuds communs entre le béton et les aciers permettent une liberté de positionnement des armatures, ainsi qu'une considération directe des éléments de liaisons. Bien que les auteurs préconisent des éléments inférieurs à l'espacement entre deux armatures pour obtenir une localisation des fissures optimales, l'usage de ce diagramme permet d'assurer une certaine stabilité quant à la taille des éléments.

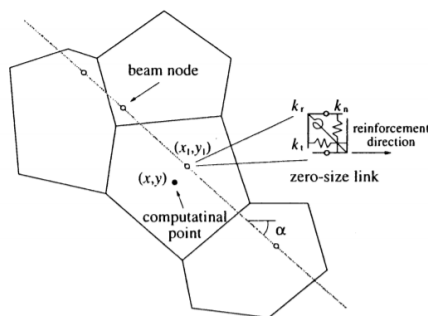


Figure I-16 Prise en compte de l'armature, RBSM [Saito, Hikosaka, 1999]

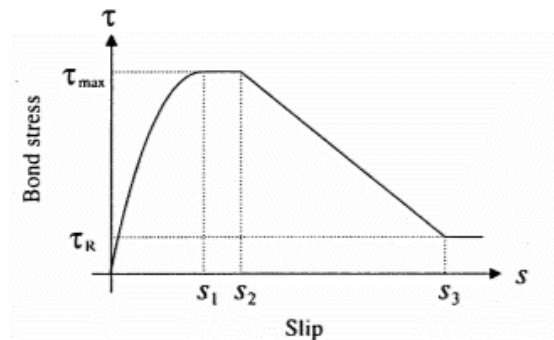


Figure I-17 Evolution comportementale simplifiée des éléments d'interface [Saito, Hikosaka, 1999]

### I.3.2.3. Homogénéisation du béton armé

A la différence des approches explicites, les méthodes dites homogénéisées considèrent le béton armé comme un unique matériau constitué d'acier et de béton. Son comportement est décrit par des lois de comportement homogénéisées pondérées selon les quantités respectives des matériaux considérés.

Le modèle GLRC\_DM, initié dans les travaux de [Kœchlin, 2007] et développé dans le logiciel Code\_Aster [Code\_Aster, 2019], est un modèle de comportement d'élément de structure. En considérant les nappes supérieures et inférieures identiques, et symétriques par rapport au feuillet moyen, celles-ci peuvent être assimilées à une nappe d'armature équivalente sans épaisseur (Figure I-18). Ainsi, cette nappe et le béton environnant sont homogénéisés dans le maillage par une plaque de béton armé, permettant de limiter la concentration de contraintes entre les deux matériaux comparés à une modélisation 3D. Formulées dans un contexte

thermodynamique et assurées par des fonctions critères, deux variables d'endommagement,  $d_1$  et  $d_2$ , sont définies de façon à caractériser l'état de la face supérieure et à la face inférieure de la couche de béton armé. La plaque étant sans épaisseur, il s'agit d'assurer la considération des possibles endommagement induit par des sollicitations directes de la membrane (compression/traction) ou par des sollicitations plus globales tel que les phénomènes de flexion. Afin de considérer ces différents types, deux fonctions d'endommagement sont définies, une propre aux sollicitations membranaires et l'autre à la flexion. Celles-ci sont évaluée différemment l'une de l'autre, à partir de  $d_1$  et  $d_2$  et de paramètres 'matériau', et permettent d'impacter le comportement du béton environnant. Ce modèle a notamment été validé par différents cas test simple de sollicitations de base [Code\_Aster, 2019], ainsi que pour la modélisation de voile sollicité en cisaillement cyclique [Combescure et al., 2011]. Dû à la non prise en compte de la plasticité des armatures, le modèle est restreint à un endommagement limité. De plus, le modèle initial ne considérant pas l'interface acier/béton, l'hypothèse d'adhérence parfaite est tacitement supposée, néanmoins, le modèle peut être couplé avec d'autres lois de comportement permettant de considérer des éléments d'interface.

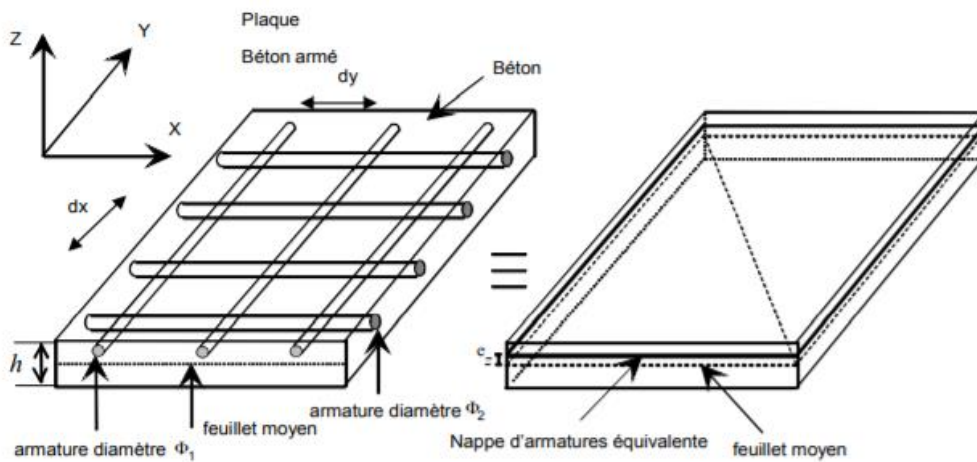


Figure I-18 Prise en compte de la nappe d'armature, [Code\_Aster, 2019]

Dans l'approche de [Pietruszczak and Winnicki, 2003], cette homogénéisation est effectuée pour l'évaluation des contraintes et des déformations des différents matériaux par leurs ratios volumiques  $\eta$ . Différentes directions d'armatures peuvent être prises en compte et sont indicées par la lettre  $i$  :

$$\dot{\sigma} = \eta_i \dot{\sigma}_{ac,i} + \left(1 - \sum \eta_i\right) \dot{\sigma}_{be} \quad (I-22)$$

$$\dot{\varepsilon} = \eta_i \dot{\varepsilon}_{ac,i} + \left(1 - \sum \eta_i\right) \dot{\varepsilon}_{be}$$

L'évolution de la déformation est dirigée par deux phases principales, avant et après le développement de fissuration à l'échelle macroscopique. Dans les deux cas, l'évaluation des déformations est effectuée de manière distincte entre les différents matériaux et considérée comme homogène au sein de chaque matériau. Les déformations et contraintes sont exprimées selon le repère local des armatures et sont reliées à l'état de contrainte global par un tenseur structurel. En négligeant la contribution transversale de l'acier, ce tenseur est évalué grâce aux quantités acier / béton ainsi que par leurs rigidités respectives.

Avant la fissuration, le comportement de l'armature est dirigé par un comportement élastique linéaire. Par suite, la plasticité de celle-ci est assurée par deux critères. En considérant  $A_s$  la section d'acier,  $f_{yd}$ , sa limite d'élasticité,  $Z_p$ , la section plastifiée et  $M$  et  $N$  respectivement le moment de flexion et la force axiale dans l'armature, le critère de plasticité normal des armatures s'écrit :

$$\left| \frac{M}{A_s * f_{yd}} \right| + \left( \frac{N}{Z_p * f_{yd}} \right) \leq 1.0 \quad (I-23)$$

En cisaillement, un autre critère est défini tel que :

$$V \leq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (I-24)$$

Dans cette approche, l'évolution des conditions d'interface ne sont pas prises en compte, et l'hypothèse d'adhérence parfaite est utilisée. Ce modèle a été validé dans la modélisation de panneaux en béton armé soumis à des tests de traction et de cisaillement purs, avec différents ratios d'armature et différentes résistances mécaniques. Les résultats obtenus à l'issue de la modélisation ont présenté des tendances proches des données expérimentales, assurant l'évolution en trois phases des contraintes : une phase homogène élastique, une phase non linéaire due à l'initiation de la fissuration du béton et un plateau traduisant la plasticité d'une des familles d'armature considérées.

Les lois de comportement du béton et du béton armé ayant été présentées, il s'agit maintenant de s'intéresser aux mécanismes de la réaction alcali-granulat. Ces travaux s'inscrivent plus à



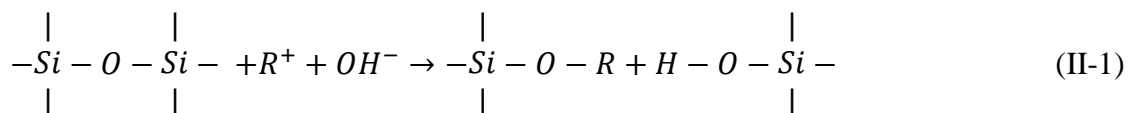
l'échelle de la structure, les phénomènes chimiques de la réaction sont partiellement décrits, mais une attention plus importante a été portée sur les impacts structuraux de cette réaction de gonflement interne.

## II. Réaction alcali-granulat (RAG)

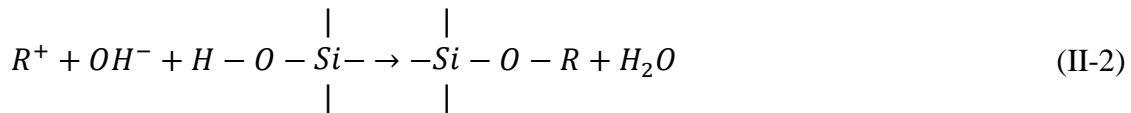
### II.1. Mécanisme de la réaction

La réaction alcali-silice est une réaction endogène des bétons. Elle résulte de la réaction entre la silice contenue dans les granulats et des alcalins présents dans le ciment. Le produit de cette réaction est un gel de nature expansive. Le transport et le gonflement de ce gel au sein de la porosité des granulats et du béton génèrent des forces de gonflement interne, menant à l'expansion du béton. En condition in situ, cette réaction est de très longue durée. Bien que certains mécanismes de cette réaction soient encore discutés dans la littérature, un consensus se dégage sur les principales étapes tel que proposée par [Glasser and Kataoka, 1981] :

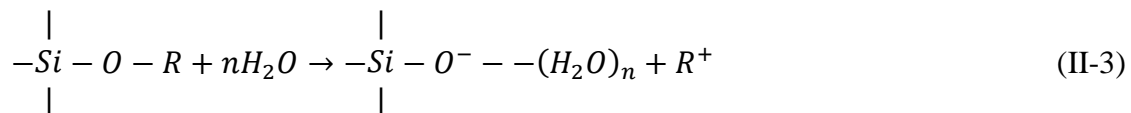
- En un premier temps, la silice présente dans les granulats, et préférentiellement de nature amorphe ou semi cristallisée, est attaquée par les ions hydroxyles de la solution interstitielle. Les liaisons siloxanes rompues, la silice est alors mise en solution. Elle va par suite réagir avec les espèces disponibles (hydroxyles et alcalins) pour former des acides siliceux ainsi que des silicates d'alcali (Equation(II-1) et Figure II-1-b). Ainsi, la cinétique de cette première phase est fortement dépendante des phénomènes de diffusion des espèces ioniques, et donc des caractéristiques du réseau poreux du granulat et de la matrice (taille et dispersion).



- Ces acides siliceux étant des acides de type faibles et les ions OH<sup>-</sup> étant en excès dans la solution, il y a rapidement de nouvelles réactions avec les hydroxyles pour former d'autres silicates d'alcali (Figure II-1-c) :



- En présence d'eau, ce gel de silicate d'alcali développe des pressions d'imbibition. La structure ouverte de ce gel, permise par un réseau peu cristallin conduit à son gonflement (Figure II-1-d). Le gel est généralement dit de nature expansive par son hygroscopicité, même si ce mécanisme d'expansion reste discuté [Shi et al., 2020].



- La pression interne générée par ce gonflement sollicite les granulats et la matrice à l'échelle du pore et induit de la fissuration. Lorsque cette pression interne devient supérieure à la résistance en traction locale, la fissuration s'initie puis se propage.

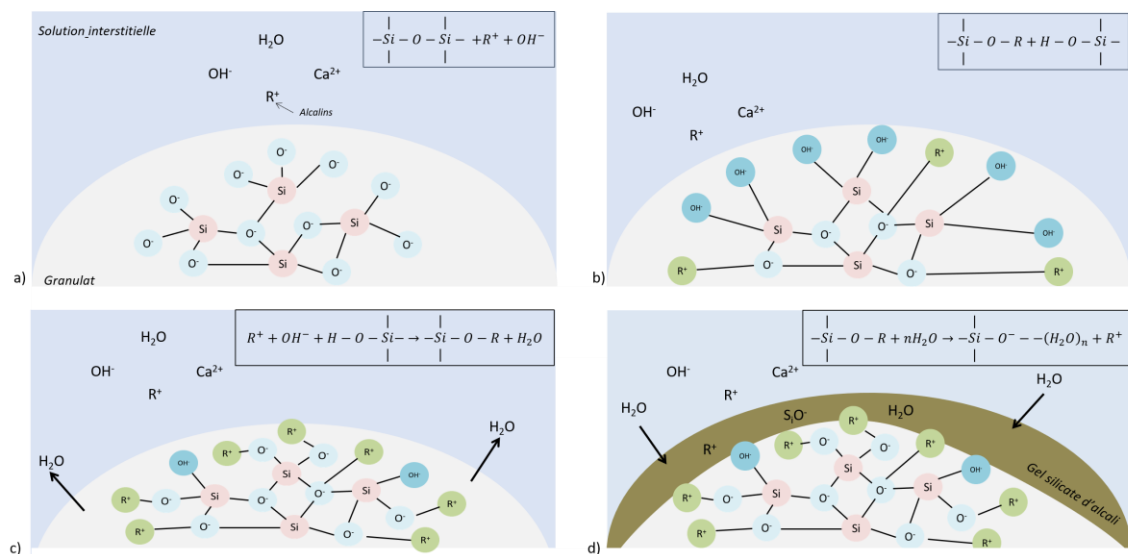


Figure II-1 Création du gel de silicate d'alcali

Dans ses travaux, [Poole, 1992] montre que ces produits de réaction sont moins stables que ceux issus de l'hydratation typique du ciment. Ainsi, lors de son expansion, le gel voit sa porosité s'ouvrir, permettant un apport en  $Ca^{2+}$  de la solution interstitielle vers les liaisons alcali-silice. La silice peut alors libérer les alcalins pour réagir avec les ions calcium et former des produits de type C-S-H plus stables que les liaisons alcalines. La réaction peut alors être auto-

entretenu, induisant avec le temps un gel plus riche en calcium et aux propriétés gonflantes plus limitées.

De manière générale, l'expansion de RAG s'initie après une phase de latence, évolue de manière exponentielle durant sa phase d'expansion et se termine par une phase de stabilisation où la déformation tend vers une asymptote (courbe de gonflement en « S »). D'un point de vue physique, cette dernière phase peut s'expliquer comme due à une microfissuration assez importante pour que le gel puisse se propager dans le béton sans induire de déformations supplémentaires. Sur un aspect plus chimique, cette stabilisation peut être simplement due à l'épuisement des espèces réactives nécessaire à la réaction (alcalins ou silice).

Ces différentes phases résultent de mécanismes physiques et chimiques agissant à différentes échelles et pouvant être couplés. Comme pour la modélisation de l'endommagement du béton, la caractérisation de ces phénomènes est fortement dépendante de l'échelle d'étude considérée.

## **II.2. Impact de la nature des réactifs et des réactants**

### **II.2.1. Nature des granulats**

Les granulats voient leur réactivité essentiellement pilotée par leur teneur en silice réactive et par le degré de leur caractère amorphe. Si ces silicates sont sous forme amorphe ou mal cristallisée, ils présentent une structure désorganisée et ouverte. Ainsi, et en accord avec les travaux de [Prezzi et al., 1997], de telles structures augmentent la surface spécifique disponible pour la réaction, induisant une plus grande réactivité de ces granulats. En effet, avec de telles structures, les ions extérieurs peuvent attaquer plus en profondeur et rompre plus facilement les liaisons internes, accentuant la capacité de la silice à se dissoudre. Cette relation est notamment visible dans les travaux de [Broekmans, 2004], reliant l'accélération de la cinétique de dissolution avec le nombre de défauts présents dans sa structure.

L'organisation cristallographique granulaire pouvant ainsi impacter cinétique et amplitude de réaction, les phénomènes pouvant induire l'évolution de cette organisation vont donc tout autant impacter ces paramètres. Dans ses travaux, [Broekmans, 2004] étudie aussi l'impact de la température sur la transformation des phases d'un minéral siliceux de type  $\alpha$ -quartz. A pression fixée, les variations de température ont induit des évolutions structurales de ce solide. Evoluant

d'une structure cristalline vers des natures plus amorphes avec des plus hautes températures, les refroidissements n'ont pas tous permis de retrouver l'état initial de la structure étudiée. L'histoire thermique granulaire impactant l'organisation du réseaux siliceux, elle impacte aussi de manière indirecte sa cinétique de dissolution.

Outre l'organisation cristallographique, la taille des granulats considérés joue également un rôle sur la cinétique de dissolution. En effet, plus la taille est faible, plus la surface spécifique de la particule soumise aux attaques est importante, ce qui induit une réactivité supérieure des particules de taille réduite. L'attaque étant plus rapide pour ces particules, les produits de RAG générés peuvent donc varier en composition selon la taille de la particule, et ainsi induire des propriétés de gonflement différentes. En effet, réduites à l'état de fine, de telles particules voient leurs mécanismes évoluer vers des comportements pouzzolaniques. Ainsi, à cet état, et selon leur composition chimique et leur organisation cristallographique, de tel ajouts dans des formulations réactives peuvent induire la réduction voir la suppression du gonflement de RAG [Cyr et al., 2009]. Par ailleurs, une partie des produits de RAG peuvent se répandre dans la porosité connectée des granulats et dans celle de la pâte de ciment, sans induire de gonflement. De par ces vides jouant le rôle de vase d'expansion, et pour une même réactivité, les particules réactives très fines limitent l'amplitude de gonflement. Néanmoins, il existe un effet pessimum induisant une discontinuité. En effet, il existe une taille intermédiaire de granulat, pour laquelle la déformation générée est maximale. Dans leurs travaux, [Gao et al., 2013] ont étudié cet effet par le suivi de l'évolution des gonflements d'éprouvettes réactives, avec différentes granulométries et tailles d'éprouvettes, conservées dans des bains de soude. Ainsi, en-deçà de 315  $\mu\text{m}$ , l'expansion finale générée est réduite et/ou quasiment nulle, au-delà, l'expansion est importante puis elle est de nouveau réduite par l'augmentation du diamètre du granulat (Figure II-2). Par suite, les auteurs étudient les mêmes classes granulaires sur des éprouvettes de plus grandes tailles. L'observation des déformations atteste alors d'un effet d'échelle au-delà de 315  $\mu\text{m}$  : plus l'éprouvette est de grande dimension moins la taille des granulats a d'effet sur les expansions (Figure II-2).

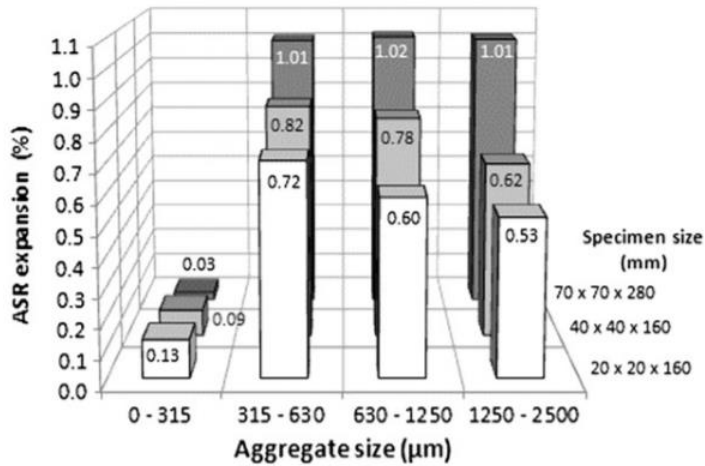


Figure II-2 Effet pessimum de la taille des granulats [Gao et al., 2013]

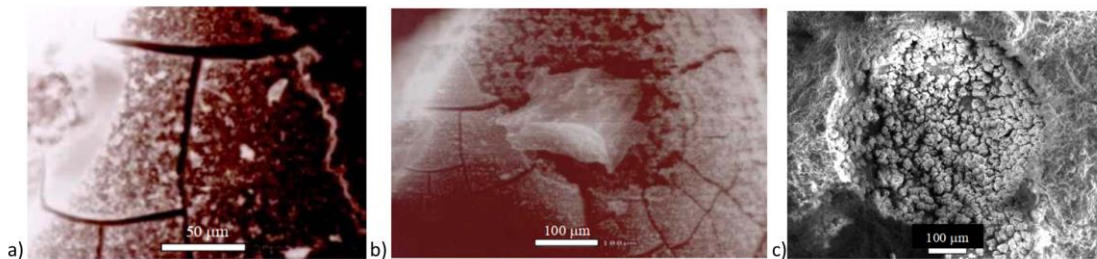
Cet effet pessimum de la taille des granulats peut avoir différentes origines. Dans leurs travaux, [Multon and Sellier, 2016] relient cet effet au lessivage des alcalins. En effet, dû à leur diamètre, les gros granulats sont attaqués plus lentement car la diffusion des alcalins est plus lente que pour des particules plus petites. En conditions de conservation humide, la diffusion des alcalins dans les granulats est en compétition avec les phénomènes de lixiviation vers l'extérieur de l'éprouvette. Le lessivage peut avoir un impact plus important sur le gonflement d'éprouvette contenant les particules réactives les plus grosses. Face à une quantité plus réduite d'alcalins, les gonflements sont donc inférieurs à ceux pouvant être obtenus avec des plus petits diamètres de granulat. En condition de bains de soude, ce mécanisme ne peut pas expliquer l'effet pessimum qui pourrait alors provenir d'un départ des produits formés vers l'extérieur des éprouvettes à travers les fissurations induites [Gao et al., 2013] [Hobbs and Gutteridge, 1979] [Zhang et al., 1999].

## II.2.2. Nature du gel

L'observation au microscope électronique à balayage du gel menée par [Poyet, 2003] a pu mettre en valeur un effet vieillissant du gel. Observant des surfaces d'échantillons réactifs à deux échéances (quelques mois et trois ans), il met en valeur l'évolution de la nature du gel au cours du temps. Ces évolutions sont présentées en Figure II-3. L'auteur constate pour le gel « jeune » une structure principalement amorphe. A noter que le séchage des échantillons pour leurs observations au MEB a induit le développement de fissures de dessiccation, attestant de

l'importante quantité d'eau présente dans ce gel (Figure II-3-a). De plus, dans ces mêmes échantillons, l'auteur a pu observer la coexistence de produits amorphes et cristallisés dans une même zone (Figure II-3-b). Cette observation permet de souligner l'existence de la transition du gel amorphe vers une nature plus cristalline.

Les échantillons observés à plus grande échéance ont montré des produits de RAG majoritairement cristallisés (Figure II-3-c). L'étude des compositions des gels créés a présenté des quantités équivalentes de calcium et d'alcalin ainsi qu'une forte quantité de silice pour les gels « jeunes », tandis que les gels « vieux » ont présenté une quantité d'alcalins bien plus limitée et une majorité de silice et de calcium. Ainsi, de par l'observation (Figure II-3-b) ou par l'étude de la composition, les variations au cours du temps attestent bien d'une évolution de la nature du gel, d'un aspect gélif vers un aspect cristallisé.



*Figure II-3 Evolution de la structure du gel au court du temps [Poyet, 2003]*

Complétant ce raisonnement, [Kim and Olek, 2014], mettent en valeur l'impact du ratio des quantité de sodium sur les quantité de calcium contenue dans le gel sur gel synthétique. A faible ratio, la quasi-totalité de la portlandite a été consommée par la réaction, la réaction ralentie puis s'arrête après avoir créé un gel de type C-S-H détenant des capacités d'adsorption d'eau bien plus limité qu'un gel à haut ratio.

Le vieillissement du gel observé par [Poyet, 2003] est donc induit par un changement de sa microstructure dû à d'autres réactions chimiques. Le comportement visqueux du gel évolue alors vers un comportement plus plastique lors de sa consommation de calcium, et perd ainsi sa capacité hydrophile. Ces remarques sont en accord avec les mécanismes explicités par [Poole, 1992] et [Ichikawa and Miura, 2007] dans la partie précédente.

Néanmoins il convient de préciser que d'autre auteurs s'expriment sur une dépendance plus importante au site de réaction initial (pâte, granulat, interface), permettant ainsi cette évolution au cours du temps [Leemann et al., 2020].

### II.2.3. Lieu de réaction

L'évolution typique des gonflements de RAG en laboratoire s'effectue en trois phases : la latence initiale, l'expansion et la stabilisation (courbe en « S »). Bien que le lieu de réaction fasse encore débat dans la littérature, la plupart des auteurs s'accorde sur sa relation avec la phase de latence initiale.

Se basant sur des justifications physiques, [Bažant and Steffens, 2000] s'exprime sur une réaction ayant lieu à l'interface pâte/granulat. La latence initiale étant justifiée comme le temps nécessaire à remplir la microporosité avoisinante accessible avant de pouvoir induire des pressions inertielles au sein de la matrice. Il est à noter que dans cette approche, le granulat étant sollicité par un état de type confinement, seule la pâte peut être soumise à la fissuration de traction (le granulat étant lui-même en compression). Cette considération constitue la limite la plus discutable de cette approche phénoménologique. En effet, d'autres auteurs postulent sur un lieu de réaction au sein du granulat [Leemann et al., 2016], notamment par l'observation de fissuration dans le granulat : [Bracci et al., 2012] ont observé sur analyse pétrographique d'échantillons issus de poutre réactives, des traces et des fissurations de gel attestant de son développement et de sa propagation autour (interface pâte/granulat et porosité environnante) et dans le granulat. Utilisant les mêmes outils, [Sanchez et al., 2016] étudient dans leurs travaux l'évolution des fissurations en fonction de l'évolution du gonflement de RAG. Des éprouvettes cylindriques sont coulées à partir de différentes formulations, contenant le même rapport pâte/granulat, afin de pouvoir les comparer. Supposant une fraction granulaire équivalente pour chaque échantillon étudié, les différents types de fissures sont relevés et comparés. Deux catégories se distinguent : la fissuration fermée et la fissuration ouverte (remplie ou non de produits de la RAG). S'initiant et se développant d'abord au sein du granulat, la fissuration ouverte se prolonge et s'ouvre avec l'évolution du gonflement. Pour des déformations plus importantes, ces fissurations s'étendent jusqu'à la pâte induisant une importante évolution de la densité de fissuration. De ce fait, les auteurs attestent aussi d'un lieu de réaction initial au sein du granulat.

S'accordant sur ce lieu de réaction, [Garcia-Diaz et al., 2006] expliquent la période de latence comme le temps nécessaire aux produits issus de la dissolution de la surface siliceuse du grain pour se rassembler et pour former un ensemble qui sera capable de réagir avec les alcalins et les hydroxydes de la solution interstitielle.

Basé sur une argumentation plus chimique, mais en accord avec le granulat comme lieu de réaction, des auteurs comme [M. Idorn, 2001] s'exprime sur les différentes phases d'évolution de la réaction. Lorsque le gel se forme, sa densité initiale est trop faible pour solliciter la matrice environnante. C'est son durcissement par les apports en calcium de la solution interstitielle qui induit le développement pression de gonflement interne. L'expansion étant non homogène, des phénomènes de retrait peuvent avoir lieu dans certaines parties du granulat, réduisant cette pression. La matrice ne peut alors se déformer que lorsque le granulat réactif a fissuré.

[Ichikawa and Miura, 2007] postulent sur l'existence d'un front de réaction, généré en surface du gel lors de la consommation des ions calcium. Ce front de réaction pourrait former une membrane qui retient le gel dans le granulat jusqu'à une certaine pression. Au-delà, les granulats fissurent et entraînent le béton environnant dès lors que sa résistance est dépassée (Figure II-4 et Figure II-5). La période de latence est alors justifiée par le temps de formation de ce front de réaction.

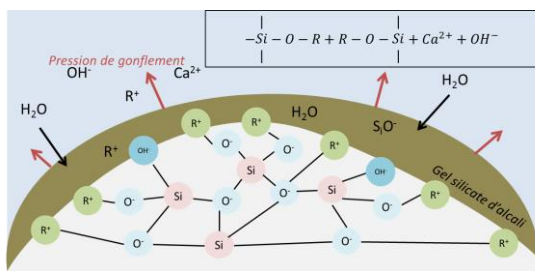


Figure II-4 Consommation d'eau par le gel

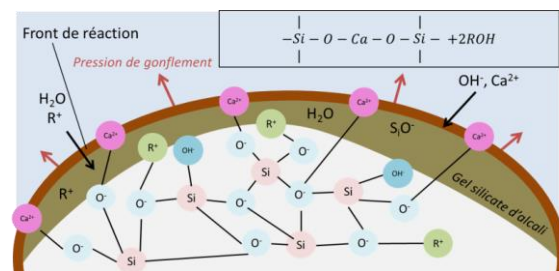


Figure II-5 Développement d'un front de réaction

## II.3. Impact des conditions environnementales

### II.3.1. Sur la dissolution de la silice

Dans leurs travaux, [Kim and Olek, 2014] étudient les variations physico-chimiques pouvant être induites par les réactions mises en jeu. Bien que cette étude soit faite sur des gels synthétiques créés à partir de la réaction d'un minéral siliceux réactif ( $\alpha$ -cristobalite) en solutions alcalines et en présence de calcium, les observations et tendances relevées pendant la création de ces gels peuvent apporter des éléments de compréhension intéressant vis-à-vis des gels observés dans les structures. Etudiant à différentes températures (80°C, 55°C et 38°C) les variations de la cinétique de dissolution de la silice, les auteurs ont mis en exergue une dépendance certaine de la dissolution à la température. Plus la température est élevée, plus la



cinétique de dissolution est rapide. De plus, plus qu'une simple réduction, la configuration à 38°C n'a pas permis la dissolution du solide siliceux dans cette étude. En plus de cet impact thermique, les auteurs ont aussi étudié l'impact de la solution alcaline sur cette dissolution. Outre les cinétiques accélérées par l'augmentation des concentrations en alcalins, leur nature a aussi été comparée. Evaluant les déformations obtenues à partir d'une solution alcaline de type (NaOH) et de type (KOH), les alcalins de type sodium ont induit une dissolution de la silice plus rapide que les alcalins de type potassium.

### II.3.2. Sur le gonflement macroscopique généré

A hautes températures, les cinétiques de gonflements s'accélèrent, conformément à ce qui a été indiqué pour la dissolution des phases siliceuses amorphe ou mal cristallisée. L'accélération de la dissolution entraîne l'accélération de la formation du gel de RAG. C'est donc toute la cinétique de gonflement qui va être impactée par la température. Dans son étude, [Larive, 1998] étudie l'influence de la température sur l'évolution du gonflement libre. Les échantillons de type cylindriques sont exposés en salle humide et soumis à différentes température (23°C, 38°C et 60°C). L'évolution des déformations induites à 38 et 60 °C est présentée en Figure II-6.

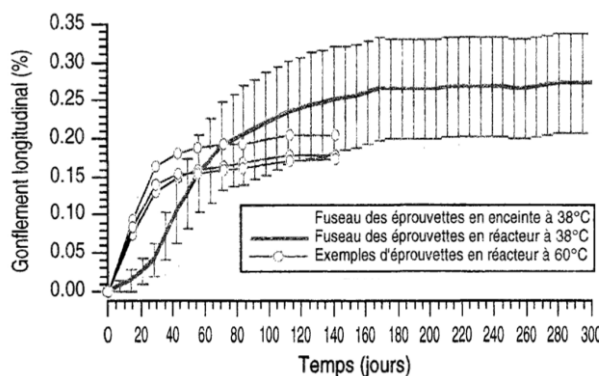


Figure II-6 Impact de la température, donnée issue de [Larive, 1998]

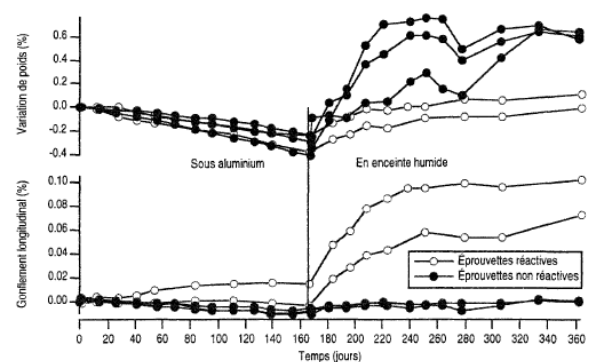


Figure II-7 Impact de l'humidité, graphique issue de [Larive, 1998]

Concernant l'humidité, son impact comme son rôle est double. En effet, l'eau jouant le rôle d'espace de diffusion et d'espèce réactive, sa quantité va influencer sur la cinétique et sur l'amplitude de la réaction. Si cette quantité est faible, la diffusion des espèces réactives et des produits de réaction est limitée à la porosité connectée par la solution porale du site réactif considéré. A forte humidité relative, ces réactifs et réactants peuvent alors diffuser et réagir partout dans la matrice de béton ([Steffens et al., 2003] [Larive, 1998]).

Afin d'observer cet impact, [Larive, 1998] étudie des éprouvettes réactives et non réactives, soumises dans un premier temps à une évolution en gonflement libre sous aluminium, puis une mise en enceinte humide. Les déformations ainsi que la prise de masse sont relevées. Les éprouvettes non réactives permettent de quantifier l'apport de volume par le phénomène d'absorption d'eau du béton par rapport à celui induit par le gonflement de RAG. Ainsi, même après une première période de vieillissement sous aluminium, la mise en eau induit une augmentation rapide du gonflement du béton (Figure II-7).

En vue de compléter ces éléments, [Poyet, 2003] étudie dans ses travaux cet impact sous humidité constante et variable. Il suit l'évolution des déformations d'éprouvettes placées dans des conteneurs clos à 60°C, soumis à différentes humidités relatives constantes. Ces évolutions sont présentées en Figure II-8 et soulignent à nouveau l'impact de l'humidité sur la cinétique et sur l'amplitude de gonflement. Le dépassement de la cinétique à 100% par celle de 96% peut être expliquée par un phénomène de lessivage. En effet, la configuration d'humidité à 100% peut entraîner un ruissellement d'eau sur les éprouvettes suffisant pour entraîner un lessivage des alcalins [Lindgård et al., 2013]. Face aux petites dimensions des éprouvettes, ce lessivage est visible et impacte l'évolution de la réaction. Par suite, l'auteur étudie l'impact des cycles d'humidité. Faisant varier les ambiances entre 59% et 96% d'humidité relative, l'auteur applique ces variations sur une période longue, où le matériau atteint l'équilibre hydrique de la valeur imposée, et sur un cycle court, où cet équilibre n'est jamais atteint. L'évolution de ces déformations est présentée en Figure II-9. Les évolutions sous cycles restent toujours inférieures au cas constant à 96% et supérieures au cas constant à 59%. Les différences peuvent s'expliquer par la prise d'eau. Le suivi des variations de masse a attesté d'une humidité plus importante pour les éprouvettes soumises à la période longue et continue en saturation, induisant une déformation supérieure. Cette dernière remarque vient souligner l'impact et l'importance de l'histoire hydrique du béton sur l'évolution des gonflements.

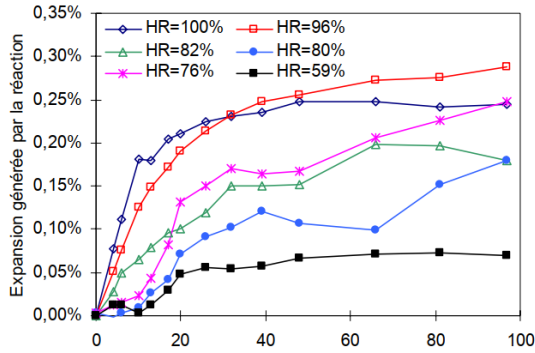


Figure II-8 Evolution des déformations sous différentes humidités relatives [Poyet, 2003]

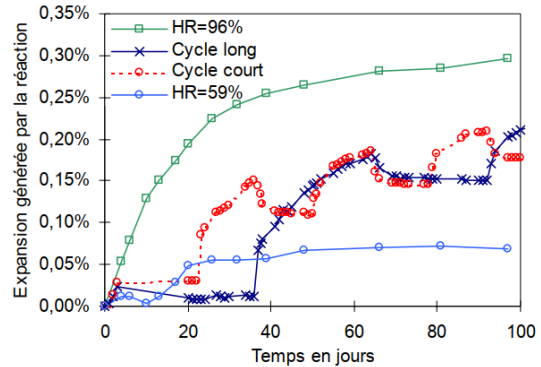


Figure II-9 Evolution des déformations pour des cas constants et évolutifs en cycle court et cycle long [Poyet, 2003]

## II.4. Effets mécaniques à l'échelle du matériau

Plus que la chimie de la réaction, il s'agit aussi de connaître et comprendre les mécanismes physiques induits par le développement du volume de gel. Dans le cas de structures réelles, les sollicitations extérieures viennent se combiner aux évolutions internes induites par la RAG, il est donc nécessaire de comprendre comment ces efforts se combinent et se manifestent. Ainsi, dans cette partie, seront décrits les impacts mécaniques sur les gonflements à l'échelle du matériau.

### II.4.1. Effet des contraintes sur le gonflement

#### II.4.1.1. Gonflement empêché sur éprouvettes armées ou frettées

L'une des caractéristiques principales du gonflement empêché est le phénomène de précontrainte chimique. Lorsqu'une structure réactive voit une de ses directions confinées par la présence d'armatures et/ou de blocages physiques (conditions aux limites), l'expansion de RAG induite s'en trouve gênée dans cette même direction. Cette limitation induit le développement d'une contrainte de compression dans cette direction qui s'oppose à la pression de gonflement interne induite par la réaction. Lorsque le blocage est assuré par la présence d'une armature, l'expansion du béton la met en tension, induisant un confinement du béton parallèlement à la direction des aciers. Cette contrainte de compression est généralement qualifiée de 'précontrainte chimique' du béton. Enfin, et selon l'importance de la limitation

imposée (et donc du taux d'armatures), la déformation est plus ou moins reportée dans la ou les directions libres [Multon et al., 2005][Hayes et al., 2018].

Dans leurs travaux, [E. K. Jones and A. Clark, 1996] ont étudié ce phénomène de limitation du gonflement par l'intermédiaire d'échantillons cylindriques armés à différents taux, respectivement 0 %, 0,25 %, 0,5 %, 1 % et 2 %. La réduction du gonflement par la présence d'armature est bien visible et présentée en Figure II-10. Il est à noter que l'amplitude de l'expansion est plus impactée que sa cinétique d'évolution.

De plus, si une certaine proportionnalité de la réduction des gonflements par rapport aux taux d'armature a bien été notée sur les résultats à 0,25% et 0,5%, l'impact s'est réduit pour les cas de 1% et 2%. Ces variations sont justifiées par les auteurs comme dues à l'équilibre entre les contraintes développées par les armatures et l'état de contrainte interne induite par la pression générée par le gonflement.

En effet, avec les faibles dimensions de l'éprouvette d'étude, le gain de rigidité induit par les armatures de l'échantillon est plus important entre 0,25% et 0,5% qu'entre 1% et 2%. Face à un même gonflement, la différence de précontrainte chimique générée sera donc plus importante entre 0,25% et 0,5% qu'entre 1% et 2%. De par ce fait, la réduction du gonflement par la présence de l'armature sera donc plus importante avec entre ces faibles ratios, induisant un impact plus réduit avec des quantités d'armatures plus importantes.

Etudiant aussi l'impact des chargements, les auteurs sollicitent dans les directions armées les éprouvettes armées à 1% en compression et en tension sous différentes charges (Figure II-11). Soumis à une compression uniaxiale, les éprouvettes ont présenté une variation plus limitée entre la charge de 1MPa et de 2MPa qu'entre la charge de 2MPa et 4MPa. Cette différence de variation est cette fois-ci due à l'équilibre entre la précontrainte chimique développée par l'armature et l'état de contrainte externe induit par la charge d'application.

Les résultats sur la limitation du gonflement par la présence d'armature sont courants dans la littérature. Des résultats similaires peuvent être observés dans les travaux de [Muranaka and Tanaka, 2013], [Koyanagi et al., 1998], [Tsukada et al., 2010]. [Aryan et al., 2020] sur échantillons armés uniaxialement.

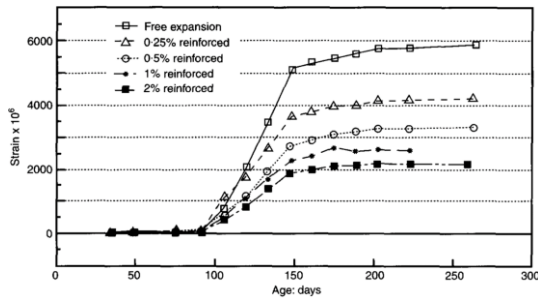


Figure II-10 Déformations des cylindres armés réactifs [E. K. Jones and A. Clark, 1996]

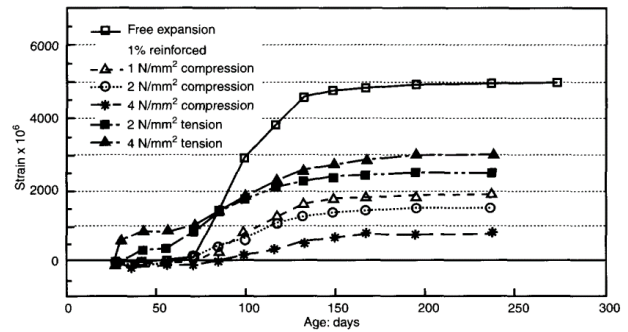


Figure II-11 Déformations des éprouvettes armées à 1% et sollicitée dans la même direction à différentes charges [E. K. Jones and A. Clark, 1996]

Dans ses travaux, [Multon, 2003] a étudié le comportement d'éprouvettes cylindriques réactives, frettées et non frettées. Des anneaux de 3 mm et de 5 mm ont été choisis pour le frettage afin de gêner le gonflement radial. La présence de ces anneaux a induit un confinement des éprouvettes (contraintes de compression dans les directions radiales et orthoradiales), limitant le gonflement radial (Figure II-12) qui s'est reporté longitudinalement (Figure II-13). Plus le blocage était important (épaisseur de l'anneau), plus ces variations sont importantes.

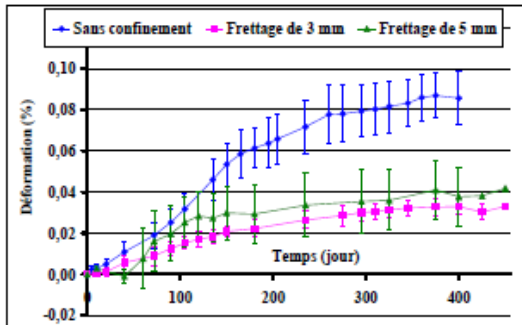


Figure II-12 Déformations axiales corrigées du retrait, sans chargement, [Multon, 2003]

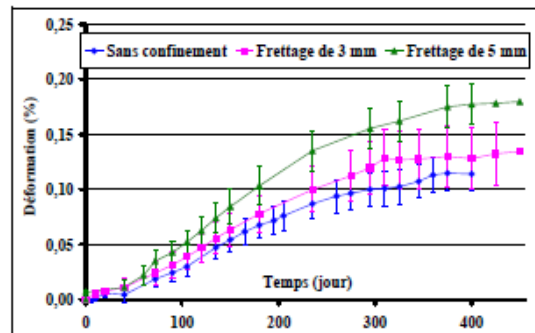


Figure II-13 Déformations longitudinales corrigées du retrait, sans chargement, [Multon, 2003]

#### II.4.1.2. Gonflement sous chargement avec au moins une direction libre

Dans ses travaux, [Larive, 1998] a étudié le comportement d'éprouvettes soumises à des gonflements de RAG sous contrainte uniaxiale de compression. Lors de sa campagne d'essais, certaines éprouvettes ont été chargées uniaxialement puis déchargées afin d'étudier un possible couplage chemo-mécanique. Dans un premier temps, aucun gonflement n'a été observé dans la direction comprimée et la déformation de fluage est inchangée par rapport à un béton non

réactif. Le gonflement empêché dans la direction chargée est reporté dans la direction libre. En comparaison avec des éprouvettes en gonflement libre, la valeur de déformation volumique totale induite par cette réaction est ainsi conservée. De plus, s'il y a décharge de la contrainte avant que l'anisotropie de gonflement induite par la contrainte ne soit trop avancée, les tendances de déformations redeviennent proches de celles obtenues avec le cas en gonflement libre. Néanmoins, ces constatations ne sont plus vraies pour des charges importantes. En effet, à la différence des cas de charge de 5 MPa et 10 MPa, au chargement à 20 MPa a induit une réduction de la déformation volumique engendrée. Cette variation est expliquée par l'auteur comme due à une microfissuration plus sévère, dans laquelle les produits de RAG peuvent se répandre sans induire de gonflement.

Ces variations de conservation selon la charge appliquée sont aussi visibles dans les travaux de [Gautam and Panesar, 2016]. Etudiant l'évolution des déformations d'éprouvettes réactives sollicitées par deux niveaux de contraintes (3.9MPa et 9.6MPa), ceux-ci ont aussi mis en valeur différents niveaux de report. Les échantillons confinés de façon uniaxiale ont présentés des déformations volumiques allant de 90% à 118% de la déformation volumique libre, induisant ainsi un report légèrement réduit ou supérieur selon la valeur de la charge appliquée. Lors du confinement biaxial, le report est réduit à un faisceau de 90% à 99% de la déformation volumique libre, assurant un report légèrement réduit ou équivalent.

Dans la même optique de caractérisation du report de gonflement sous contrainte, [Kongshaug et al., 2020] ont comparé les évolutions des déformations d'éprouvettes cubiques réactives. La formulation a été étudiée pour des cas de gonflement libre à 20°C (FC20) et à 60°C (FC60) ainsi que pour un cas chargé uniaxialement à 3MPa à 60°C (RC60). L'évolution de ces déformations dans les directions x, y et z sont présentées respectivement en Figure II-14-a, Figure II-14-b, Figure II-14-c. La Figure II-14-d présentent l'évolution des déformations volumiques totales. Dû à une courte durée de l'essai, les éprouvettes évoluant en conditions non accélérées (FC20) ont présenté une réactivité assez faible pour être considérées comme éprouvettes de référence. En comparant les éprouvettes à 60°, la mise en charge verticale induit la limitation de la déformation dans cette direction (Figure II-14-c). Si elle dépasse de peu la valeur du gonflement libre dans la direction y (Figure II-14-b), ce n'est pas le cas pour la direction x (Figure II-14-a). Dans ce cas d'étude, il y a une réduction de la déformation volumique en comparaison au cas de gonflement libre (Figure II-14-d), et donc aucun report de gonflement.

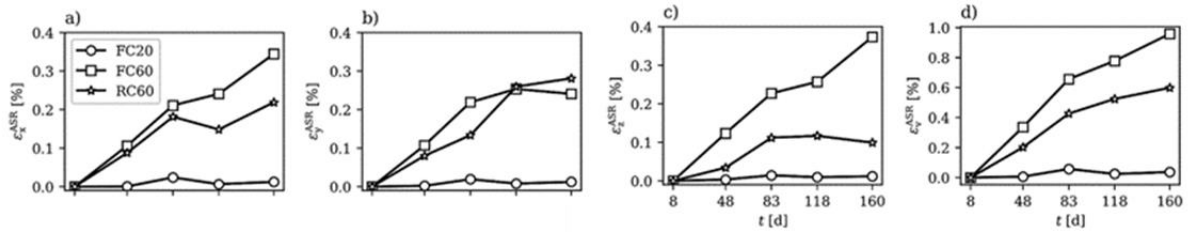


Figure II-14 Evolution de la déformation selon les trois directions (a-b-c) et déformation volumique (d) issue de [Kongshang et al, 2020]

Dans ses travaux, [Dunant, 2009] aboutit également aux mêmes résultats. Etudiant des éprouvettes cylindriques immergées dans une solution alcaline et sollicitées en compression uniaxiale à 5 MPa, 10MPa et 15MPa, l'auteur observe l'évolution de ses déformations latérales (directions libres) et longitudinale (direction chargée). En direction chargée, l'application de la charge assure l'annulation de la déformation de RAG, et son augmentation induit un fluage de plus en plus important (Figure II-15-b). En direction libres, cette augmentation induit des déformations reportées de plus en plus importantes, mais toujours inférieures à celles obtenues dans le cas du gonflement libre, présentant là aussi un report nul dû à une déformation volumique réduite (Figure II-15-a).

De plus, et bien que présentant une ampleur plus réduite, la courbe de déformation latérale obtenue pour le cas à 5MPa est très proche de celle du gonflement libre, à la différence des échantillons à 10MPa et 15MPa qui présentent des cinétiques de déformations plus rapide. Ainsi, selon la valeur de la contrainte appliquée, l'amplitude ainsi que la cinétique de déformation s'en retrouvent impactées. Comme introduit par [Larive, 1998], l'auteur justifie cette variation par l'évolution du mode d'endommagement perçu par la matrice réactive lorsqu'elle est soumise à des états de contraintes significatifs.

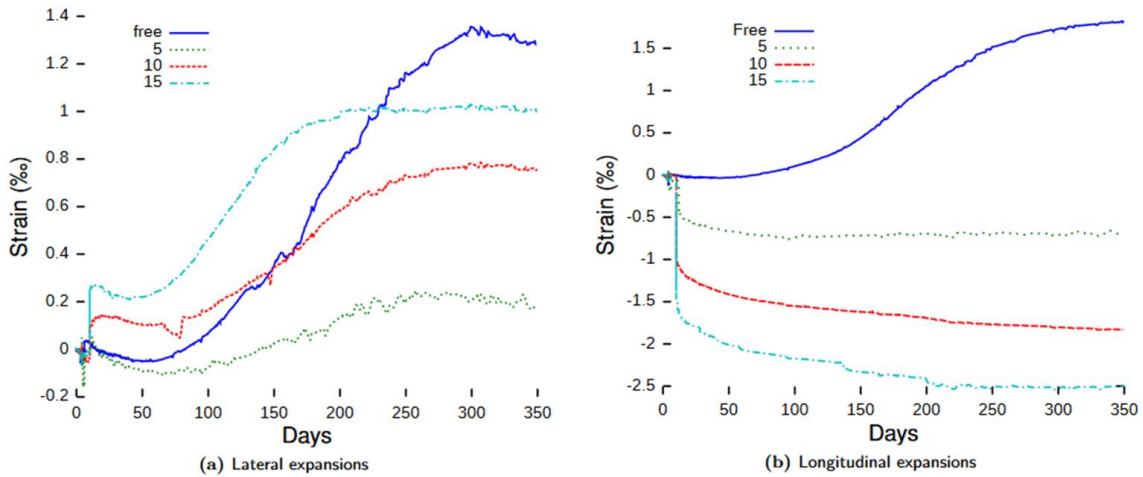


Figure II-15 Evolution de la déformation selon a) La direction libre b) La direction chargée [Dunant, 2009]

Ainsi dans ces cas d'étude, la déformation volumique semble être conservée si au moins une des directions est libre afin de reporter les déformations limitées dans les directions chargées. Néanmoins, au-delà d'une certaine valeur de contrainte, propre à la formulation étudiée, cette conservation n'est plus assurée. Bien qu'il semble y avoir une relation proportionnelle entre la contrainte appliquée et la quantité de déformation reportée, celle-ci est en réalité résultant d'autres relations plus directes. En effet, la capacité de gonflement d'une matrice étant principalement fonction de son potentiel réactif ainsi que de l'évolution de sa microfissuration, ce sont ces caractéristiques qui dirigent principalement la cinétique de déformation sous contraintes. Une telle relation explique donc les différents comportements de report pouvant être observés : un report positif, total ou partiel [Larive, 1998] [Gautam and Panesar, 2016], un report nul ou négatif [Kongshaug et al., 2020] [Dunant, 2009].

#### II.4.1.3. Gonflement sous état de contrainte triaxial

Ce phénomène de report étant plus ou moins visible dans les directions libres, d'autres auteurs se sont penchés sur l'évolution des déformations dans des configurations de confinement triaxial. Dans ce contexte, [Gautam and Panesar, 2016] ont poursuivi leur étude et ont étudié deux types de chargements supplémentaires : (3.9 ;3.9 ;3.9) MPa et (9.6 ;3.9 ;3.9) MPa. Afin d'assurer un tel chargement, les auteurs ont développé un appareillage constitué de gaines de précontraintes et de 4 plaques d'embout par face, vissées de part et d'autre de l'échantillon



d'étude et mises sous compression par post-tension (Figure II-16). Néanmoins, dû à la distance et à la réparation entre les plaques d'embouts, le champ de contrainte généré au sein de l'échantillon n'est pas uniforme. Ainsi, bien qu'étant limitée, des déformations résiduelles de RAG, permises notamment par l'appareillage, ont pu être observé pour ces cas triaxiaux. Comparée à une valeur de déformation volumique libre de 0,44% celle-ci ont subi des réductions respectives de 50% et de 70% induisant des déformations finales de 0,21% et de 0,13%.

Dans le même objectif, [Liaudat et al., 2018] ont conçu et construit une machine d'essais capable d'imposer ces sollicitations triaxiales de façon plus uniforme : l'AARTM (Alkali-Aggregate Reaction Triaxial machine). A la différence de l'appareillage utilisé par [Gautam and Panesar, 2016] (Figure II-16) celui-ci couvre la quasi-totalité des faces (Figure II-17), permettant d'assurer un état de contrainte plus homogène au sein de l'échantillon.

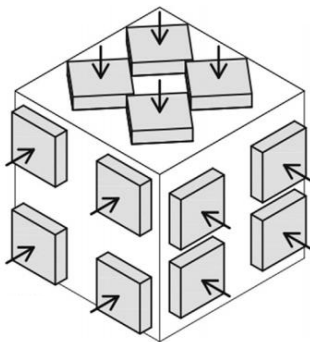


Figure II-16 Schéma du système utilisé par Gautam et al, 2016 [Liaudat et al., 2018]

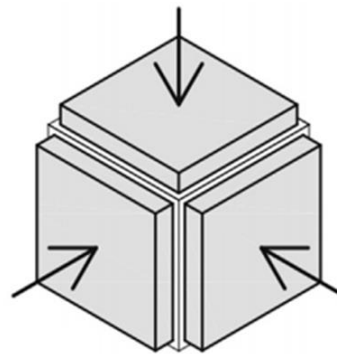


Figure II-17 Schéma du système utilisé par [Liaudat et al., 2018]

Deux chargements triaxiaux uniformes ont été étudiés, un de 1 MPa et le second de 9 MPa. Si le cas le plus faible a présenté une déformation volumique très proche de la libre, la charge triaxiale à 9 MPa a limité le gonflement dans les trois directions de manière significative. Néanmoins et bien que faible (de l'ordre de 10% de la valeur du gonflement libre), celle-ci s'est quand même développée dans les trois directions, attestant d'une valeur de pression de gonflement interne importante et supérieure à la charge appliquée.

Ces différentes évolutions sont fortement liées à la formulation choisie (nature et diamètre des granulats réactifs), aux conditions de mise en œuvre du béton (direction de coulage, usage d'une table vibrante) aux conditions d'ancrage des aciers, ainsi qu'aux états de contraintes. Les effets

limitants du gonflement par les armatures sont à considérer avec attention. En effet, si la littérature peut être riche en données d'expansion de RAG en condition armée, les conditions d'essais renseignées ne permettent pas toujours d'analyser finement leur relation. Enfin, les différents transferts d'expansion peuvent impacter l'évolution de la microfissuration induite par la réaction et donc aussi l'endommagement que va subir le béton. Les effets de la fissuration induite par la RAG sur les bétons se manifestent notamment par l'évolution des caractéristiques mécaniques.

## II.4.2. Evolution des caractéristiques mécaniques

### II.4.2.1. Propriétés mécaniques (E, Rc, Rt)

#### *a) Evolution des propriétés sur éprouvette en gonflement libre*

Les réactions de gonflement interne peuvent engendrer d'importants endommagements du béton, qui plus est, de manière anisotrope. Il est donc nécessaire de connaître et de comprendre leur impact sur les différentes caractéristiques mécaniques du matériau.

De manière générale, un béton sain possède une bonne résistance à la compression, une résistance médiocre à la traction, et possède un caractère fragile sous sollicitation uniaxiale. Lorsque le béton est soumis à un confinement, un gain de résistance est notable, et des évolutions du comportement fragile vers un comportement plus ductile peuvent être attendues. Dans le cas d'un endommagement par RAG, le béton est généralement d'abord endommagé au niveau du granulat et de la zone de transition avant de s'étendre à la pâte de ciment. Granulats et pâte de ciment n'ayant pas le même impact sur les différentes propriétés mécaniques, il peut être attendu que la résistance en compression soit moins impactée par l'endommagement de RAG que le module instantané du matériau. De ce fait, le type d'essai peut aussi fortement impacter l'évolution de la propriété avec le développement de la RAG. Notamment en traction, où les essais de traction directe et les essais de fendage ne conduisent pas à des évolutions semblables.

Afin de rendre compte des tendances ainsi que de la variabilité des réductions induites, différentes données expérimentales issues de la littérature ont été reproduites sur le même graphique. L'évolution des résistances en traction, compression ainsi que celle du module

d'Young sont évaluées sur des éprouvettes non armées puis représentées en fonction du gonflement de RAG mesuré, respectivement en Figure II-18, en Figure II-19 et en Figure II-20. Les réductions des caractéristiques sont obtenues en divisant les données de résistance et de module mesurées aux différentes échéances par la valeur initiale (sans gonflement) où par la valeur de béton de contrôle sain.

Les réductions des résistances en traction obtenues avec des essais en fendage (Figure II-18) sont issues des travaux de [Multon, 2003], [Diab et al., 2020], [Esposito and Hendriks, 2012] et [Aryan et al., 2020]. Comme indiqué précédemment, les conditions d'essais impactent fortement ces évolutions. Afin de souligner cet effet, les données de [Sanchez et al., 2017] obtenues par des tests de traction par pression (« pressure tension test ») ont été mises sur le même graphique. Dans le cas de la résistance à la traction, la différence des tendance induites par le type de l'essai est bien visible. Les mesures effectuées par le (« pressure tension test ») présentent un endommagement plus fort sur la résistance en traction [Sanchez et al., 2017].

La réduction de la résistance en compression et du module d'Young évaluées par des essais en compression sont présentées respectivement en Figure II-19 et Figure II-20. Pour ces caractéristiques, et dû au fait qu'il s'agisse d'une mesure plus courante, un plus grand nombre de données sont présentées. Il est à noter que pour de faibles déformations, un gain de ces caractéristiques est observé. Celui-ci peut être justifié par la continuité du phénomène d'hydratation, induisant l'augmentation des résistances mécaniques, et prenant le dessus sur l'endommagement de RAG quand celui-ci est encore limité.

Le faisceau de réduction de la résistance à la compression semble le plus réduit des trois propriétés avec une réduction généralement inférieure à 40 % de la valeur d'origine (à l'exception d'un cas) même pour de fortes valeurs de gonflement. Il convient de noter que dû à cet impact plus limité, l'usage seul de l'évolution de la résistance en compression pour l'évaluation d'un niveau d'endommagement par RAG est insuffisant pour l'évaluation précise d'une structure endommagée.

Pour les deux propriétés évaluées en compression, les faisceaux présentent des valeurs supérieures à 1. Pour de faibles gonflements, ces augmentations sont généralement justifiées par la continuité de l'hydratation du ciment pendant l'initiation de la RAG. Pour de fort gonflement, elles peuvent être expliquées par la densification du gel par sa consommation de calcium [Poole, 1992] et par une cicatrisation partielle de la fissuration induite.

Enfin, il convient de souligner l'importance des formulations dans la variabilité des résultats. Les données de [Diab et al., 2020] ont été obtenues avec une formulation particulière due à l'usage d'additions siliceuses pour accélérer la réaction. L'endommagement des gonflements produits par des fines réactives et par des granulats de grandes tailles est différent. Pour ce cas, il est intéressant de noter que la réduction de la résistance en compression est du même ordre de grandeur que celle obtenue pour la résistance en traction, et que le module d'Young est le plus fortement impacté par la RAG.

Bien que les tendances à la réduction semblent suivre les mêmes évolutions que la majorité des données, une certaine dispersion est notée sur les résultats obtenus par [Sanchez et al., 2017]. Dans leurs essais, les auteurs ont étudié 20 formulations établies avec 10 types de granulats différents. Ainsi, bien que les quantités de ciment ainsi que les quantités volumiques granulaires aient été conservées ce sont ces différentes formulations qui induisent la variabilité des données.

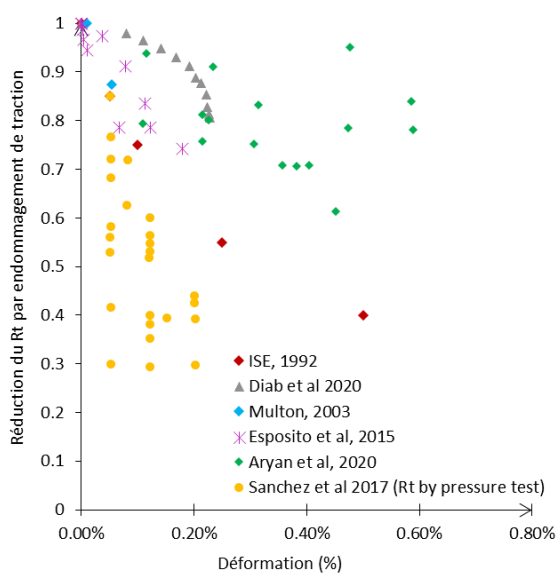


Figure II-18 Réduction de la résistance en traction

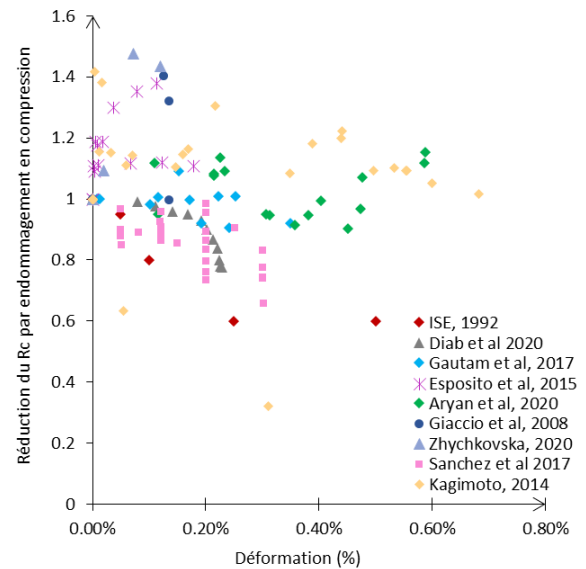


Figure II-19 Réduction de la résistance en compression

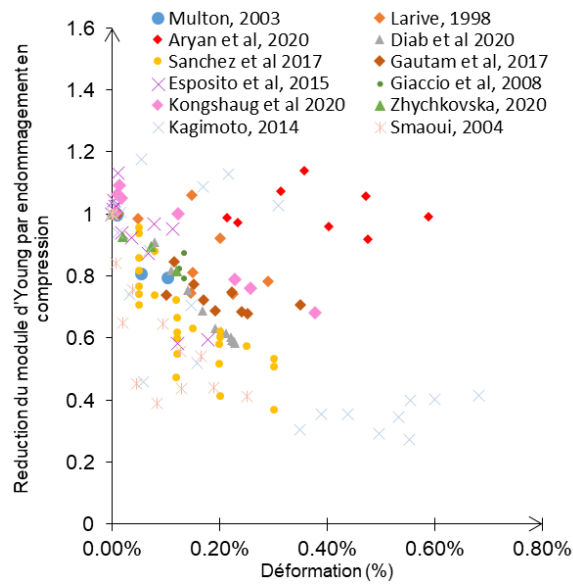


Figure II-20 Réduction du module d'Young

### *b) Evolution des propriétés sur éprouvette confinée*

Dans leur étude [Hayes et al., 2018] ont suivi l'évolution des caractéristiques mécaniques de béton réactif et non réactif, confiné et non confiné. Le confinement a été assuré par un moule en métal dans lequel les échantillons ont subi une première période de vieillissement. Dans le cas non confiné (UASR), la réduction du module d'Young a présenté des réductions plus importantes que dans le cas confiné (Figure II-21). Dans ce cas, en l'absence de la contrainte latérale, la pression générée par le gel est assez importante pour endommager la matrice et réduire sa rigidité, ce qui ne semble plus être le cas une fois confiné. Cette limitation d'endommagement par un effet de compression extérieure a aussi été mis en valeurs dans les travaux de [Kongshaug et al., 2020]. Sollicitant un cube uniaxialement durant sa phase de vieillissement, celui-ci est par suite carotté de façon parallèle et perpendiculaire à sa charge d'application afin de comparer les évolutions de ses caractéristiques mécaniques. Bien que comparé à un cas non réactif ces mesures fussent réduites, le module d'Young en direction chargé à subir une réduction plus limitée qu'en direction libre.

Il est intéressant de noter que cette variation entre cas réactifs confiné et non confiné est conservée mais bien plus limitée sur l'évolution des résistances en compression (Figure II-22). Les auteurs justifient cette réduction de la dispersion par une plus grande sensibilité des résistances en compression à l'impact de l'hydratation face à l'endommagement de RAG. Cette

constatation est aussi faite dans les travaux de [Kongshaug et al., 2020] qui obtiennent une variation encore plus limitée de ces résistances.

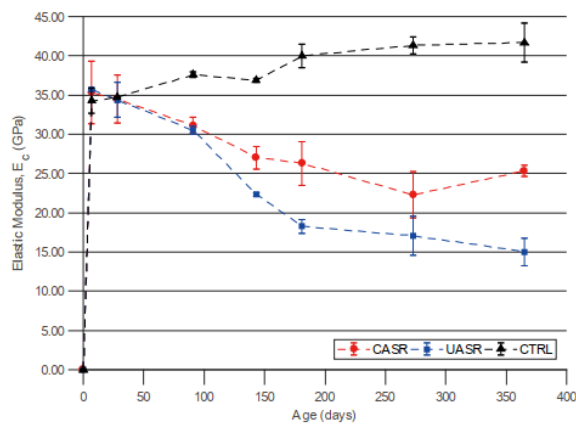


Figure II-21 Réduction du module d'Young, [Hayes et al., 2018]

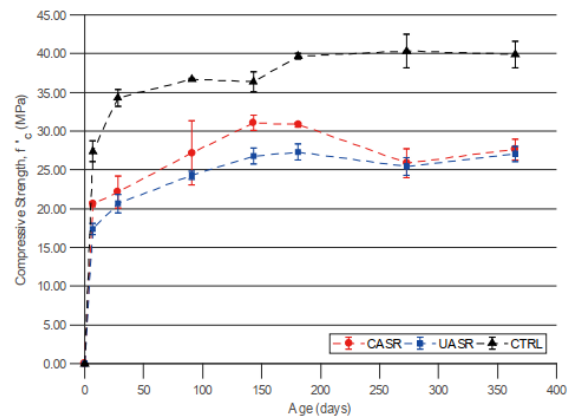


Figure II-22 Réduction de la résistance en compression, [Hayes et al., 2018]

#### II.4.2.2. Résistance au cisaillement

Du fait de la complexité des essais, l'évolution de la résistance au cisaillement avec la RAG a été moins étudiée dans la littérature. Lorsqu'un béton fissuré est soumis à un état de contrainte permettant une rupture par cisaillement, les contraintes se diffusent dans le béton par frottement le long de la fissuration. Ainsi la définition de cette évolution du comportement doit prendre en compte l'expansion induite par les gonflements du béton, mais aussi la fissuration interne.

Afin de caractériser ces évolutions, une étude sur échantillons cylindriques réactifs a été menée par [Souza et al., 2019]. L'appareillage choisi pour l'évaluation de l'adhérence est présenté en Figure II-23, et permet d'assurer une rupture par cisaillement. Différentes formulations sont étudiées afin de caractériser différents niveaux de réactivité selon les natures de granulats utilisés. Les formulations NM sont réactives à la RAG par leurs granulats, et les formulations Tx par leurs sables. Les déformations ont été relevées et sont présentées pour ces différentes formulations en Figure II-24. Par suite, les échantillons ont été soumis à des essais de cisaillement pour des niveaux d'expansion identiques. L'évolution des résistances au cisaillement en fonction du niveau d'expansion est présentée en Figure II-25.



Figure II-23 Appareillage de l'essai de cisaillement [Souza et al., 2019]

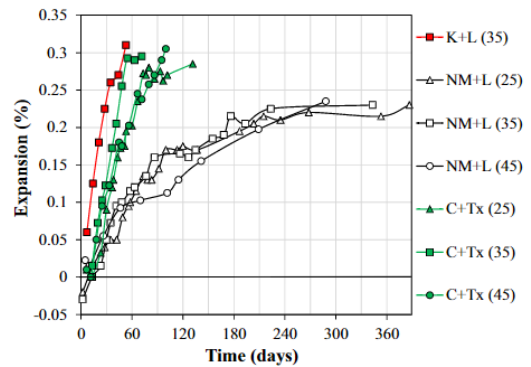


Fig. 3. Expansion of AAR-affected concrete specimens.

Figure II-24 Expansion des bétons [Souza et al., 2019]

Dans un béton non armé, la résistance au cisaillement est fonction de ses caractéristiques mécaniques. Lorsqu'il est fissuré, la contrainte est alors transmise par frottement le long des lèvres de la fissure. Due à leurs rugosités irrégulières, l'imbrication des granulats (« Aggregate interlock ») induit le développement de contraintes normales à ce plan de glissement, limitant son ouverture. Ainsi, une fois le béton fissuré, la résistance au cisaillement devient alors fonction du type, de la nature et de la réactivité granulaire. Néanmoins, et quelques soit les formulations, les essais ont induit les mêmes tendances réductrices (Figure II-25) quelques soit les caractéristiques des bétons étudiés (résistance, réactivité...). Suivant les conclusions obtenues à l'issu des travaux de [Sanchez et al., 2016], les auteurs relient cette réduction avec l'évolution de la microfissuration. S'initiant dans le granulat puis s'ouvrant et se propageant jusque dans la pâte avec l'évolution de la déformation, les microfissures se rejoignent pour former un réseau dense. Les caractéristiques mécaniques du béton s'altèrent alors significativement. La Figure II-26 présente les réductions de résistance au cisaillement en fonction de l'expansion mesurée. Selon la déformation générée, la réduction semble osciller entre 5 à 30 %. A partir d'un niveau d'expansion de l'ordre de 0,1 %, la réduction de cette résistance n'évolue plus de manière significative. A ce niveau, la fissuration diffuse parait être trop importante pour que les phénomènes de frottement intergranulaire puissent encore impacter les capacités d'adhérence.

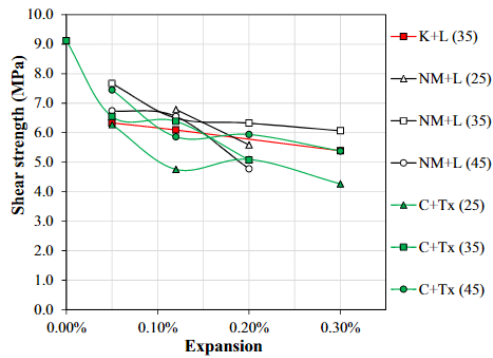


Figure II-25 Résistance au cisaillement en fonction des niveaux d'expansions et des formulations utilisées, [Souza et al., 2019]

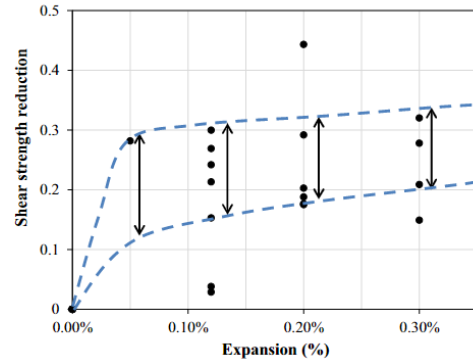


Figure II-26 Perte d'adhérence en fonction du niveau d'expansion, [Souza et al., 2019]

### II.4.2.3. Evolution des propriétés d'adhérence

Comme vu dans la partie I.3.1, les conditions de l'interface acier/béton sont assurées par l'adhérence chemo-mécanique entre les deux matériaux. L'adhérence chimique existant pour de faibles chargements uniquement, l'adhérence mécanique, définie par les résistances au cisaillement et aux frottements dirige principalement la bonne tenue de cette interface. La perte du comportement adhérent, notamment en zone d'ancrage, induit une transmission limitée des contraintes entre les deux matériaux et peut donc mener à une importante réduction de la charge admissible par la structure. Du fait de sa microfissuration diffuse et importante, la RAG peut donc impacter et réduire fortement cette propriété. Dans ses préconisations, l'ISE [Engineers, 1992] a admis un comportement adhérent correct jusqu'à 0,4 % d'expansion du béton en présence de bonnes conditions d'ancrage initiales (épaisseur de béton d'enrobage de l'ordre d'1,5 diamètre de la barre d'acier et présence d'acier transversaux suffisants en zone de recouvrement). Si ces conditions ne sont pas respectées une perte de l'adhérence mécanique pouvant aller jusqu'à 50 % de sa valeur initiale est à prévoir.

[Haddad and Numayr, 2007] ont étudié l'évolution des conditions d'ancrage par le biais d'essais pull-out sur bétons réactif et non réactif à différentes échéances. Deux formulations réactives ont été utilisées : une de type béton réactif ordinaire (BO) et une de type béton réactif haute performance (BHP). Les résultats de ces essais pull-out pour la formulation ordinaire et pour la formulation haute performance sont présentés respectivement en Figure II-27 et en Figure II-28. Afin de comparer les comportements, quatre phases sont définies par les auteurs afin de solliciter les échantillons selon différents d'avancement (Before-ASR, Cracking, Post-Cracking



1 et Post-cracking2). La formulation BO (Figure II-27) a présenté une évolution graduelle de son comportement vis-à-vis de l'adhérence avec l'endommagement de RAG. A fort endommagement (post-cracking II), la pente de la courbe 'contrainte d'adhérence / glissement' est plus faible que pour les endommagements moins importants. A cet état, les fissures sont profondes et entraînent une perte de confinement de l'acier par le béton et donc une évolution de l'adhérence acier / béton. L'adhérence obtenue avec la formulation BHP évolue différemment (Figure II-28). En effet, dans ce cas, la contrainte maximale diminue avec l'avancement de la RAG.

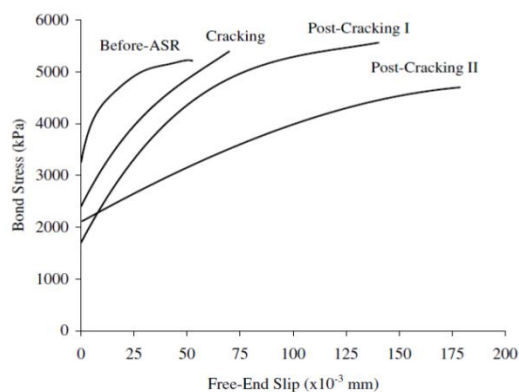


Figure II-27 Comportement à l'adhérence pour la formulation (BO) [Haddad et al, 2007]

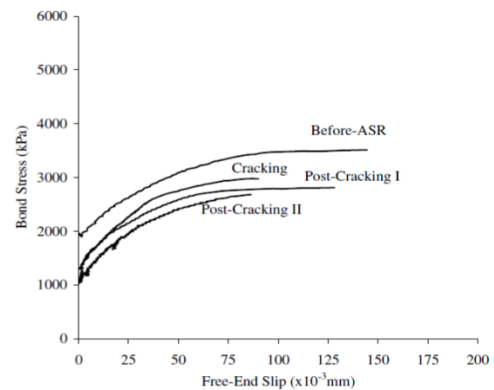


Figure II-28 Comportement à l'adhérence pour la formulation (BHP) [Haddad et al, 2007]

De la même façon [Li et al., 2020] étudient l'évolution de ces conditions d'adhérence par des essais de type pull-out. Après cure de 28 jours, les échantillons sont placés en bain de NaOH à 80°C afin d'obtenir des expansions accélérées. La viscosité du gel induit étant liée aux mécanismes chimiques de la réaction, les auteurs soulignent la particularité des produits de RAG ainsi obtenus comparés aux produits dans les structures en conditions naturelles dû à cette conservation particulière.

Trois diamètres d'armature sont étudiés (HA12, HA16, HA20), afin d'en voir l'impact sur le gonflement et sur le comportement au cisaillement. L'évolution des déformations obtenues pour ces trois ratios est présentée en Figure II-29. Il est à noter que la limitation du gonflement par la présence de l'armature est dans ce cas d'étude assez faible comparé aux autres valeurs pouvant être observées dans la littérature. Les auteurs justifient ce plus faible impact par une longueur d'ancrage jugée trop faible.

Les essais pull-out sont effectués à différents niveaux d'expansion. Les résultats obtenus sont présentés en Figure II-30. Tous les essais effectués sur les échantillons armés par des HA16 et HA20 ont conduit à une rupture par éclatement du béton. Aussi, les résultats obtenus pour ces échantillons ne rendent pas compte du comportement à rupture de la liaison acier / béton, mais atteste seulement d'une forte dégradation des propriétés mécaniques du béton. Néanmoins, et afin de pouvoir comparer l'impact des différents ratios d'armature sans changer les conditions de l'essai, l'auteur définit une grandeur nominale de cisaillement. Celle-ci caractérise la capacité de charge maximale, obtenue par les valeurs ultimes de chargement, pour tous les cas d'étude. Les cisaillements nominaux ainsi obtenus pour les cas à 16 et 20 mm sont supposés être sous-estimés comparés à la valeur réelle de la résistance de la liaison. Ils sont comparés aux résultats obtenus avec les barres de 12 mm de diamètre sur la Figure II-30. L'observation de ces différentes évolutions permet de mettre en valeur la présence d'un seuil d'expansion en deçà duquel la résistance semble augmentée. Cette valeur estimée à 0,035 % peut néanmoins aussi être reliée à un gain de propriétés mécaniques par hydratation, plutôt que de précontrainte chimique, comme dans le cas des résistances en compression déjà discutées ci-dessus. Au-delà de cette valeur, une nette dégradation des résistances nominales est visible, pouvant aller jusqu'à une réduction de 40% environ.

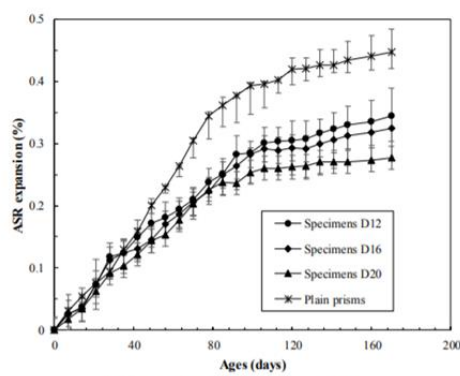


Fig. 5 Expansion of specimens.

Figure II-29 Evolution des expansions le l'étude réalisée par [Li et al., 2020]

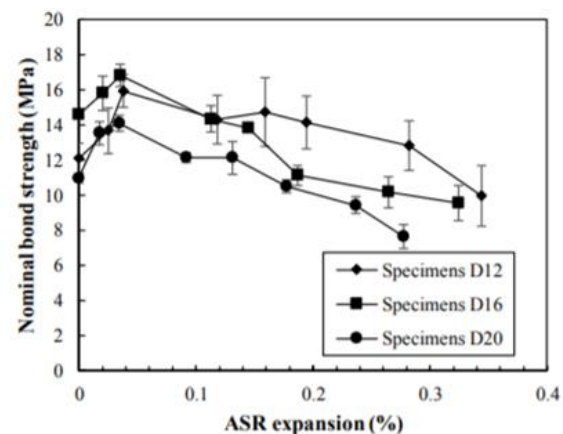


Figure II-30 Evolution de la résistance nominale en fonction des expansions [Li et al., 2020]

Etudiant les mêmes propriétés, [Zhychkovska, 2020] compare dans son étude les comportement de béton réactif sollicité à plusieurs échéances et armés avec différents taux. Les différentes échéances correspondent à des phases de vieillissement (0, 1 et 2) pour lesquelles les déformations libres sont respectivement : 0 %, 0,07 % et 0,12 %. Concernant le ferrailage, en plus de l'armature longitudinale nécessaire au pull-out, différents ferrailages sont étudiés : sans

ajout supplémentaire (NR), avec ajout d'armatures longitudinales (LR), avec ajout d'armature transversale (TN) et avec ajout d'armatures longitudinale et transversale (TRLN). Pour chacun des ferrailages considérés et pour la phase 1 et 2, les courbes obtenues à l'issus des pull-out sont présentées en Figure II-31.

En l'absence de ferrailage supplémentaire (NR), l'avancement de la réaction induit une réduction du comportement, en termes de valeur au pic et d'énergie de fissuration (Figure II-31-a). Cette évolution comportementale est très différente du cas le plus armé, qui voit son évolution comportementale bien plus marquée. En effet, celle-ci évolue vers une nature plus ductile, avec notamment l'augmentation de son l'énergie de fissuration (Figure II-31-d). Dû à leurs ferrailages plus limités, il est à noter que les configurations TR et LN constituent des états intermédiaires. Au vu des évolutions de courbes il semble que la configuration LN soit moins propice au développement de la précontrainte chimique, induisant une réduction du comportement avec l'évolution de l'avancement (Figure II-31-b), à la différence de TR, qui voit son énergie de fissuration augmenter (Figure II-31-c). Ces variations entre ces cas s'expliquent par le confinement induit par la disposition des armatures. En effet, selon leurs ratios mais aussi leurs dispositions, les différentes configurations d'armatures induisent différents types de précontrainte chimique (amplitude, répartition) au sein des matrices de béton. Face à ces différents états de contraintes internes, les mécanismes de fissurations diffèrent, induisant un comportement post-pic tout aussi différent.

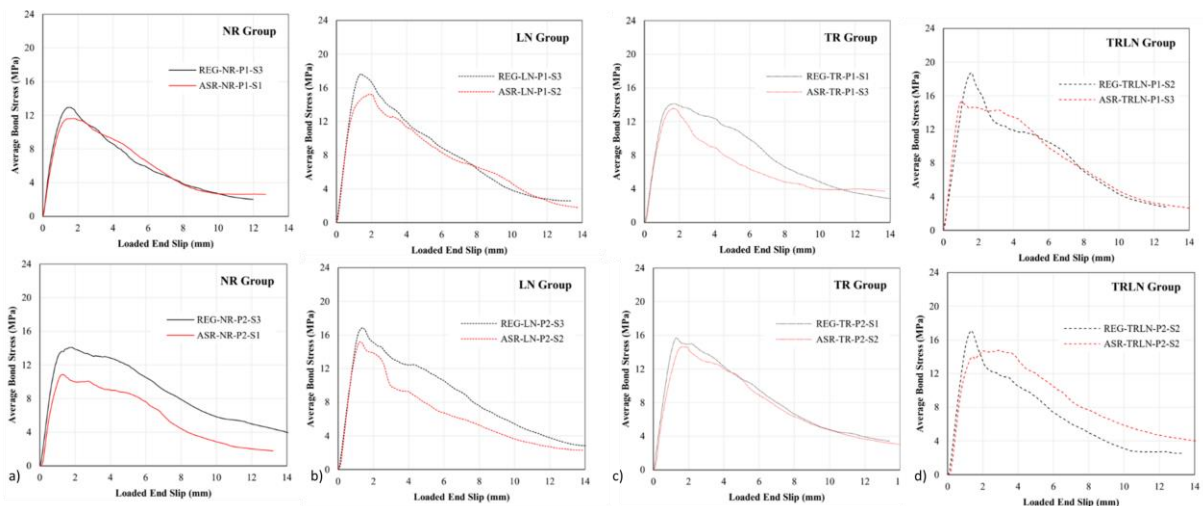


Figure II-31 Evolution des courbes des pull out (phase 1 et 2) pour les ferrailages a) NR, b) LN, c) TR, d)TRLN [Zhychkovska, 2020]

### II.4.2.1. Propriétés à la rupture

Comme indiqué dans la partie précédente, les déformations de RAG induisent des réductions des caractéristiques mécaniques générales (Module d'Young, Résistance à la compression et à la traction) présentant une importante variabilité et dépendance aux formulations et conditions d'essais. L'évaluation de l'état d'un béton à partir du seul suivi de ces caractéristiques peut s'avérer insuffisant. Afin de pouvoir mieux évaluer l'état du béton après expansion, certains auteurs se sont intéressés à l'étude des caractéristiques à la rupture.

Dans leurs travaux, [Rotter et al., 1998] étudient l'évolution de l'énergie de fissuration d'échantillons prismatiques réactifs. Après une période de vieillissement en gonflement libre et à différentes températures, les échantillons sont redécoupés en cubes pré-entaillés pour pouvoir être soumis à des tests de type « *Wedge-splitting test* » (Figure II-32).

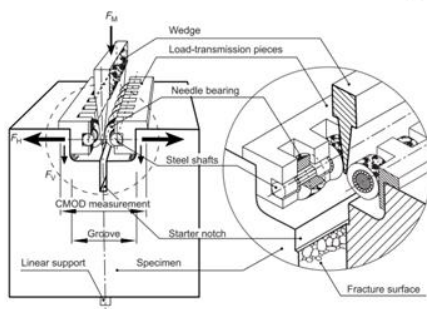


Figure II-32 : Schéma du *Wedge splitting test* [Rotter et al, 1998]

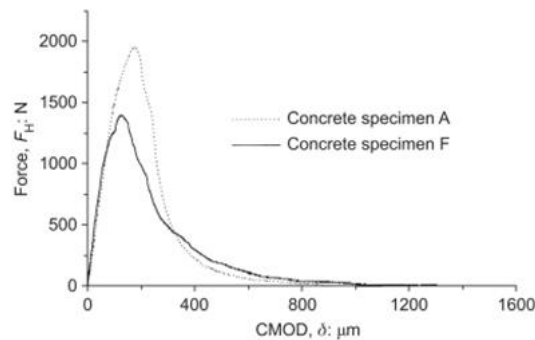


Figure II-33 Evolution de la courbe force/déplacement pour le cas non réactif (A) et pour un échantillon réactif (F) [Rotter et al, 1998]

Après suivi des déformations induites par la RAG, les courbes forces/déplacements ainsi que les valeurs des caractéristiques à la rupture (résistances maximales nominales et énergies de fissuration) sont obtenues. Comparé à l'échantillon non réactif, une réduction des caractéristiques à la rupture des cubes réactifs est observée. De plus, l'évolution post-pic présente un caractère adoucissant moins rapide que le béton non réactif. Les échantillons réactifs paraissent développer une rupture légèrement plus ductile qu'un béton sain (Figure II-33).

Comparées à la même échéance de temps, les énergies de fissuration présentent une variabilité plus grande que les déformations induites par la RAG. Bien que la réduction de l'énergie de fissuration et de la résistance à la traction nominale semblent proportionnelles au gonflement

généralisé, les auteurs expliquent cette réduction par l'évolution de la microfissuration dans le matériau [Rotter et al., 1998].

Face à l'importance de la fissuration sur le comportement à la rupture, [Hayes et al., 2020] se sont focalisés sur cet impact. Pour cela, les auteurs étudient des échantillons réactifs confinés uniaxialement durant leur période de vieillissement. Par suite, les échantillons sont découpés en cube et soumis au « Wedge splitting test » jusqu'à rupture. Les cubes sont extraits de manière à obtenir différentes orientations entre la microfissuration induite par la RAG et l'entaille faite pour le test (0°, 45° et 90°), afin d'étudier l'impact de l'orientation de la microfissuration sur les propriétés à la rupture du béton (Figure II-34).

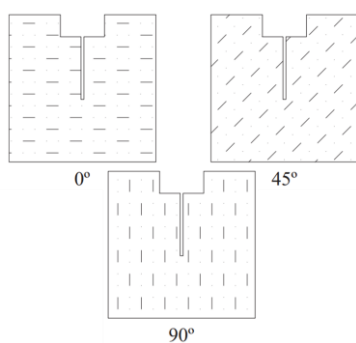


Figure II-34 Cube avec une microfissuration préférentielle de RAG entaillé pour l'essai, [Hayes et al, 2020]

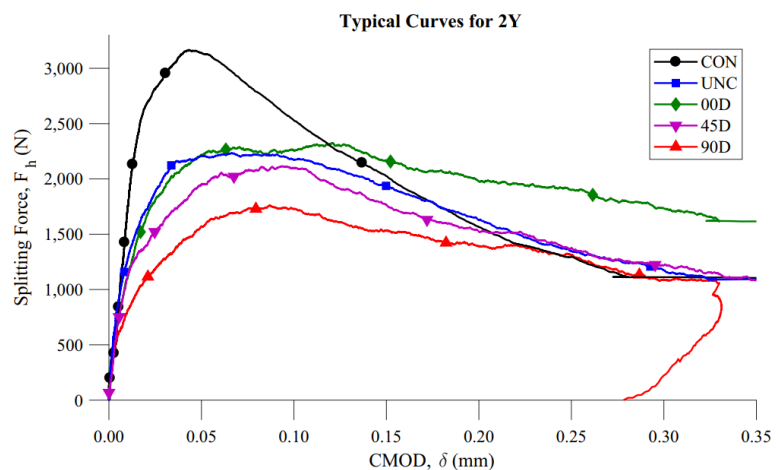


Figure II-35 Courbes force/flèche pour les échantillons : non réactif de contrôle (CON), réactif non confiné (UNC) et réactif confiné selon les différentes orientations (0°, 45°, 90°) [Hayes et al, 2020]

Les courbes force/flèche des différents cubes sont présentées pour l'échéance de 2 ans en Figure II-35. Quelle que soit l'orientation de la microfissuration, la RAG induit dans tous les échantillons réactifs une réduction des propriétés mécaniques pré et post-pic. En comparant les résultats obtenus pour les différentes orientations, les échantillons présentant une microfissuration perpendiculaire à l'entaille ont subi les réductions les plus limitées, proches de celles obtenues dans les cas non confinés. La réduction la plus importante est observée pour l'orientation parallèle à l'entaille (orientation de 90°). En effet, en étant parallèle à la charge appliquée, la microfissuration conduit à une propagation plus facile de la fissuration structurelle, induisant une réponse globale plus limitée.

Également analysée dans [Rotter et al., 1998], l'énergie de fissuration semble diminuer avec le développement de la RAG. Il est cependant important de noter que ces tests ont été menés jusqu'à un déplacement fixé et non pas jusqu'à la rupture, ce qui rend discutable les valeurs d'énergie de fissuration ainsi obtenues. De plus, il est notable que l'évolution des modules est moins marquée que celle de l'énergie de fissuration ou des valeurs au pic. Plus qu'une simple réduction des caractéristiques mécaniques (résistance maximale, énergie de fissuration), ces résultats attestent que la RAG, et plus précisément sa microfissuration, induit une évolution du type de rupture que subit le béton une fois sollicité par ce type d'essai.

Les effets de la RAG étant fortement influencés par différents facteurs (nature des granulats, composition du béton, conditions environnementales, conditions d'essai...), il est possible de trouver dans la littérature des résultats contradictoires quant à l'évolution de l'énergie de fissuration avec les gonflements. Dans leurs travaux, [Miki and Tsukahara, 2016] ont comparé l'évolution du comportement de poutres entaillées réactives sollicitées jusqu'à rupture. Soumises à des essais de flexion trois points, les courbes forces/déplacements sont utilisées afin d'en déduire l'énergie de fissuration. Enfin, les échantillons sont suivis par corrélation d'images numériques afin d'étudier la propagation de la fissuration. Bien que les valeurs aux pics soient plus importantes dans le cas des échantillons non-réactifs (N1, N2 et N3 sur la Figure II-36), les valeurs de déplacements ultimes sont, elles, plus importantes pour les échantillons réactifs, induisant des énergies de fissuration supérieures. De plus, deux des échantillons ont été étudiés sur une échéance plus longue (d'un an) attestant d'un avancement plus important (ASR5 et ASR6). Ces derniers ont présenté une énergie de fissuration plus importante que tous les autres échantillons réactifs. Bien que cette proportionnalité entre l'énergie de fissuration et l'évolution de l'endommagement soit notable, et en contradiction avec les précédentes constatations ([Rotter et al., 1998] et [Hayes et al., 2020]), le comportement global du béton réactif semble cependant évoluer de la même façon : d'une nature fragile vers une nature plus ductile (Figure II-36). De plus, les auteurs étudient aussi ces ruptures par corrélation d'images numériques, et soulignent ainsi la relation entre les évolutions comportementales et la fissuration de la zone au-dessus de l'entaille. En effet, la microfissuration de RAG se développant dans cette zone possède un impact non négligeable sur la propagation de la fissuration lorsque la poutre est sollicitée, induisant dans ce cas une augmentation des énergies de fissuration avec l'évolution de la réaction.

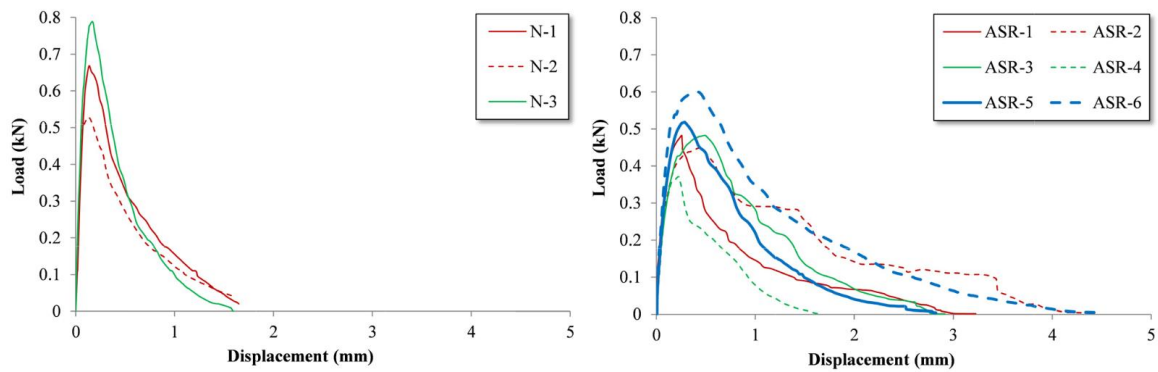


Figure II-36 Courbes force/déplacement pour les cas non réactifs (N-i) et pour les cas réactifs (ASR-i) [Miki and Tsukahara, 2016]

Afin de souligner ces différences de fissuration, [Zhychkovska, 2020] poursuit ses travaux sur l'évolution des propriétés d'adhérence entre béton sain et réactif. L'auteur compare les évolutions de faciès de fissuration d'essais de type 'Cast in place' (CIP) menés jusqu'à rupture. Assimilables aux essais de pull-out, ces essais visent à solliciter de la même façon des ancrages coulés directement dans le béton. La partie haute de la tige d'ancrage est sollicitée en traction, et les forces sont transmises au béton par la partie noyée de l'ancrage. Afin d'observer les fissurations internes, les échantillons sont sciés après essais. Dans les deux cas et comme vu précédemment, la sollicitation de l'acier sur le béton environnant fait évoluer sa fissuration interne le long des bielles de compression. Il est cependant notable que dans le cas réactif, l'angle formé par ces bielles est plus aigu que dans le cas non-réactif. De plus, l'observation des faciès de fissuration a présenté pour le cas non réactif une fissure ouverte en surface, sur le plan perpendiculaire à l'armature, bien plus limitée dans le cas réactif. Ces dernières remarques attestent à nouveau qu'en contexte de RAG, la sollicitation d'échantillons armés peut induire une fissuration différente d'un béton sain. Cette évolution de fissuration peut mener à l'évolution spécifique des caractéristiques mécaniques ainsi que du mode final de rupture.

Ces différents aspects étudiés à l'échelle du matériau sont des caractéristiques importantes et permettent de mieux comprendre l'impact de la RAG lorsque celle-ci est observée sur structure. Les effets évalués directement sur structures font l'objet de la partie suivante.



## II.5. La RAG à l'échelle de la structure

### II.5.1. Gonflement dans des structures armées

Les travaux de [Hayes et al., 2018] sur structures de grande échelle ont permis de souligner à nouveau la forte dépendance entre les gonflements et les conditions structurelles mécaniques (quantité d'armature, conditions aux limites). Trois structures représentatives de parois d'enceinte nucléaire sont réalisées : deux réactives et une de contrôle (CTRL). Armée dans les deux directions du plan, l'une des structures réactives est aussi confinée uniaxialement (CASR). L'évolution des déformations est présentée pour les trois cas en Figure II-37. La limitation du gonflement induite par la présence de confinement latéral et le report du gonflement dans la direction libre peuvent être notés. Dans ce cas d'étude, la valeur de la déformation volumique générée dans les deux cas réactifs est pratiquement identique (Figure II-38). Il apparaît avec cette configuration d'étude et cette formulation de béton, que le gonflement volumique généré est indépendant de l'état de contraintes si au moins une des directions est libre, cette conservation volumique n'étant naturellement pas possible dans les cas de confinement tri-axiaux, comme vu dans [Liaudat et al., 2018] et [Gautam and Panesar, 2016].

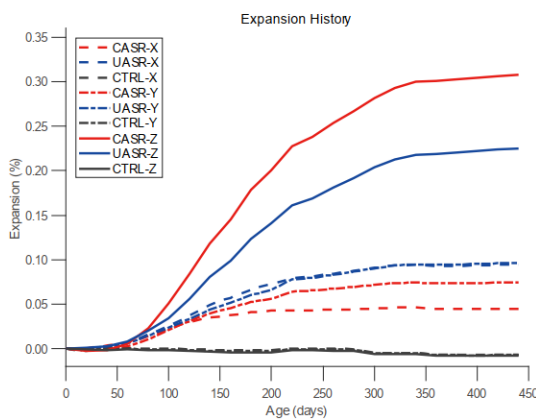


Figure II-37 Evolution des déformations dans les trois directions pour le cas non réactif (CTRL), le cas réactif confiné (CASR) et non confiné (UASR)

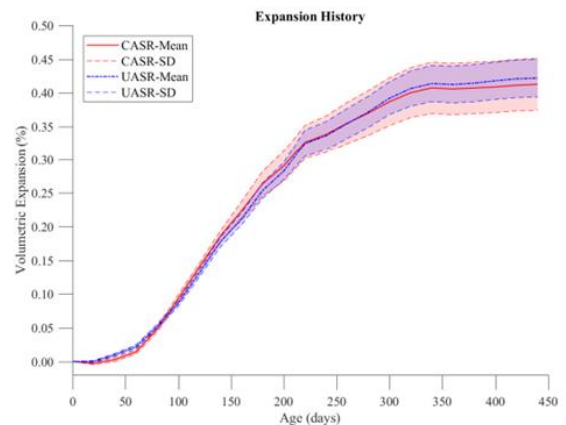


Figure II-38 Expansion volumique des cas réactifs confiné (CASR) et non confiné (UASR)

Ces effets d'anisotropie de gonflement sont dus au phénomène de précontrainte chimique explicité dans la partie II.4.1.1. Dû à la présence de blocage ou de charge extérieure, le gonflement de RAG se retrouve gêné, et induit le développement de contrainte de compression au sein de la matrice de béton. Ce confinement interne, dit précontrainte chimique, induit une



fissuration préférentielle de la RAG dans les directions libres. Ainsi, cette précontrainte chimique est la première cause de l'anisotropie de gonflement de RAG [Multon et al., 2006].

Outre l'anisotropie induite par la présence d'armature et/ou de contrainte, d'autres facteurs impactant à l'échelle de la structure sont aussi à considérer.

## II.5.2. Effet des conditions environnementales sur des structures atteintes de RAG

Dans ses travaux, [Multon et al., 2005] portent leur étude sur l'impact d'un gradient hydrique sur des poutres de laboratoire. Cinq poutres de dimension 3000 x 500 x 250 mm sont étudiées, deux sont non armées, réactive et non réactive, deux sont normalement armées, réactive et non réactive, et une est réactive et fortement armée. Le gradient hydrique est assuré par l'immersion des parties basses des poutres (sur 70 mm) et la partie haute est soumise à un environnement d'humidité relative estimée à 30 %. L'évolution de la saturation selon la hauteur des poutres est suivie grâce à la mesure de variation de masses et à des mesures de gammadensimétrie dans la partie supérieure des poutres. Les poutres réactives, non réactives, armées et non armées présentent des profils de variations de masse sans différence significative (Figure II-39).

En surface supérieure, le séchage conduit à des déformations de retrait et à l'inverse, en surface basse la prise d'eau favorise les expansions de RAG (Figure II-40). Le suivi des déformations des poutres réactives armées a montré des déformations longitudinales réduites par la présence d'armature. En direction transversale, les déformations des poutres réactives n'ont pas présenté de différences significatives. Enfin en direction verticale, la déformation est la même pour les deux poutres armées et légèrement inférieure à celle de la poutre non armée.

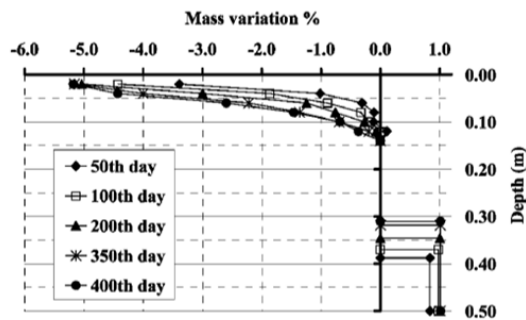


Figure II-39 Evolution de la prise de masse [Multon et al., 2005]

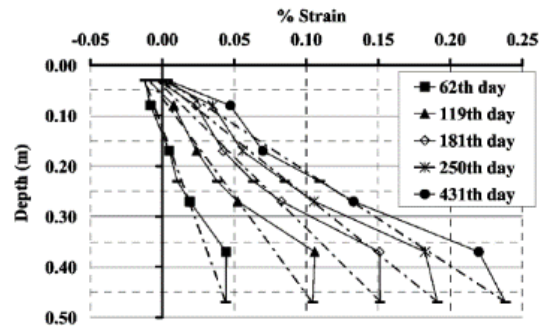


Figure II-40 Evolution des déformations longitudinales de la poutre réactive non armée [Multon et al., 2005]

Ainsi à l'échelle de la structure, il s'agit de considérer la concomitance des différents phénomènes qui peuvent avoir des effets sur le gonflement à l'échelle du matériau. Dans ce cas, les gradients hydriques viennent se coupler aux précontraintes chimiques développées par la présence d'armatures empêchant les gonflements et induisant ainsi des états de contraintes et des fissurations différentes selon la configuration considérée.

### II.5.3. Fissuration des structures armées atteintes de RAG

Les fissurations induites par des bétons réactifs en gonflement libre présentent des faciès de type « faïençage » dite aussi « map cracking ». Il s'agit d'une fissuration répartie, qui peut ressembler à une fissuration de retrait important ou de phénomènes de gel/dégel. Néanmoins, comme analysé sur éprouvettes, ces gonflements sont sensibles à différents phénomènes induisant des gonflements différentiels et donc une fissuration anisotrope. Dans le cas de structures armées et précontraintes, le gonflement peut avoir lieu dans la ou les directions libres, induisant une fissuration préférentielle parallèle à la direction la plus armée ou précontrainte. Les recommandations ISE [Engineers, 1992] soulignent aussi cet effet (Figure II-41).

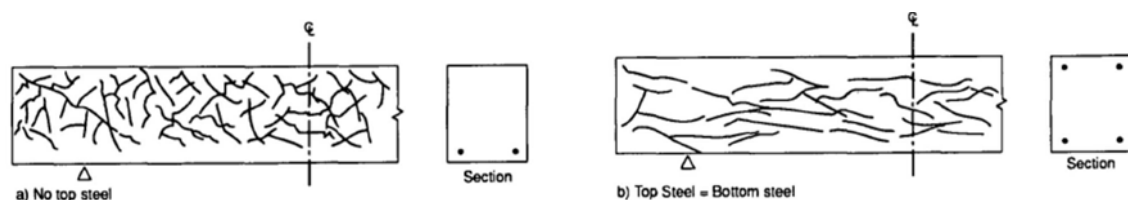
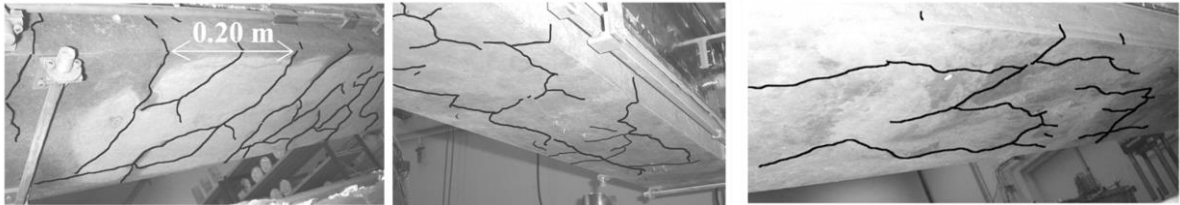


Figure II-41 Orientation de la fissuration par la présence d'armature [ISE, 1992]

En considérant aussi des gradients hydriques, dans ses travaux menés sur poutres armées réactives, [Multon et al., 2005] observe des faciès de fissuration parallèles à la direction la plus confinée des poutres étudiées. Les faciès de fissuration obtenus pour trois configurations (sans armature, armée faiblement et fortement) sont présentés en Figure II-42. Les poutres armées (B3 et B4) ont présenté une fissuration préférentielle dans la direction longitudinale parallèlement aux armatures principales.



*Figure II-42 Fissurations obtenues pour les poutres réactives non armée (B1) armée (B3) et fortement armée (B4) [Multon et al., 2005]*

Ainsi, les fissurations induites par la RAG dans les structures armées sont dépendantes de l'état de contrainte lié aux gonflements empêchés par les armatures conduisant une anisotropie de l'endommagement. Cette fissuration spécifique conduit à la réduction des caractéristiques mécaniques, qui modifie le comportement global de la structure endommagée. Au regard des ouvrages de grandes dimensions, l'ensemble de ces phénomènes et leurs possibles couplages sont donc à considérer avec attention.

#### II.5.4. Comportement à rupture de structures atteintes de RAG

Comme évoqué dans la partie relative aux effets mécaniques à l'échelle du matériau, l'évolution des propriétés à la rupture est principalement dirigée par l'initiation et la propagation de la microfissuration. Cette fissuration a un fort impact sur l'évolution des caractéristiques mécanique, et donc, sur l'évolution du comportement à rupture du béton.

Dans leurs travaux, [Ohno et al., 1989] étudient ces évolutions par le biais de poutres armées réactives et non réactives. Après une période de gonflement en condition d'expositions climatiques naturelles, les poutres sont soumises à un essai de flexion quatre point jusqu'à la rupture. Afin de caractériser le comportement à rupture à deux niveaux d'avancement de RAG, les essais sont menés à l'issue de 17 mois et de 45 mois après la cure. De plus, les poutres âgées

de 17 mois subissent un premier chargement/déchargement avant d'être emmenées jusqu'à la rupture. Néanmoins, ce cycle n'induit pas beaucoup de variations sur l'évolution de la rigidité, et pour le cas non réactif les courbes force/déplacement obtenues à 17 mois et 45 mois sont presque identiques (Figure II-43). Les différences comportementales majeures se trouvent entre les poutres réactives et non réactives. Due à la précontrainte chimique, la RAG induit un retard de fissuration de flexion. Ce retard est d'autant plus important que la réaction est avancée (courbes orange et rouge Figure II-43). Ainsi dans cette étude, il n'y a pas de gain sur la capacité portante ultime, mais le retard de fissuration permet un gain sur la limite d'élasticité ainsi que sur la rigidité post-fissuration.

De la même manière, dans ses travaux [Multon, 2003] étudie des poutres armées sollicitées jusqu'à rupture après avoir subi une première période de vieillissement. L'originalité principale de ces essais étant dans la variabilité des conditions hydriques imposées, après 14 mois de séchage et 9 mois de remouillage, les corps d'épreuves sont soumis à un essai de flexion quatre points. Dans la Figure II-44, l'évolution de la courbe force/déplacement est présentée pour des poutres faiblement armée, réactive (P4) et non réactive (P6). La raideur initiale est similaire jusqu'au début de la fissuration à partir de laquelle la rigidité diminue. Le cas réactif présente un retard de cette fissuration et voit la réduction de sa rigidité plus limitée que pour le cas non réactif. Néanmoins, les variations obtenues quant à la capacité ultime à la flexion ne sont pas assez significatives pour parler d'un gain de résistance en flexion.

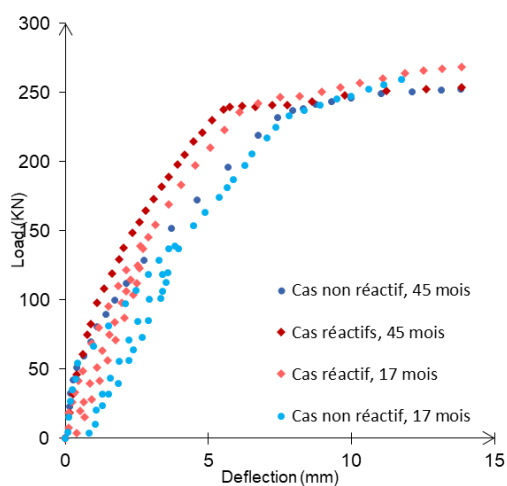


Figure II-43 Evolution des courbes forces/déplacement [Ohno et al., 1989]

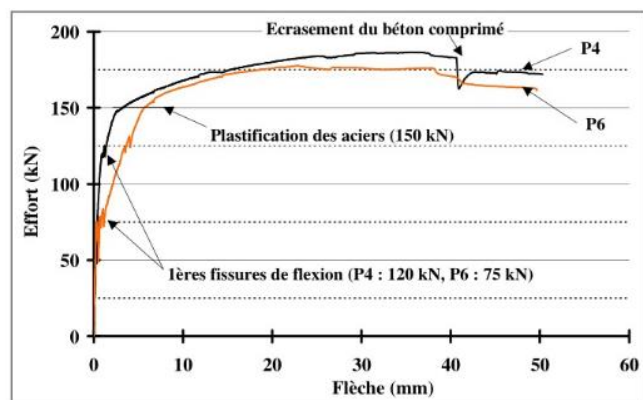


Figure II-44 évolution de la flèche pour une poutre faiblement armée, réactive (P4) et non réactive (P6), [Multon, 2003]

Utilisant le même type d'essai [Bracci et al., 2012] étudient dans leurs travaux l'impact de la RAG sur des structures dont la sollicitation maximale se produit en zone de recouvrement des armatures. Pour cela, les auteurs étudient 16 poutres de béton armé réactif en grande échelle. Après une première période de vieillissement où les poutres sont laissées en conditions d'exposition extérieures (durant 1100 jours environ), les gonflements moyens sont mesurés et sont d'environ 0,1-0,15 % pour les gonflements longitudinaux et jusqu'à 0,2-0,25 % pour les transversaux. Par suite, ces poutres sont soumises à des essais de flexion quatre points à un essai de flexion trois points. Ainsi, la première flexion permet de créer un moment de flexion important et constant entre les appuis, et la seconde, menée avec deux charges et un appui, induit le développement d'une sollicitation maximale au centre de la zone de recouvrement. Les courbes obtenues à l'issue de ces essais sont présentées en Figure II-45 et Figure II-46. Les poutres de référence étant les LSC15 et LSC16, le retard de fissuration induit par le confinement des réactions de gonflements internes est visible sur toutes les courbes obtenues pour les poutres réactives. La force de première fissuration augmente de 5 % à 15 % et la rigidité après plastification se retrouve également supérieure de 25 % à 30 % des poutres non réactives. Ainsi, et de la même façon que les précédents auteurs, le gain induit par la précontrainte chimique induit un retard de fissuration et une rigidité post-fissuration plus importante pour les cas réactifs.

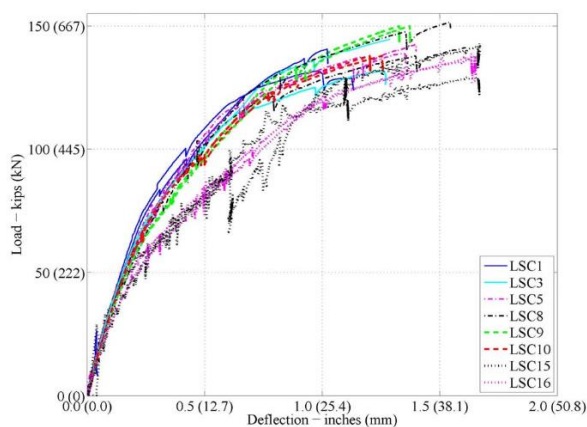


Figure II-45 Résultats des essais de flexion quatre points [Bracci et al., 2012]

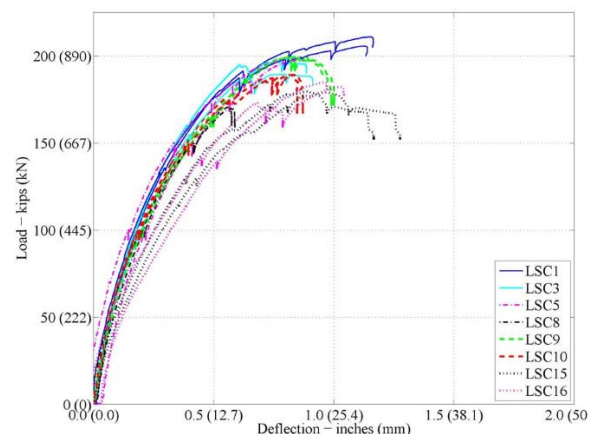


Figure II-46 Résultats des essais de flexion trois points [Bracci et al., 2012]

Ainsi, le comportement à la flexion de poutres armées atteintes de RAG est fortement influencée par l'apparition de la précontrainte chimique qui retarde la première fissuration de flexion. Ceci est permis s'il existe de bonnes conditions d'adhérence entre l'acier et le béton. L'étude de l'évolution de l'évolution des conditions d'adhérence peut permettre de mieux

comprendre l'impact de la RAG sur la capacité résiduelle des structures armées atteintes de RAG.

## II.5.5. Expertise d'ouvrages

### II.5.5.1. Cinétique de gonflement sur ouvrage de grande échelle

Comme vu précédemment, les formulations ainsi que les conditions hygrothermiques possèdent de forts impacts sur l'évolution de comportement de béton réactif. Dans son étude, [Curtis, 2000] relève la vitesse de déformation moyenne de barrages réactifs à différents endroits du monde. Bien qu'il s'agisse d'extrapolation sur des valeurs moyennes, les variations entre les vitesses d'expansions reviennent souligner ces impacts. En Californie, le barrage Gene Wash a subi durant une vingtaine d'années une vitesse d'expansion verticale de  $100 \mu\epsilon/\text{an}$  avant de voir sa progression ralentir à une vitesse de  $6 \mu\epsilon/\text{an}$  jusqu'à aujourd'hui. Dans le même état, le barrage Copper Basin a présenté sur une dizaine d'années une vitesse de déformation verticale de  $120 \mu\epsilon/\text{an}$ , puis de  $10 \mu\epsilon/\text{an}$  pendant vingt ans avant une stabilisation. Au Portugal, le barrage de Santa Lucia, a lui présenté pendant près de quarante ans une vitesse d'expansion de  $16 \mu\epsilon/\text{an}$ .

Dans leurs travaux, [Hattingh et al., 2017] portent leur attention sur le suivi de deux barrages-voûtes. Par l'importante variabilité des résultats au sein d'un même ouvrage, les auteurs viennent souligner l'importance et la nécessité d'une stratégie de monitoring la plus complète possible. En premier temps, ils étudient le barrage de Cahora Bassa au Mozambique. D'une hauteur de 170 m, les évolutions des déformations verticales sont d'abord comparées au centre du barrage à différents niveaux. Présentant une variation moyenne de 30 % environ entre les valeurs des points les plus distants, les points hauts ont présenté les gonflements les plus importants (environ  $30 \mu\epsilon/\text{an}$ ). De plus, leur suivi a aussi mis en exergue l'impact de la géométrie sur l'état de contrainte, pouvant induire une variation des déformations d'autant plus importante au sein de la structure. Dans ce cas, la présence d'une galerie en partie basse a induit sous son niveau des déformations plus importantes que celles au-dessus ( $19 \mu\epsilon/\text{an}$  contre  $2 \mu\epsilon/\text{an}$ ). Par suite, dans leur étude sur le barrage de Kouga en Afrique du Sud, les déformations de retraits selon différentes directions ont pu être observées. Outre le gradient de retrait entre les parties haute et basse induit par le niveau de l'eau, l'amont du barrage présente aussi une humidité relative plus importante que l'aval. Enfin, la présence du déversoir induit sur le flanc gauche une rigidité supérieure et donc un état de contrainte différent du flanc droit. Ainsi, de

par ces conditions thermo-hydriques fortement variable, et de par l'impact de ces conditions sur l'évolution de la RAG, une forte dispersion des données est aussi à attendre sur cet ouvrage.

De la même façon, et en vue de définir et d'évaluer les différentes méthodes d'évaluation et de réhabilitation des structures réactives, [Charlwood and Sims, 2017] présentent dans leur étude plusieurs cas d'ouvrages réactifs issus de différentes régions du monde. Si les vitesses d'expansions moyennes semblent osciller entre [10 – 50]  $\mu\epsilon/\text{an}$ , elles peuvent présenter des variabilités bien plus importante au sein d'une même ouvrage.

Ainsi, la variabilité des mesures sur ouvrages peut être importante et induite par différents phénomènes se produisant à différentes échelles. Plus que les conditions environnementales hétérogènes, la variabilité des formulations utilisées sur ouvrages, et leurs impacts l'un sur l'autre, peuvent participer à la multiplicité des données in situ. L'évaluation globale de l'état d'une structure se doit donc d'être stratégique afin de ne pas rendre compte uniquement de phénomènes locaux.

### II.5.5.2. Fissuration sur ouvrages armés de grande échelle

Le réacteur de centrale nucléaire d'Itaka, Japon, construit en 1975 à présenter lors d'une visite de contrôle (1979) un décalage axial entre le rotor et la turbine du réacteur. Afin d'étudier la raison d'un tel phénomène, des points de suivi ainsi que des carottages ont été effectués. De plus, et dû à un développement local de la fissuration, une partie réactive à la RAG a pu être détectée au niveau des fondations du tablier portant ces éléments. Les travaux menés par [Takakura et al., 2005] sur cet ouvrage ont pu mettre en valeur ce phénomène. Les premières fissures visibles en surface (1982) étaient principalement orientées parallèlement à la direction la plus armée avec quelques fissures perpendiculaires en bas des fondations. L'avancement de la réaction a induit la propagation de ces fissures dans la même direction préférentielle, ainsi que dans les zones hautes des fondations. Comme vu à l'échelle du matériau, le phénomène de gonflement empêché est la cause de cette direction préférentielle de fissuration. Dans ce cas d'étude, les directions horizontales sont les plus armées, induisant une fissuration majoritaire dans cette direction. En 2002 a été tracé un schéma de fissuration rendant compte de ces évolutions (Figure II-47).



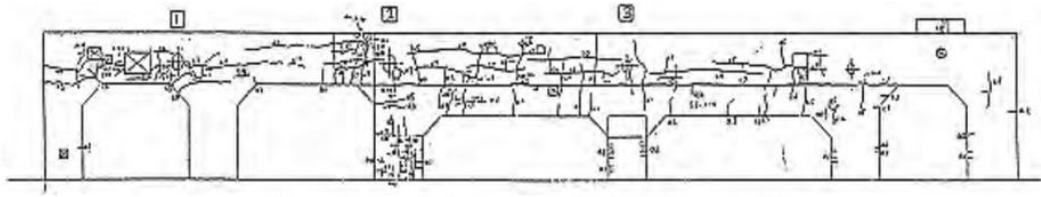


Figure II-47 Faciès de fissuration des fondations du réacteur d'Itaka [Takakura et al., 2005]

Le pont Gammelrand, au Danemark, est un pont à trois travées, construit en 1976 avec un béton réactif. Comme la plupart des dalles de ponts, celle-ci possède un ferrailage horizontal sans armature de cisaillement. De la même façon que pour la structure précédente, l'expansion de RAG se retrouve vite limitée horizontalement et est reportée verticalement, induisant une forte fissuration horizontale le long de la dalle. Face à ce type, courant, de structure endommagée, l'évaluation de la résistance en cisaillement résiduelle doit être évaluée afin d'en assurer la sûreté. La résistance en cisaillement étant fonction de la rigidité et de la résistance en compression, l'endommagement de RAG réduit cette capacité. Ces caractéristiques mécaniques et l'endommagement généré étant tous deux anisotropes, il s'agit de les considérer pour l'évaluation du comportement. Dans ce contexte, [Hansen and Hoang, 2021] étudient dans leurs travaux l'anisotropie du comportement sous compression. Différents prismes sont carottés sur le pont. Ces échantillons, présentant déjà une fissuration orientée, sont sollicités de façon parallèle et perpendiculaire à cette fissuration de RAG, pour en évaluer le module d'Young et la résistance à la compression. Les essais menés perpendiculairement à cette fissuration ont présenté des valeurs bien plus réduites que dans le cas de sollicitation parallèle, de la même façon que dans les essais à l'échelle du matériau mené par [Hayes et al., 2020]. Dans une éprouvette de béton sain, due à la direction de coulage et de vibration, et en comparaison de la direction verticale, une ségrégation pâte/granulat supérieure dans la direction horizontale est à attendre. Ainsi, les caractéristiques mécaniques horizontales sont estimées inférieures aux caractéristiques verticales. Cette remarque étant inverse aux observations expérimentales, les auteurs justifient cette variation par l'état de contrainte et la présence des fissures. En effet, la fissuration de RAG étant en partie remplie par le gel créé, la refermeture des fissures ne peut se faire totalement. Les efforts normaux peuvent être transmis de part et d'autre de la fissure mais ce n'est pas le cas pour les efforts de cisaillement. Des contraintes de traction se développent alors au niveau des surfaces de contact, et sont par suite responsables du développement de la fissuration verticale. Ces mécanismes de rupture étant indépendants de l'interaction pâte - granulat, ceux-ci peuvent définir un mode de rupture mais ne permettent pas de caractériser la



résistance résiduelle. Dans ce type de structures, du fait de la microfissuration induite par le développement de la RAG, il s'agit donc de considérer l'anisotropie des caractéristiques mécaniques pour l'évaluation du comportement.

### II.5.5.3. Evolution des caractéristiques sur ouvrages de grande échelle

L'enceinte de confinement de réacteur de centrale Candu6, en Chine, a été construite dans les années 1950 et identifiée comme réactive à la RAG dans ses premières années de services. Dans leur étude, [Tcherner and Aziz, 2009] ré-évaluent cette enceinte face au risque sismique. Pour cela, il s'agit de considérer les valeurs actuelles du module d'Young et de la résistance en compression. Le suivi de la structure, assuré notamment par des extensomètres verticaux et horizontaux, a permis de mesurer ces gonflements, de l'ordre de  $28\mu\text{m/m}$  dans les murs,  $57\mu\text{m/m}$  dans le dôme et  $14\mu\text{m/m}$  dans le radier. Bien que ces valeurs ne nécessitent pas de variation des caractéristiques pour le calcul de la réponse sismique, la mesure de la résistance en compression étant 1,5 fois supérieure à celle utilisée dans les calculs initiaux de la structure, les auteurs préconisent d'utiliser une valeur augmentée du module d'Young.

L'étude, précédemment citée, menée par [Takakura et al., 2005] sur les fondations des turbogénérateurs du réacteur d'Itaka, a aussi porté sur l'évolution de ses caractéristiques mécaniques. Comme dit plus tôt, seul le tablier et ses fondations sont considérés réactifs, aussi, les carottages relatifs à cette zone sont considérés comme réalisés dans un matériau dégradé. D'autres échantillons sont prélevés dans des zones non gonflantes afin de mesurer les caractéristiques du béton sain. La comparaison des valeurs de résistances à la compression a montré des valeurs légèrement inférieures pour les zones réactives. Néanmoins, aux vues de l'importante variabilité des valeurs, aucune tendance significative n'a pu être obtenue. Sur l'ensemble des données propres au matériau considéré dégradé ( $n=16$ ), les valeurs oscillent jusqu'à 60% entre les valeurs maximales et minimales. En zone saine, la dispersion des valeurs ( $n=8$ ) est plus limitée et oscille d'environ 20%. Concernant l'évaluation du module d'Young, les valeurs réactives obtenues sont pratiquement toutes inférieures à celles obtenues en zones saines, mais là aussi sans réelle tendance significative. En zone considérée réactive, les valeurs oscillent jusqu'à un facteur 3 entre les valeurs minimales et maximales. En zone non réactive, les valeurs oscillent de 25% au maximum. Ces différentes évolutions permettent de souligner à nouveau de l'importante dispersion des données pouvant exister au sein d'un même ouvrage.

### II.5.5.1. Détermination de l'avancement de RAG sur ouvrage de grande échelle

Outre les variations pouvant être observées au sein d'un même ouvrage selon la position du carottage, il est important de noter celle pouvant être induite par la mesure en elle-même.

Le barrage de Temple-sur-Lot, construit en 1951 a vu se développer des fissurations de RAG et des gonflements verticaux et latéraux. En vue d'étudier et de modéliser ce barrage, [Sellier et al., 2009] ont mené des essais expérimentaux pour en déduire la cinétique de gonflement. Le barrage ayant été coulé avec deux formulations (C250 et C350), des carottes ont été prélevées dans différentes zones (sèche et humide). Soumises à des essais d'expansions résiduelles selon la méthode du LCPC [Fasseu, 1997], les différentes carottes ont présenté des résultats d'expansion très similaires, pouvant être considérés comme négligeable au regard des recommandations LCPC. Ces résultats étant en contradiction avec les constatations expérimentales, les auteurs proposent une autre méthode d'évaluation basé sur le potentiel de gonflement de la silice réactive restante. Les granulats réactifs sont récupérés des carottes prélevées en zone gonflante, broyés, et réutilisés pour le coulage d'éprouvettes de mortier. Deux faisceaux granulaires sont considérés pour les deux formulations : 0-5mm pour le premier faisceau assimilable à du sable, et pour les granulats 5-10 mm pour le béton C250 et 5-30 mm pour le béton C350. A l'issue de ces essais, les déformations obtenues sont présentées en Figure II-48. Soumise à des conditions accélérées, la RAG induit des gonflements pour chaque faisceau considéré. Plus limitées pour les éprouvettes coulées avec le faisceau le plus fin, ces évolutions permettent de souligner l'attention particulière qui doit être portée au granulats de plus gros diamètre. En effet, ceux-ci possédant plus de silice à cœur n'ayant pas réagi dans l'ouvrage, ils possèdent donc une capacité résiduelle de gonflement plus importante que les granulats de faible diamètre.

Il est donc à noter ici que l'accélération de la réaction par les conditions d'essais a induit une différence de son évolution comparée à celle in situ. Dans ce cas, il a été nécessaire de réduire encore plus l'échelle d'étude jusqu'à celle de la silice réactive, afin de rendre compte du potentiel de gonflement résiduel de l'ouvrage.

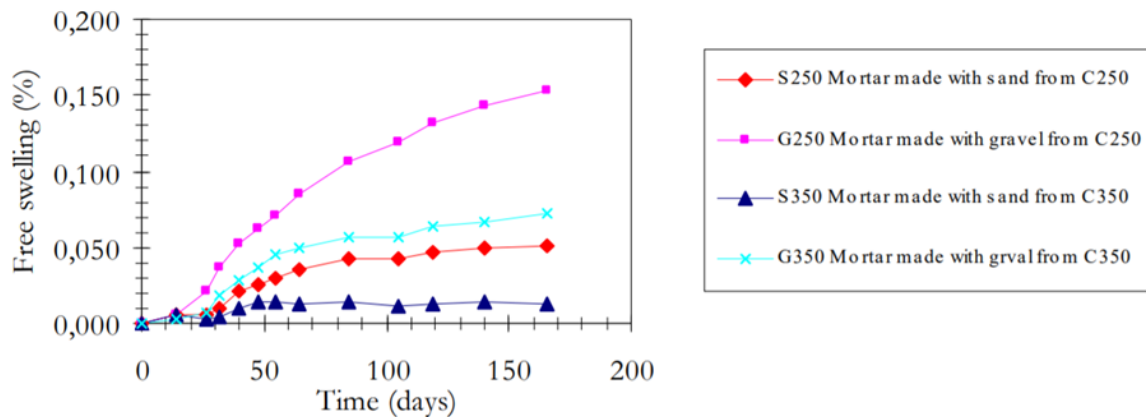


Figure II-48 Evolution des cinétiques de gonflement évaluée selon la quantité de silice restante dans les granulats [Sellier et al., 2019]

Ainsi, le changement d'échelle pour l'évaluation de l'état d'une structure est à considérer avec attention. Afin d'évaluer les mécanismes induits par cette transition, [Jabbour, 2018] fait dans son étude une comparaison de l'évolution de RGI entre une structure de petite échelle avec des éprouvettes qui y ont été carottées, et issues de béton reconstitué. Il est à noter que l'auteur fait l'étude de la RAG mais aussi de la RSI ainsi que des deux pathologies concomitantes. Etudiant deux dimensions d'éprouvettes cylindriques et les comparant aux déformations de la maquette, il en a résulté que l'amplitude et la cinétique ont été impactées par le changement d'échelle. Il est apparu que la réduction de la taille de l'éprouvette induisait la réduction de la phase de latence initiale ainsi que l'augmentation de sa déformation finale (Figure II-49-a et Figure II-49-b). Différents aspects ont été étudiés par l'auteur afin d'expliquer ces variations.

Ramenées à un diamètre équivalent, les variations entre les différentes cinétiques sont trop significatives pour ne résulter que de l'effet de la taille et/ou de la forme des structures d'étude. De plus, en analysant les conditions d'essais, les maquettes reposant dans une ambiance saturée et les échantillons étant immergés, il s'est avéré que le processus de lixiviation était plus important pour ces derniers. Limitant ainsi la quantité d'alcalins disponibles, la cinétique de réaction s'en retrouve alors ralentie. Enfin, en considérant le gonflement comme une mise en traction interne, la réponse mécanique est impactée par la taille de l'échantillon. En effet, l'augmentation de la taille de la structure induisant la réduction de la résistance à la traction globale, les structures de plus grande échelle se voient fissurer plus tôt et possèdent une ouverture de fissure finale plus importante (Figure II-50).

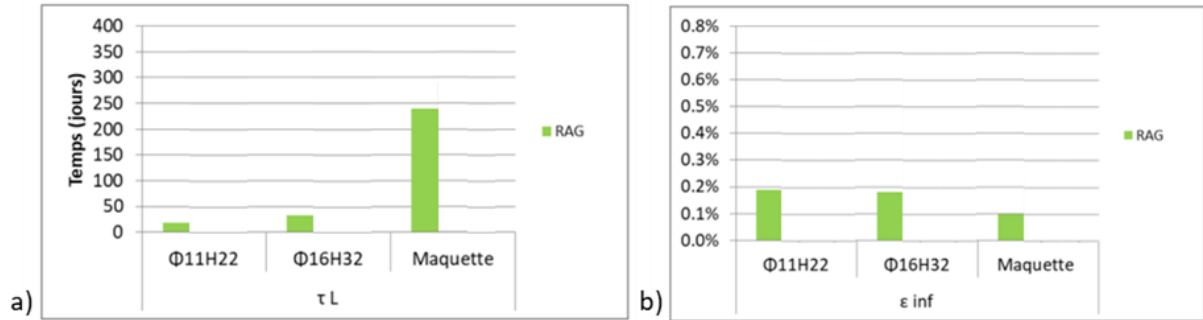


Figure II-49 Comparaison pour les trois corps d'épreuve a) Des temps de latence, b) Des déformations finales [Jabbour, 2019]

	11X22	16X32	Maquette
Ouverture de fissure $w$	$5 \mu\text{m} < w < 15 \mu\text{m}$	$15 \mu\text{m} < w < 40 \mu\text{m}$	$50 \mu\text{m} < w < 1800 \mu\text{m}$

Figure II-50 Faisceaux d'ouverture de fissure pour chaque type d'éprouvette [Jabbour, 2019]

Ainsi, les changements d'échelle physique (taille/forme) et chimique (conditions d'essais accélérés) peuvent induire entre les différents corps d'étude l'évolution des transferts ioniques ainsi que des caractéristiques mécaniques. De telles variations impactant la cinétique et l'ampleur de la RAG, l'utilisation seule de tels résultats pour l'évaluation de l'état global d'une structure peut s'avérer risquée si les mécanismes accompagnant le changement d'échelle ne sont pas considérés avec attention. Afin de compléter le processus d'expertise de l'ouvrage, et notamment par son aspect non destructif, la modélisation est un outil approprié.

## II.6. Modélisation à l'échelle de la structure

Ainsi, et selon l'échelle d'étude considérée, la réaction alcali-granulats peut être caractérisée par différents phénomènes majeurs.

A l'échelle microscopique, les réactions chimiques telles que les échanges ioniques et les phénomènes de dissolution/précipitation sont les principaux mécanismes mis en jeu. A l'échelle de la structure, les quantités d'armature et les états de contraintes sont à considérer. Enfin sur ouvrage de grande échelle, la dispersion des propriétés due aux effets d'échelle doit être ajoutée aux considérations précédentes. Selon l'échelle de caractérisation choisie, différentes approches de modélisations sont proposées dans la littérature. Ces travaux de thèse ayant pour objectif

l'évaluation structurale, les approches développées à l'échelle microscopique ne seront pas décrites, seuls les modèles structuraux seront présentés ici.

Les modèles structuraux ont pour premier but l'étude du comportement des ouvrages de grandes échelles. Ils visent principalement à rendre compte des champs de contrainte et de déformation d'une structure en étudiant la réaction à l'échelle macroscopique, afin d'évaluer sa capacité au service et son risque de rupture. Dans certaines de ces approches, le gonflement libre est assimilé à une dilatation thermique afin de pouvoir utiliser des équations de comportement existantes, et l'anisotropie d'expansion y est prise en compte par des lois empiriques.

Ce type de modèle permet donc de décrire les conséquences mécaniques induites par le gonflement du gel de RAG sans considération fine des phénomènes microchimiques nécessaires à sa création. L'impact sur le comportement du béton est assuré par différents mécanismes (endommagement, plasticité...) qui sont communs aux différentes réactions de gonflement interne (RGI).

### II.6.1. Modèle basé sur des données in-situ

L'un des premiers développements portant sur le suivi d'ouvrage réactif fut développé par [Charlwood et al., 1992]. Ce modèle de nature non prédictive, permet d'évaluer la déformation générée à partir d'un état de contrainte mesuré. Il est à noter que dans cette approche, la réduction de la déformation par un état de compression est prise en compte. Pour cela, les auteurs définissent une contrainte seuil  $\sigma_i^{seuil}$ , estimée à 0,3 MPa, au-delà duquel, la déformation est limitée et évaluée par une loi logarithme orthotrope fonction de ces contraintes. En considérant k un paramètre 'matériau' permettant de caler la réduction, la déformation dans la direction i considérée  $\varepsilon_i$  est obtenue telle que :

$$\varepsilon = \begin{cases} \varepsilon_i & \text{si } \sigma_i < \sigma_i^{seuil} \\ \varepsilon_i - k \log_{10} \left( \frac{\sigma_i}{\sigma_i^{seuil}} \right) & \text{sinon} \end{cases} \quad (\text{II-4})$$

### II.6.2. Première méthodologie globale

Comme vu dans les parties précédentes (II.2 et 0), la RAG est influencée par des facteurs impactant l'amplitude de la déformation mais aussi sa distribution spatiale au sein d'une structure (conditions d'exposition, formulation...). Reprenant les travaux de [Charlwood et al.,

1992], [Léger et al., 1996] ont proposé une méthodologie afin de considérer certains de ces différents facteurs : la réactivité du béton, l'humidité relative, la température et l'état de contrainte. Pour cela les auteurs pondèrent la valeur de la déformation par des coefficients variant entre 0 et 1 selon les zones considérées, respectivement,  $F_R$ ,  $F_H$ ,  $F_T$ , et  $F_C$ .

A cause de l'hétérogénéité des quantités et des positions des constituants réactifs, les auteurs préconisent l'hypothèse simplificatrice de distribution homogène de ces valeurs, soit un  $F_R=1$ . Concernant l'humidité relative, les auteurs considèrent une cinétique maximale en condition saturée ( $F_H=1$ ), ainsi qu'un seuil, estimé à 75 %, en deçà duquel la réaction s'arrête ( $F_H=0$ ). De la même façon, l'impact de la température est linéaire et fonction d'une température seuil, bien qu'une valeur soit donnée (18,3°C), les auteurs préconisent une valeur estimée au cas par cas. Enfin, pour ce qui est de l'état de contrainte, les auteurs complètent l'équation (II-4) par l'ajout d'un seuil de contrainte maximal, estimé entre 5 MPa et 10 MPa, au-delà duquel la déformation générée est considérée nulle.

### II.6.3. Définition d'un avancement

A la différence des précédents modèles de suivi basés sur des mesures in situ, d'autres auteurs ont approché cette réaction à une autre échelle. En considérant l'évolution des phénomènes physico-chimiques de la réaction plutôt que directement ses impacts sur structure, ceux-ci ont notamment permis le développement de modèles dit prédictifs.

Bien qu'il s'agisse d'une approche structurale, le modèle développé dans les travaux de [Capra and Bournazel, 1998] fait la distinction entre les évolutions de la réaction chimique et de l'expansion induite. En effet, les auteurs considèrent la fissuration du béton lorsque la pression du gel créé excède la résistance en traction du matériau. Ainsi, si l'espace poreux disponible est important, la réaction peut être à un stade avancé sans avoir induit de gonflement de la matrice de béton. Dans le modèle, cette différenciation est permise par l'introduction d'un paramètre  $A$  représentatif du pourcentage d'alcalins ayant réagi, fonction d'une énergie d'activation  $E_a$ , de la température  $T$  et d'une constante  $k_0$  :

$$A = \left( 1 - e^{-k_0 \cdot \exp\left(\frac{E_a}{R \cdot T} \cdot t\right)} \right) \quad (\text{II-5})$$

Ainsi, dans cette approche, si l'impact de la température est pris en compte dans l'aspect

chimique de la réaction, celui de l'humidité relative est lui considéré sur l'aspect mécanique des conséquences macroscopiques du gonflement. Pour cela, une loi de puissance fonction du taux d'humidité  $H$  est introduite dans la loi d'expansion. Cette loi permet d'assurer la limitation du gonflement pour des humidités relatives inférieures à 50% et d'importantes expansions pour des ambiances supérieures à 85% (Figure II-52).

Enfin, en considérant la limitation de la réaction par les quantités réactives, les auteurs définissent un seuil  $A_0$  en deçà duquel la déformation de RAG  $\varepsilon^{RAG}$  est considérée comme nulle :

$$\begin{aligned} \varepsilon^{RAG} &= 0 && \text{si } A < A_0 \\ \varepsilon^{RAG} &= (H^m) \times \frac{\varepsilon_0}{A_0} \times (A - A_0) \times f(\sigma) && \text{si } A > A_0 \end{aligned} \quad (\text{II-6})$$

Le modèle étant phénoménologique, les paramètres 'matériau' fonction du béton  $A_0$  et  $\varepsilon_0$  peuvent être retrouvés à partir des courbes de gonflement libres comme présenté en Figure II-51.

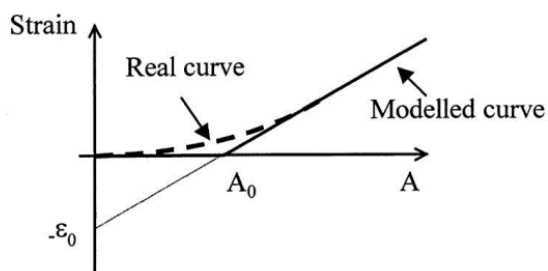


Figure II-51 Détermination des paramètres 'matériau' [Capra and Bournazel, 1998]

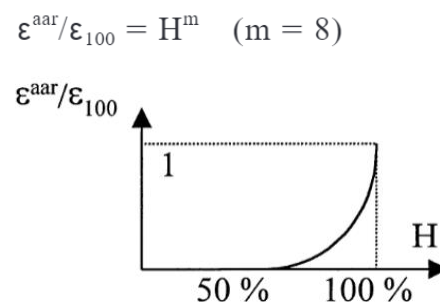


Figure II-52 Loi de puissance de gonflement en fonction de l'humidité [Capra and Bournazel, 1998]

Reprenant ces travaux notamment pour l'impact de la thermique sur l'évolution de la réaction, [Grimal, 2007] se base sur les travaux de [Poyet, 2003] pour la prise en compte de l'impact de la teneur en eau sur l'évolution de la réaction. Le degré de saturation est utilisé pour borner l'avancement final de la réaction, ainsi que pour diriger la cinétique de celle-ci. Un degré seuil  $Sr_0$  est défini, en deçà duquel la réaction ne peut avoir lieu. De plus, en utilisant une forme normée pour la considération de ce seuil, la cinétique de réaction est dirigée par la valeur de la

saturation. Ainsi pour de fortes valeurs de saturation, la cinétique sera rapide, et des valeurs limitées induiront un ralentissement de celle-ci :

$$\frac{dA}{dt} = \alpha_0 \exp\left(\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right) \cdot \frac{\langle Sr - Sr_0 \rangle}{(1 - Sr_0)} \cdot \langle Sr - A \rangle \quad (\text{II-7})$$

Avec  $T_0$  la température d'essais à laquelle a été déterminée la constante  $\alpha_0$ , et  $\langle \quad \rangle$  la partie positive de la grandeur évaluée

Dans les travaux de [Morenon et al., 2017], cette relation linéaire sur la cinétique de réaction évolue en loi de puissance, permettant d'assurer l'accroissement non linéaire qu'induit l'augmentation de la quantité d'eau :

$$\frac{dA}{dt} = \alpha_0 \exp\left(\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right) \cdot \left(\frac{Sr - Sr_0}{1 - Sr_0}\right)^2 \cdot \langle Sr - A \rangle \quad (\text{II-8})$$

Basé sur des développements thermodynamiques, l'approche proposée par [Larive, 1998] est initialement théorique. C'est après la prise en compte d'observations issues d'une importante campagne d'essais sur échantillons en gonflement libre que le modèle devient phénoménologique. L'auteur considère la réaction en deux temps, une première phase de latence où le gonflement s'initie, fait fissurer la matrice, puis se développe plus rapidement ; et une phase d'atténuation exponentielle où il atteint un palier induit par un espace poreux assez important pour permettre la propagation du gel sans induire de gonflement supplémentaire. A ces phases, les temps  $\tau_c$  et  $\tau_L$  sont associés, respectivement un temps de latence et un temps caractéristique, et permettent d'assurer « l'allure en S » du gonflement du béton (Figure II-53). Ainsi, en considérant  $\varepsilon_\infty$  l'expansion maximale pouvant être atteinte en gonflement libre, ainsi que  $a$  et  $b$ , des paramètres 'matériau', la cinétique de gonflement s'écrit alors :

$$\varepsilon_{ch}(t) = \varepsilon_\infty \frac{1 - e^{-\frac{t}{\tau_c}}}{1 + e^{-\frac{t - \tau_L}{\tau_c}}} \quad (\text{II-9})$$

$$\text{Avec } \tau_L = \tau_c * \ln\left(\frac{\varepsilon_\infty}{b}\right) \text{ et } \tau_c = \frac{a \exp\left(\frac{E_a}{RT}\right)}{b + \varepsilon_\infty}$$

Ainsi dans cette approche, la déformation de RAG est assimilée à une déformation d'origine thermique, ne permettant pas d'anisotropie de gonflement.



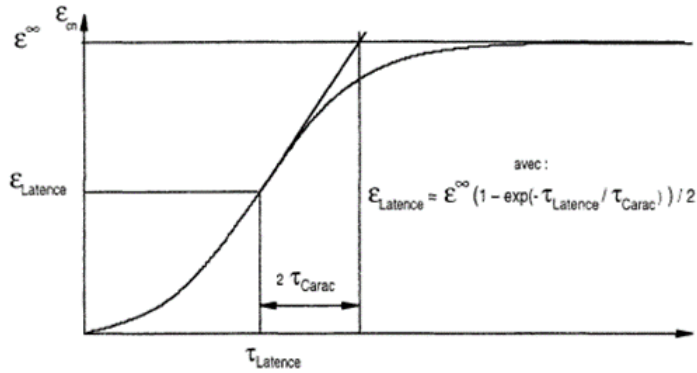


Figure II-53 Equation de la courbe d'expansion proposée par [Larive 1998]

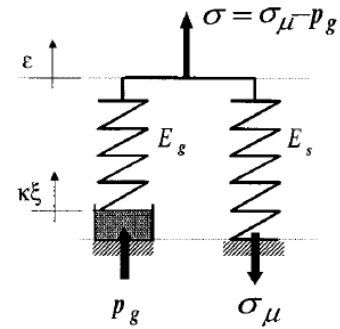


Figure II-54 Modèle rhéologique basé sur la pomécanique [Ulm et al,

Reprenant ces travaux, [Ulm et al., 2000] réécrivent la définition thermodynamique de la réaction dans le cadre de la pomécanique. De cette façon, la contrainte totale est égale à la pression du gel soustraite à la contrainte effective (Figure II-54). De plus, les auteurs ajoutent aux temps  $\tau_c$  et  $\tau_L$  (équation (II-9)) la dépendance à la température à travers des lois d'Arrhenius fonctions de constantes d'activation thermique  $U_c$  et  $U_L$  propres au phénomène considéré, estimées respectivement à 5400 K+500 K et à 9400 K+500 K. En considérant le temps de latence associé à la dissolution de la silice réactive et le temps caractéristique à la formation des produits de RAG, ceux-ci peuvent s'écrire :

$$\begin{aligned} \tau_c(\theta) &= \tau_c(\theta_0) \exp \left[ U_c \left( \frac{1}{\theta} - \frac{1}{\theta_0} \right) \right] \\ \tau_L(\theta) &= \tau_L(\theta_0) \exp \left[ U_L \left( \frac{1}{\theta} - \frac{1}{\theta_0} \right) \right] \end{aligned} \quad (\text{II-10})$$

Face à cette forte influence de la température et afin d'expliquer l'hétérogénéité certaine de l'expansion dans les structures massives, les auteurs se penchent sur la prise en compte de l'impact du transfert de chaleur sur la cinétique des expansions. Dans le cas de petites structures le phénomène de diffusion thermique est plus rapide. La température de surface peut être considérée comme la température de toute la structure. Dans le cas contraire, le transfert de chaleur n'a lieu que dans une zone limitée et la température au sein de la structure diffère de celle en surface. Dans le calcul, cette différenciation est faite par l'introduction d'une longueur caractéristique de diffusion de chaleur,  $l_L$ . Au-delà de cette longueur, la température à considérer est celle au sein de la structure, en deçà de celle-ci il s'agit de prendre en compte la température de surface. Pour les structures dépassant cette longueur, il s'agit de considérer les zones

comprises par cette longueur de transfert, créant ainsi au sein de la structure des gradients de gonflements dans le cas de structure massives. Ce modèle a notamment pu être appliqué au calcul d'un barrage en 2D.

Dans leurs approche, [Pietruszczak and Winnicki, 2003] considèrent aussi une variable caractérisant l'évolution des expansions. Cette variable  $\zeta(\tau)$  est obtenue par le ratio entre la déformation volumique générée  $\varepsilon(\tau)$  et considère le potentiel de gonflement maximum  $\bar{\varepsilon}$  :

$$\zeta(\tau) = \frac{\varepsilon(\tau)}{\bar{\varepsilon}} \quad (\text{II-11})$$

En se basant sur les travaux de [Larive, 1998], les auteurs considèrent un temps de latence  $\tau_0$  durant lequel le gel se propage dans la porosité accessible sans induire de déformation supplémentaire. En deçà de cette valeur,  $\zeta$  est considéré comme nul. S'inspirant des travaux de [Ulm et al., 2000] et [Larive, 1998] pour la prise en compte de l'impact thermique, et de [Capra and Bournazel, 1998] pour l'impact hydrique, l'évolution de  $\zeta$  est telle que :

$$\begin{cases} \frac{d\zeta}{dt} = \gamma_0 \cdot \exp\left[U\left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T}\right)\right] \cdot (H^m)[\bar{\zeta}(\sigma) - \zeta(\tau)] & \text{si } \tau \geq \tau_0 \\ \zeta = 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (\text{II-12})$$

Le modèle développé par le LCPC est aussi basé sur ces même travaux ([Larive, 1998]). Reprenant l'équation pour l'évaluation de la déformation (II-9), [Brunetaud, 2005] étend la loi pour la considération de la réaction sulfatique interne (RSI). Pour cela, et afin d'assurer les phases de gonflement pouvant être bien plus lente que pour la RAG, l'auteur ajoute des paramètres afin de diriger le comportement à long terme de la déformation, tel que :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_\infty \frac{1 - e^{-\frac{t-t_0}{\tau_c}}}{1 + e^{-\frac{t-t_0-\tau_L}{\tau_c}}} \left(1 + \frac{\tau_c}{\tau_L} \cdot \alpha \left(\frac{E}{C}\right) \cdot \frac{\beta \tau_L}{\beta \tau_L + t - t_0}\right) \quad (\text{II-13})$$

Avec  $t_0$  temps de correction pour considérer une phase d'expansion nulle, et  $\alpha \left(\frac{E}{C}\right)$  et  $\beta$  des paramètres « matériau » permettant de contrôler la pente et la durée de la phase d'expansion,  $\tau_c$  et  $\tau_L$ , déterminé expérimentalement (Figure II-53).

Complétant ces travaux, [Baghdadi, 2008] simplifie cette équation :

$$\varepsilon_{\chi,vol}^{libre}(t) = \varepsilon_{\infty} \frac{1 - e^{-\frac{t-t_0}{\tau_c}}}{1 + e^{-\frac{t-t_0-\tau_L}{\tau_c}}} \left(1 + \frac{\varphi}{\beta + t}\right) \quad (\text{II-14})$$

Avec  $\varphi$  et  $\beta$  des paramètres « matériau » permettant de contrôler la pente et la durée de la phase d'expansion. Les réactions sont différenciées par la considération du gonflement potentiel maximal. Pour la RAG, sa valeur est évaluée expérimentalement sur des courbes en gonflement libre. Dans le cas de la RSI, une fonction critère dirige son évolution afin de considérer une température seuil  $T_0$ , estimée à 65°C, en deçà de laquelle le gonflement induit est nul. Au-delà, sa valeur est déterminée de façon proportionnelle à l'écart entre la température atteinte et  $T_0$  :

$$\varepsilon_{\infty} = \begin{cases} 0 & \text{si } T(t) \leq T_0 \\ \alpha \int_{T(t)} e^{-\left(\frac{E_a}{R} \frac{1}{T(t)-T_0}\right)} dt & \text{sinon} \end{cases} \quad (\text{II-15})$$

De plus, et afin de considérer l'impact hydrique, l'auteur se base sur les travaux de [Poyet, 2003] pour l'établissement de loi de pondération. Ces lois sont fonctions de la saturation et pondèrent les paramètres  $\varepsilon_{\infty}$ ,  $\tau_c$  et  $\tau_L$ . En considérant un seuil de saturation en deçà duquel la déformation n'est pas permise, et propre à chaque grandeur pondérée (respectivement  $Sr^{\infty}$ ,  $Sr^C$  et  $Sr^L$ ), leurs formes respectives sont telles que :

$$f_{\infty}(Sr) = \left(\frac{\langle Sr - Sr^{\infty} \rangle}{1 - Sr^{\infty}}\right) \quad f_C(Sr) = \left(\frac{\langle Sr - Sr^C \rangle}{1 - Sr^C}\right) \quad f_L(Sr) = \left(\frac{\langle Sr - Sr^L \rangle}{1 - Sr^L}\right) \quad (\text{II-16})$$

Afin de considérer une dépendance plus fine aux conditions hydriques, [Malbois et al., 2019] développe le modèle et définit un seuil  $Sr_0$  en deçà duquel l'incrément de déformation est nul :

$$\begin{cases} \dot{\varepsilon}_{\chi} = 0 & \text{si } Sr \leq Sr_0 \\ \dot{\varepsilon}_{\chi} > 0 & \text{sinon} \\ \dot{\varepsilon}_{\chi} = \varepsilon_{\chi,vol}^{libre}(t) & \text{si } Sr = 1 \end{cases} \quad (\text{II-17})$$

Afin d'assurer la continuité des équations entre le cas saturé et le cas sec ( $Sr=0$ ), l'auteur définit un temps effectif  $\tilde{t}_n$  à utiliser dans l'équation (II-14) en remplacement du temps usuel  $t$ . En

considérant  $\bar{m}$  une fonction ‘matériau’ à caler sur la courbe de gonflement libre du béton étudié, ce temps effectif est défini tel que :

$$\widetilde{t}_{n+1} = \tilde{t}_n + \left( \frac{\langle Sr_{n+1} - Sr_0 \rangle}{1 - Sr_0} \right)^{\bar{m}_{n+1}} \cdot \Delta t \quad (\text{II-18})$$

Cette modification a notamment permis de retrouver les évolutions des déformations d’éprouvettes atteintes de RSI et soumises à différentes conditions hydriques variables au cours du temps, sur des cycles courts et des cycles longs.

Basé sur le modèle de comportement développé par [Maekawa, 2009], [Takahashi, 2021] étend cette approche aux concepts de la poromécanique pour la prise en compte de la RAG. Dans cette approche, le taux de réaction  $R_{ASR_X}$  est évalué selon le type d’alcalin considéré. Ainsi, en définissant les quantités d’alcalins consommées  $C_x$ , (x étant  $K^+$  ou  $Na^+$ ), les quantités d’eau et de granulats réactifs disponibles, respectivement  $F_{Water}$  et  $V_{RG}$ , ce taux peut s’écrire :

$$\begin{aligned} R_{ASR_X} &= k_{RH} k_T R'_{ASR_X} \\ R'_{ASR_X} &= k C_x F_{Water} V_{RG} \cdot 1e^{-9} \end{aligned} \quad (\text{II-19})$$

Avec k, coefficient du taux de réaction.

Les impacts hygrothermiques sont considérés grâce aux fonctions  $k_{RH}$  et  $k_T$  fonction de l’humidité relative RH et de la température T en kelvin :

$$\begin{aligned} k_{RH} &= \exp(-15000 * (1 - RH)^5) \\ k_T &= \exp\left(6000 * \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{313}\right)^5\right) \end{aligned} \quad (\text{II-20})$$

Le volume de gel induit est par suite évalué en fonction de ce taux, des densités massiques,  $\rho_{gel}$ , et de la masse molaire du gel,  $M_{gel}$  :

$$\Delta Gel = \frac{R_{ASR_X} \cdot \Delta t \cdot M_{gel}}{\rho_{gel}} \quad (\text{II-21})$$

En considérant un nombre fixe de moles d’alcalins et d’eau pour une mole de gel créée, les quantités consommées d’alcalins et d’eau sont évaluées à partir de ce volume gel. Les quantités restantes sont actualisées et prises en compte dans l’évolution du taux de réaction via  $F_{Water}$  et  $V_{RG}$ . En accord avec l’approche de [Ichikawa and Miura, 2007], les auteurs considèrent un gel

composé d'une phase solide et d'une phase liquide. Cette différenciation est assurée par l'introduction d'un paramètre  $\beta$ , ratio de la phase solide sur la quantité totale de gel. En continuité de cette différenciation, les auteurs associent à ces phases liquide et solide du gel une pression propre  $p_i$  et  $pa_i$ , respectivement pression de nature isotrope et anisotrope :

$$P = p_i + \frac{1}{3} \sum^{x,y,z} pa_i \quad (\text{II-22})$$

En définissant  $V_{RAG}$  comme le volume total de RAG généré et  $V_{fissure,i}$  le volume de fissuration dans une direction  $i$ , ces pressions peuvent être évaluées :

$$\begin{aligned} p_i &= k(1 - \beta)(V_{RAG} - V_{fissure,i}) \\ pa_i &= k\beta \left( \frac{V_{RAG}}{3} - \sum^{x,y,z} V_{fissure,i} \right) \end{aligned} \quad (\text{II-23})$$

De plus, les auteurs considèrent une porosité capillaire accessible et croissante en fonction de la pression générée. Si le volume de gel calculé est inférieur à ce volume poreux, le gel est considéré comme totalement absorbé par les capillaires, et aucune déformation macroscopique du béton n'est générée. Le modèle a notamment été validé dans [Takahashi et al., 2014] sur des éprouvettes prismatiques réactives armées uniaxialement à différents taux, issus des travaux de [Muranaka and Tanaka, 2013], [Tsukada et al., 2010] et [Koyanagi et al., 1998]. Bien que de façon générale, les tendances de déformations ont pu être correctement retrouvées, certaines cinétiques diffèrent. Les auteurs justifient ces décalages par l'usage d'un même coefficient de taux de réaction pour l'ensemble des formulations. A partir d'une analyse de sensibilité, les auteurs s'expriment sur la nécessité d'une définition et d'une prise en compte plus précise de ce paramètre. Le modèle a par suite été utilisé pour la modélisation d'une poutre sollicitée jusqu'à rupture [Takahashi et al., 2014] ainsi que pour la modélisation d'un tablier de pont soumis à des charges cycliques.

#### II.6.4. Prise en compte des contraintes sur l'évolution de la réaction

Dans l'approche de [Capra and Bournazel, 1998], afin de caractériser l'anisotropie de gonflement induite par l'application de charges extérieures ainsi que la fissuration développée,

les auteurs utilisent les concepts de la mécanique de la rupture. Considérée uniquement de mode  $I$ , la fissuration induite est dirigée par un facteur de concentration de contrainte fonction de la longueur de la fissure et de l'angle la séparant de la direction de la sollicitation. La longueur de la fissure est obtenue par une distribution assurée par une loi de probabilité normale. Ce modèle a été appliqué sur un calcul 2D de cubes sollicités uni et bi axialement, et a reproduit l'anisotropie de gonflement.

Les travaux de [Grimal, 2007] permettent une considération de l'état de contrainte non pas sur l'avancement mais sur la pression générée. En considérant un milieu poreux constitué d'une matrice de solide, et de phase de gel et de vide dans sa porosité, la loi de pression est définie selon les concepts de la poromécanique. Ainsi en considérant  $M^g$  et  $b^g$  le module et le coefficient de Biot du gel, la pression est telle que :

$$P^g = M^g \langle AV^g - \langle A_0 V^g + b^g (tr(\varepsilon)) \rangle \rangle \quad (\text{II-24})$$

Avec  $V^g$  le volume de gel maximum créable

Cette équation de pression permet de considérer des espaces dans lesquels le gel peut se répandre sans induire de déformation supplémentaire : l'espace induit par la porosité connectée, assurée par  $A_0 V^g$  où  $A_0$  est l'avancement à partir duquel la porosité connectée est remplie ; et l'espace induit par la déformation de l'espace poreux, induit par un chargement externe, assuré par  $b^g (tr(\varepsilon))$ .

Dans ses travaux [Salgues, 2013] étend cette loi pour la réaction sulfatique interne (RSI) afin de caractériser l'évolution de  $P_{AFt}$ , la pression exercée par la cristallisation des phases d'ettringite différées. De la même façon, si le volume de produit généré, dans ce cas  $V_{AFt}$ , est inférieur au volume pouvant être absorbé par la porosité,  $V_{0,AFt}$ , la pression induite est nulle. De plus, l'auteur ajoute dans ses travaux la considération du volume induit par la déformation et microfissuration de l'espace poreux dû à la réaction. Le volume est considéré comme un surplus de porosité dans lequel l'ettringite peut se développer sans induire de pression supplémentaire :

$$P_{AFt} = M_{AFt} \langle V_{AFt} - \langle V_{0,AFt} + b_0 tr(\varepsilon) + (1 - b_0) tr(\varepsilon^{pl}) \rangle \rangle \quad (\text{II-25})$$

Afin d'assurer la micro-plasticité induite, une fonction critère anisotrope est définie selon la valeur de la pression générée et selon celle de la contrainte effective  $\tilde{\sigma}_I$ , définie au sens de l'endommagement :

$$f_I = \langle \tilde{\sigma}_I - b_0 P_{AFt} \rangle^- + b_0 P_{AFt} - b_0 P_{LIM} \quad (II-26)$$

Avec  $\langle \ \rangle^-$  la partie négative de la grandeur évaluée, permettant de considérer la limitation de la pression induite lors de chargement en compression.  $P_{LIM}$  représente la pression maximale que peut supporter le béton confiné et ainsi, la résistance locale du béton face à la pression générée. De cette façon, l'état de contrainte extérieur est considéré sur la plasticité induite par la réaction, et non pas sur la quantité de produits et/ou sur l'avancement de la réaction.

Enfin, la loi évolue à nouveau dans les travaux de [Morenon et al., 2017] pour la prise en compte plus spécifique des déformations de l'espace poreux. Les déformations temporaires et différées sont considérées et le volume de porosité accessible devient dépendant de la pression générée :

$$P_{RGI} = M_{RGI} \langle \Phi_g - \langle \Phi_{RGI}^v \left( \frac{P_{RGI}}{R_I^t} \right) + b_{RGI} \cdot tr(\varepsilon^{el} + \varepsilon^{fl}) + tr(\varepsilon^{pl,RGI}) \rangle^+ \rangle^+ \quad (II-27)$$

De plus le critère de plasticité évolue pour considérer un écrouissage de la résistance locale du béton :

$$f_I = k P_{RGI} + \min(\tilde{\sigma}_I ; 0) - R_{t,micro} \quad (II-28)$$

Dans ses travaux, [Larive, 1998] fait aussi l'étude de l'impact des contraintes sur l'évolution du gonflement. Bien que pour de faibles charge la déformation limitée soit totalement compensée par le report dans les directions libres, l'auteur note une compensation limitée pour de fort chargement (20MPa). Face à cette relation non linéaire, [Larive, 1998] s'exprime sur un effet de microfissuration, et fait le choix dans son modèle de découpler la réaction des contraintes extérieures.

Basé sur les approches de [Larive, 1998] [Ulm et al., 2000] le modèle de [Saouma and Perotti, 2006] permet la prise en compte de l'impact de l'état de contrainte, sur la cinétique d'évolution mais aussi sur la déformation induite. Afin de rendre compte de ce double impact, des pondérations sont ajoutées dans la loi de cinétique et une redistribution des déformations selon les états de contraintes est faite dans un second temps. Reprenant la cinétique d'évolution de [Larive, 1998] (équation (II-9)), en y ajoutant l'impact de l'humidité sous forme de loi de puissance comme développé par [Capra and Bournazel, 1998], les auteurs conservent la définition du temps caractéristiques de [Ulm et al., 2000] (équation (II-10)) et réduisent le temps

de latence en présence de contrainte de compression. En considérant  $R_c$  la résistance en compression et  $\alpha$  un paramètre ‘matériau’, ce temps de latence devient :

$$\begin{aligned} \tau_L(\theta) &= \tau_L(\theta_0) \exp \left[ U_L \left( \frac{1}{\theta} - \frac{1}{\theta_0} \right) \right] \text{ si } tr(\sigma_{ext}) > 1 \\ \tau_L(\theta) &= \left( \tau_L(\theta_0) \exp \left[ U_L \left( \frac{1}{\theta} - \frac{1}{\theta_0} \right) \right] \right) * \left( 1 + \frac{\alpha * tr(\sigma_{ext})}{3 * R_c} \right) \text{ sinon} \end{aligned} \quad (II-29)$$

De plus, et afin de considérer l’impact de ces contraintes sur de la diffusion du gel dans la fissuration, deux pondérations sont ajoutées  $\Gamma_t$  et  $\Gamma_c$ .  $\Gamma_t$  permet de considérer la fissuration macroscopique dans laquelle le gel peut se propager sans induire de déformations supplémentaires. Cette quantité est évaluée en fonction des résistances mécaniques du béton et est déduite de la déformation volumique totale. Sous un effort de compression, la quantité de produits de RAG peut se répandre dans des fissurations plus fines, telles que celle induite par la RAG ce qui induit une réduction de la déformation générée.  $\Gamma_c$  permet la prise en compte de ce mécanisme par l’ajout d’une pondération active en compression uniquement. Par suite, la déformation volumique est redistribuée dans chaque direction en fonction de l’état de contrainte en chaque point de la structure. Pour cela, ils définissent un seuil de contrainte  $\sigma_u$ , estimé par les auteurs à 10 MPa, en deçà duquel l’expansion n’est pas possible. Les pondérations sont évaluées pour chacune des directions au prorata de la différence entre ce seuil et la contrainte exercée.

Dans leur approche, [Pietruszczak and Winnicki, 2003] considèrent l’impact des efforts de compression directement sur l’évolution de la réaction. La déformation volumique de RAG étant considérée dans ce modèle comme isotrope, les auteurs prennent uniquement en compte la limitation du gonflement et pas l’effet de report induit. En effet, estimant un manque quantitatif de données quant aux quantités reportées, les auteurs négligent ici ces effets d’anisotropie. Ainsi, en présence de contrainte de compression, seule l’évolution de  $\zeta$  est impactée en étant bornée par  $\bar{\zeta}(\sigma)$ , tel que :

$$\begin{cases} \bar{\zeta}(\sigma) = \exp \left( -A_1 \sqrt{\frac{-\langle tr(\sigma) \rangle}{3R_c}} \right) \\ \bar{\zeta}(\sigma) = 1 \end{cases} \quad \text{sinon} \quad (II-30)$$

Avec  $A_1$  paramètre ‘matériau’



Dans le même objectif, [Baghdadi, 2008] différencie l'impact induit par l'anisotropie. La déformation volumique totale peut en être impactée, en considérant  $\sigma_m$  la contrainte moyenne ( $\text{tr}(\sigma)/3$ ) l'auteur évalue la déformation volumique sous contrainte tel que :

$$\varepsilon_{\chi,vol}^{S\sigma} = \delta(\sigma_m)\varepsilon_{\chi,vol}^{libre} \quad (\text{II-31})$$

Néanmoins, dû à la variation importante des reports pouvant être observé dans la littérature, (supérieur, total ou partiel, II.4.1) et en l'absence de données supplémentaires, l'auteur fait le choix de considérer un report total avec  $\delta(\sigma_m)=1$ . Par suite, cette déformation est redistribuée en fonction d'un vecteur  $\bar{b}$  formé par les composantes des directions des contraintes principales :

$$\overline{\varepsilon_{\chi}^{S\sigma}} = \varepsilon_{\chi,vol}^{S\sigma} \cdot \bar{b} \quad \text{avec} \quad \bar{b} = \begin{pmatrix} \cos^2\alpha \cdot \cos^2\beta \\ \cos^2\alpha \cdot \sin^2\beta \\ \sin^2\alpha \end{pmatrix} \quad (\text{II-32})$$

En considérant  $S_{III}$  troisième composante du déviateur des contraintes,  $f_{ct}$  et  $\nu$ , la résistance à la traction et le coefficient de poisson du béton étudié, les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  peuvent être obtenus par les relations suivantes :

$$2\tan^2\alpha = \left[ \frac{f_{ct}^2(1-\nu)}{(S_{III} - f_{ct})^2} + \nu \right] \quad \text{et} \quad \tan^2\beta = \left[ \frac{f_{ct}^2(1-\nu)}{\left(\frac{1}{2}(\sigma_{II} - \sigma_I) - f_{ct}\right)^2} + \nu \right] \quad (\text{II-33})$$

Ce développement du modèle lui a notamment permis de retrouver, avec une légère surestimation, les gonflements anisotropes obtenus dans les essais sur éprouvettes frettées de [Multon and Toutlemonde, 2006].

### II.6.5. Prise en compte de l'endommagement

[Léger et al., 1996] considèrent dans leurs travaux une réduction du module d'Young ainsi que de la résistance à la compression, en fonction des caractéristiques mécaniques initiales, de la déformation de RAG générée, ainsi que de paramètres 'matériau'. Ceux-ci étant des constantes déterminées par essais, elles induisent la réduction linéaire de ces paramètres.

Dans ses travaux, [Grimal, 2007] évalue la plasticité de la réaction à travers l'endommagement généré. En considérant une déformation caractéristique  $\varepsilon_0$  fixée à 0.3% dans [Capra and Sellier, 2003], la déformation plastique induite est telle que :

$$\varepsilon_I^{pl,RAG} = \varepsilon_0 \frac{d_{I,R0}}{1 - d_{I,R0}} \quad (\text{II-34})$$

Initialement sous forme probabiliste dans [Capra and Sellier, 2003] la loi d'endommagement évolue pour être fonction de l'état de contrainte. De nature anisotrope, et en considérant  $P^g$  la pression exercée par le gel,  $b_g$  le module de Biot du gel, et  $m^t$  et  $\sigma^{ut}$  des paramètres 'matériau' fonction respectivement de la valeur de l'endommagement au pic de la loi de comportement, et de la résistance du béton considéré, la loi d'endommagement est telle que :

$$d_{I,R0} = \min \left( d_{I,R0}; 1 - e^{-\frac{1}{m^t} \left( \frac{b_g P^g}{\sigma^{ut}} \right)^{m^t}} \right) \quad (\text{II-35})$$

De plus, le modèle étant défini selon les concepts de la mécanique de l'endommagement, celui-ci est directement pris en compte dans les lois comportementales via l'usage de la contrainte effective. Ainsi, il est indirectement considéré sur l'ensemble des différentes résistances et caractéristiques mécaniques du béton. Par suite, dans les travaux de [Salgues, 2013] le calcul de l'endommagement évolue et provient de la déformation plastique. En effet, grâce à l'introduction d'une fonction critère (Equation (II-26)), la déformation plastique induite par la réaction est évaluée et permet de calculer l'endommagement résultant. De plus, l'auteur valide cette loi pour la modélisation de la RSI, celle-ci est donc considéré de même forme pour ces deux RGI :

$$d_I^{RGI} = \frac{\varepsilon_I^P}{\varepsilon_I^P + \varepsilon_0} \quad (\text{II-36})$$

Dans leurs travaux, [Saouma and Perotti, 2006] considèrent un endommagement de nature isotrope, dirigé par deux variables, pour la réduction du module d'Young et pour celle de la résistance à la traction. Du fait de réductions moins prononcées et face à des états de contraintes sur structure quasiment toujours inférieurs à la résistance en compression (structures types barrages), l'endommagement de la résistance en compression est considéré comme négligeable

par les auteurs. Après calage des paramètres ‘matériau’ et validation du modèle sur les éprouvettes gonflantes sous contraintes de compression et frettées du programme expérimental réalisé dans la thèse de [Multon, 2003], le modèle a été utilisé dans l’évaluation d’un barrage poids dans un calcul 2D.

Complétant le modèle du LCPC, [Baghdadi, 2008] enrichit celui-ci avec une loi d’endommagement pour la RAG, induisant la réduction du module d’Young à partir d’une déformation seuil  $\varepsilon_{\chi,0}$ . En considérant  $w$ , paramètre ‘matériau’ permettant de diriger l’impact de l’endommagement en fonction de la déformation, cette loi d’endommagement est telle que :

$$\begin{aligned} E &= E_0 * (1 - d) \\ d &= 1 - e^{(-w(\varepsilon_{\chi} - \varepsilon_{\chi,0}))} \end{aligned} \tag{II-37}$$

Reprenant les travaux de [Larive, 1998] pour la loi d’avancement (Equation (II-9), et de [Ulm et al., 2000] pour la définition des grandeurs temporelles (Equation (II-10)), [Comi et al., 2009] étendent ces travaux pour la prise en compte d’un endommagement. La déformation est considérée isotrope, l’impact de l’humidité et des contraintes sur l’avancement de la réaction n’est pas considéré. De plus, les auteurs négligent ici la plasticité pouvant être induite par cette réaction. Deux variables d’endommagement isotrope sont définies, en compression et en traction, et sont dirigées par des fonctions critères à écrouissage écrites en termes de contrainte effective. Le modèle a été calibré et validé sur les essais sur éprouvette frettées de [Multon, 2003] et utilisé pour la modélisation d’un barrage poids en 2D.

De la même façon, [Esposito and Hendriks, 2012] développent une prise en compte de l’endommagement en réutilisant ces même travaux pour la définition de la chimie de la réaction ([Larive, 1998] et [Ulm et al., 2000]) ainsi que ceux de [Saouma and Perotti, 2006] pour la redistribution des déformations. Partant de la nécessité de décrire le comportement d’un béton sain avec le même modèle, ils visent à décrire l’endommagement global induit par les phénomènes structuraux ainsi que par les phénomènes de RAG. Développés en 1D, deux endommagements sont considérés,  $d_1$  et  $d_2$ , respectivement propres aux sollicitations de type traction et compression. Ces paramètres sont assimilés à des lois bilinéaires fonctions de la déformation au pic,  $\varepsilon_{pic}$ , et de la déformation ultime,  $\varepsilon_u$ , dont les post pic ont été simplifiés par une loi d’adoucissement linéaire de type traction. De cette façon, les coefficients d’endommagement pour les deux lois peuvent s’évaluer tels que :

$$d = \begin{cases} 0 & \text{si } \varepsilon_j \leq \varepsilon_{pic} \\ 1 - \frac{\varepsilon_{pic}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{pic}} \left( \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_j} - 1 \right) & \text{si } \varepsilon_{pic} < \varepsilon_j < \varepsilon_u \\ 1 & \text{si } \varepsilon_j \geq \varepsilon_{pic} \end{cases} \quad (\text{II-38})$$

En considérant une rigidité propre à chaque sollicitation,  $K_1$  et  $K_2$ , le couplage des endommagements se fait sur la rigidité globale. De cette façon, le module d'Young résultant est tel que :

$$E = (1 - d_1)K_1 + (1 - d_2)K_2 \quad (\text{II-39})$$

Cette partie du modèle a été utilisée pour la modélisation de l'évolution du module d'Young et de la résistance en traction d'échantillons cylindriques réactifs. En comparaison avec les données expérimentales et avec les résultats obtenus avec le modèle de [Saouma and Perotti, 2006] ; celui-ci a permis une très bonne corrélation avec la réduction du module d'Young, et une surestimation pour l'endommagement de la résistance en traction (Figure II-55). Justifiant cette surestimation comme due à l'usage de la même réduction pour les deux grandeurs, les auteurs estiment que leur modélisation de l'endommagement est une avancée par rapport aux lois empiriques existantes mais qu'il serait nécessaire de différencier la réduction appliquée à chacune des caractéristiques. De plus, et à la différence du modèle de Saouma, les lois d'endommagement proposées par les auteurs permettent d'assurer la latence initiale précédant la réduction (Figure II-55), rendant compte des phénomènes de propagation et de développement du gel de RAG précédant la fissuration.

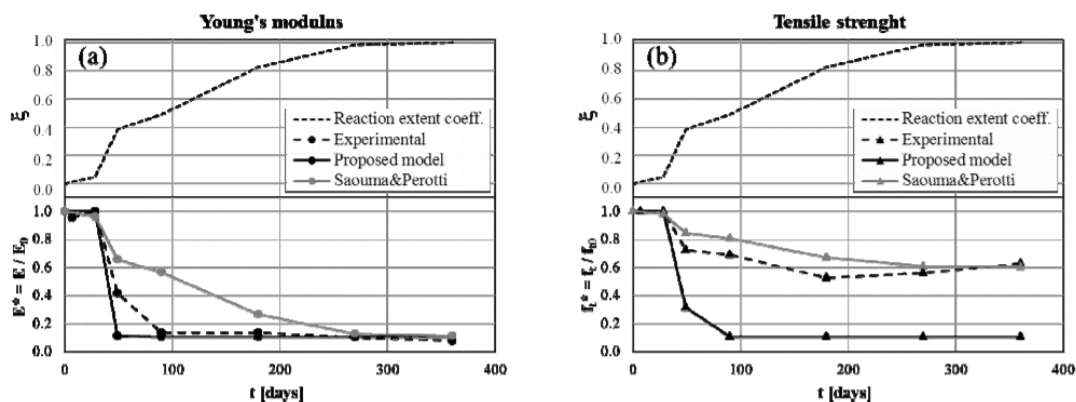


Figure II-55 Evolution de l'endommagement sur le module d'Young et la résistance en traction [Esposito and Hendriks, 2012]

Afin de traduire l'évolution de la RAG et des caractéristiques mécaniques, [Pietruszczak and Winnicki, 2003] définissent dans leur modèle deux lois de réduction par endommagement de RAG. La réduction des résistances est effectuée de la même façon pour la résistance en compression et en traction via la fonction  $\alpha(\zeta)$ , tandis que celle induite sur le module de Young et sur le coefficient de Poisson sont différenciées. En considérant  $\beta_1, \beta_2$  et  $\beta_3$  paramètres 'matériau' ces lois d'endommagement s'écrivent :

$$\begin{cases} E = E_0(1 - (1 - \beta_1)\zeta) \\ v = v_0(1 - (1 - \beta_2)\zeta) \\ \alpha(\zeta) = 1 - (1 - \beta_3)\zeta \end{cases} \quad (\text{II-40})$$

Ce modèle a notamment été validé par la modélisation des gonflements réduits dans la direction armée d'éprouvettes réactives.

## Conclusion

Cette étude bibliographique a fait la synthèse de différentes connaissances et a permis d'établir une base quant à l'importance des différents phénomènes à considérer pour l'évaluation du comportement d'une structure armée atteinte par des réactions de gonflement interne du type de l'alcali-réaction. Ces travaux de thèse visant une évaluation numérique de ces phénomènes, les descriptions phénoménologiques ainsi que leurs approches numériques ont été présentées.

Les mécanismes de rupture selon la théorie de l'endommagement ainsi que les modèles d'endommagement, isotrope et anisotrope, du béton basé sur cette même théorie, ont été d'abord décrits. Par suite, cette bibliographie s'est tournée sur la description des mécanismes du comportement du béton armé ainsi que des différentes approches pour sa modélisation. La considération numérique des armatures peut être faite de façon explicite par maillage 3D et par des lois propres au matériau, par un maillage 1D des barres d'armature avec des éléments d'interface, ou considérée via des lois de comportements homogénéisés combinant les effets de l'acier et du béton. Dans un contexte d'étude d'ouvrages de grande échelle fortement armé, cette dernière approche est utilisée dans les travaux présentés dans ce mémoire.

Cet état de l'art s'est poursuivi sur la présentation des mécanismes de la réaction alcali-granulat et de ses impacts sur le béton. Étudiés de l'échelle du matériau à l'échelle de la structure, les évolutions du comportement ont été décrites. Par suite, des modèles de comportement permettant la modélisation de cette réaction ont été présentés. Cette dernière partie de l'étude a notamment mis en exergue la complexité de cette réaction de par les nombreux facteurs pouvant avoir un effet sur son développement.

La modélisation d'un ouvrage affecté se doit donc de rendre compte de l'endommagement et de la déformation, à l'échelle du matériau, induite par une pression de gonflement interne à l'échelle des pores, elle-même due à des réactions chimiques à l'échelle microscopique. Si les échanges ioniques ne sont pas pris en compte dans la modélisation, le modèle doit au moins assurer la latence initiale de la réaction traduisant les différents mécanismes microscopiques (remplissage de la porosité par le gel et / ou mise en solution de la silice...). De plus, la modélisation ayant un but prédictif, il s'agit aussi de considérer l'évolution de la réaction dans le temps en fonction de l'évolution des conditions environnementales.

L'utilisation d'un modèle de béton armé homogénéisé dans le contexte de réactions de gonflement interne constitue la première problématique de ces travaux de thèse. Par ailleurs,

les conclusions basées sur les observations expérimentales ne faisant pas toujours l'unanimité, la considération de la nature évolutive des produits et son impact sur le comportement de structures endommagées constitue la seconde problématique considérée dans cette étude. De plus, et du fait de la dispersion des données à l'échelle de l'ouvrage, une stratégie d'étude doit être proposée afin de rendre compte du comportement global de la structure. Le développement de cette stratégie à l'échelle de la structure de laboratoire, ainsi que les développements apportés au modèle numérique initial au cours de ces travaux font l'objet des deux chapitres qui suivent. Le dernier chapitre de ce mémoire est centrée sur la stratégie d'étude et son application à une enceinte de réacteur de centrale.





# Chapitre 2

## Présentation du modèle

# Introduction

Les réactions de gonflement interne, et plus particulièrement la réaction-alcali granulat, sont des pathologies sévères des bétons, pouvant mener à la ruine d'une structure. La prédiction des comportements futurs, ou l'étude de projets de réhabilitation, est une problématique clé pour ces structures. Leur réévaluation est donc nécessaire afin d'en assurer la sûreté. La modélisation numérique est une solution adaptée pour répondre à de telles nécessités. De plus, les structures concernées étant de grandes échelles, et souvent fortement armées, l'utilisation d'un modèle de béton armé homogénéisé peut-être préconisée afin de limiter certains biais numériques pouvant être induits par le maillage linéique des armatures. Dans ces travaux de thèse, ce type de modèle est utilisé. De plus, et bien que la validation constitue aussi l'objectif premier de ces travaux, le modèle de béton armé homogénéisé est couplé avec un modèle poromécanique lui permettant de considérer les phénomènes de réactions de gonflement interne. Il s'agit dans un premier temps de s'assurer de la bonne compatibilité des hypothèses de ces deux modèles afin de valider son usage dans ce contexte particulier.

Le second objectif clé de ces travaux est de faire évoluer certains aspects du modèle afin de le rendre plus réaliste, notamment dans le cas de réaction de gonflement interne. Il s'agit alors de revoir certaines hypothèses propres à la nature du gel (viscosité, perméation...) afin de rendre compte de considérations physico-chimiques plus réalistes (modification des produits lors du vieillissement du gel...). D'abord explicitées en termes d'hypothèses et de lois, ces modifications sont par suite appliquées sur des cas d'étude à l'échelle du matériau afin d'en évaluer la validité.

Le modèle utilisé dans ces travaux s'appuie sur des développements numériques réalisés au sein du LMDC à travers une collaboration de plusieurs dizaines d'années (et plusieurs programmes doctoraux [Poyet, 2003] [Grimal, 2007] [Salgues, 2013] [Morenon, 2017a]) avec EDF. Ces développements antérieurs à la présente thèse sont présentés dans un premier temps. Les grandes lignes du modèle sont d'abord décrites avant d'explicitier plus en détails les aspects propres à l'homogénéisation des armatures et du béton ainsi que la considération des réactions de gonflement interne. Par suite, les ajouts et modifications proposées dans le présent travail sont présentées puis appliquées à différents cas. Enfin, les résultats sont discutés et une partie des modifications sont validées à l'échelle du matériau.

# I. Présentation du modèle dans sa version 2018

## I.1. Modélisation du comportement mécanique du béton

### I.1.1. Généralités et schéma rhéologique

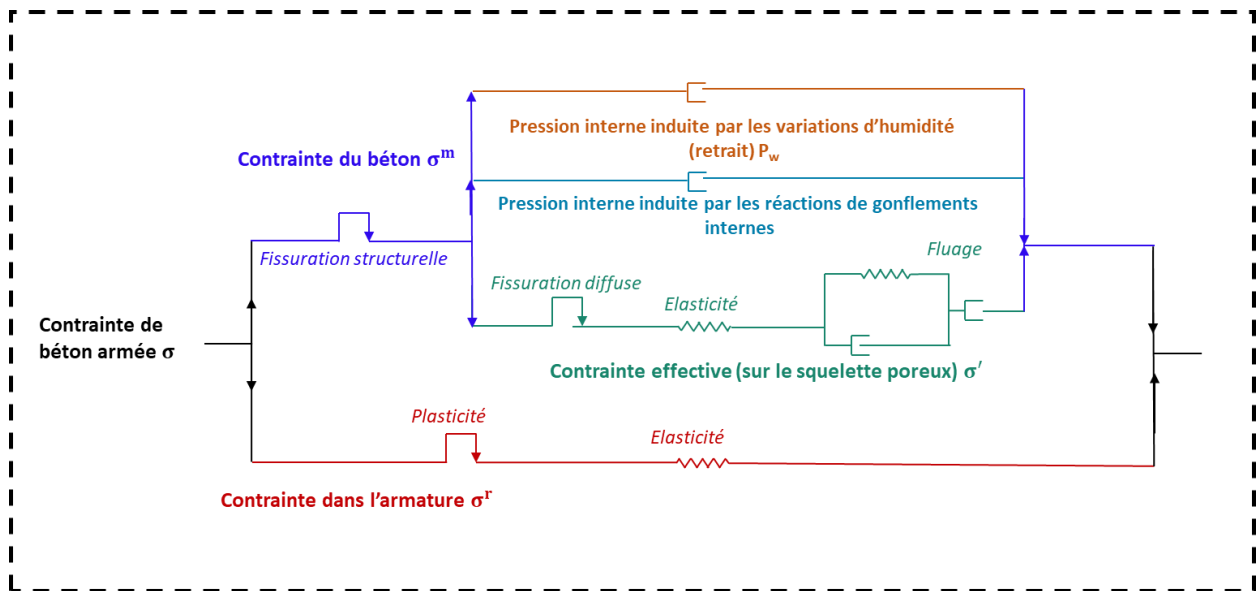


Figure I-1 Schéma rhéologique du modèle utilisé

Issus des travaux de [Sellier, 2018], le modèle utilisé pour ces travaux est un modèle dit de béton armé homogénéisé. Dans cette approche, l'acier n'est pas explicitement maillé et le matériau est directement considéré comme du béton armé dans son ensemble. Les contributions du béton et des armatures sont évaluées de façons indépendantes puis utilisées dans une loi d'homogénéisation afin d'en déduire le comportement global du matériau (schéma rhéologique du modèle présenté en Figure I-1). Cette loi d'homogénéisation est anisotrope et permet de coupler les contributions des deux matériaux en les pondérant par leurs quantités respectives dans plusieurs directions. Les armatures ne pouvant agir que dans leurs directions axiales, ces quantités sont définies par le ratio surfacique  $\rho^{r,n}$  de l'acier sur le béton, dans chacune des directions considérées.

Basée sur les concepts de la promécanique, la contrainte totale est décomposée afin de pouvoir différencier l'action de la phase solide de celle des phases fluides présentes dans la matrice, et de prendre en compte leurs interactions.

Les contraintes exercées par les fluides interstitiels sont évaluées indépendamment les unes des autres, comme des pressions isotropes fonction des phénomènes considérés (retrait, RAG, RSI...), et sont ensuite utilisées dans la loi de contrainte poromécanique. Celle-ci permet d'assurer l'interaction de ces pressions internes générée de façon isotrope, avec les états de contraintes externes, induisant l'anisotropie du comportement de la matrice :

$$\tilde{\sigma}_{ij} = \tilde{\sigma}'_{ij} - b_{ij}^g P^g \quad (\text{I-1})$$

Avec  $\tilde{\sigma}'_{ij}$  la contrainte effective rendant compte de la contrainte réellement reprise par le squelette poreux en tenant compte des pressions internes.

Utilisant aussi les concepts de la mécanique de l'endommagement, la contrainte utilisée dans cette équation (I-1) est la contrainte effective définie au sens de l'endommagement [Lemaitre and Chaboche, 1994]. Pouvant être définie elle aussi comme la contrainte effectivement reprise par le squelette, elle diffère de celle de la poromécanique par la considération des zones endommagées. En effet, il ne s'agit pas de considérer un milieu multiphasique, mais un milieu dont l'endommagement a modifié la surface du solide reprenant les efforts, et donc la contrainte au sein du solide :

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

De la même façon que la pression, ces endommagements sont évalués de façon indépendante par des lois propres aux phénomènes considérés (traction, compression, fluage, gonflement interne...). Enfin, des critères de plasticité sont utilisés et couplés avec des lois d'endommagement afin d'assurer le comportement viscoélastique non linéaire du béton.

### 1.1.2. Théorie de la poromécanique

Du fait de la considération de l'évolution des mécanismes réactionnels à l'échelle micro, l'évaluation des impacts à l'échelle macro se veut plus précise. Néanmoins, le passage d'une échelle vers l'autre peut s'avérer complexe et peut constituer la limite de certains modèles. L'application sur structure réelle étant un des objectifs principaux de la modélisation numérique, il s'agit de considérer au mieux l'interaction entre ces deux échelles. Face à cette problématique, l'utilisation des concepts de la poromécanique apparaît comme une solution

pour assurer ces interactions [Takahashi et al., 2014] [Comi et al., 2009]. Ces concepts seront explicités dans un premier temps avant de présenter quelques modèles les utilisant.

### 1.1.2.1. Théorie de la poromécanique

Les concepts de la poromécanique étudiés dans cette partie sont basés sur le postulat de [Terzaghi, 1925], visant à expliciter les phénomènes de tassement des sols. Lorsqu'un sol est soumis à un chargement, celui-ci va se tasser de manière graduelle, traduisant sa capacité d'adaptation face à une sollicitation. Cette évolution est fonction des dépôts d'eau présents dans le sol ainsi que de la composition de celui-ci. Ce postulat a été étendu à des cas non saturé et tridimensionnel par [Biot, 1941] puis à des matériaux granulaires et à des systèmes ouverts par [Coussy, 1991].

Dans un premier temps, il s'agit de considérer un VER (Volume Élémentaire Répresentatif) du milieu poreux étudié. Composé d'une phase solide et de phases de fluides, le VER est supposé assez grand face à la porosité pour pouvoir le considérer comme homogène, et assez petit pour être considéré comme infiniment petit dans les équations traduisant les phénomènes mécaniques à l'échelle macroscopique. La contrainte totale  $\bar{\sigma}$  est décomposée afin de différencier la contrainte effective, reprise effectivement par le matériau  $\bar{\sigma}'$ , de celle exercée par la pression du fluide  $P$  contenu dans la porosité. Les interactions mécaniques induites par les fluides présents dans cette porosité sont ramenées à une pression uniforme  $P$  exercée sur les parois internes du milieu poreux. Cette dernière est multipliée par un coefficient de Biot  $b$ , permettant de pondérer la pression exercée sur le squelette solide en fonction de la rigidité des phases considérées dans l'évaluation des contraintes. Ainsi, la pression est isotrope mais la contrainte effective peut devenir anisotrope avec la prise en compte du chargement extérieur :

$$\bar{\sigma} = \bar{\sigma}' - bP \cdot \bar{1} \quad (\text{I-3})$$

Assimilé à une superposition de deux milieux continus, ce système multiphasique est soumis aux hypothèses des petites perturbations. En considérant  $w$  la quantité de fluide, les interactions de ce système peuvent être décrites par différentes équations. La première caractérisant ce système est l'équation bilan de conservation de la masse de fluide. Sans source extérieure, cette loi permet de décrire l'équilibre entre un fluide rentrant et un fluide sortant du VER considéré :

$$\frac{\partial m_f}{\partial t} = \frac{\partial \rho_f \Phi}{\partial t} = -div \bar{w} \quad (\text{I-4})$$

Avec  $m_f$  la masse du fluide,  $\rho_f$  la masse volumique du fluide,  $\Phi$  la porosité et  $\vec{w}$  le flux de quantité de fluide.

En considérant maintenant  $m_{solide}$  la masse du solide, l'équation d'équilibre peut être définie. Cette équation permet de relier le tenseur d'effort globaux aux contraintes exercées par les phases fluide et solide, décrivant ainsi l'équilibre global des efforts s'exerçant sur le VER :

$$div\bar{\sigma} + (m_{solide} + m_{fluide})\vec{g} = 0 \quad (I-5)$$

Afin de décrire les mouvements du fluide à travers la porosité, la loi de Darcy est utilisée sous une forme généralisée. Elle permet ainsi de relier le flux et les efforts du VER, en considérant  $k$  la perméabilité du matériau la diffusion des masses de fluide s'écrit :

$$\vec{w} = \rho_f k (-\nabla p + \rho \vec{g}) \quad (I-6)$$

La continuité des milieux est assurée par l'équation de compatibilité, reliant le tenseur des déformations  $\bar{\varepsilon}$  et des déplacements  $\vec{u}$ , celle-ci s'écrit :

$$\bar{\varepsilon} = \frac{1}{2} (grad\vec{u} + {}^t grad\vec{u}) \quad (I-7)$$

En considérant la porosité du V.E.R. comme saturée par un fluide de pression  $P$ , la variation du volume poreux  $d\phi$  peut être évaluée à partir de cette pression ainsi que par les sollicitations exercées sur le V.E.R. induisant la déformation volumique  $tr\bar{\varepsilon}_{ver}$ , telle que :

$$d\phi = b tr\bar{\varepsilon}_{ver} + \frac{P}{M} \quad (I-8)$$

Assimilable à une rigidité, le module de Biot  $M$  traduit l'interaction entre le milieu poreux et le fluide présent dans sa porosité. Il peut être obtenu par :

$$\frac{1}{M} = \frac{\phi_0}{k_f} + \frac{b - \phi_0}{k_s} \quad (I-9)$$

Avec  $k_f$  et  $k_s$  respectivement la rigidité du fluide et du solide, et  $\phi_0$  la porosité initiale remplie par le fluide.

L'équation (I-3) peut être utilisée dans le contexte de gonflement interne et décrire les effets de produits néo-formés dans le béton soumis à des sollicitations extérieures.

### I.1.3. Plasticité et endommagement

#### I.1.3.1. Critères plastiques

Dans ce modèle, la fissuration est représentée par des critères plastique [Sellier, 2018]. Ceux-ci définissent un domaine de plasticité différent selon le type de sollicitations et permettent de diriger l'évolution de la fissuration. Au niveau structural, deux critères sont définis : en traction directe et en refermeture de fissure [Sellier et al., 2013a]. En traction, la plasticité est gérée par un critère de Rankine de nature anisotrope :

$$f_I^t = \tilde{\sigma}_I - \widetilde{R}_I^t \text{ avec } I \in [I, II, III] \quad (I-10)$$

Avec  $\tilde{\sigma}_I$ ,  $\widetilde{R}_I^t$  respectivement la contrainte effective et la résistance effective en traction.

De même nature, le critère pour la refermeture des fissures de traction est défini tel que :

$$f_I^r = \begin{cases} -\tilde{\sigma}_I - \widetilde{R}_I^r & \text{si } \varepsilon_I^{pl,t} > 0 \\ 0 & \text{si } \varepsilon_I^{pl,t} \leq 0 \end{cases} \text{ avec } I \in [I, II, III] \quad (I-11)$$

Avec  $\widetilde{R}_I^r$  contrainte nécessaire à la refermeture d'une fissure en traction.

Ces critères permettent de diriger la fissuration localisée de la matrice. Ces fissurations se développant à l'échelle macroscopique résultent d'une hétérogénéité de la résistance du matériau, induisant une zone de faiblesse dans laquelle une fissuration locale se développe si le matériau est trop sollicité [Sellier et al., 2013b]. Outre cette fissuration localisée, celle développée à l'échelle des pores dans lesquels se développent une réaction de gonflement interne doit aussi être considérée, et doit bien être différenciée de celle se développant à l'échelle macroscopique. En effet, à la différence de celle induite par des phénomènes locaux, les microfissurations induites par les RGI peuvent être considérées comme diffuses.

Dans le modèle, cette microfissuration induite par le développement de pressions internes, telles que les réactions de gonflement interne ou les mouvements d'eau, est gérée par un critère anisotrope de Rankine [Morenon et al., 2019]. Ce dernier est défini à partir d'une pression isotrope et devient anisotrope par la présence de sollicitations extérieures anisotropes.

$$f_I^g = \tilde{\sigma}_I^{eq} - \widetilde{R}_I^t \quad \text{Avec } I \in [I, II, III] \quad (I-12)$$

$$\tilde{\sigma}_I^{eq} = P_g + \min(\tilde{\sigma}_I, 0)$$

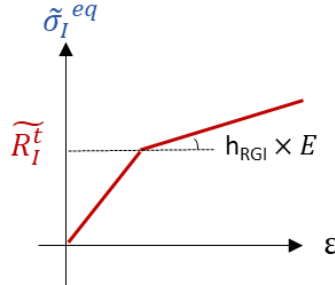


Figure I-2 Loi d'écrouissage plastique pour les RGI

La résistance en traction effective  $\widetilde{R}_I^t$  évolue selon une loi d'écrouissage positive (Figure I-2) ce qui conduit à obtenir une augmentation de la pression pour propager la fissuration de RGI. La valeur de la pente de la loi d'écrouissage  $h_{RGI}$  a été fixée dans les travaux de [Morenon et al., 2019] lors de l'analyse des essais de [Multon, 2003] à une valeur de 3% de celle du module d'Young initial. Sans donnée supplémentaire, cette valeur est conservée pour l'ensemble des calculs présentés dans ce mémoire.

Les phénomènes de dilatance induits par la fissuration liée aux sollicitations de compression et de cisaillement sont gérés par un critère isotrope de Drucker-Prager :

$$f^{DP} = \left( \sqrt{\frac{\widetilde{\sigma}_{ij}^d : \widetilde{\sigma}_{ij}^d}{2}} + \delta \frac{Tr(\widetilde{\sigma}_{ii})}{3} \right) - R^c \left( \frac{1}{\sqrt{3}} - \frac{\delta}{3} \right) \quad (I-13)$$

Avec  $\widetilde{\sigma}_{ij}^d$  la partie déviatorique du tenseur des contraintes effectives,  $\delta$  le coefficient de confinement de Drucker-Prager (égal à 1) et  $R^c$  la résistance à la compression.

L'ensemble de ces fonctions critères délimitent différents domaines plastiques convexes (Figure I-3). Ces fonctions sont définies selon les conditions de consistance de Kuhn Tucker (Equation (I-14)) et permettent l'écoulement plastique lorsque la nullité du critère est atteinte. Avec N le nombre total de critères assurés par le modèle, la condition s'écrit telle que :



$$f^i \leq 0 \quad \forall i \in [1, \dots, N] \quad (\text{I-14})$$

Les domaines étant convexes, il existe pour chacun de ces critères un multiplicateur de Lagrange, définissant l'intensité de l'écoulement, et respectant les conditions de consistance du critère, tel que :

$$\forall i \in [1, \dots, n] f^i > 0 \rightarrow f^i + \sum_{j=1}^n d\lambda^j \frac{\partial f^i}{\partial \lambda^j} = 0 \quad (\text{I-15})$$

Par méthode de « retour radial » (radial return mapping), les valeurs maximales des multiplicateurs sont évaluées en assurant la nullité de l'équation. Il est donc possible par leur intermédiaire de considérer les phénomènes d'écrouissage.

Ainsi pour chacun de ces critères, leur nullité traduit l'entrée dans le domaine plastique du matériau. La déformation plastique résultante est obtenue par  $F$ , fonction d'écoulement plastique ou potentiel d'écoulement plastique :

$$\varepsilon_{mn}^{pl,j} = d\lambda^j \frac{\partial F^j}{\partial \tilde{\sigma}_{mn}} \quad (\text{I-16})$$

Pour la plupart des critères, la plasticité est associée : l'écoulement plastique est normal à la surface de charge, et le potentiel d'écoulement est égal à la fonction critère.

Seul le critère de Drucker-Prager, assurant la plasticité induite par les phénomènes de dilatance (compression/cisaillement) n'est pas associé. L'écoulement plastique est assuré par une fonction plastique indépendante du critère tel que :

$$F^{DP} = \sqrt{\frac{\tilde{\sigma}_{ij}^d : \tilde{\sigma}_{ij}^d}{2}} + \beta \frac{tr(\tilde{\sigma}_{ii})}{3} \quad (\text{I-17})$$

L'exposant  $d$  renseignant de la part déviatorique de la matrice considérée et  $\beta$  le coefficient de dilatance.

Dans un espace de contraintes non endommagées, ces critères plastiques (Rankine et Drucker-Prager) sont illustrés sur la Figure I-3.

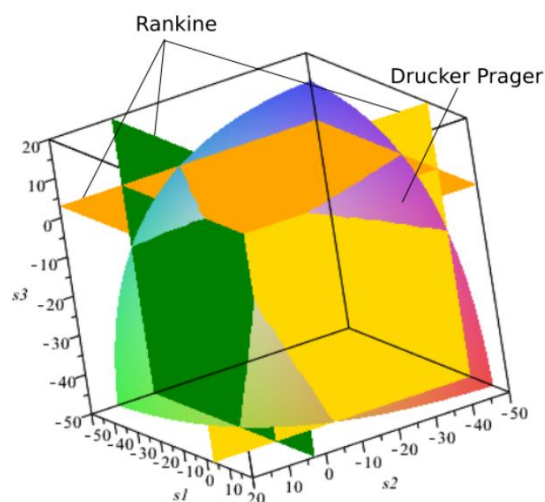


Figure I-3 Critères structuraux plastiques dans les directions principales avec  $R_t=3\text{MPa}$  et  $R_c=30\text{MPa}$  [Sellier, 2018]

### I.1.3.2. Lois d'endommagement

Comme vu en première partie, les concepts de la mécanique d'endommagement ont fourni une base solide pour le développement de modèles de comportement du béton. Que l'approche soit isotrope ou anisotrope, nombre d'entre eux définissent leurs critères d'endommagement sur les déformations de type extensions uniquement. Dans le présent modèle, toute plasticité est couplée avec l'endommagement. A chaque type de déformations plastiques est associée une loi d'endommagement propre permettant de différencier les impacts sur la matrice selon les sollicitations perçues. De plus, le modèle permet aussi de considérer les endommagements induits par les variations thermiques et par les phénomènes de fluage (à noter que ces différentes considérations d'endommagement sont désactivées automatiquement si les paramètres matériau relatifs ne sont pas renseignés dans le modèle).

De la même façon que la plasticité, les endommagements considérés anisotropes sont évalués dans les directions principales du tenseur de déformation plastique en traction (I,II,III), et sont par suite ramenés dans la base globale [Sellier et al., 2013a]. De cette façon, il est possible de considérer les évolutions des directions principales de façon continue (Concept du Rotating crack), et, de tracer des cartographies d'endommagement différenciées selon leurs directions principales. Afin de faciliter la lecture, seule l'écriture en base principale est présentée ici.

En traction, en plus de l'endommagement induit par les déformations plastiques apparaissant quand la résistance en traction est dépassée, il est possible de définir un endommagement pré-

pic. Dans cette première phase, l'endommagement est considéré comme diffus, entraînant une évolution pré-pic non linéaire. Celui-ci est actif dès le début du chargement de traction si les paramètres 'matériau' relatifs au pic de traction le nécessitent ( $\varepsilon_{pic}^t > \frac{R_t}{E}$ ), tel que :

$$D_0^t = 1 - \frac{R_t}{E \varepsilon_{pic}^t} \quad (I-18)$$

Avec  $R_t$  la résistance à la traction,  $\varepsilon_{pic}^t$  la déformation au pic de traction et  $E$  le module d'Young.

En post-pic, l'endommagement est obtenu via le tenseur d'ouverture de fissure induit par les déformations plastiques de traction [Sellier et al., 2013a] tel que :

$$D_I^t = 1 - \left( \frac{w_I^{k,t}}{w_I^{k,t} + w_I^{pl,t,max}} \right)^2 \quad (I-19)$$

Avec  $w_I^{k,t}$ , ouverture de fissure caractéristique correspondant à l'énergie de fissuration  $G_{ft}$ , et  $w_I^{pl,t,max}$  l'ouverture de fissure maximale dans la direction I.

Afin que les résultats soient indépendants de la taille des éléments utilisés dans le maillage, une méthode de régularisation énergétique basée sur les travaux d'Hillerborg est utilisée pour le calcul de l'incrément d'ouverture de fissure. De par ce fait, l'ouverture de fissure est calculée à partir de la déformation plastique et de  $l_I$ , la distance maximale entre les nœuds de l'élément fini projeté sur la direction principale. Cette méthode a été développée dans les travaux de [Morenon, 2017a] et permet d'assurer une stabilité du modèle face à la taille des éléments tel que :

$$\frac{\partial w_I^{pl}}{\partial t} = l_I \left( \frac{\partial \varepsilon^{pl,t}}{\partial t} \right)_I \quad (I-20)$$

Due à la composition hétérogène de la matrice de béton (porosité, présence de granulat), de telles fissurations ne peuvent se propager en ligne droite. De plus, au jeune âge, les phénomènes de retrait induisent le développement de contraintes de confinement autour des granulats. Lorsque la fissure s'initie, ces contraintes sont relâchées, induisant un désalignement des lèvres de la fissuration. Si la matrice est par suite soumise à une compression, la refermeture de ces fissures non alignées et non droites peut mener à des concentrations de contraintes. Plus le phénomène de refermeture sera avancé, plus le nombre de contacts et donc plus l'intensité de

la contrainte au niveau de la fissure seront importants. L'endommagement induit peut donc être évalué à partir du tenseur d'ouverture des fissures tel que :

$$D_I^r = \frac{w_I^{pl,t}(w_I^{pl,t} + 2w_I^{k,r})}{(w_I^{pl,t} + w_I^{k,r})^2} \quad (I-21)$$

Avec  $w_I^{k,r}$  l'ouverture de fissure caractéristique correspondant à l'énergie de refermeture de fissure Gfr.

L'endommagement par les efforts de compression et de cisaillement, comme le critère associé (Equation (I-13)), est évalué de façon isotrope. Induit par les phénomènes de dilatance, l'endommagement n'est permis que si la déformation est supérieure à une déformation seuil  $\varepsilon^{th,s}$ , correspondant au pic de compression lors d'une compression uni axiale :

$$D^s = \begin{cases} \frac{tr(\bar{\varepsilon}^{pl,s}) - \varepsilon^{th,s}}{tr(\bar{\varepsilon}^{pl,s}) - \varepsilon^{th,s} + \varepsilon^{k,s}} & si \quad \bar{\varepsilon}^{pl,s} > \varepsilon^{th,s} \\ 0 & si \quad \bar{\varepsilon}^{pl,s} \leq \varepsilon^{th,s} \end{cases} \quad (I-22)$$

Avec  $\varepsilon^{k,s}$ , la déformation caractéristique liant endommagement et dilatance (fixée à  $1e^{-4}$ ).

Afin d'illustrer ces différentes lois d'endommagement, un cas fictif de sollicitation cyclique uniaxiale alternant compression et traction est modélisé. L'évolution du comportement obtenu est présentée en Figure I-4, et montre la capacité du modèle à reproduire la refermeture de fissure (restitution de la rigidité) lors d'un cycle alterné ainsi que la plastification en compression. La partie CD de la courbe permet de visualiser une réouverture de fissure de traction après avoir passé le pic de compression lors d'une réduction imposée de la déformation.

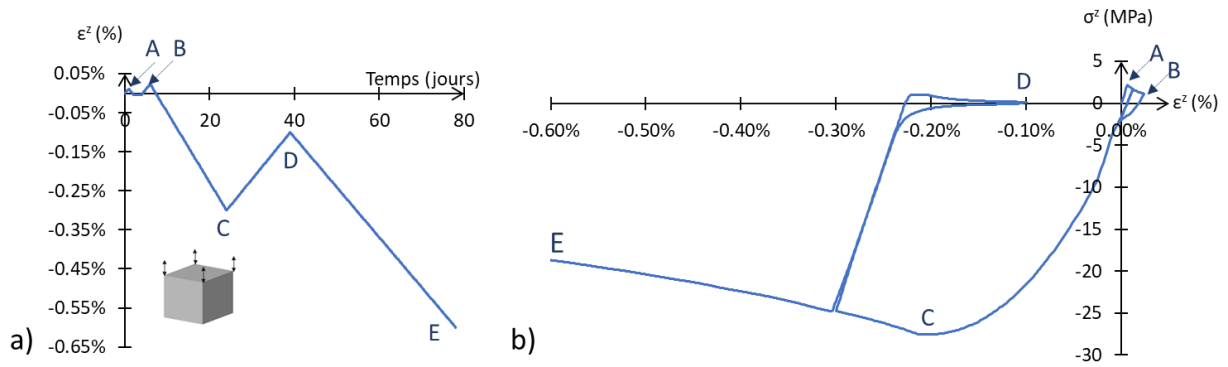


Figure I-4 Chargement uniaxial en compression et en traction avec endommagement, ( $R_t=3\text{MPa}$ ,  $R_c=30\text{MPa}$ ), a) Evolution de la déformation imposée b) Evolution de la contrainte induite

Pour ce qui est des pressions intra-poreuses, les endommagements en traction sont évalués directement à partir des déformations plastiques. En considérant que ces pressions peuvent être induites par les réactions de gonflements interne et/ou les mouvements d'eau ( $g \in [RAG, RSI, Eau]$ ), la loi d'endommagement pour ces types de sollicitations s'écrit :

$$D_I^{t,g} = \frac{\varepsilon_I^{pl,g}}{\varepsilon_I^{pl,g} + \varepsilon^{k,g}} \quad (\text{I-23})$$

Avec  $\varepsilon^{k,g}=0.3\%$  dans le cas de la RAG [Capra and Sellier, 2003].

En compression, et due à la possible refermeture des fissures, l'endommagement est bien plus limité qu'en traction. Dans ce modèle, seules les fissures perpendiculaires à la direction d'application de la charge ont une influence sur l'endommagement de compression [Sellier and Bary, 2002]. Il résulte donc d'une composition des endommagements en traction dans les autres directions :

$$D_I^{c,g} = \left(1 - \left((1 - D_{II}^{t,g})(1 - D_{III}^{t,g})\right)^\alpha\right) \quad (\text{I-24})$$

Avec  $\alpha=0.15$  dans le cas de la RAG [Sanchez et al., 2014].

Ce modèle permet de prendre en compte différents phénomènes (traction, cisaillement, refermeture de fissure, gonflement interne...) à différentes échelles et d'en évaluer l'endommagement global induit. Ces endommagements sont directement appliqués sur la contrainte de telle sorte que l'ensemble des résistances mécaniques soit impacté de la même façon par les endommagements. En considérant ceux cités précédemment, il peut donc être écrit :

$$\sigma_{ij} = (1 - D^s) \cdot \left[ \begin{aligned} &(1 - D_0^t) \cdot (1 - D^t)_{ijkl} \cdot (1 - D^{t,g})_{klmn} \cdot \tilde{\sigma}_{mn}^+ \\ &+ (1 - D^r)_{ijkl} \cdot (1 - D^{c,g})_{klmn} \cdot \tilde{\sigma}_{mn}^- \end{aligned} \right] \quad (I-25)$$

Ce modèle a notamment permis de simuler des cas de charge cyclique, biaxiaux, mixte (traction/compression) et a été validé par la modélisation de structures de laboratoires sollicitées jusqu'à rupture. Ces études ont pu mettre en valeur la capacité du modèle à prévoir la possible bifurcation de la fissuration, ainsi que sa stabilité face à la taille des éléments [Sellier et al., 2013b].

### I.1.4. Comportement différé

Du fait de la composition de la pâte de ciment, le comportement du béton possède une capacité de déformation différée sous charge. Développé par [Sellier et al., 2016], le modèle de comportement différé permet de considérer le fluage propre ainsi que le fluage et le retrait en dessiccation. Ces différents aspects sont présentés dans cette partie.

#### I.1.4.1. Fluage propre

Dues à la nature des liaisons atomiques de ces composants, certaines phases solides du béton peuvent être considérées comme visqueuses à l'échelle nanoscopique. Ainsi, lorsque la matrice est sollicitée, la contrainte transite à travers l'ensemble des phases rigides par l'intermédiaire de ces phases visqueuses. Lorsque la charge est maintenue, le comportement visqueux des liaisons évolue, et induit le développement de déformation macroscopique. Ces déformations considérées comme retardées par rapport à l'application de la charge, sont des déformations de fluage. Ces déformations sont évaluées par un modèle de Kelvin-Voigt et un modèle de Maxwell en série (Figure I-1), permettant d'assurer respectivement leurs parts réversibles ( $\varepsilon^{fL,K}$ ) et irréversibles ( $\varepsilon^{fL,M}$ ). Faisant l'hypothèse de la proportionnalité entre la cinétique de déformation de fluage et de déformation plastique, et en considérant  $\tau_{ref}^M$  un paramètre de calage (homogène à un temps), la part irréversible de fluage est évaluée telle que :

$$\frac{\partial \varepsilon_{ij}^{fL,M}}{\partial t} = \frac{\varepsilon_{ij}^{el}}{\tau_{ref}^M C_{ij}^C} \quad (I-26)$$

Si la charge est maintenue assez longtemps, la sollicitation de ces liaisons faibles induit rapidement la concentration de contraintes autour des phases rigides. Pouvant être assimilé à un phénomène de consolidation, ce phénomène va conduire à la réduction de la vitesse de fluage. Ce mécanisme est assuré par la fonction de consolidation anisotrope  $C_{ij}^C$  dans l'équation (I-26). Ce paramètre est évalué en fonction de  $C^H$ ,  $C^T$  et  $C^M$  des fonctions permettant la prise en compte de l'impact des conditions thermo-hydro-mécaniques sur l'évolution du fluage. En considérant  $\varepsilon_{ref}^M$  un paramètre de calage et  $\varepsilon_{ref}^E$  une déformation de référence, la fonction est telle que :

$$C_i^C = \frac{1}{k} \exp\left(\frac{1}{k} \left(\frac{\varepsilon_i^M}{\varepsilon_i^E}\right)^+\right) \quad (I-27)$$

Avec  $k = \frac{\varepsilon_{ref}^M}{\varepsilon_{ref}^E} C^H C^T C^M$

La part réversible des déformations de fluage est évaluée via une déformation élastique réduite, correspondant à la déformation ultime du modèle de Kelvin-Voigt. En considérant  $\tau_{ref}^K$  et  $\psi^K$  comme paramètres de calage, et les fonctions  $C^W$  et  $C_w^T$  pour évaluer l'impact thermo-hydriques sur l'évolution du fluage, la déformation réversible est évaluée par :

$$\frac{\partial \varepsilon_{ij}^{f,l,K}}{\partial t} = \frac{1}{\tau_{ref}^K C^W C_w^T} \left( \frac{\varepsilon_{ij}^{el}}{\psi^K} - \varepsilon_{ij}^K \right) \quad (I-28)$$

#### 1.1.4.2. Fluage et retrait en dessiccation

Au sein d'une matrice poreuse, l'eau peut être présente de différentes façons. Elle peut être absorbée (consommée chimiquement) ou adsorbée par les phases solides. En fonction de son état, l'eau induit des mécanismes qui dirigent l'évolution des transferts hydriques au sein de la matrice.

Ces mouvements d'eau, fonctions des conditions thermomécaniques, induisent le développement de pressions capillaires. Ces pressions pouvant mener à des contractions ou des dilatations de la matrice selon le phénomène considéré (imbibition/séchage), il s'agit donc de les prendre en compte dans l'évaluation du comportement d'un béton. Dans le cadre

poromécanique du modèle (Equation (I-1)), ces pressions isotropes sont évaluées par une loi de Van Genuchten, fonction du degré de saturation  $Sr$ , et de deux paramètres de calage  $M_{SH}$  et  $m_{vgn}$  respectivement module et exposant de la loi de Van Genuchten considérée :

$$P_w = M_{SH} \left( 1 - Sr \left( \frac{1}{m_{vgn}} \right) \right)^{(1-m_{vgn})} \quad (I-29)$$

Le retrait de dessiccation dû à la consommation d'eau, par la réaction d'hydratation par exemple, ou à un séchage extérieur, entraîne une contraction de la matrice du béton. Il conduit à des déformations, résultantes de l'interaction entre le squelette et la phase liquide. Ces déformations sont fonction de l'état de contrainte extérieur. Soumise à une compression, la matrice verra une meilleure transmission des pressions capillaires, tandis que sous une traction, c'est la pression capillaire qui s'en retrouve augmentée (présence de microfissuration)[Sellier et al., 2016]. Dans les deux cas, le phénomène de retrait est supérieur au retrait en conditions de charge nulle. Cette augmentation est l'explication du phénomène de fluage de dessiccation. A noter que pour des raisons de simplification, seule l'intensité de la contrainte est prise en compte. Que la sollicitation soit négative ou positive, l'impact sur la déformation de fluage est le même. Afin d'évaluer cet effet dans le modèle, la contrainte induite est évaluée de façon différentielle dans l'équation de la poromécanique. De cette façon, la contrainte développée sur la matrice par ces pressions internes, est calculée à tout instant en considérant l'état de contrainte extérieur dans la direction principale  $\sigma_I$ . Avec  $b_w$  et  $\sigma_{DC}$ , respectivement coefficient de Biot et contrainte caractéristique de dessiccation (paramètre de calage) pour l'évaluation du fluage de dessiccation, l'équation de contrainte s'écrit :

$$\frac{\partial \tilde{\sigma}_I}{\partial t} = \frac{\partial \tilde{\sigma}_I'}{\partial t} + \frac{\partial (b_w P_w)}{\partial t} * \left( 1 - \frac{|\sigma_I|}{\sigma_{DC}} \right) \quad (I-30)$$

## I.1.5. Béton armé homogénéisé

### I.1.5.1. Loi de comportement de béton armé homogénéisé

Comme vu dans le chapitre précédent, le principe des modèles de comportement homogénéisés permet de considérer le béton armé comme un unique matériau. La réponse du béton armé



homogénéisé est obtenue par combinaison de la contribution de l'armature et du béton par une loi de comportement homogénéisée.

Dans le modèle utilisé ici [Sellier, 2018], chaque densité d'armature considérée est définie selon un indice  $r$ , auquel est associée une direction  $\overline{V}^r$  et une densité surfacique (vis-à-vis du béton)  $\rho^r$ . Le nombre total de densités considérées est désigné par  $Nr$  et est limité par le modèle au nombre de cinq.

Dans un même élément fini, des zones saines et fissurées peuvent coexister. Dans un élément armé, et afin de considérer ces différentes zones du béton, la réponse de l'armature est décomposée et pondérée par des coefficients permettant cette différenciation. Ainsi, en plus de différencier la contrainte de l'armature en partie saine et fissurée, respectivement  $\sigma_i^H$  et  $\sigma_i^r$ , celles-ci sont multipliées par l'endommagement local dans la direction principale  $D_i^t$  en zones fissurées, et par son complément à un  $(1 - D_i^t)$  en zones saines. Enfin, ces contributions sont couplées avec celle du béton dans la loi d'homogénéisation pour en déduire le comportement global du béton armé :

$$\sigma_{ij} = \left(1 - \sum_{r=1}^{Nr} \rho^r\right) \sigma_{ij}^m + (1 - D_{ijkl}^t) \sigma_{kl}^H + D_{ijkl}^t \cdot \sigma_{kl}^R \quad (\text{I-31})$$

$\sigma_i^m$ , est la contrainte dans le béton seul dans la direction  $i$ .

Il est à noter que dans ce modèle, la participation de l'armature est limitée à celle de sa direction axiale  $\sigma^r$ . Ses contributions en zone saine et fissurée sont évaluées à partir de cette contrainte. Ainsi en zone saine,  $\sigma_{ij}^H$  est telle que :

$$\sigma_{ij}^H = \sum_{r=1}^{Nr} \rho^r \sigma^r (\overline{V}^r \otimes \overline{V}^r)_{ij} \quad (\text{I-32})$$

Lorsque l'armature traverse une zone fissurée, son orientation évolue entre sa direction initiale et la normale à la fissure. Cette nouvelle orientation  $\overline{D}_i^r$  est évaluée par le modèle en fonction de sa direction initiale ( $\overline{V}^r$ ) et des directions principales d'endommagement  $\overline{D}_I^r, \overline{D}_{II}^r, \overline{D}_{III}^r$ .

En considérant à nouveau la direction initiale et la direction après endommagement ( $\overline{V}^r$  et  $\overline{D}_i^r$ ), la part d'armature présente dans la fissure  $\phi^{r,l}$  peut être évaluée. Par suite, la contribution

axiale  $\sigma^r$  de l'armature est projetée dans la direction  $\overrightarrow{D_I^r}$ , et la part de la contrainte en zone endommagée en est déduite, telle que :  $\sigma_{kl}^R = f(\overrightarrow{D_I^r}, \overrightarrow{D_I^r}, \overrightarrow{D_{II}^r}, \overrightarrow{D_{III}^r}, \rho^r, \phi^{r,l})$ .

Il est à noter qu'en considérant une longueur d'ancrage de l'acier et la distance maximale entre deux fissures, le nombre de fissures localisées peut être obtenu. Celui-ci permet de décompter plusieurs fissures dans un même élément lorsque le maillage n'est pas suffisamment fin pour les obtenir de manière explicite. L'énergie dissipée dépend directement du nombre de fissure.

### 1.1.5.2. Loi de comportement de la contribution axiale de l'armature

Dans ce modèle, et comme dit dans le paragraphe précédent, seules les contributions axiales des armatures sont considérées. Évaluée par une loi de comportement permettant la prise en compte de la plasticité et des phénomènes de relaxation, la déformation de l'armature est décomposée selon sa part plastique  $\varepsilon^{r,pl}$ , sa part de relaxation permanente  $\varepsilon^{r,m}$ , et sa part de relaxation élastique  $\varepsilon^{r,k}$ . Il est aussi possible d'homogénéiser des densités d'armatures précontraintes actives avec une valeur de précontrainte initiale  $\sigma_0^r$ . Pour chacune d'entre elles, la loi de comportement s'écrit :

$$\sigma^r - \sigma_0^r = E^r (\varepsilon^r - \varepsilon^{r,pl} - \varepsilon^{r,m} - \varepsilon^{r,k}) \quad (I-33)$$

La plasticité des armatures est assurée par une fonction critère permettant la prise en compte de l'écroutissage de l'armature. Renseignée par le module  $H^r$  et en considérant  $f_y^r$  la limite d'élasticité de l'acier, la fonction critère est telle que :

$$f^r = |\sigma^r - H^r \varepsilon^{r,pl}| - f_y^r \quad (I-34)$$

Ce modèle a été validé sur une poutre soumise à une flexion trois points dans les travaux de [Chhun, 2017]. Le modèle a permis de retrouver la courbe force / déplacement expérimentale ainsi qu'une partie du faciès de fissuration. Par suite, le modèle a été utilisé pour la modélisation d'une partie basse de l'enceinte de confinement d'un réacteur nucléaire. En un premier temps, seul un tronçon a été étudié puis la structure entière a été modélisée. Les déformations obtenues ont présenté une corrélation correcte avec les valeurs expérimentales, en partie intérieure comme en partie extérieure du mur de confinement. Néanmoins, une surestimation de la fissuration a été notée par l'auteur, qui la justifie comme due à l'hypothèse d'adhérence parfaite, empêchant toute considération de glissement. La modélisation de gros ouvrages induit

généralement l'utilisation de gros éléments de maillage, de l'ordre du mètre. Dans ceux-ci, les armatures peuvent généralement être considérées comme parfaitement ancrées. S'il y a glissement, celui-ci reste faible comparé aux dimensions de l'élément fini. De plus, sur des éléments de ces dimensions, l'acier peut se réancrer après avoir subi un premier glissement. Les conditions d'adhérence n'en sont alors quasiment pas impactées et l'hypothèse d'adhérence parfaite reste justifiée. Néanmoins, dans le cas de petits corps d'épreuves sollicités jusqu'à rupture, cette hypothèse peut devenir trop restrictive. Dans le cas du cisaillement, comme vu dans la partie précédente, la première évolution de la contrainte en fonction du glissement suit une phase courte et linéaire correspondant à une réponse du matériau sans endommagement que l'on peut qualifier de comportement à adhérence plastique parfaite, au-delà, le glissement devrait être considéré.

Face à ces limites, [Sellier and Millard, 2019] ont poursuivi le développement de ce modèle avec la prise en compte de ce glissement. Afin d'évaluer sa valeur, le modèle utilise une approximation non locale du comportement à l'interface acier – béton. Ainsi, dans les lois précédentes, la déformation  $\varepsilon^r$  est remplacée par sa variable non locale associée. Celle-ci est obtenue en considérant une longueur caractéristique, permettant d'impacter une zone environnante indépendante de la taille du maillage. Cette longueur est fonction du module et du diamètre de l'armature ainsi que de la rigidité droite et tangentielle de l'interface. Cette partie du modèle a été utilisée pour la modélisation de la même poutre armée sollicitée jusqu'à rupture que celle citée précédemment pour la validation des armatures sans la prise en compte du glissement. La courbe force/déplacement a pu être correctement retrouvée et des faciès de fissurations plus précis que dans [Chhun, 2017] ont pu être obtenus [Sellier and Millard, 2019]. Il est à noter que cette considération du glissement est une possibilité du modèle, qui n'est pas prise en compte dans les travaux de thèse présentés dans ce mémoire. L'étude se fait donc en supposant l'adhérence parfaite entre béton et armatures.

## 1.2. Modélisation de la réaction-alkali-granulat

Le modèle utilisé dans ces travaux permet la modélisation des réactions de gonflement interne. Si les aspects chimiques peuvent différer selon la réaction de gonflement (réaction alcali-granulat ou réaction sulfatique interne), les conséquences mécaniques restent similaires [Multon and Sellier, 2019]. Ainsi, seules les lois relatives à l'avancement de la réaction et à

l'évaluation du volume de gel induit sont propres au type de réactions. Les équations de pressions, d'endommagement et de plasticité sont les mêmes pour la RAG et pour la RSI.

### I.2.1. Avancement et volume de la réaction-alcali-granulat

Dans le présent modèle, l'avancement de la réaction est d'abord évalué. Variant de 0 pour une réaction non initiée, à 1 pour une réaction complète, cet avancement est évalué par une fonction du temps qui dépend de la température et de l'humidité. En définissant  $\tau_{ref}^{RAG}$  comme paramètre de calage caractéristique du temps de réaction, défini à une température  $T_{ref}$ , ainsi que  $C^{T,RAG}$  et  $C^{W,RAG}$ , fonctions permettant la prise en compte des conditions thermiques et hydriques, la loi dirigeant l'avancement de la réaction peut s'écrire :

$$\frac{\partial A^{RAG}}{\partial t} = \frac{1}{\tau_{ref}^{RAG}} C^{T,RAG} \cdot C^{W,RAG} \cdot \langle A^{RAG,\infty} - A^{RAG} \rangle_+ \quad (I-35)$$

L'eau, jouant le rôle de milieu de diffusion et d'espèce réactive pour la réaction, possède un double impact sur la cinétique. L'ampleur de la réaction est bornée par un avancement maximal pouvant être atteint  $A^{RAG,\infty}$  défini par le degré de saturation du système. La cinétique est impactée par le coefficient d'activation hydrique  $C^{W,RAG}$ , considéré comme nul en deçà d'une saturation minimale  $S_r^{th,RAG}$ . Dans le cas de la RAG, ce seuil est estimé à environ 50 % [Poyet et al., 2006]. Implémentée par [Morenon, 2017a], la loi passe en puissance carrée afin d'avoir un plus grand impact sur la cinétique lorsque l'humidité relative devient importante :

$$C^{W,RAG} = \begin{cases} \left( \frac{S_r - S_r^{th,RAG}}{1 - S_r^{th,RAG}} \right)^2 & \text{si } S_r > S_r^{th,RAG} \\ 0 & \text{si } S_r \leq S_r^{th,RAG} \end{cases} \quad (I-36)$$

Basé sur les travaux de [Larive, 1998], le coefficient d'activation thermique  $C^{T,RAG}$  permet de prendre en compte l'effet de la température du système :

$$C^{T,RAG} = \exp\left(-\frac{E^{RAG}}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}}\right)\right) \quad (I-37)$$

Avec  $E^{RAG}$  l'énergie d'activation de la réaction estimée à 40 000 J/mol [Larive, 1998]

Enfin, en considérant  $\Phi^{RAG,\infty}$  paramètre matériau définissant le volume maximal créable, le volume de gel à l'instant t est évalué :

$$\Phi_g(t) = \Phi^{RAG,\infty} \cdot A^{RAG}(t) \quad (I-38)$$

## 1.2.2. Pression engendrée par les réactions de gonflement interne

Le volume de phases néoformées étant évalué de façon propre à la RAG (et/ou la RSI), la pression générée est par suite déduite de ce volume en considérant la rigidité du béton et des produits de réaction. Néanmoins, seule une quantité de ce volume de gel va induire une pression et un gonflement de la matrice. En effet, dans un premier temps, les produits peuvent se répandre dans une partie de la porosité sans induire de pression. Dans le modèle, trois volumes de porosité sont considérés :

- Le volume de porosité dans lequel se forme les produits dont le volume varie lors d'un chargement du fait des déformations de fluage  $\varepsilon^{fl}$  et d'élasticité  $\varepsilon^{el}$ ,
- Le volume poreux directement accessible aux produits  $\Phi_{RGI}^v$  en fonction de la pression intra poreuse générée,  $P_{RGI}$ ,
- Le volume de porosité induit par les microfissures induites par la RGI, évaluées dans le modèle par les déformations plastiques de RGI,  $\varepsilon^{pl,RGI}$ .

La relation entre le volume des vides et la pression traduit une perméation du gel plus importante avec l'augmentation de la pression. Cette dépendance est notamment nécessaire dans le cas de blocages triaxiaux pour retrouver les résultats expérimentaux [Morenon et al., 2017]. En considérant  $M_{RGI}$  et  $b_{RGI}$  le module et le coefficient de Biot des produits de réaction, et  $\widetilde{R}_i^t$  la résistance de traction effective dans la direction i, la loi de pression s'écrit :

$$P_{RGI} = M_{RGI} \left\langle \Phi_g - \left\langle \Phi_{RGI}^v \left( \frac{P_{RGI}}{\widetilde{R}_i^t} \right) + b_{RGI} \cdot tr(\varepsilon^{el} + \varepsilon^{fl}) + tr(\varepsilon^{pl,RGI}) \right\rangle^+ \right\rangle^+ \quad (I-39)$$

Ainsi dans cette version du modèle, les paramètres propres au calage de la RAG et de son gonflement sont présentés en Tableau 1.

<i>Paramètre</i>	<i>Signification</i>	<i>Equation</i>
$\tau_{ref}^{RAG}$	Temps caractéristiques de la réaction	(I-35)
$\phi^{RAG,\infty}$	Volume maximal créable	(I-38)
$\phi_{RGI}^v$	Volume des vides	(I-39)
$M_{RGI}$	Coefficient de Biot	(I-39)
$b_{RGI}$	Module de Biot	(I-39)

Tableau 1 Paramètres matériaux pour la réaction et pour la pression de la réaction alcali granulat

## II. Modification des hypothèses sur la nature et la perméation des produits néoformés

Cette thèse a permis de faire évoluer le modèle du LMDC sur les RGI. Si certaines évolutions sont basées sur la théorie de la poromécanique afin de limiter le nombre de paramètres de calibration d'autres traduisent l'évolution de certaines hypothèses du modèle concernant les produits néoformés vers des considérations plus réalistes. Les modifications sont d'abord présentées avant que le modèle modifié soit appliqué sur des cas simples à l'échelle du matériau.

### II.1. Modifications du modèle

#### II.1.1. Evaluation du module et du coefficient de Biot

La théorie de Biot, et notamment l'usage du coefficient et du module de Biot, permet d'étendre le concept de la contrainte effective de Terzaghi à une matrice compressible. Dans les lois de la poromécanique, le coefficient et le module de Biot permettent d'évaluer la contrainte dans le matériau poreux en fonction de la pression exercée par un fluide contenu dans la porosité du matériau en fonction des caractéristiques mécaniques du matériau poreux et de celles du fluide.

Selon la théorie de la poromécanique ([Biot, 1941], [Coussy, 1991]) et de l'homogénéisation ([Multon and Sellier, 2016], [Sellier and Multon, 2018], [Multon and Sellier, 2019]), le module

et le coefficient de Biot sont fonctions des quantités et des rigidités des différentes phases considérées. Ces quantités, dans le cas de réactions de gonflement interne, étant croissante au cours du temps, il s'agit donc de considérer l'évolution de ces paramètres avec l'augmentation du volume effectif de produits néoformés.

Les formules préconisées pour leurs évaluations sont donc implémentées dans le modèle afin de rendre compte de ces mécanismes. Le coefficient de Biot est obtenu en considérant le volume  $\Phi_{RGI}$ , volume de gel induisant une pression de gonflement interne (RAG, RSI) :

$$b_{RGI} = \frac{2\Phi_{RGI}}{1 + \Phi_{RGI}} \quad (\text{II-1})$$

Le module de Biot est évalué en fonction de ce coefficient, du même volume responsable de la pression  $\Phi_{RGI}$  ainsi que de la rigidité de la matrice et des produits, respectivement  $K_m$  et  $K_{RGI}$  :

$$\frac{1}{M_{RGI}} = \frac{b_{RGI} - \Phi_{RGI}}{K_m} + \frac{\Phi_{RGI}}{K_{RGI}} \quad (\text{II-2})$$

L'utilisation de ces deux équations permet ainsi de réduire le nombre de paramètres du modèle de RAG, en ne considérant plus qu'un paramètre plutôt que deux, la rigidité des produits. Dans la littérature, selon la nature des produits considérés, une importante variabilité peut être observée pour la valeur de rigidité. En effet, dans le cas de gels synthétiques de RAG, des rigidités variant de 14 GPa à 50 GPa peuvent être observées [Murtagh et al., 2005]. Dans le cas de gels in-situ issus de carottage d'ouvrages, des valeurs moins dispersées ont été mesurées [Leemann and Lura, 2013, Zhang et al., 2017], allant de 7 GPa à 14 GPa. Dans l'absence de données relatives à cette grandeur, la valeur minimale de ce faisceau a été utilisée dans les travaux présentés dans ce mémoire.

## II.1.2. Révision du concept de volume de gel effectif

Comme vu dans le chapitre précédent, un gonflement typique de RAG évolue en trois phases : une phase de latence initiale, une phase d'expansion rapide et une phase finale de stabilisation. Bien que les justifications fassent encore débat dans la littérature, la première phase de latence est directement liée à la formation des produits dans les premiers temps de la réaction (formation

des produits dans la porosité, temps de solidification du gel...) et doit être considérée dans l'évolution de la réaction.

Dans la version antérieure du modèle, seules les raisons physiques de la latence étaient considérées via la loi de pression [Morenon, 2017a]. La phase de latence était assurée par le temps de remplissage du volume poreux accessible sous pression (paramètre  $\Phi_g^v$  dans l'équation (I-39)). Afin de considérer les aspects chimiques de cette latence, et afin d'avoir un meilleur contrôle sur sa durée, la loi de pression évolue pour considérer un volume de gel effectif plutôt que le volume total de gel. Ce volume effectif  $\Phi_{RAG}^{eff}$  est évalué par un nouveau paramètre matériau  $A_{LAT}$ , en deçà duquel le gel ne peut pas induire d'expansion de la matrice, c'est-à-dire en deçà duquel  $\Phi_{RAG}^{eff}$  est considéré comme nul :

$$\Phi_{RAG}^{eff} = \Phi_{RAG,\infty} \frac{(A(t) - A_{LAT})}{(1 - A_{LAT})} \text{ si } A(t) > A_{LAT} \quad (\text{II-3})$$

$$\Phi_{RAG}^{eff} = 0 \quad \text{sinon}$$

Afin de le considérer, c'est ce volume effectif qui est utilisé pour l'évaluation de la pression, tel que :

$$P_{RGI} = M_{RGI} \left\langle \Phi_{RAG}^{eff} - \left\langle \Phi_g^v \left( \frac{P_{RGI}}{\widetilde{R}_l^t} \right) + b_{Gel} \cdot tr(\varepsilon^{el} + \varepsilon^{fl}) + tr(\varepsilon^{pl,RGI}) \right\rangle^+ \right\rangle^+ \quad (\text{II-4})$$

Ainsi tant que l'avancement est inférieur à  $A_{LAT}$ , le modèle considère que les produits formés, du fait de leur composition, ne conduisent pas à des expansions, conformément aux mécanismes proposés par [Ichikawa and Miura, 2007]

### II.1.3. Prise en compte de la solidification des produits

Dans ce modèle, la quantité de gel présente dans la porosité connectée est évaluée en fonction de la valeur de la pression de gonflement interne générée (Equation (I-39)). De cette façon, plus la pression est importante, plus le gel peut se répandre loin dans cette porosité. Bien que cette proportionnalité soit nécessaire pour considérer ces phénomènes de transfert capillaire, elle rend compte d'un comportement non réaliste lorsque la pression diminue. En effet, lorsqu'une sollicitation extérieure induit la réduction de la pression des produits, l'espace poreux accessible en est également réduit. Une part des produits de la réaction n'a donc plus d'espace disponible



et est renvoyée vers le site initial de la réaction. Ces phénomènes se déroulant de façon concomitante, il en résulte un endommagement brutal et quasi instantané de la matrice dans le modèle. Cette hypothèse initiale est illustrée sur la Figure II-1 suivante.

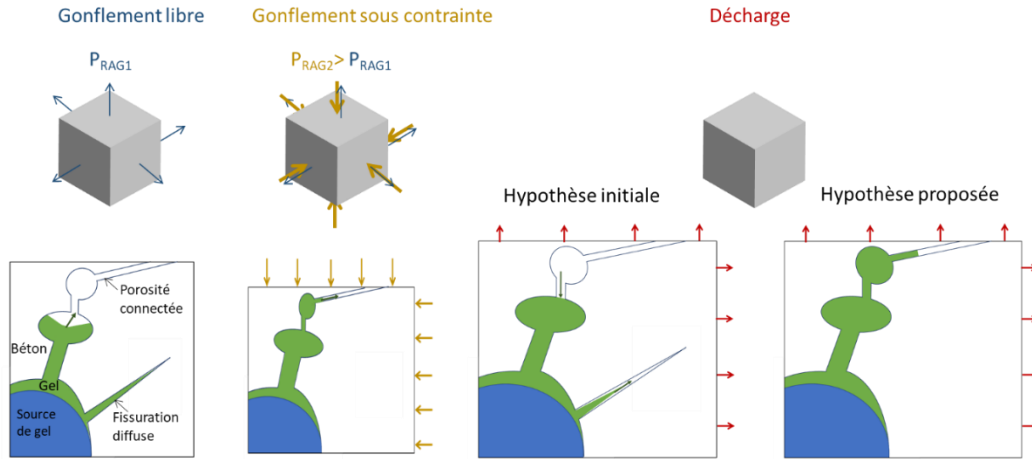


Figure II-1 Problématique de la quantité de gel dans le volume des vides lors de la décharge

Cette équation avait été obtenue en supposant que la viscosité des produits était faible et constante au cours du temps. Dû à son évolution chimique, et, notamment par l'enrichissement des produits par les ions calcium induisant leur cristallisation [Poole, 1992], [Poyet, 2003], [Ichikawa and Miura, 2007], [Leemann et al., 2020] cette hypothèse sur les propriétés des produits n'était pas réaliste. En vue de rendre compte d'une évolution du comportement des produits plus correcte, l'hypothèse d'un gel quasi fluide est écartée au profit de la considération de produits vieillissants, comblant la porosité de manière définitive et ne pouvant plus se déplacer, même si la pression est modifiée.

Afin d'assurer cette considération dans le modèle, la loi de pression évolue (Equation (I-39)). La quantité de gel présente dans la porosité connectée n'est plus évaluée en fonction de la valeur de pression atteinte mais en fonction de  $P_{RGI}^{MAX}$ , égale à la pression maximale atteinte jusque-là (écrouissage en pression). Cette nouvelle considération est illustrée sur la Figure II-1 (hypothèse proposée), et la modification de la loi de pression est telle que :

$$P_{RGI}^{MAX} = \max(P_{RGI}(t_{-1}), P_{RGI}(t)) \quad (II-5)$$

$$P_{RGI} = M_{Gel} \langle \Phi_{RGI}^{eff} - \langle \Phi_g^v \left( \frac{P_{RGI}^{MAX}}{\widetilde{R}_l^t} \right) + b_{Gel} \cdot tr(\varepsilon^{el} + \varepsilon^{fl}) + tr(\varepsilon^{pl,RGI}) \rangle^+ \rangle^+ \quad (II-6)$$

Il convient de préciser que le comportement réel du gel de RAG est probablement intermédiaire entre ces deux hypothèses. En effet, si une partie cristallisée peut se fixer dans la porosité, la part des produits plus récents, et donc plus fluides, peut probablement encore s’y mouvoir.

## II.2. Application sur éprouvettes de laboratoire

### II.2.1. Organigramme de calibration du modèle

Les équations propres à la modélisation de la RAG ont mis en valeur les différents paramètres ‘matériau’. Avec les nouveaux développements, certains paramètres ont évolué. Ils sont présentés dans le Tableau 2 avec les numéros des équations correspondantes.

<i>Paramétrage initial</i>			<i>Paramétrage actuel</i>		
<i>Paramètre</i>	<i>Signification</i>	<i>Equation</i>	<i>Paramètre</i>	<i>Signification</i>	<i>Equation</i>
$\tau_{ref}^{RAG}$	Temps caractéristiques de la réaction	(I-35)	$\tau_{ref}^{RAG}$	Temps caractéristiques de la réaction	(I-35)
$\Phi^{RAG,\infty}$	Volume maximal créable	(I-38)	$\Phi^{RAG,\infty}$	Volume maximal créable	(II-3)
$\Phi_{RGI}^v$	Volume des vides	(I-39)	$A_{LAT}$	Avancement effectif	(II-3)
$M_{RGI}$	Coefficient de Biot	(I-39)	$\Phi_{RGI}^v$	Volume des vide	(II-6)
$b_{RGI}$	Module de Biot	(I-39)	$K_{RGI}$	Compressibilité du gel	(II-2)

Tableau 2 Evolution du paramétrage de de la réaction-alcali granulat et du gonflement généré

Il est à noter que la compressibilité des produits néo-formés peut être complexe à évaluer. En l’absence de données expérimentales, la valeur de 7 GPa est préconisée, conformément aux résultats obtenus dans [Leemann and Lura, 2013, Zhang et al., 2017]. Ainsi, les paramètres  $\Phi^{RAG,\infty}$ ,  $\Phi_g^v$ ,  $\tau_{ref}^{RAG}$  et  $A_{LAT}$  constituent le paramétrage du modèle de RAG, c’est-à-dire le paramétrage à caler pour assurer la cinétique de gonflement de la réaction propre au béton considéré. La limitation du gonflement par la présence d’armature ou de contrainte étant assurée par le critère de RGI (Equation (I-12), ces paramètres doivent être calés sur des données d’un gonflement libre afin de rendre compte du potentiel maximal de la réaction.

La méthodologie de calage est présentée sur la Figure II-2 et explicitée ci-dessous.

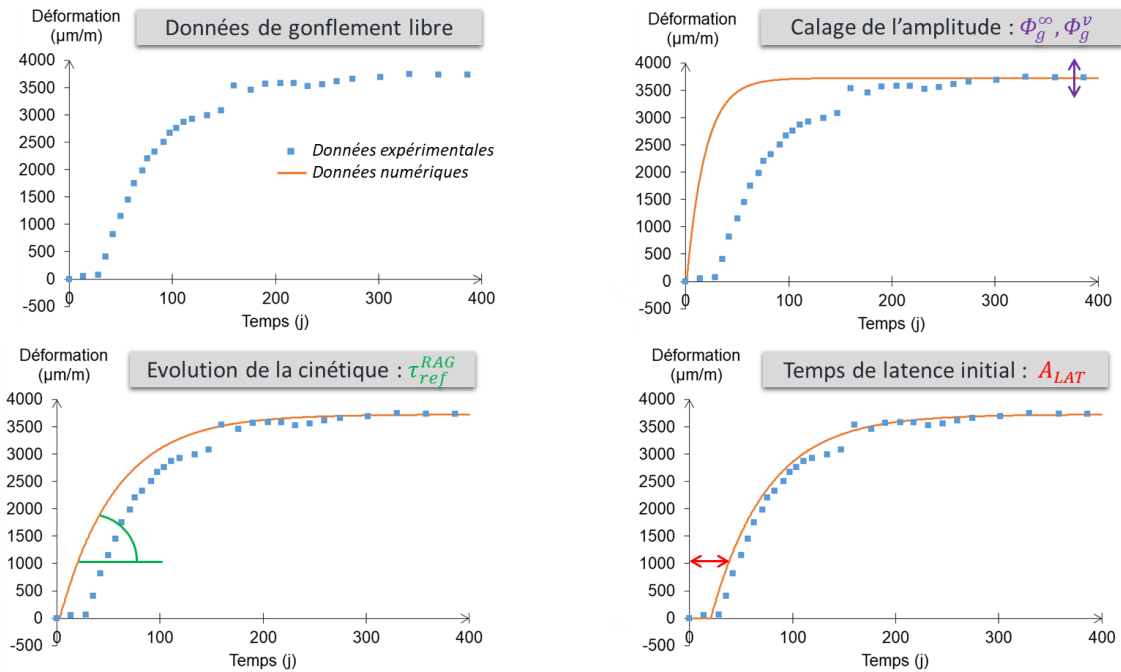


Figure II-2 Méthodologie de calage sur des données de gonflement libre

En premier temps, l'amplitude de la réaction est calée avec le volume  $\Phi^{RAG,\infty}$  et le volume  $\Phi_g^v$ . Comme explicité plus tôt, ce paramètre  $\Phi_g^v$  permet de considérer un volume de porosité disponible, assimilable à un vase d'expansion pour les produits néo-formés. Il existe donc, différents paramétrages permettant d'obtenir la même réponse uniaxiale en conditions libres de contraintes. Seules des données de gonflement sous charge, dans les directions libres et les directions chargées, peuvent permettre d'évaluer de façon rigoureuse ce paramètre. En l'absence de celles-ci, une valeur moyenne du rapport  $\frac{\Phi_g^v}{\Phi_g^\infty}$  est préconisée. Enfin, la pente de la cinétique d'expansion est calée avec le paramètre  $\tau_{ref}^{RAG}$  puis décalée jusqu'à obtenir une période de latence initiale correcte avec le paramètre  $A_{LAT}$ .

## II.2.2. Application et discussions

Afin de valider les nouveaux développements du modèle, ceux-ci doivent d'abord être utilisés pour évaluer des gonflements à l'échelle du matériau. Rappelons, comme vu dans l'introduction, qu'en plus des modifications proposées, il s'agit aussi de valider l'utilisation des

armatures homogénéisées dans le cas de réaction de gonflement interne. En effet, l’hypothèse d’adhérence parfaite sur laquelle repose notre modèle de béton armé homogénéisée, doit être validée à l’échelle de l’éprouvette de laboratoire avant de passer à l’étude de structures réelles.

Les paramètres relatifs au gonflement, ainsi que l’usage du modèle dans ce contexte de RGI, sont étudiés par le biais du suivi de déformations d’éprouvettes réactives armées. Par suite, l’hypothèse sur la solidification du gel est étudiée via un cas fictif plus particulier, en comparant les résultats avec et sans son utilisation.

### II.2.2.1. Modélisation du gonflement d’échantillons armés

Afin d’assurer le processus de validation de l’usage du modèle de béton armé homogénéisé en contexte de RGI, de l’évaluation des paramètres de Biot, et du volume de gel effectif, plusieurs cas d’étude issus de la littérature sont modélisés. Basée sur différents suivis d’éprouvettes atteintes de RAG, l’évolution des déformations a été suivie par les auteurs de ces travaux pour différentes formulations et configuration d’armatures (uni et biaxial).

Comme vu précédemment, le modèle permet la prise en compte des phénomènes de fluage et de retrait. En l’absence de données propres à ces mécanismes, le retrait n’a pas été considéré et les paramètres généraux de fluage utilisés pour ces différentes études ont été choisis communs, ceux-ci sont présentés en le Tableau 3. Ainsi entre les différentes études, seules les caractéristiques mécaniques du béton et des armatures et le paramétrage du modèle de RAG ont été modifiés.

<i>Paramétrage de fluage</i>			
<i>Paramètre</i>	<i>Signification</i>	<i>Valeur</i>	<i>Equation</i>
$\tau_{ref}^M$	Temps caractéristique de Maxwell	0.7 jour	(I-26)
$\tau_{ref}^K$	Temps caractéristique de Kelvin	14 jours	(I-28)
$\psi^K$	Ratio de la rigidité de Kelvin sur le module d'Young	5	(I-28)
$\varepsilon_{ref}^M$	Déformation caractéristique du potentiel de fluage	$1,45e^{-4}$	(I-27)
$G_{ft}$	Energie d'ouverture de fissure	$1e^{-4}$ MJ/m <sup>2</sup>	(I-19)
$G_{fr}$	Energie de re fermeture de fissure	$1e^{-4}$ MJ/m <sup>2</sup>	(I-21)

Tableau 3 Paramétrage communs pour les modélisations d’échantillons atteints de RAG

Pour l’ensemble de ces modélisations, le maillage utilisé est constitué d’un seul élément fini de

type cube constitué de 8 points de Gauss (CUB8), dont le déplacement normal de trois de ses faces sont bloquées afin de représenter les conditions de symétrie, (Figure II-3).

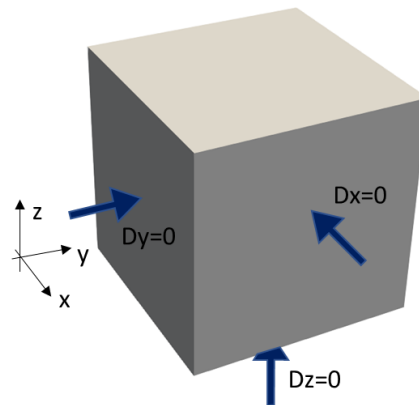


Figure II-3 Configuration de l'étude, maillage et conditions de symétrie

a) Essais de [Muranaka and Tanaka, 2013]

Dans leurs travaux, [Muranaka and Tanaka, 2013] ont mesuré les expansions d'échantillons prismatiques de dimensions 100\*100\*400 mm. Il est à noter que dans cette étude, l'ajout de plaques d'acier et d'écrous de part et d'autre de l'échantillon permet d'assurer de très bonnes conditions d'ancrage, et donc, une déformation identique de l'acier et du béton. Le schéma de l'appareillage est présenté en Figure II-4.

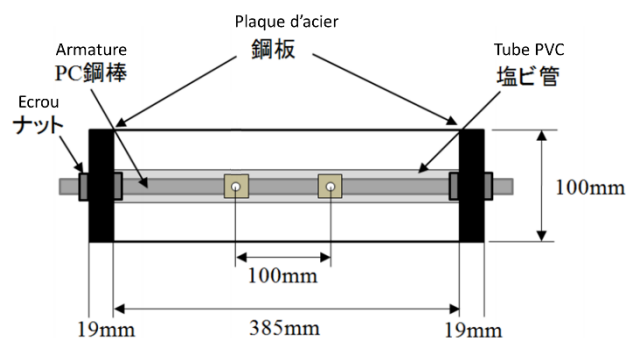


Figure II-4 Schéma de l'appareillage [Muranaka and Tanaka, 2013].

Les éprouvettes ont été conservées à 38°C dans une ambiance saturée en humidité. Les données mécaniques de l'étude fournies par l'article et le paramétrage du modèle de RAG sont présentés

respectivement en Tableau 4 et en Tableau 5. La limite d'élasticité de l'armature n'étant pas fournie dans les données de l'article, celle-ci a été supposée être égale à une valeur courante de 500 MPa.

Caractéristiques mécaniques	
Résistance à la compression (MPa)	22.7
Résistance à la traction (MPa)	1.84
Module d'Young du béton (MPa)	29892
Module d'Young de l'acier (MPa)	200000
Limite d'élasticité de l'acier (MPa)	500

Tableau 4 Caractéristiques du béton [Muranaka and Tanaka, 2013]

Paramétrage de RAG	
$\Phi^{RAG, \infty}$	1.4%
$\Phi_g^v$	0.07%
$\tau_{ref}^{RAG}$	70 jours
$A_{LAT}$	0.28

Tableau 5 Paramétrage de RAG

Dans cette étude, seules les déformations dans la direction armée ont été mesurées. Les paramètres du modèle de RAG sont calibrés à partir du gonflement libre uniquement. L'effet de la présence d'armature sur les gonflements est évalué par le modèle de béton armé homogénéisé sans aucune calibration supplémentaire (Figure II-5). Les évolutions des déformations dans la direction armée ont pu être reproduites par le modèle de façon cohérente avec les données expérimentales. Dans le modèle, l'amplitude de ces déformations en condition d'expansion gênée par la présence d'armatures est induite par la loi d'écrouissage positif de la pression de RAG. La calibration de cette loi réalisée dans le travail de [Morenon et al., 2019] sur les essais de [Multon et al., 2006] n'a pas été modifiée (coefficient d'écrouissage de 3 % de la valeur du module instantané du béton) dans le travail présenté ici.

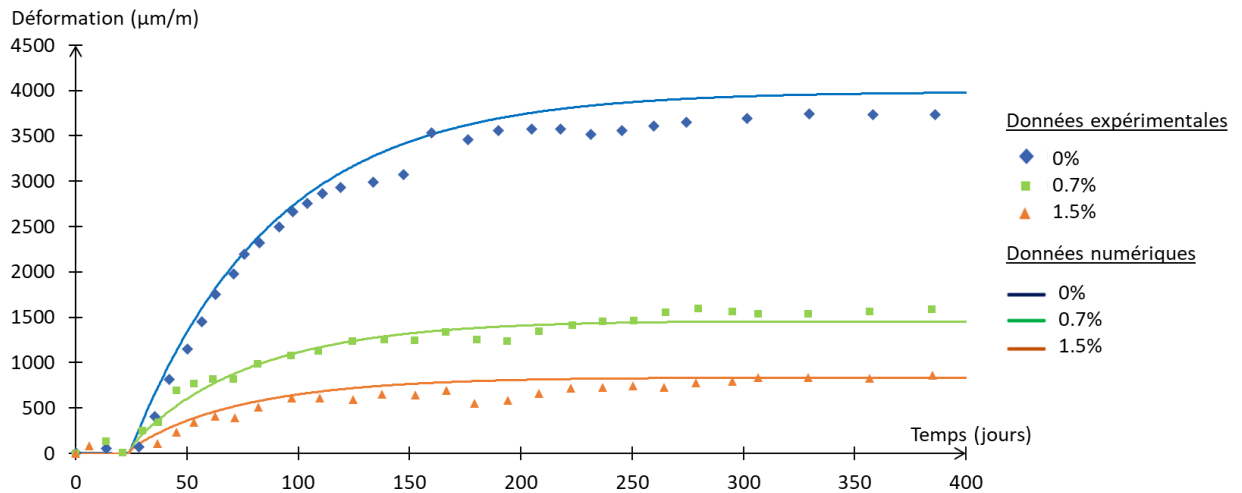


Figure II-5 Evolution des déformations dans la direction armée pour différents ratios d'armature [Muranaka and Tanaka, 2013]

Afin d'illustrer le critère décrit précédemment (Equation (I-12)) ainsi que la loi d'endommagement (Equation (I-23)), les contraintes ainsi que les endommagements perçus dans les directions libres et armées sont tracés pour les différents cas en Figure II-6-a et Figure II-6-b. En venant s'opposer à la déformation, l'armature développe dans sa direction axiale une précontrainte chimique menant à un confinement de la matrice. Plus la quantité d'armature est importante, plus la déformation est limitée et plus le confinement développé sera important (Figure II-6-a). De plus, en limitant et en reportant les déformations, la présence d'armature induit de la même façon la limitation et le report de l'endommagement de RAG. Ainsi, comparé à un cas de gonflement non armé, les cas de gonflement sous charge présentes en direction libres des endommagements supérieurs. Enfin et comme pour les contraintes, plus la quantité d'armature présente est importante, plus l'endommagement sera limité en direction armée, et important en direction libre (Figure II-6-b).

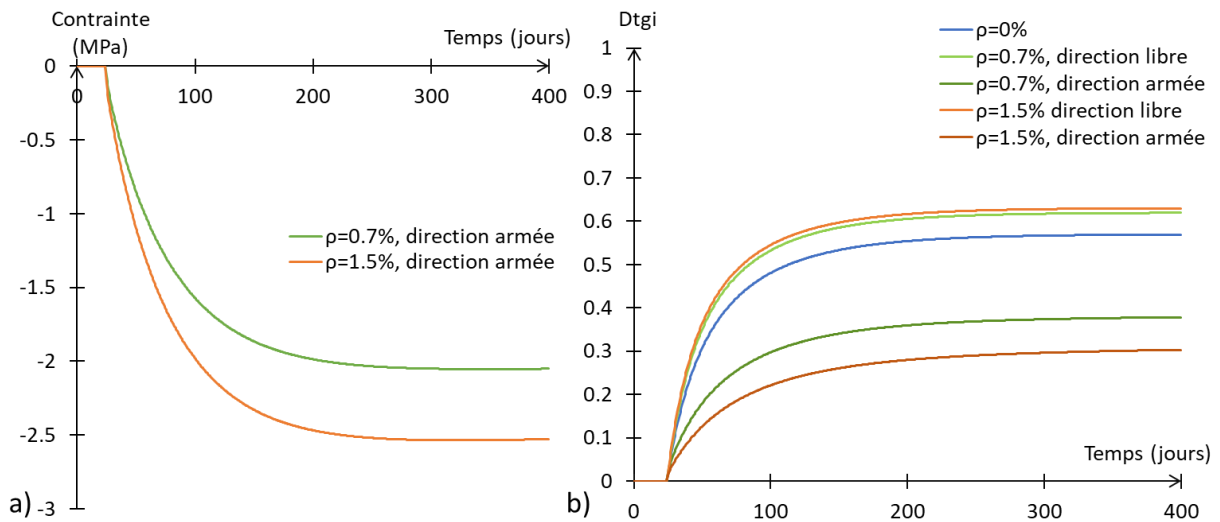


Figure II-6 a) Evolution des contraintes en direction armée, b) Evolution des endommagements de RAG en directions armée et libre

### b) Essais de [Koyanagi et al., 1998]

De la même façon, [Koyanagi et al., 1998] étudient dans leurs travaux l'évolution des déformations dues à la RAG sur des prismes de dimensions 100\*100\*400 mm. Ceux-ci sont armés à différents taux afin d'en voir l'impact. Ayant observé par ailleurs que la limitation du gonflement semblait proportionnelle au ratio d'acier même lorsque les armatures plastifiaient, les auteurs ont souhaité le vérifier en laboratoire pour de très faibles ratios d'armatures : 0 %, 0,07 %, 0,14 %, 0,4 % et 0,9 %. Afin d'assurer les conditions d'ancrage, les auteurs ont fixé deux plaques d'acier, de part et d'autre de l'échantillon, sur lesquelles sont vissées les armatures.

Après un jour de cure endogène, les échantillons sont laissés à 40°C dans une ambiance supérieure à 95 % d'humidité relative. Les caractéristiques mécaniques du béton n'étant pas disponibles dans cette étude, celles-ci ont été prises égales à des valeurs courantes pour de tels bétons. Seules les données relatives aux aciers sont issues de l'articles. L'ensemble des données utilisées dans les calculs sont présentées en Tableau 6. Le paramétrage de RAG utilisé est présenté en Tableau 7.



Caractéristiques mécaniques	
Résistance à la compression (MPa)	25
Résistance à la traction (MPa)	1.1
Module d'Young du béton (MPa)	30 000
Module d'Young de l'acier (MPa)	200 000
Limite d'élasticité de l'acier (MPa)	322

Tableau 6 Caractéristiques mécaniques

Paramétrage de RAG	
$\Phi^{RAG,\infty}$	2.8%
$\Phi_g^v$	0.140%
$\tau_{ref}^{RAG}$	100 jours
$A_{LAT}$	0

Tableau 7 Paramétrage de RAG

De la même façon que les auteurs précédents, ceux-ci présentent les données des évolutions des déformations uniquement dans la direction armée. Le paramétrage de RAG a été calé sur les données de gonflement libre et les données numériques et expérimentales sont présentées en Figure . Différents points peuvent être soulignés :

- Dans cette étude, les données expérimentales rendent compte d'une période de latence très courte. Afin de limiter au plus la durée de celle-ci dans la modélisation, le paramètre  $A_{LAT}$  n'a pas été utilisé. Ainsi, et comme dit précédemment, sans ce paramètre, cette période de latence est uniquement assurée par le remplissage du volume de vide sous pression. Dans cette configuration, celui-ci suffit pour assurer la bonne durée de cette phase initiale.
- Les changements de pente visibles sur les courbes issues de la modélisation, mis en valeur par les croix noires, ont été mis en corrélation avec l'évolution des contraintes obtenues dans les armatures. Ces variations sont dues à la plastification des aciers (ayant lieu pour une déformation de 1615  $\mu\text{m}$  environ du fait de la limite d'élasticité des aciers utilisés),
- Seul le cas armé le plus armé (ratio de 0,9 %) est cohérent avec les données expérimentales
- Les expansions obtenues pour des ratios de 0,07 %, 0,14 %, 0,4 % sont surestimées par le modèle.

Les différences entre données expérimentales et numériques peuvent être expliquées par les faibles ratios utilisés dans ces essais. Comme explicité précédemment (II.2.1- Organigramme de calibration du modèle), la calibration du paramétrage de RAG doit se faire sur des données de gonflement libre de contrainte. Il a été souligné que différents

paramétrages, et notamment différentes valeurs du ratio  $\frac{\phi_g^v}{\phi_g^\infty}$  pouvaient rendre compte d'une même réponse uniaxiale. En présence d'armature, ces différents paramétrages vont induire des valeurs de précontrainte chimique différentes. Pour un fort ratio d'acier, les variations de pression internes induites par ces différents paramétrages sont négligeables face à la précontrainte chimique développée par l'armature. A faible ratio, ces différences sont plus significatives, induisant ainsi une plus forte sensibilité des résultats au paramétrage, pour les bétons faiblement armés.

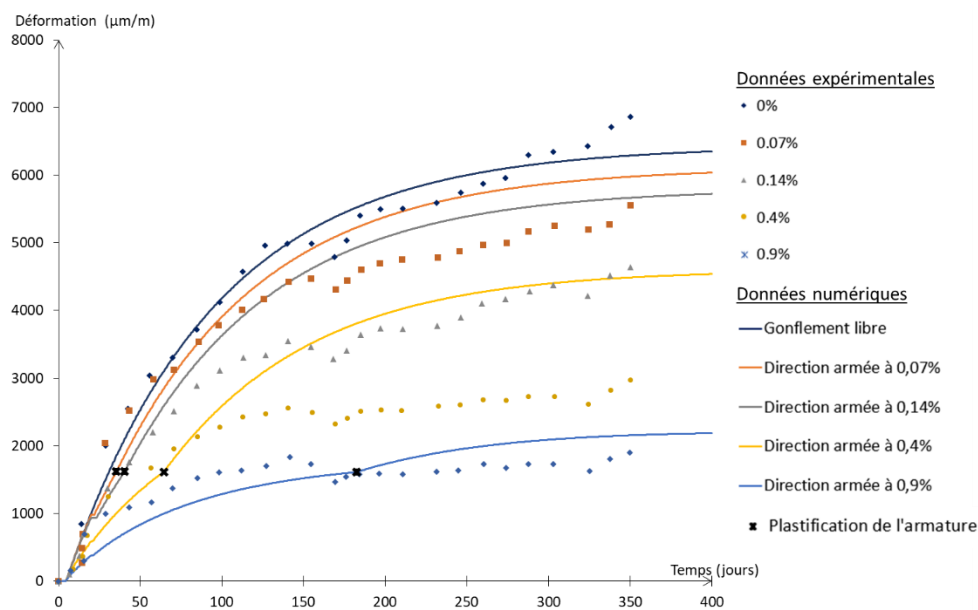


Figure II-7 Evolution des déformations dans la direction armée pour différents ratios d'armature [Koyanagi et al., 1998]

### c) Essais de [Tsukada et al., 2010]

[Tsukada et al., 2010] portent leur étude sur le gonflement d'échantillon prismatique de dimensions 150\*150\*530 mm. Les déformations sont suivies pour différentes configurations d'armature afin d'observer la limitation induite. Ainsi les auteurs étudient l'évolution des gonflements d'échantillons armés uniaxialement à différents taux (0,3 %, 0,6 % et 1,3 %), d'un cas armé bi-axialement (0,6 % et 0,3 %) et d'un cas en gonflement libre. De la même façon que les auteurs précédents, les conditions d'ancrage sont assurées par la présence de plaques d'acier

de part et d'autre de l'échantillon, induisant une très bonne continuité des déformations entre les deux matériaux. Le schéma des différentes configurations est présenté en Figure II-8.

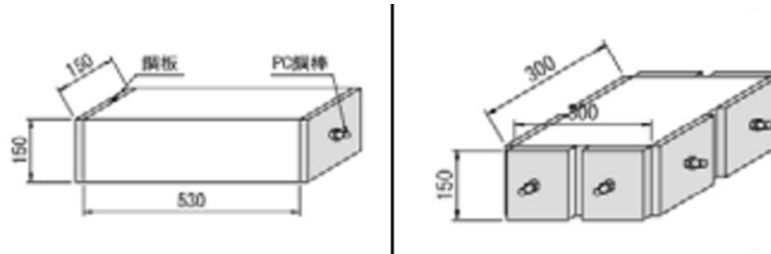


Figure II-8 Schéma des appareillages pour le cas armé uniaxialement et bi axialement [T sukada et al., 2010]

Après une cure humide de 28 jours, les échantillons sont conservés à 40°C dans une ambiance d'humidité relative supérieure à 95 %. Les caractéristiques mécaniques pour l'acier et le béton n'étant pas disponibles dans cette étude, celles-ci ont été prises égales à des valeurs courantes et sont présentées en Tableau 8. Le paramétrage de RAG utilisé est présenté en Tableau 9.

Les données expérimentales et numériques obtenues à l'issue de la modélisation sont présentées en Figure II-9.

Il est à noter que pour cette étude, les données rendent compte d'une très courte période de latence, quasiment inexistante. Bien que le paramètre  $A_{LAT}$  n'ait pas été utilisé, le modèle nécessite l'utilisation d'un volume des vides accessibles non nul pour reproduire correctement les gonflements sous contraintes, notamment si elles sont multi-axiales, ce qui induit une surestimation de la période de latence. En effet, ce volume est proportionnel à la pression générée (Equation II-7), la latence qu'il induit traduit le temps de remplissage nécessaire au gel avant de pouvoir induire un gonflement de la matrice. Cette latence dépend donc du couple « volume des vides accessibles/volume de RAG maximum ». Il permet également de piloter l'anisotropie des gonflements en présence de contrainte ou de confinement. A la différence des précédents essais qui ne présentaient pas les données en direction libre de contraintes, ce couple a été calé une première fois sur les données de gonflement libre puis affiné sur celles des gonflements dans la direction armée (l'affinage est fait pour tous les échantillons puis la moyenne des valeurs obtenues est utilisée). Ce couple ne pouvant être mieux calibré, la surestimation de la durée de la période de latence ne peut pas être évitée par le modèle. Néanmoins, outre cette surévaluation, les résultats numériques ont montré une bonne corrélation en configuration uniaxiale et biaxiale avec les données obtenues expérimentalement.

Caractéristiques mécaniques	
Résistance à la compression (MPa)	25
Résistance à la traction (MPa)	2
Module d'Young du béton (MPa)	30 000
Module d'Young de l'acier (MPa)	200000
Limite d'élasticité de l'acier (MPa)	500

Tableau 8 Caractéristique du béton extrapolées

Paramétrage de RAG	
$\Phi^{RAG,\infty}$	4.2%
$\Phi_g^v$	1.26%
$\tau_{ref}^{RAG}$	50 jours
$A_{LAT}$	0

Tableau 9 Paramétrage de RAG

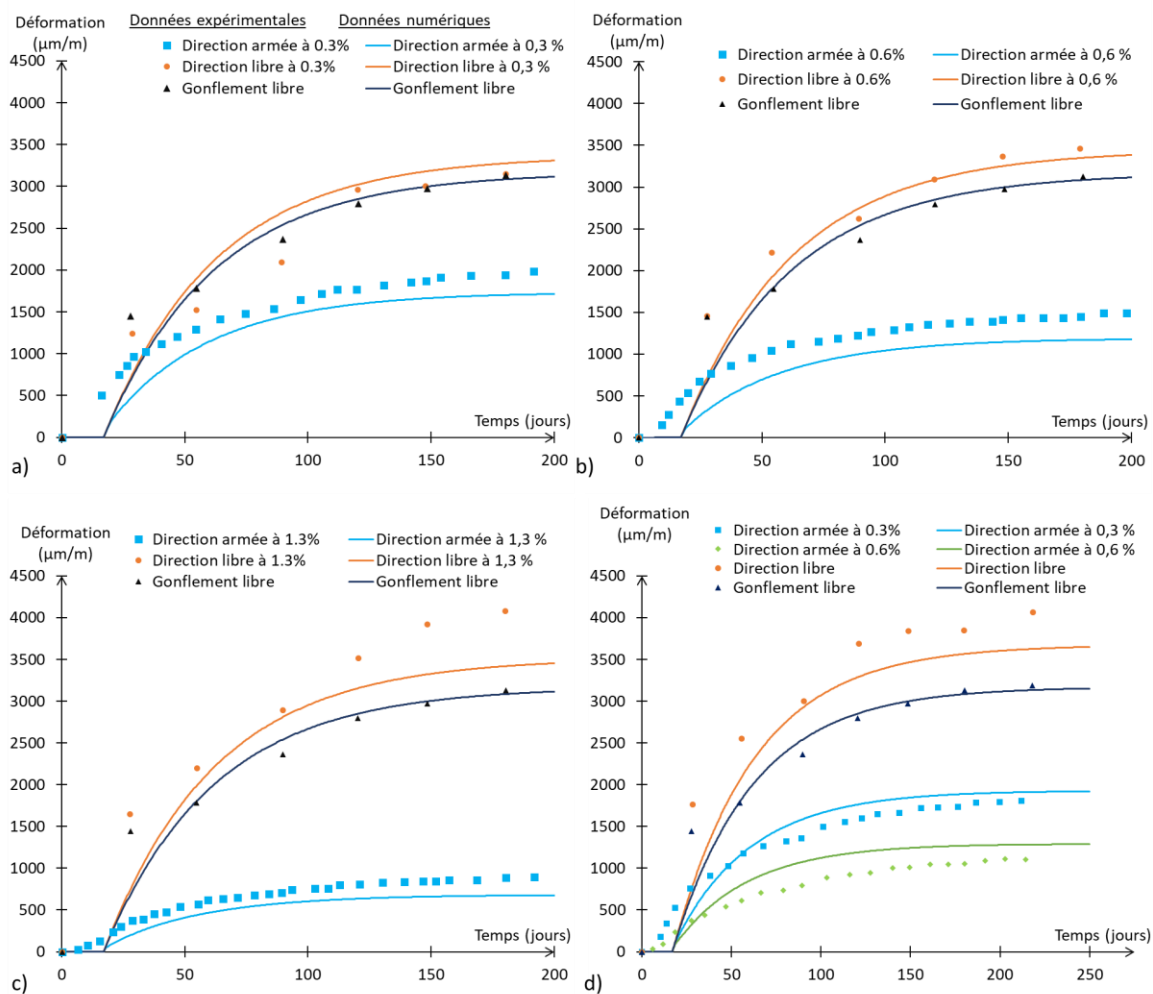


Figure II-9 Evolution des déformations a) Cas armé uniaxialement à 0.3%, b) Cas armé uniaxialement à 0.6%, c) Cas armé uniaxialement à 1.3%, d) Cas armé bi-axialement à 0.3% et 0.6% [Tsukada et al., 2010]

d) Essais de [Jones, 1994]

Dans son étude, [Jones, 1994] étudie ces mêmes aspects sur des échantillons cylindriques réactifs de diamètre 100 mm et de hauteur 200 mm. Ceux-ci sont armés par des barres d'acier rainurées de diamètre 6, 8, 12 et 16 mm correspondant respectivement à des ratios surfaciques d'armature de 0,36 %, 0,64 %, 1,44 % et 2,56 %.

A la différence des précédents essais, les conditions d'ancrage des éprouvettes ne sont pas renseignées, et semblent donc avoir été assurée sans condition particulière aux bouts. En comparaison avec les précédents cas d'étude, la qualité de l'adhérence entre l'acier et le béton peut donc être supposée moindre.

Après une cure de 28 jours, les échantillons sont conservés dans une ambiance à 38°C et en condition saturée pour leur période de gonflement. La résistance en compression du béton a été mesurée à 28 jours sur deux cubes de contrôle, la valeur moyenne est de 54,5 MPa. Ce béton étant de classe volumique dite « normale », la valeur équivalente sur cylindre ( $f_{ck}$ ) peut être estimée à 44.5MPa. La résistance à la traction ainsi que le module d'Young peuvent être déduits par les formules de l'Eurocode 2 :

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (\text{II-7})$$

$$E_{cm} = 22 * \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} \text{ avec } f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (\text{II-8})$$

Les granulats étant de nature calcaire, cette valeur évaluée est à réduire de 10 % (EC2 3.1.3(2)). Les paramètres mécaniques principaux sont présentés en Tableau 10 et le paramétrage de RAG en Tableau 11.

Caractéristiques mécaniques	
Résistance à la compression (MPa)	44.5
Résistance à la traction (MPa)	3.77
Module d'Young du béton (MPa)	32 562
Module d'Young de l'acier (MPa)	222 222
Limite d'élasticité de l'acier (MPa)	500

Tableau 10 Caractéristique du béton extrapolées

Paramétrage de RAG	
$\Phi_{RAG,\infty}$	2.15%
$\Phi_g^v$	0.1505%
$\tau_{ref}^{RAG}$	20 jours
$A_{LAT}$	0.975

Tableau 11 Paramétrage de RAG

Les données expérimentales et numériques sont présentées en Figure II-10. Les gonflements des éprouvettes armées sont systématiquement sous-estimés par le modèle ce qui n'était pas le cas dans les trois études précédentes pour de tels taux d'armature.

Cette différence vis-à-vis des données expérimentales peut être expliquée par l'hypothèse d'adhérence parfaite utilisée dans la modélisation. En effet, une adhérence plus limitée dans la réalité peut être à l'origine de glissement de l'armature dans le béton. Ces glissements permis, la limitation du gonflement est plus réduite que dans le cas d'une adhérence parfaite.

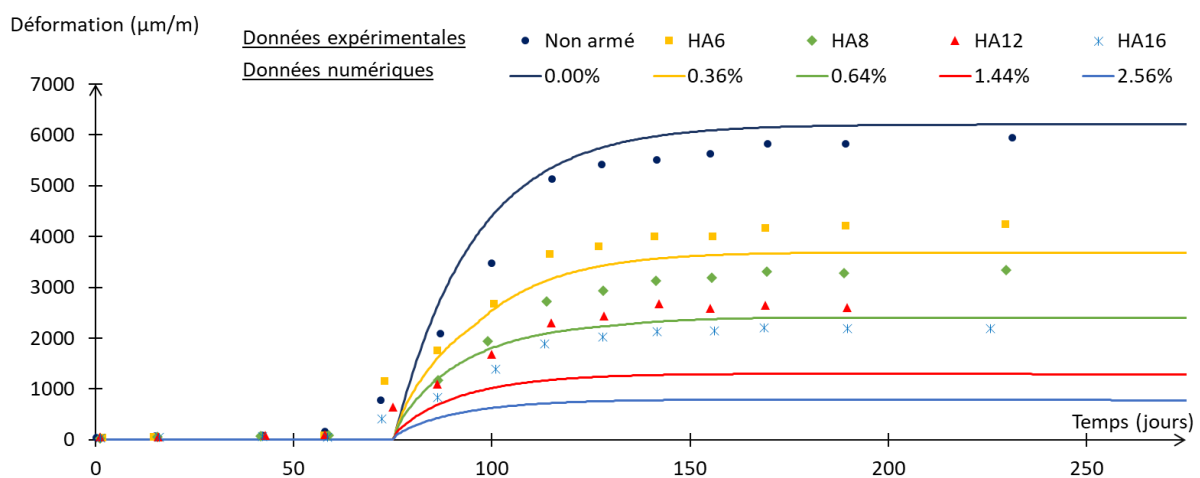


Figure II-10 Evolution des déformations des échantillons cylindriques armés à différents taux [Jones, 1994]

### II.2.2.2. Modélisation d'une diminution de la pression de gonflement interne

L'objectif de ces travaux résidait également dans l'évaluation des modifications du modèle pour des considérations physico-chimiques plus réalistes. Ainsi, considérer les produits comme fixés dès lors qu'il accède à sa microporosité sous-entend que celui-ci cristallise très rapidement, ce qui peut rendre l'hypothèse discutable. Néanmoins, face aux hypothèses courantes les supposant comme totalement comparables à de l'eau en termes de transport et donc capable de mouvements rapides et réversibles (Figure II-1), cette hypothèse semble plus réaliste. Afin d'évaluer les conséquences des deux hypothèses, un cas fictif est étudié en vue de comparer les résultats avec et sans l'implémentation du  $P_{RAG}^{MAX}$  dans la loi de pression (Equation (II-6)). L'effet de la modification de cette équation peut être évalué dans le cas d'une baisse de pression induite par un chargement extérieur par exemple. La chute de pression pouvant être induite par

différentes configurations, il a été choisi de l'illustrer par la mise en traction d'une éprouvette réactive armée uniaxialement.

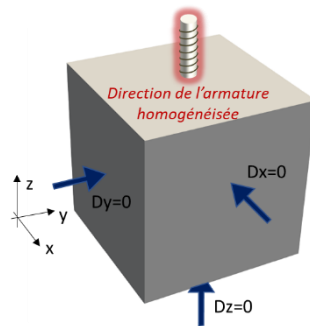


Figure II-11 Configuration de l'étude, maillage et condition de symétrie avec  $\rho^z=2.5\%$

Le maillage utilisé est constitué d'un seul élément fini de type CUB8. Trois de ses faces sont bloquées en déplacement normaux afin de représenter des conditions de symétrie (Figure II-11). De plus, afin d'assurer le développement de la précontrainte chimique, la direction verticale est armée pour une densité surfacique de  $\rho^z = 2.5\%$ . Les paramètres mécaniques principaux utilisés pour ce cas d'étude sont présentés en Tableau 12 et le paramétrage de RAG en Tableau 13.

Caractéristiques mécaniques	
Résistance à la compression (MPa)	27.5
Résistance à la traction (MPa)	2.2
Module d'Young du béton (MPa)	37 000
Module d'Young de l'acier (MPa)	200 000
Limite d'élasticité de l'acier (MPa)	500

Tableau 12 Caractéristique du béton extrapolées

Paramétrage de RAG	
$\Phi^{RAG, \infty}$	2.10%
$\Phi_g^v$	0.11%
$\tau_{ref}^{RAG}$	60
$A_{LAT}$	0.2

Tableau 13 Paramétrage de RAG

L'éprouvette est d'abord soumise à une période de vieillissement à l'issue de laquelle l'expansion en direction armée a atteint 0,07 % et 0,56 % en direction libre (pour un gonflement libre de 0,42%). Par suite, l'éprouvette est sollicitée dans sa direction armée afin de réduire la valeur de la pression générée dans cette direction. Les réactions nodales sont relevées, et la courbe force/déplacement peut ainsi être obtenue dans les deux situations (Figure II-12). Les deux calculs permettent de retrouver la valeur attendue de l'effort à plastification des aciers. Les déplacements à plastification sont également très proches. Néanmoins, la rigidité initiale du cas sans  $P_{RAG}^{MAX}$  (hypothèse de mobilité des produits) est significativement plus réduite que

celle avec  $P_{RAG}^{MAX}$  (produits bloqués dans la porosité). Comme vu sur la Figure II-1, le retour brutal des produits de RAG vers leurs sites initiaux, dans la première hypothèse, induit de forts endommagements de la matrice et ainsi une perte de rigidité surévaluée. A ce stade, le cas des calculs avec  $P_{RAG}^{MAX}$  semble plus réaliste.

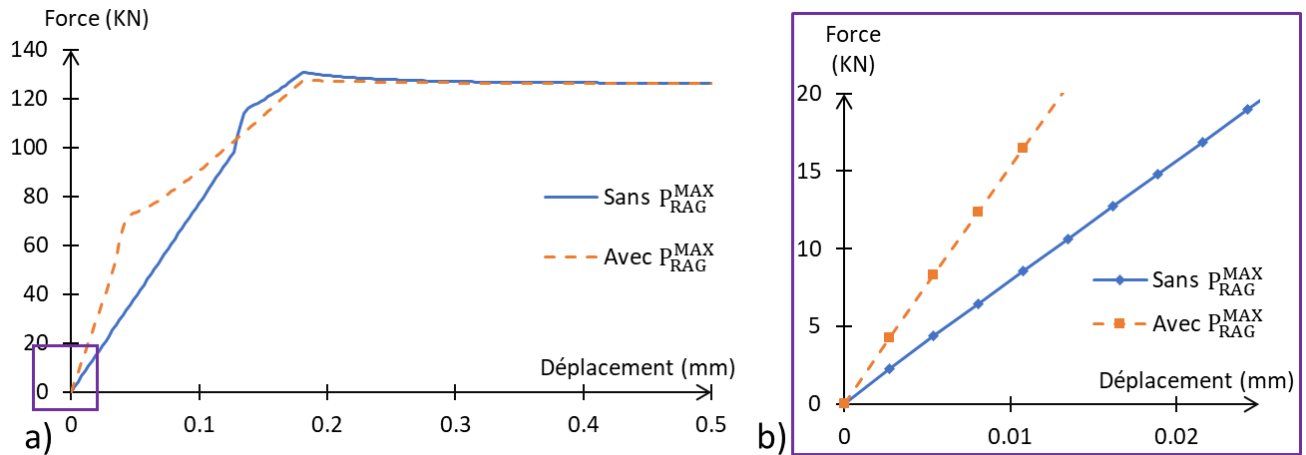


Figure II-12 Courbes force /déplacement avec et sans  $P_{RAG}^{MAX}$ , a) Evolution globale b) Focus sur l'évolution initiale



## Conclusion

Dans ce chapitre, le modèle chemo-mécanique développé au LMDC et utilisé dans ces présents travaux a été décrit. Après une présentation globale du modèle, ainsi qu'une description de la théorie de la poromécanique sur lequel celui-ci est basé, les lois comportementales propres au béton (plasticité, endommagement, comportement différé) ainsi qu'au béton armé ont été présentées. Par suite, le modèle assurant la chimie de la RAG ainsi que la mécanique de son gonflement a été décrit. Des modifications de celui-ci ont été proposées et étudiées. La première a été de supprimer le coefficient et module de Biot des données d'entrée, et de les recalculer automatiquement par le modèle selon la théorie de l'homogénéisation (II-1, [Multon and Sellier, 2016] [Sellier and Multon, 2018] [Multon and Sellier, 2019],) et de la poromécanique (II-2, ([Biot, 1941] [Coussy, 1991] ), en fonction des quantités considérées ainsi que de la rigidité du gel. Par suite la définition du volume de gel induisant le développement de la pression a évolué afin de considérer un volume de gel effectif. Celui-ci a permis l'introduction d'un nouveau paramètre de calage pour la RAG, permettant de diriger facilement la période de latence initiale. Enfin, une évolution de la loi de pression a été proposée afin de considérer la fixation des produits de RAG dans la porosité connectée. Après une description de ces différentes modifications/hypothèses, celles-ci ont été testées sur des cas d'étude issus de la littérature.

Ces différentes applications ont permis de tester les modifications du modèle relatives à l'évaluation de l'avancement et des paramètres de la loi de pression (module et du coefficient de Biot et avancement latent), ainsi que la validité de l'utilisation du modèle de béton armé homogénéisé en contexte de réactions de gonflement interne. Si la plupart des données expérimentales ont pu correctement être reproduites par le modèle, certains cas ont présenté des différences.

La modélisation des cas d'étude utilisant de petits ratios d'armatures, issus des travaux de [Koyanagi et al., 1998], a présenté une surestimation du gonflement pour les cas les plus faiblement armés. A la différence de forts ratios induisant des précontraintes chimiques importantes, les valeurs induites par ces faibles quantités d'acier ne sont pas assez significatives pour dépasser la pression de RAG générée par le paramétrage du modèle. De par ce fait, les expansions obtenues pour les faibles ratios d'armatures présentent une plus forte sensibilité au paramétrage de RAG, ce qui nécessite une étude plus précise pour rendre compte du comportement réel. Néanmoins, les ratios induisant la surestimation du gonflement ne rendant

pas compte de quantités d'armature réalistes, cette sensibilité ne devrait pas avoir d'impact sur la l'évaluation de la majorité des structures.

La sous-estimation du gonflement, vu lors de la modélisation des essais de [Jones, 1994] est, elle, due au phénomène de glissement. En effet, à cette échelle d'étude (échantillon de laboratoire), les glissements de l'armature au sein du béton, même très faibles, vont venir limiter la valeur de la précontrainte chimique. Ainsi, si les conditions d'ancrage induisent une faible adhérence acier/béton, la réduction des gonflements par la présence des armatures est moindre que si ces conditions avaient assuré une bonne adhérence. Cette sous-estimation des déformations rend compte d'un aspect important pour l'utilisation du modèle de béton armé homogénéisé en contexte de réaction de gonflement interne : la sévérité de l'hypothèse d'adhérence parfaite face aux conditions d'ancrage assurée par la structure d'étude. Tant que les glissements restent négligeables face à l'échelle d'étude, ceux-ci n'impactent quasiment pas la réponse du modèle, l'hypothèse reste correcte et l'utilisation du modèle est validée. Il est à noter que cette validation vient compléter celle initiée dans les travaux de [Thiebaut, 2018] sur l'évolution anisotrope des déformations d'éprouvettes réactives armées dans le cas de la réaction sulfatique interne.

Ainsi à l'issue de ces différents essais, les implémentations relatives au gonflement sont considérées comme validées, les paramètres de Biot évolutifs avec la quantité de produits, et le paramètre  $A_{LAT}$  sont conservés pour le reste de ces présents travaux.

Dans un second temps, l'hypothèse de fixation des produits de la réaction dans la porosité connectée a été étudiée sur un cas fictif simple afin d'en évaluer les impacts. Dans le modèle, cette hypothèse est assurée par l'utilisation du  $P_{RGI}^{MAX}$  dans la loi de pression (Equation (II-4)), pour l'évaluation de la quantité de produits présente dans le volume des vides. Celle-ci est étudiée et comparée avec l'hypothèse initiale [Morenon, 2017a], évaluant la quantité de produits dans la porosité directement à partir de la valeur de pression (Equation (I-39)). Pour un échantillon de béton armé sollicité en traction dans sa direction armée et à l'issue d'une période de gonflement, l'utilisation du  $P_{RGI}^{MAX}$  a induit une rigidité initiale bien supérieure au cas sans  $P_{RGI}^{MAX}$ . L'endommagement induit par le retour brutal des produits de la réaction est annulé par cette modification du modèle.

De plus, celle-ci permet une meilleure homogénéisation des quantités de gel présentes dans les différents volumes de vide. En effet, dû à la prise en compte du volume total de fissure pour la réduction de la pression ( $tr(\varepsilon^{pl,RGI})$ ) dans l'équation (I-39), cette hypothèse sur la nature du gel

était déjà tacitement faite sur la quantité de produit remplissant la fissuration de RGI. Cette considération induisait donc un fort contraste avec le volume présent dans la microporosité, évoluant avec la valeur de la pression atteinte, et donc définit comme mouvant.

Bien que les hypothèses découlant de l'utilisation du  $P_{RGI}^{MAX}$  semblent plus réalistes, l'effet de l'équation ainsi obtenue doit encore être étudiée à l'échelle de la structure afin de s'assurer de sa validité. Cette problématique et sa résolution font l'objet du chapitre suivant.



## Chapitre 3

# Application sur structure de laboratoire

## Introduction

Dans le chapitre précédent, les principaux aspects du modèle de béton armé homogénéisé utilisé dans ces travaux ont été présentés. Outre l'homogénéisation des armatures, le modèle permet la prise en compte de phénomènes propres au béton comme la plasticité et l'endommagement, le fluage, le retrait, ou les gonflements internes en les couplant fortement. A l'issue de la modélisation d'éléments de petites dimensions (éprouvettes), différentes hypothèses ont été formulées et implémentées. L'ajout d'un paramètre lié à la latence initiale pour la RGI a été validé, cependant l'hypothèse faite sur la mobilité du gel nécessite une évaluation à l'échelle de la structure de laboratoire. En effet, le phénomène est observable lors d'un changement d'état de contrainte après gonflement. C'est, par exemple, le cas d'une poutre testée jusqu'à rupture après une phase de vieillissement.

De plus, le choix de modélisation de ces structures de laboratoire est un intermédiaire en termes d'échelle entre le comportement du matériau et le calcul d'une structure réelle (chapitre suivant). Il permettra de tester l'utilisation de la loi de gonflement d'un béton armé homogénéisé en conditions contrôlées avec des résultats expérimentaux jusqu'à la rupture. Une étude comparative des résultats numériques obtenus par le modèle et des essais expérimentaux issus de la littérature a été menée [Ohno et al., 1989]. Ces essais ont été choisis pour les conditions de conservation (non accélérées, sans variation hydrique forte) dans le but de limiter les phénomènes de gradients de gonflement pouvant altérer la lisibilité du phénomène recherché (changement d'état de contrainte après gonflement).

Dans ces essais, les comportements de poutres armées réactives et non réactives sont étudiés et comparés durant deux phases :

- Une phase de vieillissement, durant laquelle une réduction des déformations est observée dans la direction des armatures, c'est la mise en place de la précontrainte chimique (phénomène décrit dans le chapitre précédent),
- Une phase de mise en charge par flexion quatre points jusqu'à rupture, où l'évolution du comportement due à la précontrainte chimique est mise en valeur.

L'étude comparative est menée durant ces deux phases afin d'évaluer le modèle à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU). De plus, afin d'évaluer la dépendance du modèle au maillage, une étude paramétrique sur la taille des éléments est également réalisée.

# I. Présentation du cas d'étude

Les essais expérimentaux décrits et utilisés pour l'étude numérique sont issus de [Ohno et al., 1989]. Les caractéristiques de l'essai expérimental sont d'abord présentées avant de décrire celles de l'étude numérique.

## I.1. Données de l'étude expérimentale pour la validation

### I.1.1. Dimensions, conditions aux limites et échéances

Dans leurs travaux, [Ohno et al., 1989] étudient l'impact de la RAG sur l'évolution du comportement de structures de laboratoires. Les auteurs comparent les comportements réactif et non réactif de poutres en béton armé soumises à une première phase de vieillissement avant d'être sollicitées jusqu'à rupture. De plus, et afin de considérer deux niveaux d'endommagement de la RAG, les essais sont menés à deux échéances : 17 et 45 mois. Par échéance, deux poutres réactives et une poutre non réactive de contrôle sont testées.

Les poutres sont de dimensions 250\*500\*4000 mm, et sont armées par des cadres transversaux de 10 mm de diamètre ainsi que par quatre barres de 25 mm de diamètre en direction longitudinales (Figure I-1). Durant leurs vieillissements, celles-ci reposent sur des appuis simples, et sont chargées en flexion quatre points à 200 mm de la mi-travée durant leurs phases de sollicitation jusqu'à rupture. Les positions de ces conditions sont renseignées sur la Figure I-1.

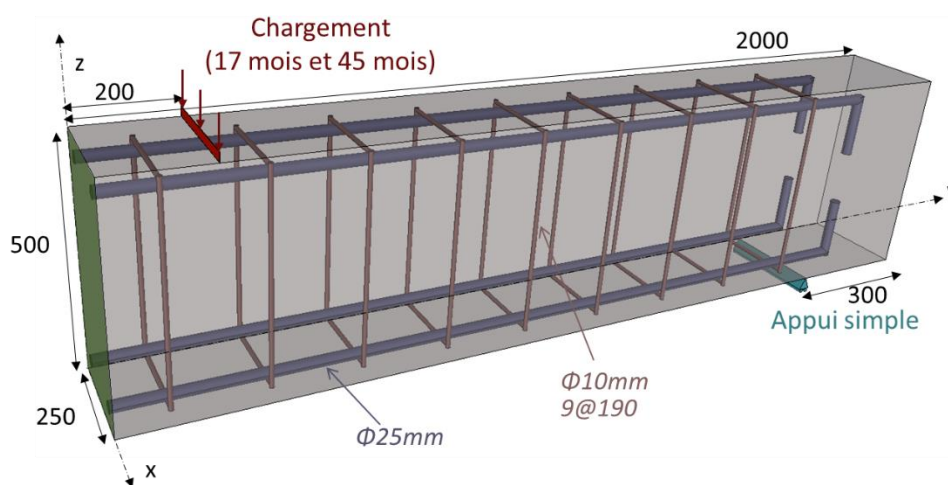


Figure I-1 Ferrailage et conditions limites d'une demi-poutre (ferrailage et dimensions identiques sur toutes les poutres)

## I.1.2. Caractéristiques mécaniques

En parallèle du vieillissement des poutres, des essais de compression ont été menés sur des éprouvettes cylindrique de béton de contrôle réactif et non réactif à 28 jours et 17 mois, et sur des carottages pour l'échéance de 45 mois, afin d'évaluer la résistance à la compression ainsi que le module d'Young. L'évolution de ces valeurs est tracée respectivement en Figure I-2-a et en Figure I-2-b. L'observation des valeurs mesurées pour le cas réactif, et plus précisément la réduction du module d'Young et l'augmentation du Rc entre 28 jours et 17 mois atteste d'un couplage complexe entre le phénomène d'hydratation et d'endommagement de RAG. Le modèle prend en compte l'endommagement de RAG en fonction du temps (cf. chapitre précédent), mais pas les phénomènes d'hydratation du béton. Ainsi, il a été choisi d'utiliser comme référence pour les quatre cas d'étude (réactif et non réactif, 17 et 45 mois) les caractéristiques les plus cohérentes, soit celles mesurées à 17 mois sur le béton non réactif.

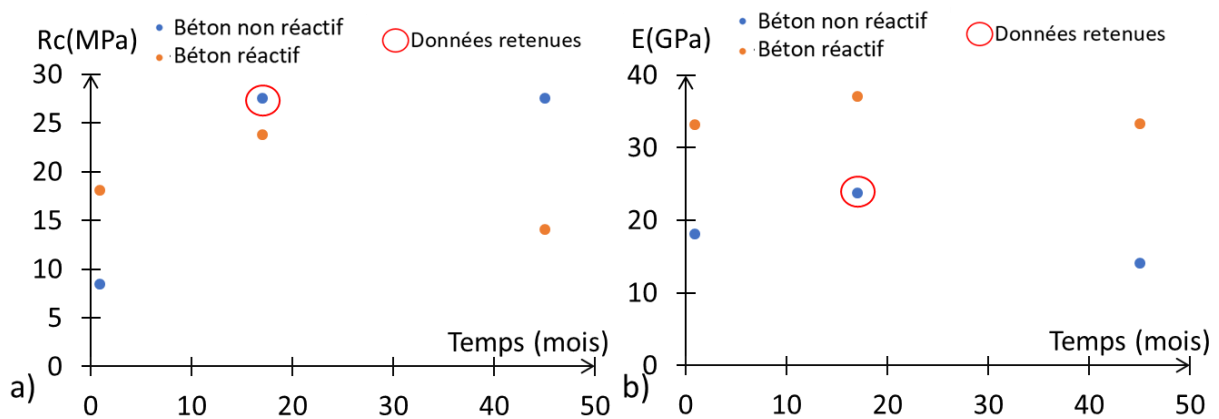


Figure I-2 Résistance à la compression et module d'Young mesurés à 28 jours, 17 mois et 45 mois, (Ohno et al. 1989)

La valeur de la résistance à la traction en est déduite selon la formule moyenne de l'Eurocode 2 (NF\_EN\_1992) :

$$f_{ctm} = 0.3(f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad (I-1)$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 8MPa$$

Avec  $f_{cm}$  la résistance moyenne en compression, ici égale à 27,5 MPa, et  $f_{ctm}$  la résistance moyenne à la traction induite, égale à 2,2 MPa.



Concernant les armatures, seules les limites d'élasticité sont indiquées par les auteurs, et sont respectivement pour les aciers transversaux et longitudinaux, de 399 MPa et de 420 MPa. Le module d'Young et le module d'écroutissage n'étant pas renseignés, ceux-ci sont fixés à des valeurs typique, respectivement à 200 000 MPa et 1000 MPa.

## 1.2. Données de l'étude numérique

### 1.2.1. Caractéristiques générales

Comme évoqué précédemment, en plus de l'objectif de valider les hypothèses sur la migration du gel lors d'un changement de l'état de contrainte (décrit dans le chapitre précédent), il s'agit aussi ici d'étudier la dépendance du modèle de béton armé homogénéisé au maillage en contexte de RAG, en utilisant des maillages plus ou moins raffinés.

Ainsi, l'étude numérique est menée en deux temps. La première phase consiste en la validation de la modélisation par la comparaison des résultats expérimentaux et numériques, avec un maillage considéré comme fin (nommé M0 dans le reste de l'étude). Par suite, l'impact de la taille des éléments finis est étudié en comparant les résultats numériques de M0 avec ceux obtenus par deux autres maillages plus grossiers (M1 et M2). Il est à noter que les éléments finis utilisés dans cette étude sont des éléments de type cube à 8 nœuds à fonction linéaire.

### 1.2.2. Stratégie de maillage

Le maillage de référence M0 est relativement fin dans le but de répondre à la première phase de validation. Dans la direction longitudinale, le maillage est raffiné pour obtenir un faciès de fissuration précis. En direction transversale, et dû aux faibles sollicitations, un seul élément est défini. Enfin, dans la direction verticale, la stratégie de maillage dépend de la précision souhaitée sur les résultats, et plus précisément de l'homogénéisation des armatures. En effet, afin que la modélisation du comportement des poutres armées (réactive ou non réactive) soit la plus proche des réponses expérimentales, il s'agit de positionner avec réalisme les densités d'acier par rapport à leurs positions réelles, notamment leur centre de gravité. Selon la direction verticale, trois zones sont donc définies, afin d'imposer des densités d'armatures cohérentes en

fibre supérieure et inférieure. La hauteur des zones est centrée sur le centre de gravité des armatures considérées (Figure I-3).

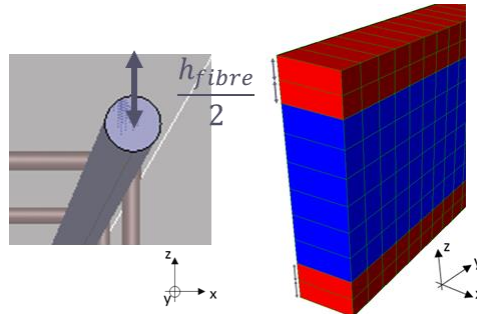


Figure I-3 Maillage M0, Homogénéisation des armatures sur une hauteur cohérente avec l'enrobage et le diamètre de l'acier

Dans cette étude, les armatures longitudinales ainsi que la partie transversale des cadres (Figure I-1) sont homogénéisées au béton en fibres supérieure et inférieure (Figure I-4-a et b). Des champs de paramètres 'matériau' sont donc imposés par zone. Du fait des effets limités dans cette direction et en vue de limiter le nombre d'éléments, la partie verticale des cadres est homogénéisée sur toute la hauteur de la poutre (Figure I-4-c).

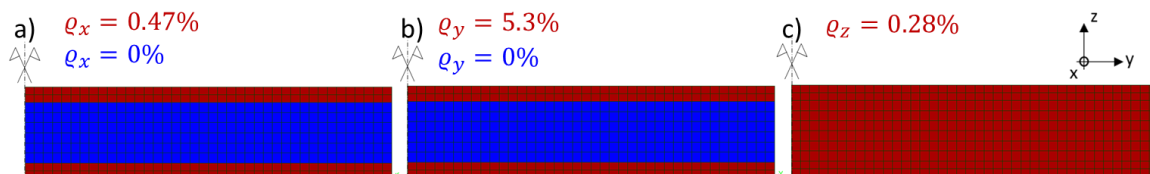


Figure I-4 M0, Homogénéisation des armatures, a) Armature longitudinale, b) Armature transversale, c) Armature verticale

Rappelons que ces ratios d'armatures ( $\rho_x$ ,  $\rho_y$ ,  $\rho_z$ ) sont obtenus par le rapport entre la surface d'armature considérée dans une direction, et la section transversale de béton homogénéisé (Zone rouge dans la Figure I-4).

Afin d'étudier l'impact de la taille des éléments sur la stabilité du modèle, deux autres maillages sont établis (Figure I-5). A l'instar de M0, les ratios d'armatures imposés sont définis selon les armatures choisies pour l'étude (fibres supérieure et inférieure en marron sur la Figure I-5) et selon les conditions limites (positions des lignes d'appui et de charge). Outre ces conditions, les nouveaux maillages sont définis avec des mailles de plus grande taille, M1 étant considéré

comme maillage intermédiaire (Figure I-5-b) et M2 comme le maillage le plus grossier (Figure I-5-c).

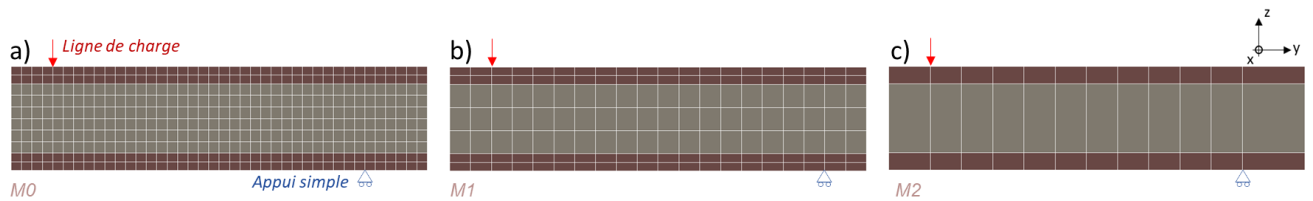


Figure I-5 Maillages pour l'étude de la stabilité du modèle, a) Maillage fin M0, b) Maillage intermédiaire M1, c) Maillage grossier M2

La structure d'étude étant doublement symétrique, seul un quart de la poutre est modélisé. Ces conditions aux limites de symétrie sont assurées par le blocage des déplacements normaux sortant sur les faces correspondantes aux plans de symétrie. L'appui simple est modélisé par un blocage des déplacements verticaux sur la ligne d'appui. La mise en charge est assurée par des déplacements verticaux imposés sur la ligne de charge. L'ensemble de ces conditions est présenté en Figure I-6 sur le maillage M0.

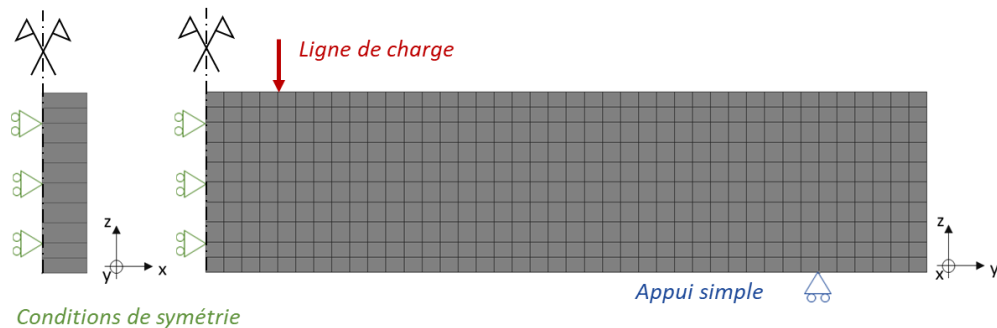


Figure I-6 Conditions aux limites

## II. Résultats expérimentaux et numériques

Dans cette partie d'étude, seuls les résultats du maillage le plus fin (M0) sont présentés. Les résultats numériques et expérimentaux sont comparés pour les phases de vieillissement et pour la phase à rupture. L'impact de l'hypothèse de solidification du gel sur le comportement à rupture est observé et discuté.

## II.1. Phase de vieillissement

### II.1.1. Caractéristiques

Durant cette première phase de vieillissement, les poutres sont soumises à des conditions d'exposition météorologique naturelle. Les taux d'humidité durant ces essais n'ayant pas été mesurés, une humidité constante à 90 % est supposée pour cette étude. L'évolution des températures utilisée dans les essais numériques est présentée en Figure II-1. Il est à noter que ces températures ont été mesurées dans une station météorologique. Bien que celle-ci soit proche du laboratoire des auteurs, ces données peuvent donc présenter une certaine variation comparée aux températures réelles de l'essai.

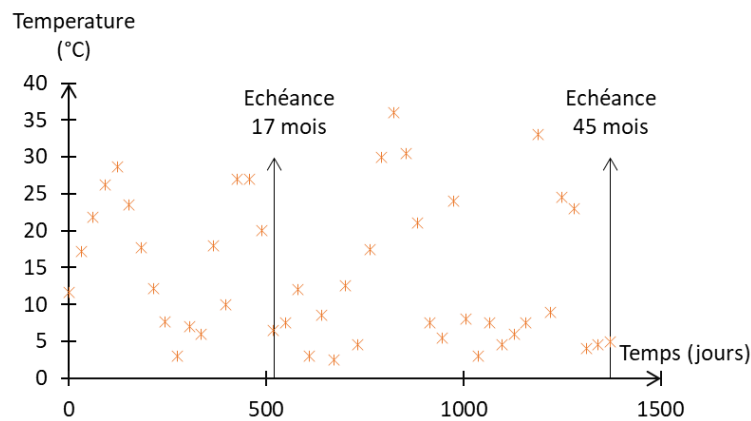


Figure II-1 Evolution de la température d'essai

Afin d'étudier l'évolution des déformations durant cette première phase de vieillissement, les auteurs ont fixé des points de suivis le long de la poutre. Six points de mesure ont été définis pour les déformations longitudinales et huit pour la direction verticale, à hauteur des armatures longitudinales, avec une base de mesure respective de 100 mm et de 300 mm. Ces informations étant propres à la poutre entière (et non pas à son quart comme dans le calcul numérique), seul quatre points de suivi numériques ont été définis sur le maillage (à mi-portée de la poutre, on considère le capteur longitudinal avec une demi base de mesure). Ceux-ci sont présentés respectivement par les flèches jaune et bleu sur le haut de la Figure II-2.

In situ, les déplacements sont relevés sur chacun des points de suivis et divisés par leur base de mesure pour en déduire des déformations moyennes par capteur. Elles sont par suite moyennées sur l'ensemble de ces capteurs. Numériquement, les mêmes opérations sont réalisées (extraction des déplacements relatifs et division par la base de mesure) (Figure II-2-a et en Figure II-2-b).

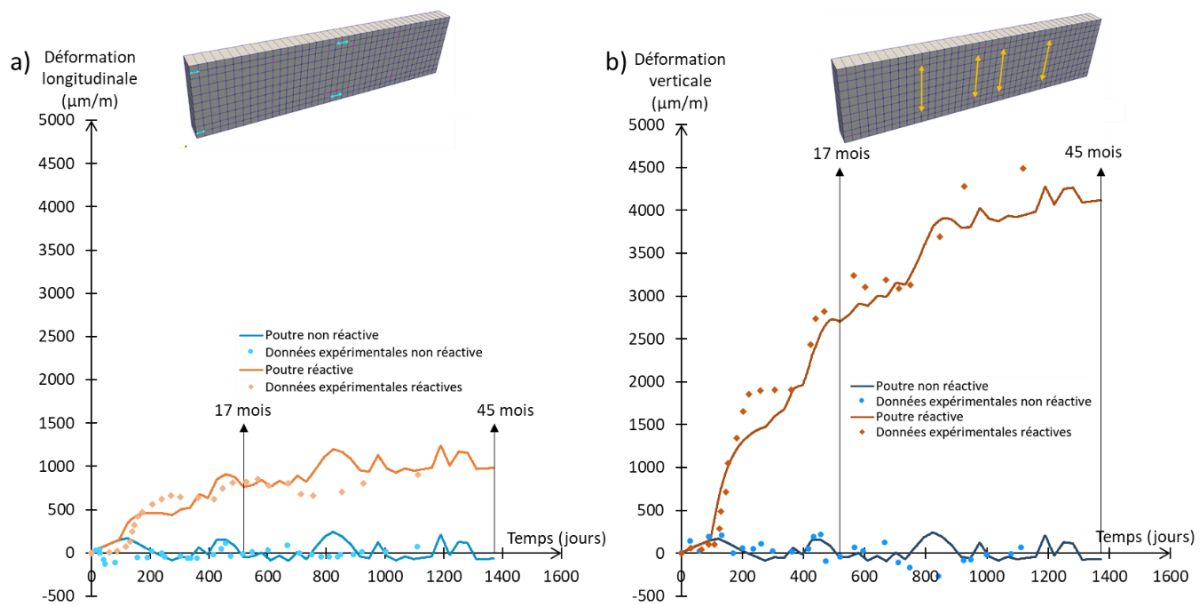


Figure II-2 Evolution des déformations et points de suivi de M0

La première étape consiste au calage des paramètres de RAG (cinétique et amplitude) afin d’assurer un gonflement réaliste vis-à-vis des données expérimentales. Bien que celui-ci soit préconisé sur des gonflements libres (chapitre précédent), l’absence de ces données pour cet essai oblige un calage directement sur la structure armée. Il est à noter que lors d’analyse structurelle, ces données sont peu souvent disponibles sur ouvrage, induisant ce type de calage lors de leur modélisation. Enfin, les paramètres calés sur le maillage réel (M0) sont présentés en Tableau 14.

Paramètre	Signification	Equation (Chapitre 2)	Valeurs
$\tau_{ref}^{RAG}$	Temps caractéristiques de la réaction	(I-27)	60 jours
$\phi^{RAG,\infty}$	Volume maximum créable	(I-30)	7%
$\phi_{RGI}^v$	Volume des vides	(I-31)	1.26%
$A_{LAT}$	Avancement latent	(II-4)	0.05

Tableau 14 Données d’entrée pour la RAG

## II.1.2. Discussion des résultats

### II.1.2.1. Déformations

L’évolution globale des déformations longitudinale et verticale (Figure II-2-a et Figure II-2-b) des poutres réactive et non réactive est correctement reproduite par le modèle.

Les déformations de la poutre non réactives ne rendent compte que des variations thermiques. Appliquées via le coefficient de dilatation ( $10^{-5} \text{ K}^{-1}$ ), elles sont du même ordre dans la direction verticale et dans la direction longitudinale. Comparées aux données expérimentales, certains écarts et variations sont visibles. Comme explicité précédemment, dû à la différence du lieu d'essai et de la station météorologique, les températures appliquées en surface des poutres diffèrent des températures réelles de l'essai. Ainsi, les déformations thermiques diffèrent aussi, néanmoins il reste notable que l'ordre de grandeur est cohérent tout au long de la phase de vieillissement.

Concernant les déformations de la poutre réactive, obtenues avec le paramétrage présenté dans le Tableau 14, l'anisotropie de gonflement induite par la présence d'armatures est correctement reproduite. Dans le modèle, une loi d'écrouissage (Equation I-32 chapitre 2), régissant l'évolution de la résistance en traction locale, anisotrope et effective en fonction du gonflement, permet de diriger l'évolution anisotrope de la plasticité. Il est important de noter que ces résultats ont été obtenus sans recalibrer le module d'écrouissage de cette loi. Ce module (3 % du module d'Young) a préalablement été calé dans les travaux de [Morenon et al., 2019] portant sur la modélisation d'éprouvettes réactives de laboratoire issues des essais expérimentaux menés par [Multon, 2003]. Bien que la déformation longitudinale soit légèrement surestimée, cette loi d'écrouissage permet d'assurer de façon stable et correcte l'anisotropie de gonflement de la RAG.

Afin de souligner l'effet limitant des armatures longitudinales sur l'évolution du gonflement de RAG, les déformations sont observées et comparées aux niveaux des centres de gravités verticaux des aciers et du béton (Figure II-3). Aux deux échéances de vieillissement, et en comparaison au béton, les zones armées voient leurs gonflements diminués de moitié. De plus, dû à l'effet de Poisson induit par le poids propre de la poutre, la déformation de la fibre inférieure est légèrement supérieure à celle de la fibre supérieure (de l'ordre de  $50 \mu\text{m}$ )

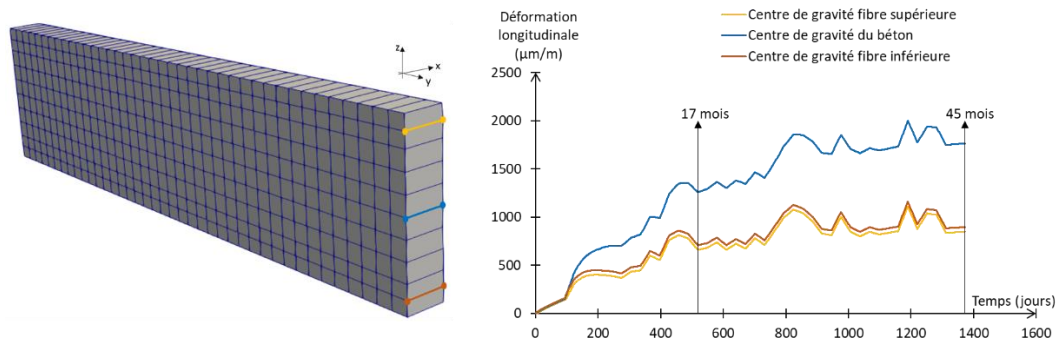


Figure II-3 Evolution des déformations longitudinales aux niveaux des centres de gravités des aciers et du béton

### II.1.2.2. Précontrainte chimique

Comme explicité dans le premier chapitre de ces travaux, la présence d'armatures dans une structure réactive induit dans leurs directions une limitation du gonflement de RAG, menant à un développement d'une compression interne dite de précontrainte chimique. Proportionnelle au gonflement, cette précontrainte chimique est d'autant plus importante avec l'avancement de la réaction. Afin de mettre en valeur cet effet, les profils de contraintes longitudinales ont été tracés à l'issue des périodes de vieillissement de 17 mois et de 45 mois. Les contraintes sont relevées aux points de Gauss à mi-portée, sur la surface correspondante au plan de symétrie (Surface verte, Figure I-1 et Figure I-6), puis l'évolution est obtenue par extrapolation linéaire entre ces valeurs (Figure II-4).

En fin de phase de vieillissement, la précontrainte chimique moyenne estimée par le modèle est de 2,6 MPa pour la poutre âgée de 17 mois et de 3,4 MPa pour celle de 45 mois. Ces valeurs sont en accord avec les précédentes remarques ainsi qu'avec le faisceau de valeurs théoriques estimées par [Ohno et al., 1989], allant de 3 à 6 MPa.

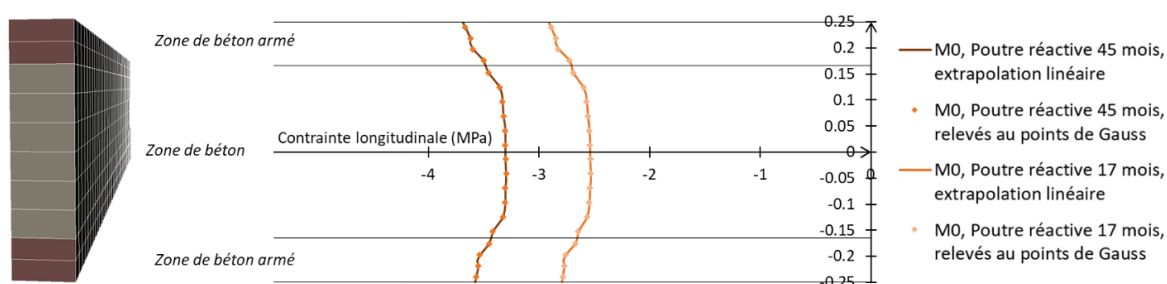


Figure II-4 Profils de contraintes longitudinales pour les cas réactifs à 17 et 45 mois, obtenus avec M0

Outre le développement de cette précontrainte chimique, la limitation du gonflement par les armatures induit leurs reports dans les directions libres. Ce report de déformation est donc accompagné par un report d'endommagement.

Dans le chapitre précédent, le modèle utilisé dans ces travaux a été présenté. Celui-ci permet la différenciation des endommagements locaux structuraux et des endommagements diffus, comme celui induit par cette réaction de gonflement interne. Afin de mettre en valeur ce phénomène menant à un endommagement diffus anisotrope, les champs d'endommagement dans les directions longitudinale et verticale sont tracés à 17 et 45 mois respectivement en Figure II-5-a et Figure II-5-b. Ceux-ci sont comparés au schéma de fissuration diffuse issu de [Ohno et al., 1989] et présenté en Figure II-5-c. Bien que le relevé de fissuration soit approximatif, cette fissuration semble préférentielle en direction verticale, attestant bien d'une limitation et du report de l'endommagement longitudinal. Cette particularité est bien retrouvée par le modèle. A l'issue de la période de vieillissement, et la remarque reste vraie quelle que soit sa durée, la modélisation rend compte d'un endommagement vertical environ 1,8 fois supérieur à l'endommagement longitudinal.

Enfin, l'impact de l'avancement et de l'endommagement croissants induits par une phase de vieillissement plus longue est bien visible entre les deux cas. Dans cette configuration d'étude et avec notre modèle, il semble que les 28 mois séparant les deux cas d'étude (Figure II-5-a et Figure II-5-b) induisent un endommagement supérieur d'environ 25 % dans les deux directions. Néanmoins il est important de noter que si le schéma de fissuration (Figure II-5-c) permet de souligner le report d'endommagement, celui-ci n'est pas assez précis pour faire une comparaison quantitative entre la réponse du modèle et le relevé expérimental.

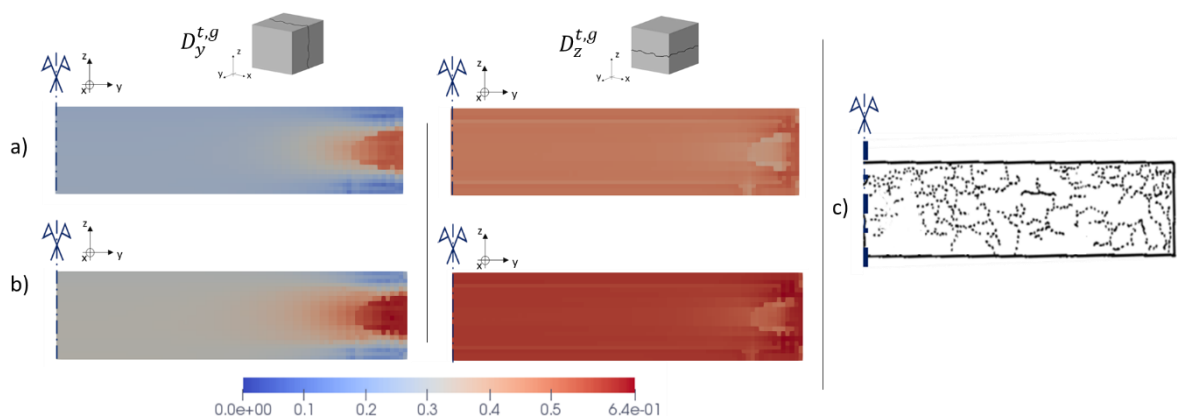


Figure II-5 Champs d'endommagement de RAG en direction longitudinale et verticale, a) 17 mois, b) 45 mois, c) Schéma de fissuration diffuse [Ohno et al., 1989]



## II.2. Phase de rupture

### II.2.1. Caractéristiques

A l'issue de leurs périodes de vieillissement, les poutres sont soumises à un essai de flexion quatre points. Il est à noter que les poutres âgées de 17 mois ont d'abord subi un cycle de charge avant d'être sollicitées jusqu'à rupture. Néanmoins, et en vue d'étudier l'impact de l'avancement de RAG, le cas à 17 mois sera aussi étudié en sollicitation directe jusqu'à rupture. Après la phase de vieillissement, le déplacement est imposé sur la ligne de charge.

### II.2.2. Réponses structurales

#### II.2.2.1. Essai jusqu'à rupture

##### a) *Impact de l'hypothèse de solidification du gel dans la porosité*

Rappelons que l'hypothèse formulée dans le chapitre précédent porte sur le vieillissement des produits dans la porosité, sans migration possible lors d'un changement d'état de contrainte. Cette hypothèse est appliquée via la loi de pression de gonflement interne, et plus précisément par la quantité de produits dans la porosité connectée. Lorsqu'il est créé, le gel est quasi-fluide et peut passer dans la porosité connectée en fonction de la pression à cet instant. Ainsi, plus la pression est grande, plus le gel peut occuper d'espace autour de son site de création. Lors d'une sollicitation extérieure, la pression peut être amenée à baisser, ce qui pourrait faire ressortir le gel de la porosité connectée et provoquer un gonflement si on le considère comme quasi-fluide. Ce phénomène ne paraît pas réaliste (cf. Chapitre 2), ce qui a conduit à considérer un vieillissement (solidification) du gel. Ainsi, si la pression baisse, le gel présent dans la porosité y reste. C'est donc la pression maximale atteinte dans la vie du béton  $P_{RAG}^{MAX}$  qui pilote la porosité accessible au gel.

La mise en flexion des poutres réactives à l'issue d'une période de vieillissement constitue donc un contexte structural adéquat pour la comparaison de ces hypothèses. Ainsi, la mise en charge est modélisée pour la poutre réactive âgée de 17 mois. Pour plus de commodité, ces cas seront appelés avec et sans  $P_{RAG}^{MAX}$  dans le reste de l'étude, et sont présentés en Figure II-6.

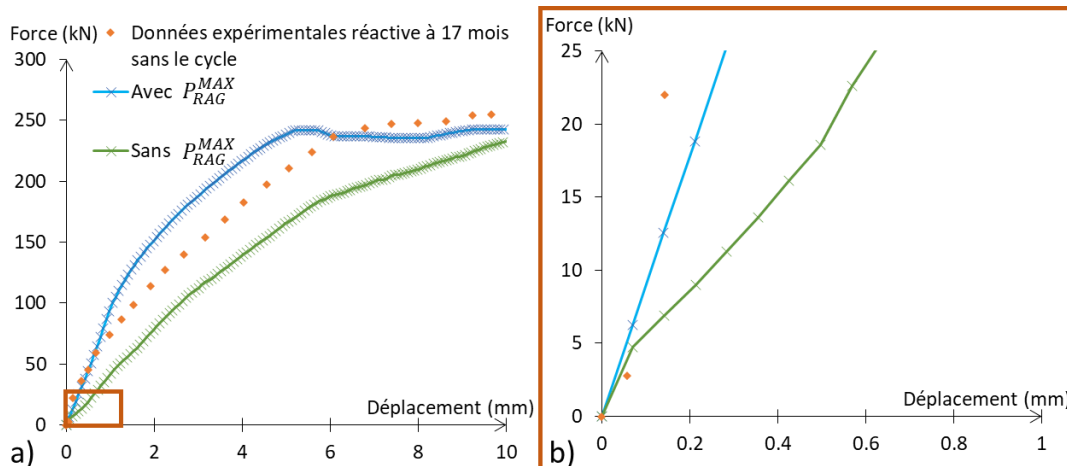


Figure II-6 Comparaison des réponses structurales avec et sans l'usage de la pression maximale, a) Evolution globale, b) Focus sur l'évolution initiale

L'observation de ces courbes met en valeur l'importance de cette hypothèse sur la réponse structurale. De façon globale, le cas avec  $P_{RAG}^{MAX}$  induit un déplacement réduit pour la même force appliquée (Figure II-6-a). De plus, et comme vu dans l'étude numérique menée sur cube dans le chapitre précédent, la rigidité initiale du cas sans  $P_{RAG}^{MAX}$  est bien plus réduite qu'avec (Figure II-6-b). Comme explicité précédemment, le retour de ces produits quasi-fluides vers leurs sites de réaction induit un gonflement rapide et donc un endommagement quasi instantané de la matrice, réduisant ainsi sa rigidité initiale. Enfin, et toujours en comparaison du cas avec  $P_{RAG}^{MAX}$ , la sollicitation jusqu'à rupture de cette matrice plus endommagée induit donc une réponse structurale plus limitée en termes de force.

En comparant ces différentes évolutions aux données expérimentales, l'hypothèse avec l'utilisation de  $P_{RAG}^{MAX}$  semble à nouveau bien plus réaliste que l'hypothèse sans. Néanmoins, cette évolution induit une surestimation du comportement, notamment du début de fissuration. Cette dernière remarque laisse penser qu'un compromis entre cet état quasi-fluide et une cristallisation devrait plutôt être utilisé. Néanmoins, en l'absence de données quantitatives ainsi que de loi empirique propre à la solidification du gel, et bien qu'elle surestime la réponse structurale, l'hypothèse avec  $P_{RAG}^{MAX}$  est conservée pour le reste de l'étude.

### b) Calcul théorique des forces de première fissuration

La partie précédente ayant servi pour la validation de l'hypothèse de solidification, il s'agit maintenant d'évaluer les différentes réponses du modèle vis-à-vis des données expérimentales. A titre de référence, les forces de première fissuration et de plastification de l'acier sont

évaluées selon les formules de l'EC2 (NF\_EN\_1992). Les détails des calculs sont présentés en Annexe 1.

Ainsi, en considérant la section de la poutre, son ferrailage et ses caractéristiques mécaniques, la force de première fissuration du cas non réactif est estimée à 56,4 kN. Concernant les poutres réactives, l'évaluation de cette force nécessite plus d'hypothèses de calcul. Celles-ci rendent compte de l'impact de l'endommagement de RAG sur les caractéristiques de fissuration obtenue pour la poutre non réactive. Dans ce cas, l'axe neutre et l'inertie non fissurée sont considérés non impactés par cet endommagement. Dans ce calcul, celui-ci n'impacte que la résistance à la traction utilisée pour le calcul du moment (Equation (0-6)). Finalement, les forces de premières fissurations estimées pour les cas réactifs sont de 123,6 kN et de 145,4 kN, respectivement pour les ruptures à 17 et à 45 mois.

### c) Comparaison des comportements

Comme dit précédemment et afin de voir l'impact de l'évolution de l'avancement sur la réponse structurale, les poutres âgées de 17 mois sont aussi modélisées sans le cycle avant rupture et sont comparées avec celles de 45 mois. Celle-ci sont présentées en parallèle des forces de premières fissurations estimées en Figure II-7.

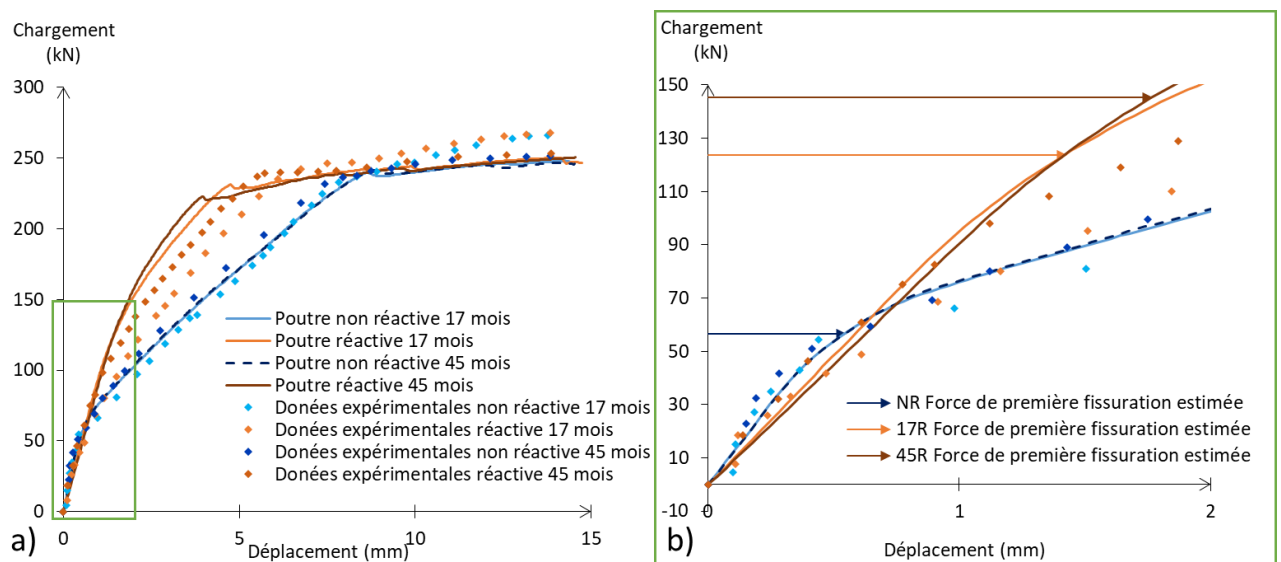


Figure II-7 Evolution des courbes forces déplacements des essais jusqu'à rupture a) Evolution globale, b) Focus sur l'évolution initiale

De façon générale, ces courbes forces/déplacements sont en accord avec les données expérimentales. L'évolution du comportement induite par la RAG est correctement retrouvée par la modélisation :

- Durant l'évolution initiale, et dû à l'endommagement de RAG développé durant la phase de vieillissement, la rigidité des poutres non réactives est supérieure à celles des poutres réactives (Figure II-7-b).
- L'initiation de la fissuration des poutres non réactives, correspondant à la valeur estimée (54,6 kN), induit une rupture brutale de leurs rigidités. Ce comportement diffère fortement pour les poutres réactives, dont la rigidité évolue de façon quasi constante, grâce à la précontrainte chimique développée par la RAG. Pour la même raison, les poutres réactives voient ainsi leurs fissurations structurales retardées [Morenon et al., 2019]. Au regard des données expérimentales, il semble que les forces de premières fissurations théoriques soient quelque peu surestimées. Néanmoins, elles sont cohérentes avec les valeurs obtenues par la modélisation.
- La plastification de l'armature est atteinte pour des charges similaires (palier final), néanmoins, les flèches obtenues lors de cette phase sont supérieures dans les cas non réactifs. Ces différences traduisent pour les cas réactifs la mise en traction préalable des armatures longitudinales due à sa sollicitation par la RAG durant la phase de vieillissement.

L'impact de la durée de la phase de vieillissement est moins significatif. Sur les poutres non réactives, et du fait de l'absence de prise en compte des phénomènes d'hydratation du béton, les comportements modélisés sont quasiment identiques. Pour la même raison, de légères variations entre les comportements non-réactifs expérimentaux sont visibles. Concernant les poutres réactives, l'impact de cette durée est plus visible. Au début de la sollicitation et dû à un endommagement de RAG supérieur, la rigidité de la poutre à 45 mois est légèrement inférieure à celle testée à 17 mois. Néanmoins, due à une précontrainte chimique plus limitée induite par une période de vieillissement plus courte, la poutre de 17 mois se voit fissurer en premier. La réduction de sa rigidité par cette fissuration inverse les tendances et soulignent l'impact d'une précontrainte chimique plus importante et donc d'une rigidité supérieure dans le cas de la poutre testée à 45 mois.

Bien que l'ensemble de ces différences comportementales soient correctement retrouvées et/ou assurées par le modèle, les forces reprises par les poutres réactives sont quelques peu

surestimés. Ce phénomène est d'autant plus marqué entre la phase d'élasticité initiale et la phase de plasticité de l'armature. Cette surestimation intermédiaire peut être due à la surestimation de l'évaluation de la rigidité initiale et/ou à la sous-estimation de sa réduction au cours de l'essai. Dans le premier cas, la surestimation de la rigidité initiale peut être due à l'utilisation de certains paramètres « matériau » fixés à des valeurs calibrées par ailleurs (énergie de fissuration, vitesse de fluage, rigidité du gel...). Ces usages sont nécessaires afin de limiter le nombre de données d'entrée, mais aussi en l'absence de données complémentaires. En effet, certaines variables considérées comme constantes dans notre modèle nécessitent des essais particuliers pour leurs évaluations :

- La loi d'endommagement de RAG en traction est définie selon une déformation caractéristique fixée à 0,3% dans les travaux de [Capra and Sellier, 2003]. Cette déformation pondérant l'endommagement induit en fonction de la déformation plastique générée, des essais complémentaires sur l'évolution de l'endommagement mené avant la phase de rupture sont nécessaires pour son calibrage.
- La loi d'écroutissement plastique de RAG calibré dans les travaux de [Morenon et al., 2019] assure une part de l'anisotropie du modèle en dirigeant l'évolution de la pression. Ainsi son calibrage nécessite également des essais complémentaires, basés sur l'évolution du gonflement sous contrainte.

Dans le second cas, la sous-estimation de la réduction peut être due aux hypothèses de calculs :

- L'hypothèse de solidification du gel, utilisée pour remplacer la considération d'un gel quasi-fluide, peut-être trop sévère. Une combinaison des deux hypothèses serait probablement plus correcte mais complexe à évaluer.
- L'hypothèse d'adhérence parfaite entre l'armature et le béton est utilisée dans le modèle par l'usage des armatures homogénéisées. Durant les essais de flexion, la perte d'adhérence s'initie généralement au début de la phase intermédiaire (entre la première fissuration et la plastification des aciers). Le glissement entre les deux matériaux pouvant induire de plus grandes fissures de flexion, et donc une rigidité inférieure à celle prédite pourrait aussi expliquer cet effet.

### II.2.2.2. Essai cyclique avant la rupture

Dans leurs essais, [Ohno et al., 1989] ont soumis les poutres âgées de 17 mois à un cycle de charge avant de les solliciter jusqu'à rupture. Les courbes forces-déplacements obtenues par la modélisation et comparées aux résultats expérimentaux sont présentées en Figure II-8. Les différences comportementales entre les deux poutres sont bien retrouvées par le modèle et sont similaires à celles énoncées lors des sollicitations directes.

Le comportement non réactif est très bien reproduit, notamment l'évolution de sa rigidité par l'endommagement structural. Concernant le comportement réactif, malgré la surestimation de la capacité portante en flexion, la rigidité est correctement évaluée durant la phase de décharge. Cette dernière remarque atteste donc plus d'une surestimation intermédiaire induite par la surestimation de l'évaluation de la rigidité initiale plutôt qu'à la sous-estimation de la réduction de la rigidité au cours de l'essai.

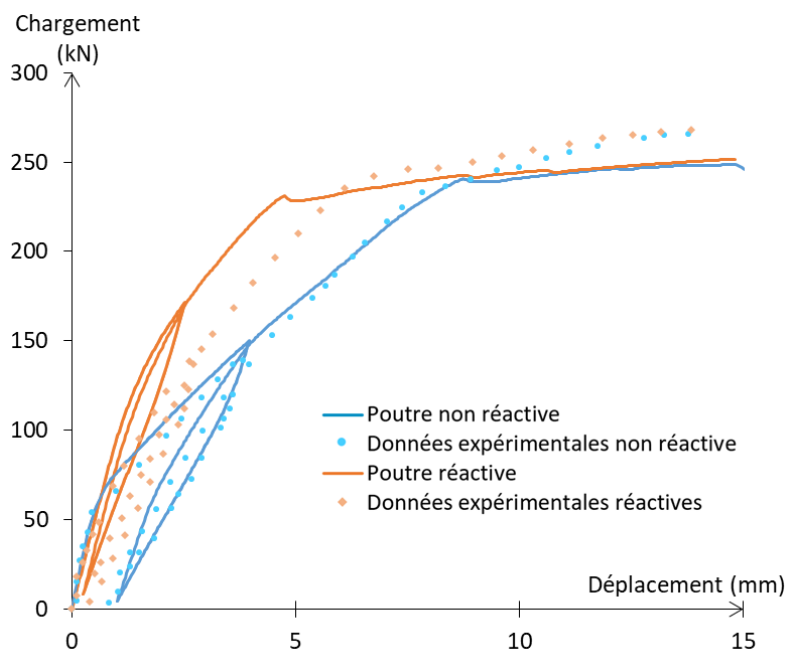


Figure II-8 Courbes force/déplacement des cas à 17 mois avec sollicitation cyclique

Ainsi, et comme vu dans le chapitre 1 rendant compte de la littérature, la RAG semble avoir un impact limité sur la capacité portante ultime pour des structures correctement armées. L'impact semble principalement induire une évolution du comportement en flexion en phase de service.

Cette évolution est visible durant la phase initiale, par la réduction de la rigidité induite par l'endommagement de RAG. Ainsi que durant la phase intermédiaire, où la précontrainte chimique permet d'obtenir une rigidité supérieure et une fissuration retardée.

### II.2.2.3. Fissuration structurelle

Les fissurations structurelles observées expérimentalement à l'issue de la phase de rupture sont présentées sur la Figure II-9-a. La comparaison de ces faciès de fissuration souligne bien la limitation des fissures structurales dans le cas réactif. Les faciès de fissuration obtenus par la modélisation sont présentés en Figure II-9-b par impression du champ d'ouverture de fissure maximale sur le maillage utilisé. Le modèle permet d'obtenir des faciès corrects, en respectant le nombre, la direction et la position des fissures schématisées par les auteurs (Figure II-9-a).

Du fait de la présence de la précontrainte chimique, la courbure de la poutre réactive est plus limitée que celle de la poutre non réactive. La compression de la fibre supérieure est accentuée alors que la tension de la fibre inférieure est retardée. De part ces doubles limitations, les fissurations de cisaillement au voisinage des appuis sont plus limitées dans les cas réactifs. Celles-ci sont au nombre de trois pour la poutre non réactive contre deux moins ouvertes dans le cas réactif à 17 mois. Ce phénomène visible entre la poutre réactive et la poutre non réactive est d'autant plus marqué que la précontrainte chimique est importante, induisant pour la poutre réactive la plus âgée, une fissuration de cisaillement encore plus limitée (~1 fissure peu ouverte).

Enfin, et bien que la limitation de la fissuration structurelle par la RAG soit notable, il convient de souligner à nouveau l'importance de la fissuration diffuse pouvant fortement altérer la durabilité de ces structures (Figure II-5).

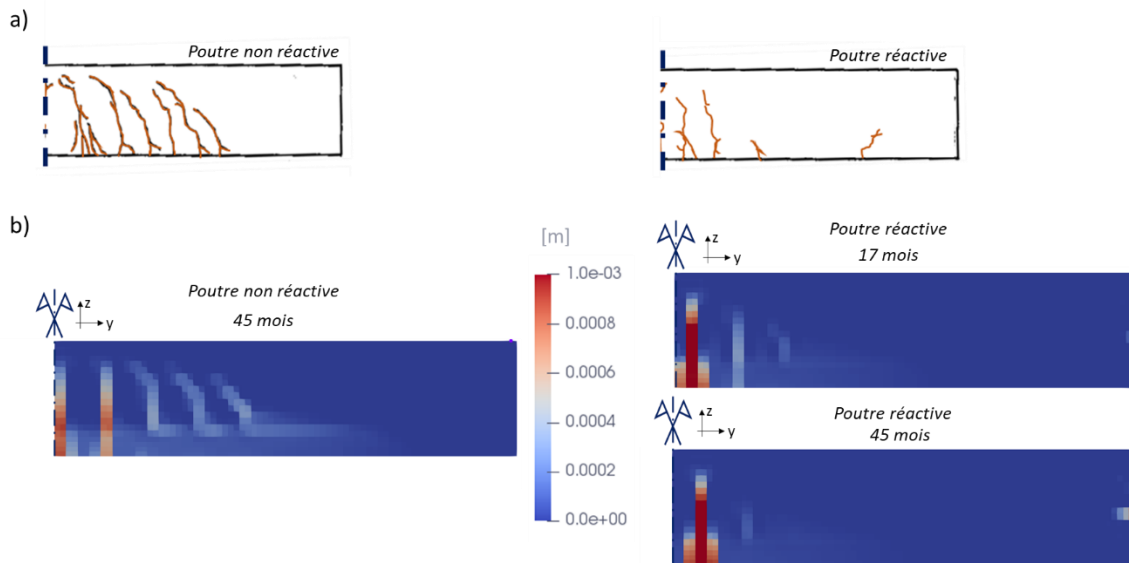


Figure II-9 Ouverture de fissure structurelle, a) Schéma de fissuration issue de [Ohno et al., 1989], b) Schéma de fissuration obtenue par la modélisation

### III. Etude de l'influence du maillage

Afin d'étudier l'impact de la taille des éléments finis sur la stabilité du modèle, l'étude est relancée pour deux autres maillages plus grossiers (Figure I-5). Les évolutions du comportement obtenues durant la phase de vieillissement, ainsi que durant leurs sollicitations jusqu'à rupture sont comparées entre elles et avec le maillage plus fin M0.

#### III.1. Phase de vieillissement

Durant la phase de vieillissement, l'étude paramétrique permet de comparer les déformations obtenues ainsi que les états de contraintes obtenus avec les différents maillages.

Trois densités de maillages sont utilisées, allant du plus fin au plus grossier, ceux-ci sont dénommés M0, M1 et M2. De la même façon que pour M0, des points de mesures sont définis sur chacun des maillages, avec des bases de références proches de celles des capteurs utilisés par les auteurs dans leurs essais. Ces points sont présentés en Figure III-1-a. Les déformations obtenues à l'issue de ces suivis numériques sont présentées en Figure III-1-b et en Figure III-1-c.



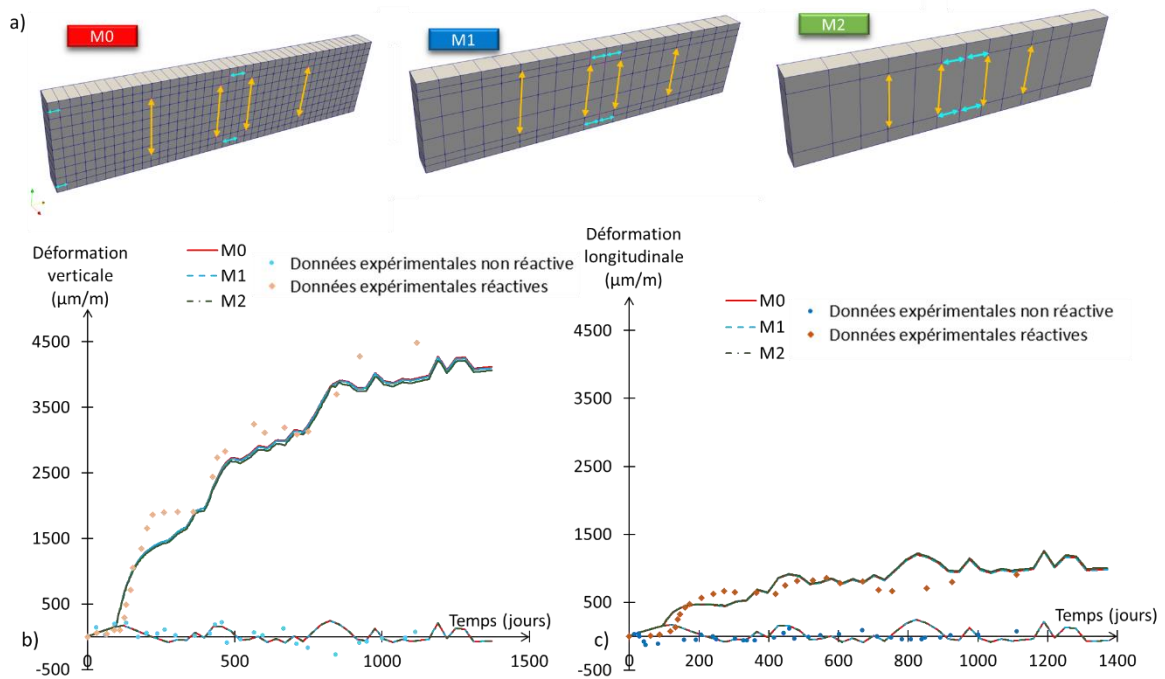


Figure III-1 Evolution des déformations a) Points de suivi sur les différents maillages, b) Déformation verticale, c) Déformation longitudinale

En première remarque, il est à noter que les variations induites par la taille des éléments finis est très limitée. Dans le cas des déformations de la poutre non-réactive, les variations maximales de M1 et M2 par rapport à M0 sont inférieures à 0,005 % (3 et 4 µm/m respectivement). Concernant les déformations des poutres réactives, les variations sont plus importantes, mais restent toujours limitées, et sont inférieures à 0,01 % (respectivement 30 et 75 µm/m). Ces variations plus importantes peuvent être justifiées par la prise en compte de l'effet de l'état de contrainte sur les gonflements de RAG dans le modèle. En effet, l'utilisation d'éléments finis plus grossiers génère des approximations de contrainte ce qui a pour effet de modifier légèrement les gonflements. De plus, plusieurs mécanismes étant souvent couplés (plasticité, endommagement, fluage...), les approximations sur plusieurs phénomènes peuvent avoir des répercussions sur les réponses finales. Ainsi, les calculs des poutres réactives sont plus sensibles aux variations de taille des éléments.

Au regard de ces valeurs, il peut être conclu que la taille des éléments impacte très peu l'évolution des réponses en déformation.

Les profils de contraintes longitudinales sont tracés pour les cas réactifs afin d'étudier les valeurs des précontraintes chimiques induites par les armatures longitudinales. Les profils sont tracés par maillage afin de pouvoir les comparer entre eux et sont présentés sur la Figure III-2.

Outre une évolution devenant plus saccadée avec la réduction du nombre de points de Gauss, les différents maillages rendent compte de profils très similaires. Afin de quantifier les variations, les valeurs moyennes des données relevées aux points de Gauss sont présentées pour toute la hauteur et par zone sur la Figure III-2. De la même façon que pour les déformations, les densités de maillages possèdent un impact limité sur les valeurs de précontrainte chimique obtenue. Comparé au maillage le plus fin (M0), le maillage intermédiaire (M1) et le maillage le plus grossier (M2) ont présenté les variations maximales pour la valeur moyenne de la précontrainte chimique, de l'ordre de 2,1 et de 1,5 % respectivement.

De plus, et bien qu'elles soient de très faibles ampleurs, il est à noter que les moyennes en zone de béton seul subissent une plus grande variation que les moyennes en zones armées.

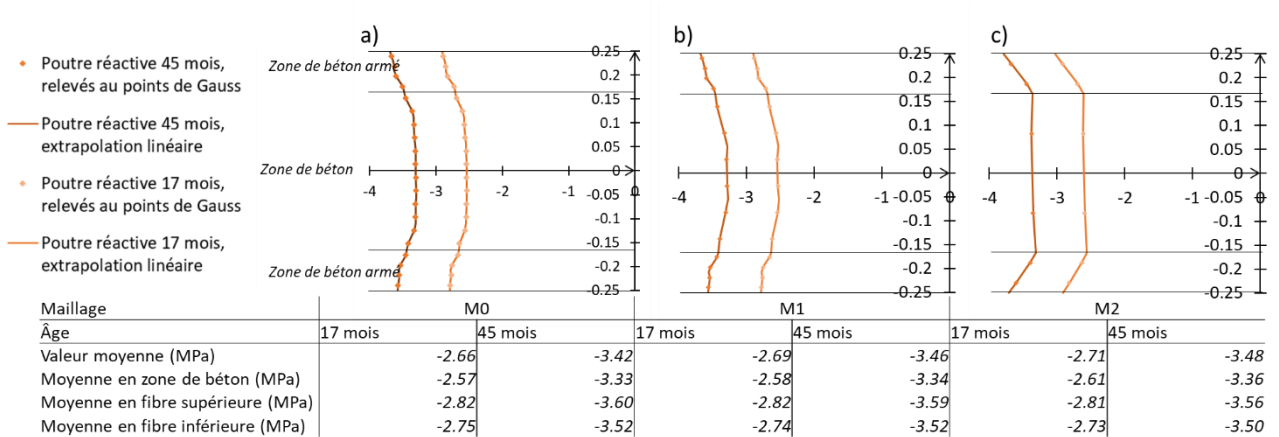


Figure III-2 Profils de contrainte longitudinale pour les cas réactifs à 17 et 45 mois, a) Maillage M0, b) Maillage M1, c) Maillage M2

Ainsi, face à ces faibles variations des résultats, l'étude paramétrique menée sur la taille des éléments finis a permis de souligner son impact négligeable lors de la phase de vieillissement du béton. En effet, au regard des déformations ou de l'état de contrainte final généré, le maillage le plus grossier rend compte du même comportement que le maillage le plus fin avec un temps de calcul bien plus limité.

Il est à noter que les temps et résolution de calculs n'ont pas été des points d'évaluation de l'étude paramétrique, aussi les gains de temps de calcul induit par les variations de maillage ne sont pas décrits quantitativement ici.

## III.2. Phase de rupture

Les variations de comportement induites par un cycle de charge précédent la sollicitation à rupture étant semblables à celles obtenues sans le cycle, le comportement à rupture a été comparé pour les trois densités de maillage en sollicitation directe uniquement. Celle-ci sont présentées de façon indépendantes afin de faciliter leurs comparaisons en Figure III-3.

Dans tous les cas et quel que soit le maillage utilisé, l'évolution comportementale durant la sollicitation est bien reproduite par le modèle. Même le maillage le plus grossier (M2), ne détenant qu'un seul élément fini entre les deux zones armées, obtient une évolution très proche des deux autres maillages.

Les poutres non réactives, aux deux échéances de vieillissement, présentent un comportement pratiquement identique jusqu'à leur première fissuration. En effet, selon le maillage, la phase élastique se termine pour différentes valeurs de chargement relativement proches. Afin de souligner cet effet, un agrandissement de ces courbes est présenté dans les cadres bleus à côté de leurs évolutions globales (Figure III-3-a et Figure III-3-b). Variant de quelques kN, la force de première fissuration est suivie d'une rupture de pente attestant d'une réduction de la rigidité de la poutre. Durant cette phase intermédiaire, le maillage M0 présente une rigidité supérieure, le maillage M2, une évolution proche mais bruitée, et le maillage M1, une évolution intermédiaire entre ces deux cas. Ces variations sont conservées jusqu'à la plastification des armatures, obtenue pour des états équivalents, quoiqu'avec une flèche légèrement plus réduite (1 mm environ) dans le cas du maillage M0, due à son comportement plus rigide durant la phase intermédiaire.

Les courbes obtenues par la modélisation des poutre réactives présentent un fuseau de résultats moins étendu que celui des courbes non réactives. Pour ces courbes, et pour les deux échéances de vieillissement, le maillage M1 induit un comportement très similaire de celui du maillage M0. De plus, le maillage grossier M2 présente pour ces courbes une évolution moins saccadée que pour les courbes non réactives. Une légère différence est observable autour des charges de première fissuration estimées (II.2.2.1-b). En vue de mettre en valeur ce phénomène, et de la même façon que pour les poutres non réactives, un agrandissement de ces courbes est présenté dans les cadres orange à côté de leurs évolutions globales (Figure III-3-c et Figure III-3-d). Cette différence de comportement, induisant une rigidité légèrement inférieure, est conservée jusqu'à la plastification des aciers ou le comportement de M2 subit un léger saut. Néanmoins,

l'évolution du comportement ultime ainsi que des valeurs finales de  $M_2$  reste très proche de celle des autres maillages. Enfin, bien que les évolutions comportementales entre 17 et 45 mois aient bien été retrouvées par le modèle, la surestimation du comportement réactif durant la phase de fissuration est également conservée pour tous les maillages. La dispersion limitée de ces valeurs, et d'autant plus pour le cas réactif, permet d'attester de variations très peu dépendantes de la taille des éléments finis utilisés.

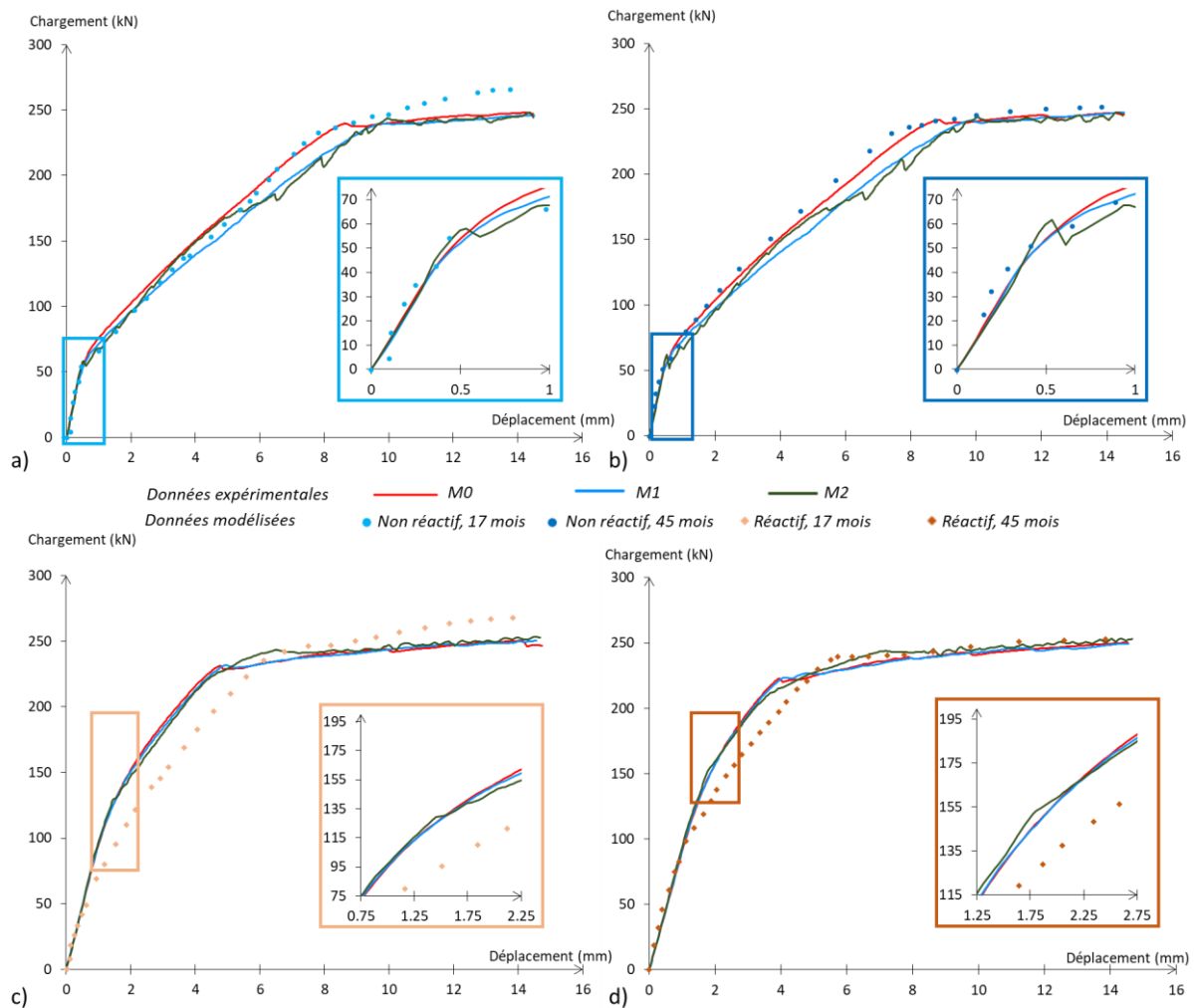


Figure III-3 Courbes forces/déplacement obtenues en charge directe, a) Poutre non réactive 17 mois, b) Poutre non réactive 45 mois, c) Poutre réactive 17 mois, d) Poutre réactive 45 mois

Enfin, pour terminer cette étude paramétrique sur la phase de rupture, les faciès de fissuration obtenus à l'issue de ces essais sont comparés et présentés en Figure III-4. Outre un faciès moins précis dû à un nombre plus limité d'éléments longitudinaux avec l'évolution des maillages, les positions des fissurations structurales sont globalement bien reproduites.

Dans le cas de la poutre non réactive, le maillage M2 ne présente qu'une seule fissure de flexion, contre deux bien distinctes sur le maillage M0. De plus, l'espacement entre fissures visibles sur M0 est inférieur à la taille des éléments longitudinaux pour M1 et M2. Ainsi, pour ces maillages, la différenciation de ces fissures de cette zone ne peut être obtenues. Néanmoins, les valeurs obtenues pour la fissure de M2 est environ le double de celles obtenue avec M0. Ainsi, bien qu'une perte de précision soit notable sur la position, le résultat en termes d'ouverture de fissure cumulée est le même. De plus, le nombre de fissures par éléments de béton armé peut être obtenu selon les conditions d'ancrages (longueur caractéristique, force d'adhérence...) et selon l'énergie de fissuration [Sellier and Millard, 2019]. Concernant les fissures de cisaillement, la même remarque peut être faite : si celles-ci sont visibles bien distinctement sur M0, elles se diffusent avec l'augmentation de la taille de l'élément. Ainsi même si elles sont moins bien reproduites sur M1 et M2, elles sont quand même bien reproduites par le modèle à travers les zones endommagées.

Concernant les poutres réactives, les variations induites par une plus longue période de vieillissement sont aussi bien retrouvées. En effet, bien que limitée, la distribution de la fissuration diffère même sur le maillage le plus grossier. Enfin, et pour les deux périodes de vieillissement, la limitation des fissures de cisaillement par la précontrainte chimique est assurée par le modèle.

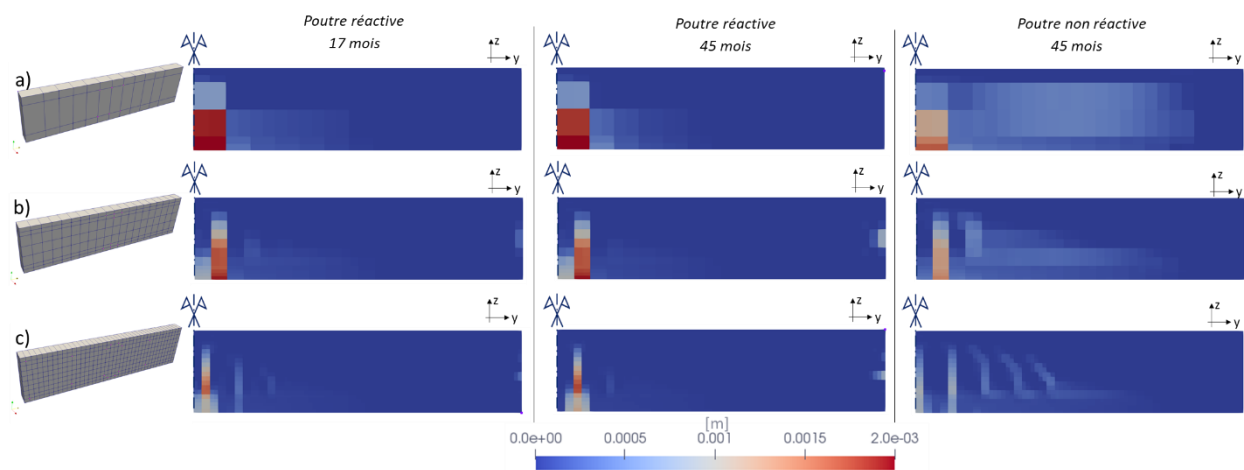


Figure III-4 Ouverture de fissures pour les trois maillages

## Conclusion

Dans ce chapitre, un double objectif devait être résolu. Il s'agissait en un premier temps de valider les hypothèses postulées dans le chapitre précédent ainsi que l'usage global du modèle de béton armé homogénéisé en contexte de RGI. Pour cela, des travaux numériques ont été menés dans ce chapitre, basé sur la modélisation de poutres réactives armées issues de la littérature. Les évolutions du comportement de ces poutres réactives, en service et à rupture ont été étudiées pour deux états d'avancement chimique différents, et comparés avec celles obtenues sur poutres saines.

Il s'agissait donc en premier temps de valider l'hypothèse faite sur la solidification du gel. Cette hypothèse, assurée par l'utilisation du  $P_{RGI}^{MAX}$  dans la loi de pression, nécessitait une réduction de la valeur de pression par une sollicitation extérieure après une période de vieillissement (ici la sollicitation extérieure est de la flexion). La validité de l'hypothèse a donc pu être étudiée et comparée à l'hypothèse de retour du gel de la porosité connectée vers le site réactif initial lors de la phase de chargement, notamment sur les courbes de forces/déplacements.

En autorisant les mouvements des produits de RAG dans la porosité, on considère que ceux-ci sont dans un état de fluidité constant. En prenant en compte leurs vieillissements par l'usage de  $P_{RAG}^{MAX}$  dans la loi de pression, le modèle considère alors leurs cristallisations dans la porosité connectée. Ainsi, bien qu'induisant une légère surestimation de la rigidité des poutres réactives sollicitées jusqu'à rupture, l'hypothèse de solidification du gel rend compte d'un comportement plus réaliste que dans sa configuration initiale (réduction brutale de la rigidité par retour des produits de RAG vers leurs sites de formation initiale). Ainsi, bien qu'un compromis entre ces deux hypothèses semble être le plus plausible (mais difficile à caractériser), la solidification du gel est conservée pour le reste de l'étude.

Cette hypothèse validée, il s'agissait alors d'évaluer la validité de la prise en compte des armatures homogénéisées en contexte de RGI. Pour cela, les résultats numériques ont été comparés avec les résultats expérimentaux de l'étude, pour la phase de vieillissement et pour la phase de rupture. Durant la première phase de vieillissement (correspondant à l'ELS), le modèle a été capable de retrouver l'anisotropie de gonflement induite par différentes quantités de ferrailage dans les trois directions. Lors de la phase de rupture (ELU), les évolutions de comportement induites par la RAG ont aussi été fidèlement reproduites par le modèle. Les évolutions de rigidité sur les courbes force/déplacement, inférieures pour les poutres réactives

en phase élastique et supérieures après la première fissuration ont été correctement retrouvées. De plus, les fissurations induites ont été observées et ont présenté les mêmes caractéristiques qu'expérimentalement : la limitation de la fissuration structurale par la RAG lors d'un chargement extérieur. En effet, dans le modèle comme dans la réalité, la précontrainte chimique a notamment permis de limiter les fissures de cisaillement (en nombre et en ouverture), et de façon d'autant plus marquée avec l'évolution de l'avancement chimique. Ainsi à l'issue de cette partie d'étude, l'usage du modèle de béton armé homogénéisé en contexte de RGI a donc pu être validé.

Enfin, et afin d'attester de la stabilité du modèle, une étude comparative avec différentes densités de maillages a été menée. A l'issue de la phase de vieillissement les déformations et précontraintes chimiques ont été comparées. Les réponses obtenues sont très proches (différences inférieures à 1 %) quel que soit le maillage utilisé. De même, durant la phase de rupture, les courbes forces/déplacement et faciès de fissuration ont été des points d'évaluation de cette étude paramétrique. Les différents résultats obtenus ont présenté une dispersion très limitée, attestant d'une dépendance faible de notre modèle à la taille des éléments finis utilisés.





# Chapitre 4

## Application à une structure de grande dimension

## Introduction

Dans le chapitre précédent, le modèle a pu être validé à l'échelle de structures de laboratoire par la modélisation des résultats d'une étude expérimentale issue de [Ohno et al., 1989]. Le modèle a permis de modéliser les modifications de comportement mécanique induites par la RAG, et en particulier, l'anisotropie induite par les différentes quantités d'armatures, à la fois en termes de déformations et d'endommagements induits. De plus, la dépendance faible de la formulation à la taille des mailles a été testée et validée par le biais d'une étude paramétrique. A l'issue de ces validations à l'échelle du laboratoire, le modèle peut être utilisé pour l'analyse d'un ouvrage de grande dimension.

La structure choisie est représentative d'une enceinte interne d'un réacteur de centrale nucléaire. La structure, présente une symétrie de révolution, ce qui permettra de se limiter à une portion angulaire de celle-ci. La structure est en béton armé et précontraint. A la demande d'EDF, seules les densités d'armatures passives ont été homogénéisés, les câbles étant maillés, leur comportement est modélisé selon une loi de comportement déjà validée par EDF dans [Code\_Aster, 2017].

L'ouvrage est bien entendu supposé réactif, mais les modélisations seront également réalisées pour un béton non réactif afin de quantifier l'impact de la RGI par analyse comparative entre les deux configurations de calcul. Afin de réaliser cette analyse dans un contexte aussi réaliste que possible, nous supposerons que l'enceinte de confinement a 30 ans et que des données expérimentales sont disponibles depuis sa construction, ce qui est usuel dans le domaine nucléaire. Cette première phase permettra de mettre au point la méthode de calage du modèle à partir de mesures in-situ. Une fois cette étape réalisée, l'analyse est poursuivie pour simuler l'évolution de l'enceinte jusqu'à un âge de 60 ans, ce qui correspond à une prédiction de son état durant les 30 années suivantes.

Une fois la méthodologie d'obtention des paramètres formalisée, une analyse paramétrique est conduite en supposant une incertitude sur l'amplitude du gonflement final et sa cinétique.

# I. Présentation de l'étude

## I.1. Présentation de l'ouvrage

### I.1.1. Généralités

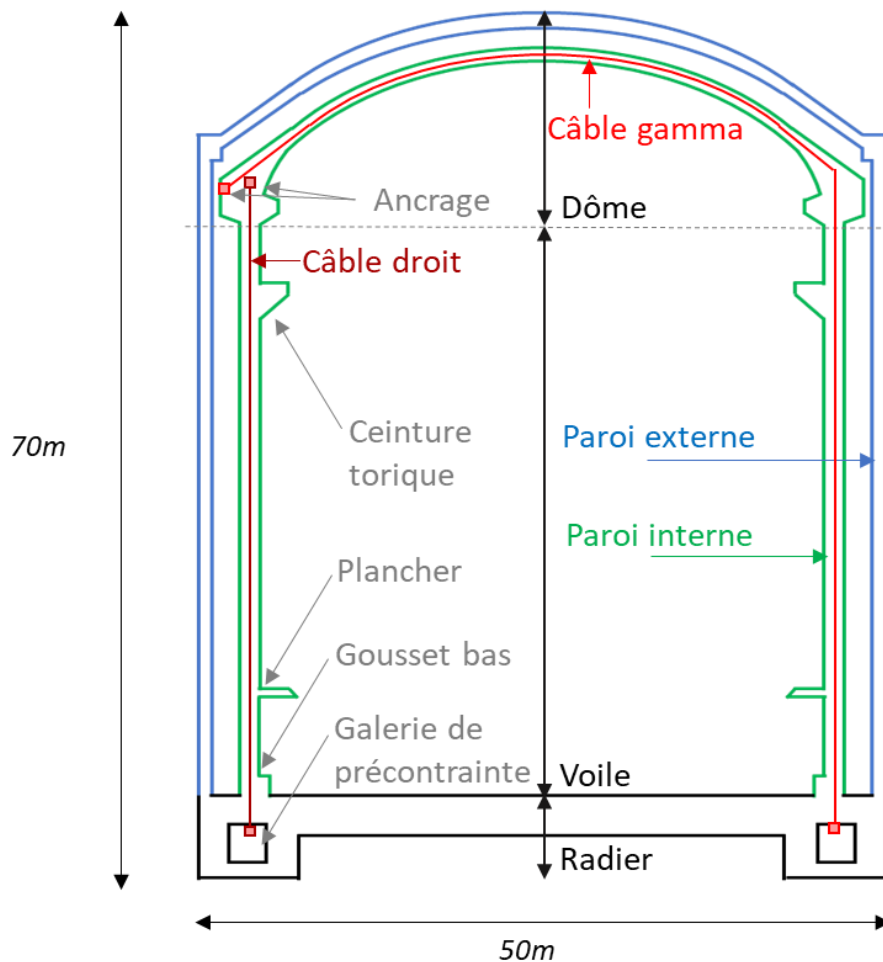


Figure I-1 Schéma d'un réacteur de centrale nucléaire

L'ouvrage étudié dans cette partie est une structure massive de type enceinte de réacteur d'une centrale nucléaire. Ce type d'ouvrage est généralement composé d'une double paroi reposant sur un radier, supportant diverses installations internes.

L'ensemble de la structure est en béton armé, avec une précontrainte verticale et une autre orthoradiale, dans le voile et le dôme de l'enceinte interne. Afin d'assurer la mise en place de la précontrainte verticale, le radier comporte en sa périphérie une galerie permettant la mise en

tension des câbles verticaux. Le schéma de la structure complète est présenté en Figure I-1. Seules les évolutions comportementales de la paroi interne (voile et dôme précontraint) et du radier seront étudiées.

Supposons que différents capteurs de déformation et de température aient été mis en place lors du coulage du radier et des voiles afin d'en assurer le suivi thermomécanique, et qu'une dizaine d'années après la fin de sa construction, les capteurs présents au niveau du radier et du gousset bas de l'enceinte interne montrent une expansion du béton contrastant avec les déformations de retrait et de fluage obtenues jusqu'alors, et que des études menées sur carottage aient attesté d'une réactivité de l'ouvrage, par exemple liée à la réaction sulfatique interne (RSI).

### I.1.2. Réactivité du béton

La RSI est généralement la conséquence d'un échauffement excessif au jeune âge. Si la température excède environ 65°C, l'ettringite primaire issue de l'hydratation du clinker peut se dissoudre. Lorsque la température sera revenue à sa valeur ambiante, à condition toutefois que l'humidité soit suffisante, cette ettringite pourra se reformer, justifiant sa dénomination de différée [Godart and Divet, 2009]. Concernant l'influence de l'humidité sur les conditions de précipitation, [Graf and Johansen, 2007] estiment que le seuil minimal d'humidité nécessaire à la RSI est de 90 %. La précipitation est également impactée par la lixiviation des alcalins, et donc par la taille des échantillons qui, du fait des vitesses de diffusion de l'eau et des alcalins, modifie l'uniformité et le type de conditions de conservation humide, laissant penser que le seuil en humidité serait en réalité dépendant des vitesses d'échanges hydrique et ionique entre le cœur et la surface des éléments [Al Shamaa et al., 2015].

Bien que cette réaction soit assez complexe à modéliser, différents auteurs ont pu décrire les étapes clés de façon succincte afin d'évaluer la quantité d'ettringite différée formée [Baghdadi, 2008] [Brunetaud, 2005], [Salgues, 2013], [Sellier and Multon, 2018], [Thiebaut, 2018]. Ces mêmes auteurs ont pu noter que les modèles de pression développés dans le cadre de la RAG pouvaient être étendu à la RSI et inversement. En effet, ces deux pathologies conduisent à la formation de nouvelles phases dans la porosité du béton, et mènent toutes deux au développement d'une pression de gonflement interne dans une matrice déjà durcie. Les phénomènes induits par la création de cette nouvelle phase (déplacement des produits, expansion) résultent de la même mécanique microscopique et peuvent donc être décrits par un formalisme poromécanique similaire.

Ainsi, et de la même façon que la RAG, les gonflements de RSI mènent à des endommagements de la matrice et à des réductions des performances mécaniques. La réduction de la résistance à la compression est plus limitée que celle du module d'Young [Pichelin et al., 2020] [Al Shamaa et al., 2014]. Les valeurs de réduction obtenues par ces auteurs sont mises en parallèle des données de réductions mesurées sur des bétons réactifs à la RAG (cf. Chapitre 1). Les réductions du module d'Young sont résumées en Figure I-2-a et celles de la résistance à la compression en Figure I-2-b, avec en bleu, les données propres à la RAG et en rouge, les données propres à la RSI.

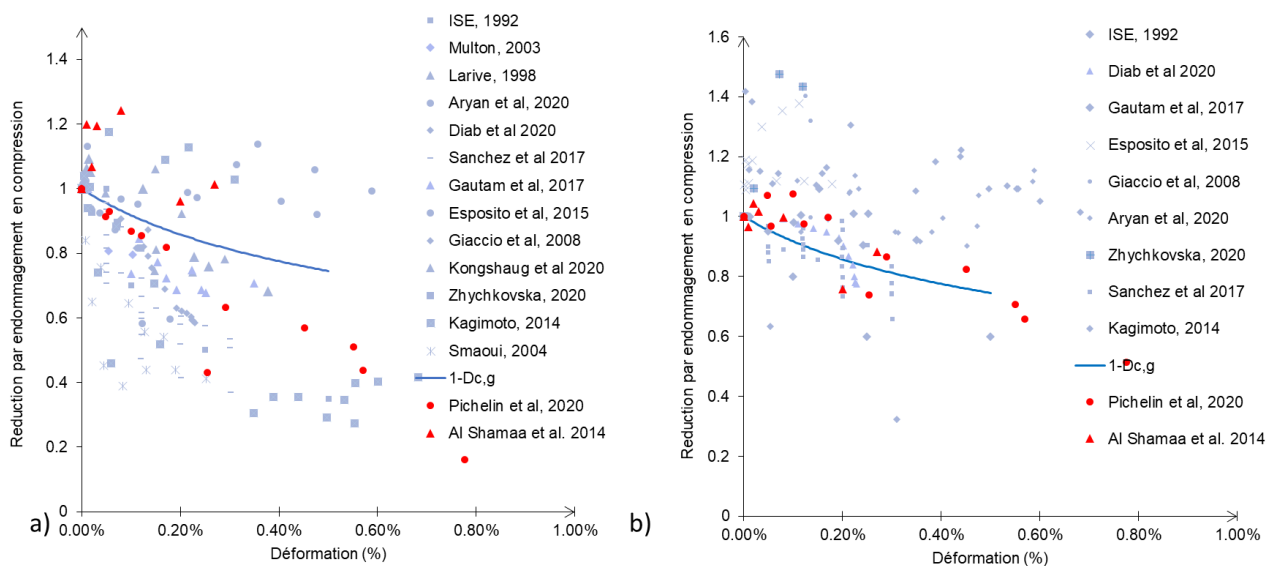


Figure I-2 Réduction des caractéristiques mécaniques par la RSI [Pichelin et al, 2020] [Al Shamaa et al., 2014] vs données de réduction mesurée sur des bétons réactifs à la RAG (Chapitre bibliographique), a) Module d'Young, b) Résistance en compression

Compte tenu des similarités de comportements pour la RAG et la RSI, l'analyse menée dans notre étude utilisera le terme général de RGI (Réaction de Gonflement Interne), sans préciser s'il s'agit d'une RAG ou d'une RSI. Le seuil de saturation minimal  $S_r^{th,RGI}$ , en deçà duquel l'expansion est considérée comme nulle (Equation I-35, Chapitre II) sera pris égal, à 90 %, seuil le plus restrictif pour une RGI de type RSI ([Graf and Johansen, 2007]).

## I.2. Paramètres pour l'étude numérique

### I.2.1. Maillage

#### I.2.1.1. Dispositions spécifiques induites par les câbles de précontrainte

L'ouvrage étant cylindrique, il a été choisi de ne modéliser ici qu'une portion angulaire de la structure. Dans cet ouvrage, la précontrainte verticale est assurée par des câbles de type droits et de type gamma (cf. Figure I-1), que l'on considère espacés d'une distance  $e_{pv}$  comme illustré sur la Figure I-3. Le nombre de câbles gamma étant deux fois supérieur à celui des câbles droits, il a été choisi de modéliser un secteur angulaire représentatif de l'ouvrage, c'est-à-dire contenant un câble droit et deux câbles gamma, soit une longueur développée de trois fois l'espacement entre câbles verticaux  $e_{pv}$  (Figure I-3).

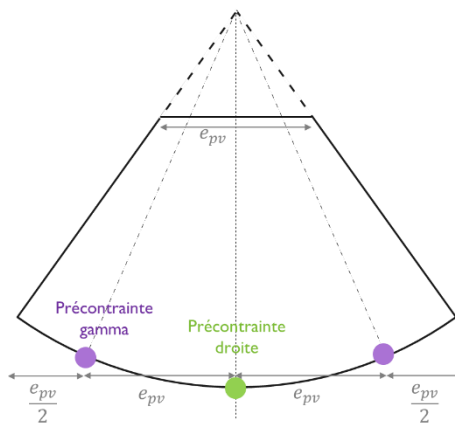


Figure I-3 Schéma représentatif pour la définition du maillage dans le plan X-Y

Afin d'éviter les problèmes de singularités induites par la modélisation incomplète, la zone proche de l'axe de symétrie est tronquée dès que la longueur d'arc devient inférieure à  $e_{pv}$  (Figure I-3).

Le maillage ainsi obtenu est relativement modeste en termes de nombres d'éléments (4048) sans pour autant nuire au réalisme d'une structure de grande dimension. Ce maillage est présenté sur la Figure I-4.

La précontrainte du dôme est assurée par les câbles gamma, ancrés d'une part dans la galerie de précontrainte du radier, comme les câbles droits, et d'autre part dans la couronne du côté opposé du dôme (Figure I-1). Afin d'assurer l'ancrage, la surface intérieure du dôme est

soumise à une relation cinématique imposant simplement à la section de troncature de rester droite (Figure I-4-c).

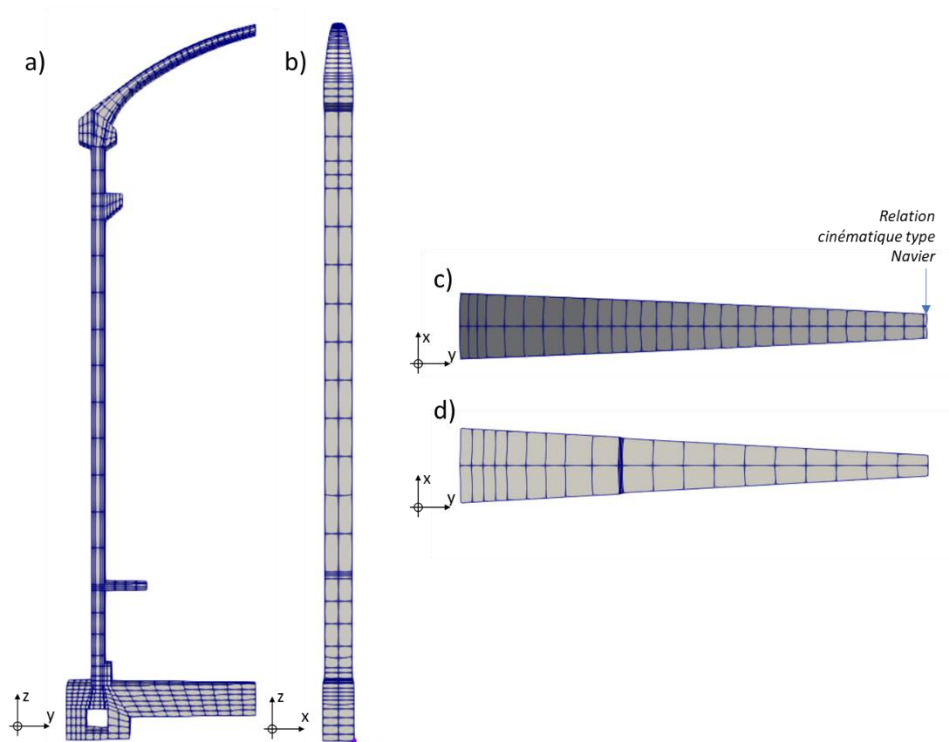


Figure I-4 Maillage, a) Vue orthoradiale, b) Vue radiale, c) Vue d'en haut, d) Vue d'en bas

## I.2.2. Armatures

Trois zones sont considérées sur le maillage : le dôme, le voile et le radier. Il a été décidé par EDF de n'homogénéiser que les aciers passifs, et de modéliser les câbles de précontraintes par des segments 2D décrits dans le logiciel Code\_Aster [EDF R&D, 2018] par la notice [Code\_Aster, 2017].

### I.2.2.1. Précontrainte

Sur le secteur angulaire représentatif, seuls trois câbles verticaux sont à considérer : deux câbles gamma de part et d'autre d'un câble droit central. Les câbles gamma étant ordonnés à l'image d'un treillis dans le dôme, la modélisation prend en compte le retour des autres câbles gamma, orthogonaux aux deux câbles gamma modélisés complètement. Enfin, concernant la précontrainte horizontale, l'ensemble des câbles est considéré. Le maillage de ces différents câbles est présenté en Figure I-5-a.

La mise en tension des câbles étant généralement faite de façon progressive sur chantier, il en est de même pour notre modélisation numérique. Les dates de mise en précontrainte sont idéalisées : en une seule journée, le câble droit est mis en tension ; les câbles horizontaux sont tendus ensuite progressivement sur une durée de 65 jours ; et une fois ces derniers tendus, les câbles gamma sont à leur tour mis en tension sur une durée de 45 jours. Le calendrier de mise en tension est récapitulé sur la Figure I-5-b.

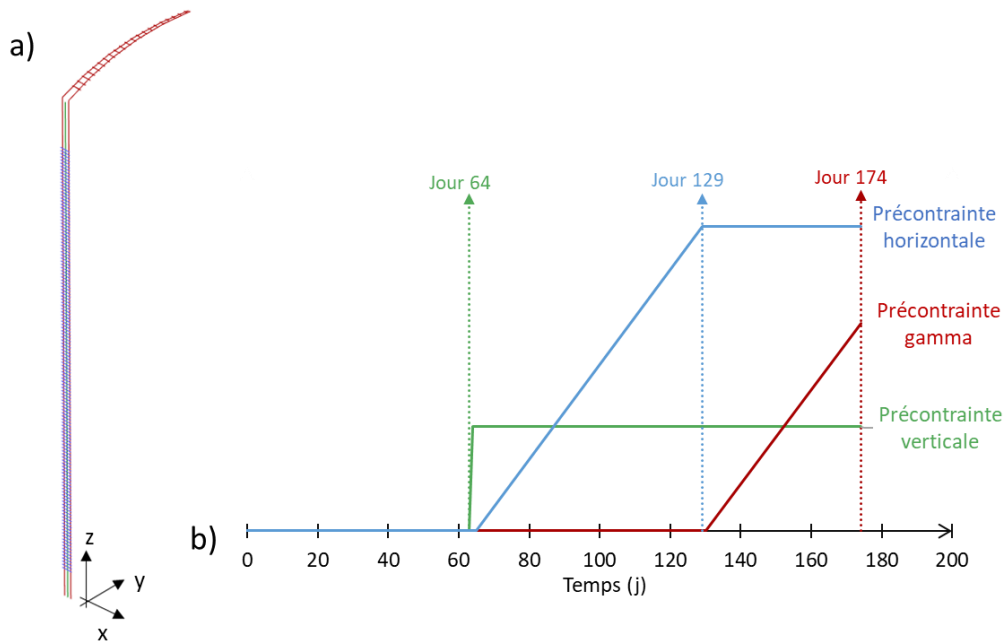


Figure I-5 Précontrainte, a) Maillage des câbles considéré, b) Chronologie des mises en tension

### 1.2.2.2. Armatures passives

Le dôme est armé par des aciers dans trois directions orthogonales ( $\vec{x}$ ,  $\vec{y}'$ ,  $\vec{z}'$ ). Le radier possède, en plus de celles-ci, des aciers de type cerce (x) et d'autres de type rayonnant (y). Le voile possède des cerces horizontales (x), des armatures transversales (y), et des armatures verticales (z).

Au niveau du voile, les ratios volumiques d'armatures horizontale et verticale sont supposés être de 0,2 %, et 0,1 % pour les armatures transversales. Le même ordre de grandeur a été utilisé pour les densités d'armature dans le dôme (0,2 % parallèles aux bords libres, 0,1 % en transversal). Pour ce qui est du radier, cinq densités d'armatures passives y sont considérées : horizontale, transversale, verticale, radiale et orthoradiale. Les densités horizontales et transversales sont prises égales à 0,5 %, les verticales et rayonnantes à 1 %. Les orientations



sont, quant à elles, données via des champs de vecteur dont les composantes sont calculées en base fixe comme indiqué en Annexe 2.

Afin d'illustrer ces différentes données, les densités d'armatures considérées sont tracées sur le maillage, celles-ci sont représentées pour les directions  $\vec{x}$ ,  $\vec{y}$ ,  $\vec{z}$  ainsi que pour les directions orthoradiale et radiale en Figure I-6.

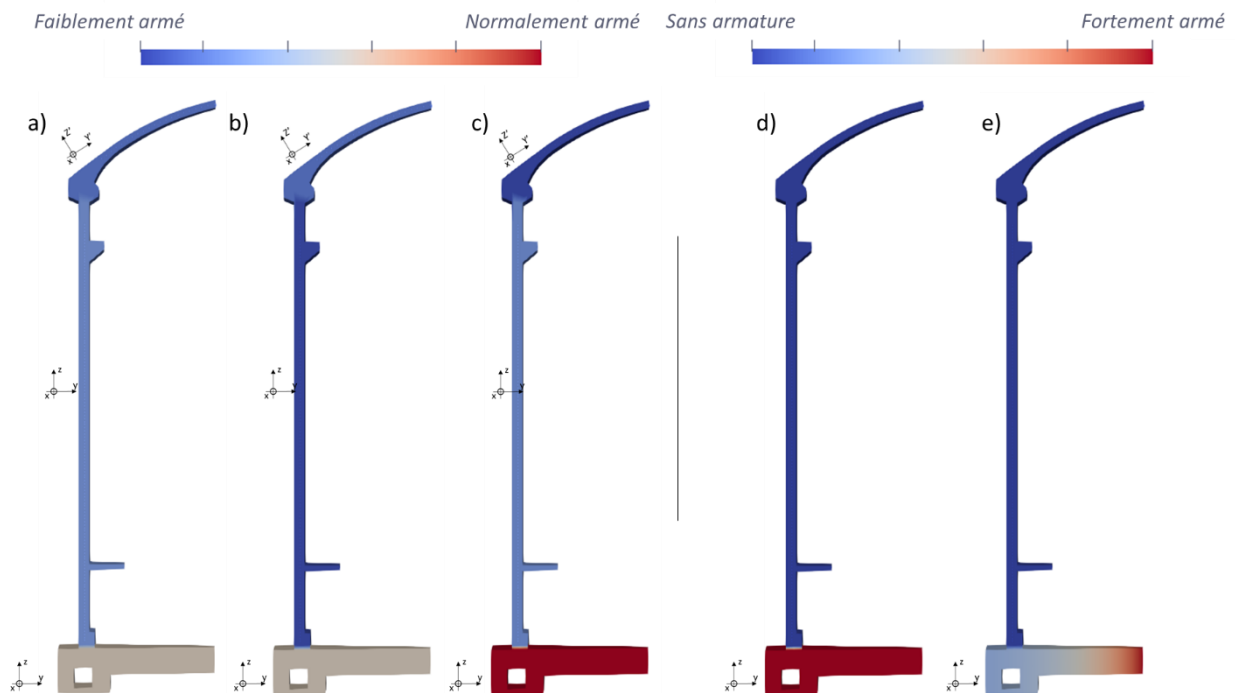


Figure I-6 Champs des ratios volumiques d'armature pour différentes directions a) Direction x, b) Direction y, c) Direction z, d) Direction orthoradiale, e) Direction radiale

## 1.2.3. Caractéristiques des matériaux

### 1.2.3.1. Béton

Les caractéristiques d'un béton âgé d'un an et représentatif d'une enceinte de confinement sont utilisées pour cette étude et présentées dans le Tableau 15. La valeur de la résistance à la traction ainsi que celle du module d'Young sont évaluées à partir de la résistance à la compression proposée par EDF et des formules de l'Eurocode 2. Les autres valeurs sont également représentatives et ont aussi été fournies par EDF.

Caractéristiques	Symbole	Valeurs	Unité
Résistance à la compression	Rc	53.4 MPa	
Module d'Young	E	36365 MPa	
Résistance à la traction	Rt	3.82 MPa	
Porosité	$\phi$	0.134 %	
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.21	
Coefficient de dilatation	$\alpha$	1.00E-05 K <sup>-1</sup>	
Quantité d'eau	e	178.5 L	
Quantité de ciment	c	350 Kg	

Tableau 15 Caractéristiques mécaniques principales et données de formulation

### 1.2.3.2. Acier et précontrainte initiale

Les caractéristiques mécaniques propres aux aciers passifs et de précontrainte sont également représentatives de tels ouvrages, elles sont données dans le Tableau 16. Les contraintes verticales et orthoradiales dans le béton, juste après la mise en précontrainte, sont également représentatives et sont données dans le Tableau 16.

Caractéristiques	Symbole	Valeurs	Unité
Limite d'élasticité des aciers passifs	$f_{y_{ac, passif}}$	400 MPa	
Module d'Young des aciers passifs	$E_{ac, passif}$	200 000 MPa	
Module d'Young des aciers de précontrainte	$E_{ac, précontraint}$	190 000 MPa	
Précontrainte verticale	$\sigma_{vertical}$	7.9 MPa	
Précontrainte horizontale	$\sigma_{horizontal}$	11.6 MPa	

Tableau 16 Caractéristiques principales des armatures et de la précontrainte initiale du béton

## 1.3. Méthodologie de l'étude

Dans cette étude, et comme dit précédemment, les armatures passives sont homogénéisées avec le comportement du béton dans les éléments volumiques, alors que les câbles de précontrainte, à la demande d'EDF, sont maillés avec des segments et modélisés avec leurs propres lois de comportement. Les modèles sont superposés (mêmes champs de déplacements nodaux et

additivité des forces nodales pour obtenir les forces totales) afin de rendre compte de l'état de la structure étudiée.

Le processus de calage des paramètres est itératif. Il démarre par une modélisation simplifiée des zones de l'enceinte où l'état de contrainte et de déformation est relativement homogène et généralement mesuré. Dans un second temps, le maillage complet est utilisé et les prédictions de déformations basées sur le premier calage fournissent des résultats que l'on peut confronter à l'expérience. Si des écarts subsistent les paramètres de calage sont affinés.

Le but de cette étude étant de permettre l'analyse de l'état d'une structure réactive, il ne s'agit pas uniquement de reproduire les déplacements, mais aussi d'obtenir des états d'endommagements comparables aux fissurations relevées in-situ, confirmant par la même le réalisme de l'état de contrainte.

### I.3.1. Evaluation des paramètres du béton

Au sein d'un béton sain (non réactif), la non linéarité du comportement mécanique est induite par la coexistence de différents phénomènes physiques (hydratation, mécanique, séchage et déformations thermiques). La considération d'un gonflement de RGI vient compléter ce panel de phénomènes à court et à long terme.

Au jeune âge, les phénomènes de retrait et d'auto-dessiccation accompagnent la phase d'hydratation et, dans le cas du béton fortement armé, induisent la mise en tension du béton et la sollicitation des aciers en compression. Des fissurations peuvent ainsi résulter de tel phénomène, et l'eau présente au voisinage de ces structures peut alors y pénétrer plus facilement et induire une accélération des RGI. Selon l'état de la structure, le développement d'une pression hydrostatique additionnelle dans ces premières fissures pourrait même conduire à des instabilités structurelles. Ainsi, selon les conditions limites (mécanique et thermo-hydrique) et le type d'ouvrage (caractéristiques mécaniques, quantités d'armatures, conditions limites), les phénomènes de dessiccation peuvent conduire à des états de contrainte et d'endommagement très variables et par conséquent à des initiations de gonflement tout aussi spécifiques. La prise en compte de la totalité des phénomènes de déformations différées susceptibles d'endommager la structure est donc nécessaire, confortant par là même les nombreux travaux de recherche menés à ce sujet [Benboudjema and Torrenti, 2008].

Enfin, l'évolution du gonflement étant fortement dépendante de l'état de contrainte, le comportement à long terme du béton va impacter cette évolution. Les phénomènes de fluage propre sont donc aussi à considérer. Ainsi, dans cette étape de précalage des paramètres « matériau » du béton, les phénomènes de retrait et de fluage sont pris en compte.

De plus, dans cette première approche, les câbles de précontrainte ne sont pas encore modélisés, mais considérés via l'application de contraintes constantes dans le temps (comme dans un essai de fluage). Les contraintes sont appliquées dans les directions horizontale et verticale aux valeurs proposées par EDF ( Tableau 16). Ainsi, dans cette étape de « précalage », seule la loi de comportement du béton armé homogénéisé est utilisée. On peut, alors, par commodité n'utiliser qu'un seul élément fini. L'organigramme et les conditions de calage des paramètres du béton est présenté en Figure I-7.

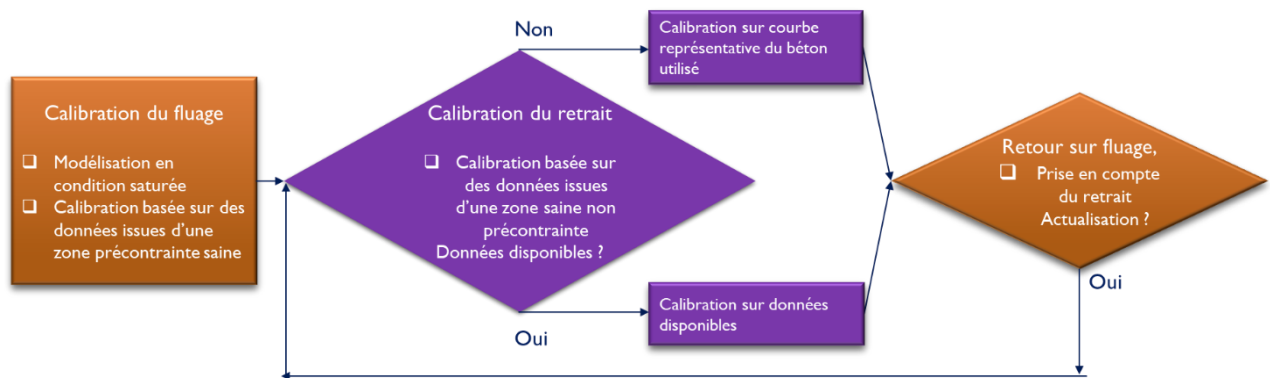


Figure I-7 Organigramme de calage pour le béton avec considération du fluage, du retrait et des RGI

Le calage débute par les paramètres de fluage propre, en conditions supposées saturées. Les paramètres sont évalués par comparaison des courbes théoriques avec des données expérimentales mesurées dans une zone saine précontrainte. La procédure est itérée jusqu'à obtenir une bonne corrélation entre les deux courbes.

Les paramètres contrôlant le retrait sont ensuite évalués. Afin de simuler ce phénomène, l'évolution des conditions hydriques doit être considérée. Si les données relatives à ces conditions ne sont pas renseignées, il s'agit en première approximation d'évaluer la quantité d'eau en fin d'hydratation par des formules empiriques. Pour un béton à base de clinker, le degré d'hydratation maximal peut par exemple être évalué en fonction du ratio  $e/c$  à partir de la formule proposée par [Waller, 1999] :

$$\alpha = 1 - e^{-3.3 \frac{e}{c}} \quad (\text{I-1})$$

Dans notre exemple, un  $e/c$  déduit du tableau 1 permet d'estimer un  $\alpha = 0,814$ . La quantité d'eau consommée pour cette hydratation est évaluée en considérant qu'une hydratation complète utiliserait un  $e/c$  de 0,22 [Rößler and Odler, 1985] :

$$W_{Restant} = \left(\frac{e}{c}\right) \cdot c \cdot (1 - 0.22 \alpha) = 115.8 \frac{l}{m^3} \quad (\text{I-2})$$

Enfin, en considérant  $\phi$  la porosité (Tableau 15), la saturation en fin d'hydratation est telle que :

$$Sr = \frac{W_{Restant}}{\phi} \sim 0.9 \quad (\text{I-3})$$

Il a par conséquent été choisi de considérer une désaturation jusqu'à 90 %.

Pour ce calage, l'étude est alors conduite pour une durée représentative de la phase de retrait endogène.

A l'issue de cette étape, l'étude sur le fluage est relancée en prenant en compte l'évolution de la saturation et le retrait. Les paramètres de fluage nécessitant alors un léger réajustement, quelques itérations entre la modélisation du retrait endogène et celle du fluage propre sont préconisées jusqu'à la stabilisation de leur paramétrage.

Notons que le précalage des paramètres de RGI n'est pas fait à ce stade. En effet, et comme expliqué dans le chapitre bibliographique (Chapitre 1), les gonflements induits par ces réactions sont fortement dépendants de la quantité d'eau ainsi que de l'état de contrainte de la matrice de béton dans lesquels ils évoluent. Ainsi, le calage de la RGI ne pourra se faire que sur le maillage représentatif de l'ouvrage, seule façon de bénéficier de champs de contraintes et d'humidité réalistes.

## I.3.2. Evaluation des paramètres de précontrainte

### I.3.2.1. Modèle de câble de précontrainte de Code\_Aster

Rappelons que pour cette étude, les câbles de précontrainte ont été maillé et modélisé par le modèle « DEFI\_CABLE\_BP » [Code\_Aster, 2017] implémenté dans le logiciel Code\_Aster [EDF R&D, 2018]. Cette implémentation permet de prendre en compte la contribution des câbles de précontrainte (basés sur des segments 2D) noyés dans une matrice de béton 3D. Elle assure notamment une cinématique des nœuds des segments 2D interpolée sur les déplacements des nœuds des éléments 3D, sans que ceux-ci n'aient besoin d'être au même endroit. La loi de comportement de l'acier de précontrainte est « BPEL\_ACIER », le modèle EF est alors capable de considérer la relaxation du câble, mais aussi les possibles pertes par frottements et glissements entre l'acier et le béton.

Après avoir évalué le profil de tension le long du câble, cette tension est assimilée à un chargement pouvant être pris en compte de façon initiale ou retardée. Différentes familles de câbles peuvent être considérées et peuvent être mises en tension de façons simultanée ou successive. La validation de ce modèle est disponible dans [Code\_Aster, 2017].

Dans notre étude, nous disposons des contraintes verticales et horizontales estimées par EDF, ces contraintes sont supposées avoir été mesurées juste après la période initiale de relaxation rapide des câbles ; par conséquent les pertes par relaxation de l'acier sont négligées, et seules les pertes de précontrainte induites par les déformations du béton sont considérées.

### I.3.2.2. Calage des tensions initiales

Les tensions initiales à appliquer aux câbles sont déterminées par méthode inverse : elles sont ajustées de façon à obtenir dans le voile les valeurs des précontraintes estimées représentatives pour EDF (Tableau 16). Pour cette partie d'étude, un élément fini unique est simulé. Il a la même épaisseur que le voile, une hauteur égale à la distance entre deux câbles horizontaux et une longueur égale à l'espacement entre 3 câbles verticaux. Les câbles de précontrainte y sont positionnés de la même façon que dans le voile, soit centré pour le câble horizontal et décentrés pour les câbles verticaux. Le détail de la géométrie du maillage utilisé ainsi que de la position des câbles est présenté en Figure I-8.

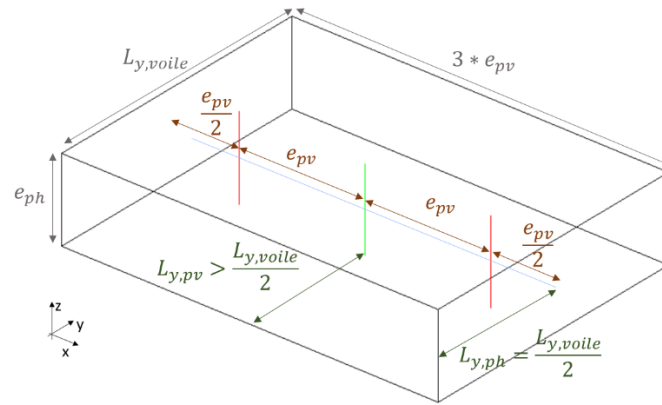


Figure I-8 Détail de la géométrie du maillage élémentaire utilisé pour l'évaluation de la précontrainte

## I.4. Utilisation des mesures in-situ

### I.4.1. Points de suivi

Dans l'ouvrage simulé ici, des thermomètres et extensomètres sont supposés avoir été mis en place lors du coulage à différents endroits de la structure. Seuls certains capteurs sont considérés pour le calage des paramètres du modèle, en particulier ceux situés en zone sèche précontrainte pour le calage du fluage, et ceux situés en zone humide non précontrainte pour le calage du retrait et de la RGI. Pour le fluage du voile précontraint, les capteurs considérés sont supposés être situés à sa mi-hauteur (Figure I-9-a). Ces capteurs fournissent l'évolution thermique ainsi que les déformations orthoradiale ( $\vec{x}$ ) et verticale ( $\vec{z}$ ).

Concernant le radier, supposé dans un état hydrique suffisant pour permettre une RGI, des capteurs placés en fibre supérieure et en fibre inférieure fournissent les températures et les déformations. Ces capteurs sont par la suite référencés respectivement par les indices r et i (Figure I-9-b).

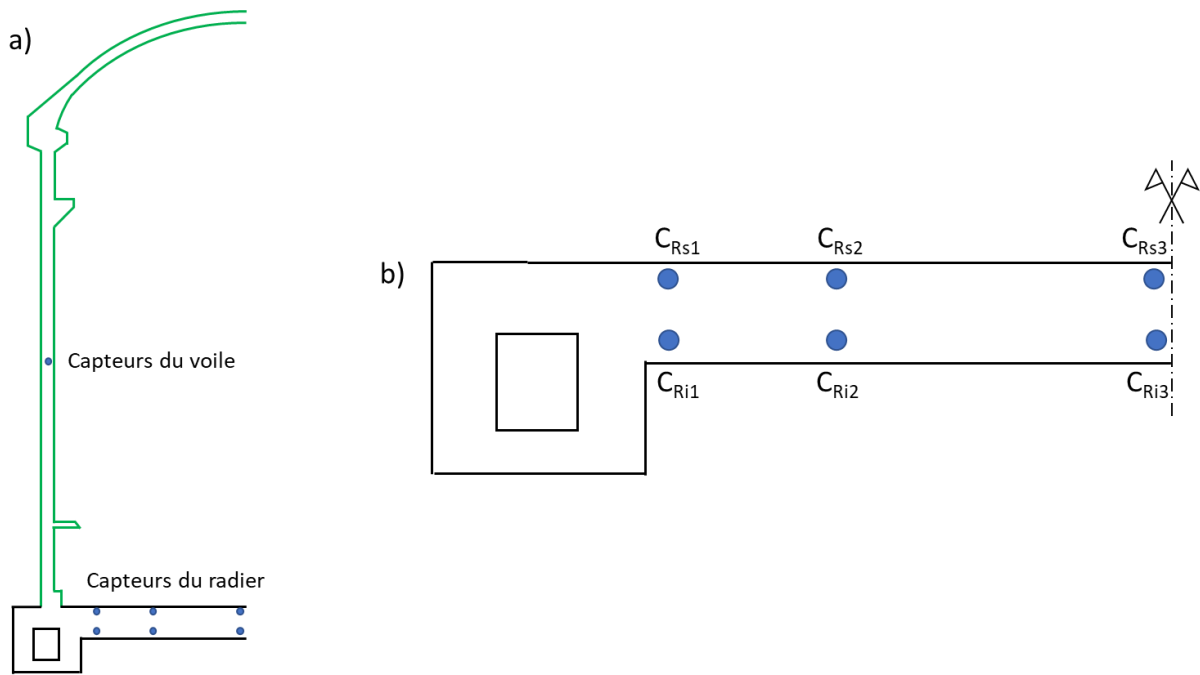


Figure I-9 a) Indication des positions des capteurs, b) Zoom sur les capteurs du radier

## I.4.2. Méthode d'exploitation des mesures

Les données fournies par EDF à titre d'exemple sont des mesures de déformations brutes. Il s'agit en un premier temps de les corriger de la déformation initiale  $\varepsilon_{brute,0}$  ainsi que de la déformation thermique du capteur. En considérant le coefficient de dilatation des capteurs  $\alpha_c$ , et en indiquant par 0 les paramètres relatifs à la date de première mesure, la déformation exploitable sera celle corrigée par la formule suivante :

$$\varepsilon_{réelle} = (\varepsilon_{brute} - \varepsilon_{brute,0}) + \alpha_c(\theta - \theta_0) \quad (I-4)$$

Avec  $\alpha_c$  égal à  $11,5e^{-6} K^{-1}$

### I.4.2.1. Traitement de l'incomplétude des données en déformation au jeune âge

Le radier étant la première partie de la structure à être mise en place, son suivi est supposé indisponible pendant les premiers mois, générant une incertitude sur la déformation réelle du béton, en particulier son retrait endogène. En effet, dans le jeu de données fourni par EDF, la



date de fin de coulage du dôme, ainsi que la date de fin de mise en précontrainte du voile, sont toutes deux postérieures à la date de première mesure de déformation du radier.

Le retrait étant à l'origine de déformations empêchées par la cage d'armatures ou par les conditions aux limites, il est nécessaire de le considérer afin d'avoir un état de contrainte réaliste. Il a par conséquent été choisi d'utiliser une courbe de retrait endogène issue d'un béton similaire réalisé lors du projet ANR Macena et étudié par [Chhun, 2017]. Le retrait d'un béton semblable y est étudié sous différentes conditions (thermique et mécanique), et les données relatives à un retrait endogène à 20°C permettent de compléter les données manquantes au jeune âge. Les données expérimentales du radier au niveau des points stabilisés sont chaînées avec les effets structuraux de la courbe du retrait endogène du béton Macena. Afin d'étudier les faisceaux et comportements locaux particuliers, les tendances obtenues par les différents capteurs ne sont pas moyennées et ce chaînage est fait pour l'ensemble d'entre eux. L'illustration du chaînage pour la déformation orthoradiale est présentée en Figure I-10.

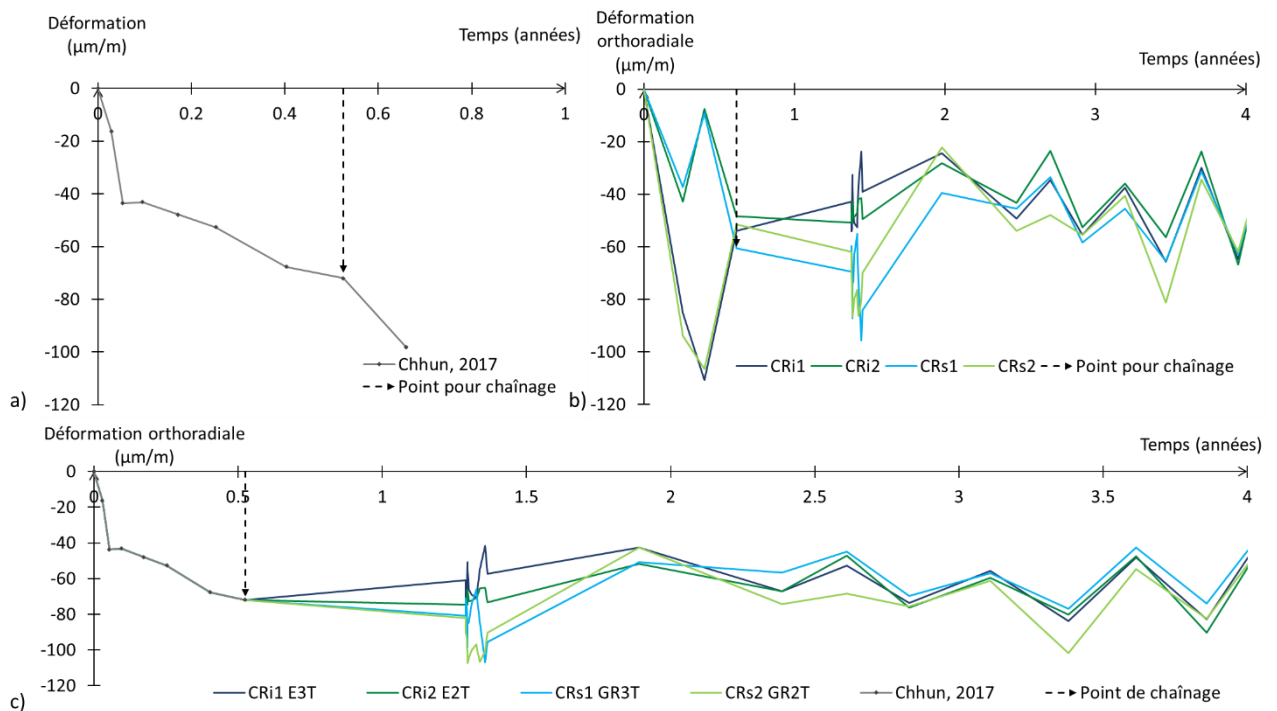


Figure I-10 Illustration du chaînage pour le cas des déformations orthoradiales du radier, a) Retrait endogène du béton Macena, b) Déformations mesurées du radier, c) Prise en compte du retrait endogène Macena pour améliorer le réalisme de la courbe de déformation des capteurs du radier

Comme énoncé lors de la présentation de la méthodologie de l'étude de cet ouvrage (I.3.1), les données relatives au voile vont permettre d'évaluer les paramètres de fluage du béton. De la même façon que pour le radier, la date de première mesure est antérieure à la date de fin de mise en précontrainte et postérieure à la date de coulage. Comme le calage du fluage nécessite les déformations à long terme, les déformations expérimentales et numériques utilisées pour le calage du fluage propre seront corrigées des déformations élastiques de mise en précontrainte et les déformations antérieures à la mise en précontrainte sont ignorées :

$$\varepsilon_{\text{corrigé}} = \varepsilon_{\text{réelle}} - \varepsilon_{\text{el}} \quad \text{si} \quad \varepsilon_{\text{réelle}} \geq \varepsilon_{\text{el}} \quad (\text{I-5})$$

Les déformations élastiques liées à la mise en précontrainte sont évaluées dans les deux directions (orthoradiale et verticale) à partir de la valeur de la précontrainte fournie par EDF (Tableau 16), du module d'Young et du coefficient de Poisson du béton (Tableau 15) tel que :

$$\varepsilon_{\text{el,v}} = \frac{\sigma_{\text{Vertical}}}{E_{be}} - \nu \frac{\sigma_{\text{Horizontal}}}{E_{be}} = 150 \mu\text{m} \quad (\text{I-6})$$

$$\varepsilon_{\text{el,H}} = \frac{\sigma_{\text{Horizontal}}}{E_{be}} - \nu \frac{\sigma_{\text{Vertical}}}{E_{be}} = 275 \mu\text{m} \quad (\text{I-7})$$

Les tendances maximales et minimales de ces données corrigées sont par suite utilisées pour obtenir un faisceau de courbes expérimentales de fluage.

### I.4.3. Températures

Les températures ont été relevées sur chaque capteur du voile et du radier (Figure I-9). Les tendances entre capteurs étant très similaires, la température est moyennée par zone.

Par suite et afin d'assurer la même évolution thermique que in situ, ces variations sont imposées sur le volume de la superstructure et sur celui du radier, avec une jonction linéaire entre les deux champs au niveau du gousset bas. Notons qu'à ce stade, notre but étant de prédire le comportement à 60 ans de l'enceinte de confinement à partir des mesures sur les 30 premières années, nous répéterons la partie stabilisée du cycle thermique observé sur les 30 premières

années pour les 30 années de période de prédiction. Ces différentes évolutions sont présentées respectivement pour la superstructure et pour le radier en Figure I-11-a et en Figure I-11-b.

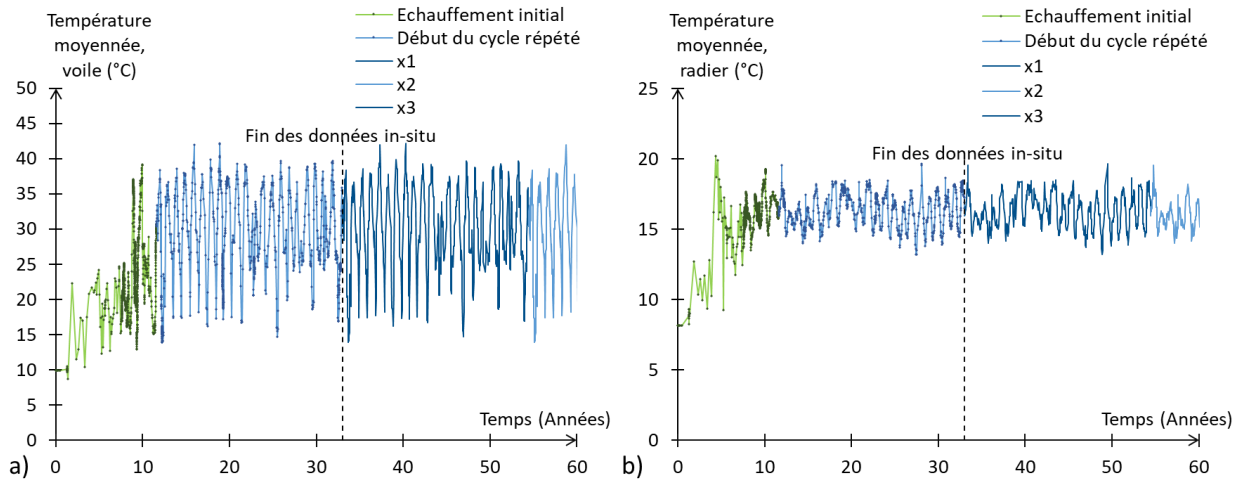


Figure I-11 Evolution thermique relevée, moyennée et étendue, a) Imposée dans la superstructure, b) Imposée dans le radier

## II. Résultats numériques

### II.1. Paramètres issus de la méthodologie de calage

Comme explicité précédemment (partie I.3), la méthodologie consiste à démarrer avec un précalage des paramètres du modèle sur un seul élément avant de les appliquer sur le maillage de l'ouvrage à évaluer.

#### II.1.1. Paramètres pour le béton

Dans cette première phase, un seul cube constitué d'un élément fini de type cube à 8 nœuds est utilisé. Les conditions de symétrie sont assurées par le blocage de ses déplacements normaux selon trois de ses faces (Figure II-1).

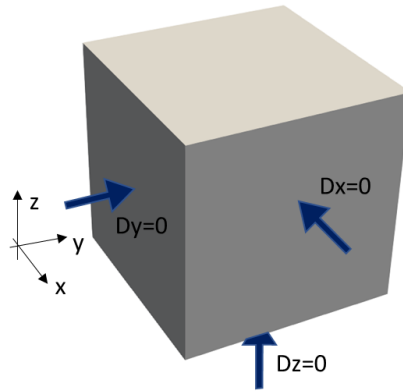


Figure II-1 Configuration de l'élément isolé utilisé pour le précalage des paramètres, maillage et conditions de symétrie en déplacement

### II.1.1.1. Paramètres de fluage propre

Pour ce premier calage, les données d'entrée (ratio d'armature et température considérée) et d'évaluation (déformations) se doivent d'être issues d'une zone saine précontrainte. Dans cette étude de cas, les données sont supposées provenir du voile de l'enceinte. La température est uniforme, et les ratios d'armatures homogénéisées également.

Afin de modéliser la précontrainte, des charges constantes sont appliquées durant tout le calcul. Les paramètres issus de ce premier calage sont présentés en Tableau 17, et les déformations orthoradiale et verticale sont comparées aux données expérimentales sur la Figure II-2-a et Figure II-2-b.

Caractéristiques	Symbole	Valeurs	Unité
Temps caractéristique pour le module de Kelvin	$\tau_{ref}^M$		5 jours
Temps caractéristique pour le module de Maxwell	$\tau_{ref}^K$		10 jours
Déformation caractéristique de fluage	$\varepsilon_{ref}^M$	2.4E-04	
Rigidité de Kelvin/Module d'Young	$\psi^K$		5

Tableau 17 Paramètre de calage pour le fluage du béton saturé, précalage sur cube

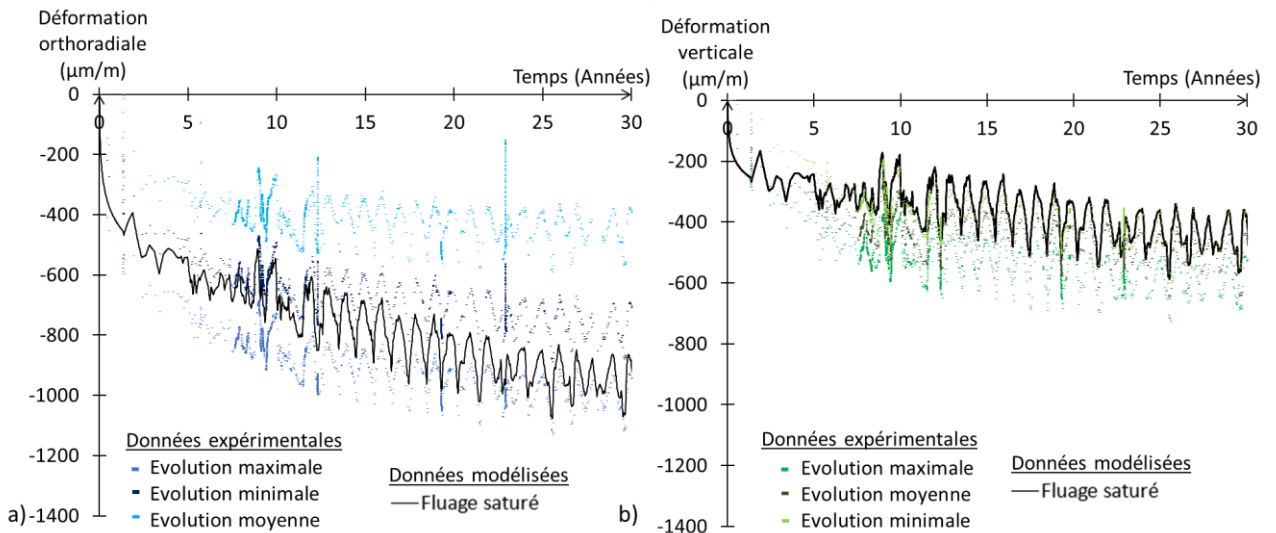


Figure II-2 Modélisation du fluage du béton en condition saturée, a) Evolution des déformations orthoradiales (x), b) Evolution des déformations verticales (z)

### II.1.1.2. Paramètres de retrait

Pour la modélisation du retrait, il s'agit d'abord de considérer l'évolution de la saturation induite par les phénomènes d'auto-dessiccation liés à l'hydratation. Comme explicité précédemment (cf. partie I.1.2), l'évolution de l'humidité est supposée évoluer d'une ambiance saturée vers une humidité relative de 90 % en fin d'hydratation. La phase de retrait se déroulant à court terme, l'évolution et la modélisation de cette phase sont modélisées sur 200 jours. Cette évolution est présentée ci-dessous en Figure II-3.

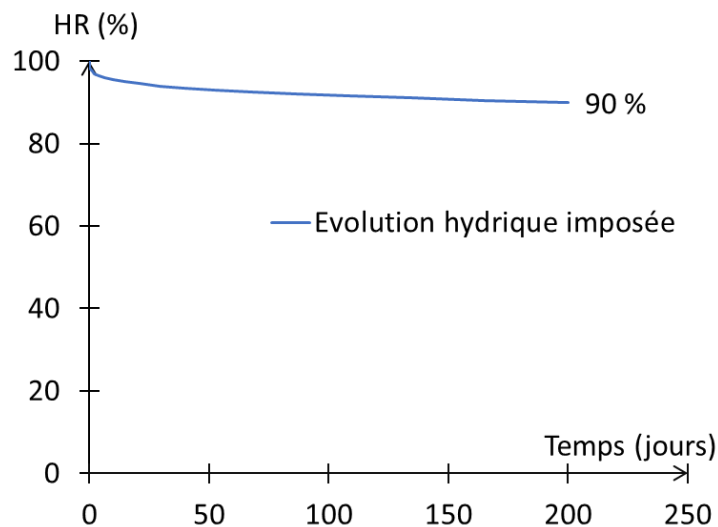


Figure II-3 Evolution hydrique due à la dessiccation

Pour ce précalage, les données d'entrée (température, ratio d'armatures) sont propres à une zone non précontrainte, en l'occurrence celles du radier. La courbe expérimentale a été chaînée à la courbe de retrait du béton Macena afin de pouvoir considérer la totalité du phénomène de retrait. Les paramètres de fluage précédemment calés sont utilisés (Tableau 17). Après quelques itérations les paramètres utilisés pour ce précalage sont présentés en (Tableau 18) et les déformations correspondantes en Figure II-4.

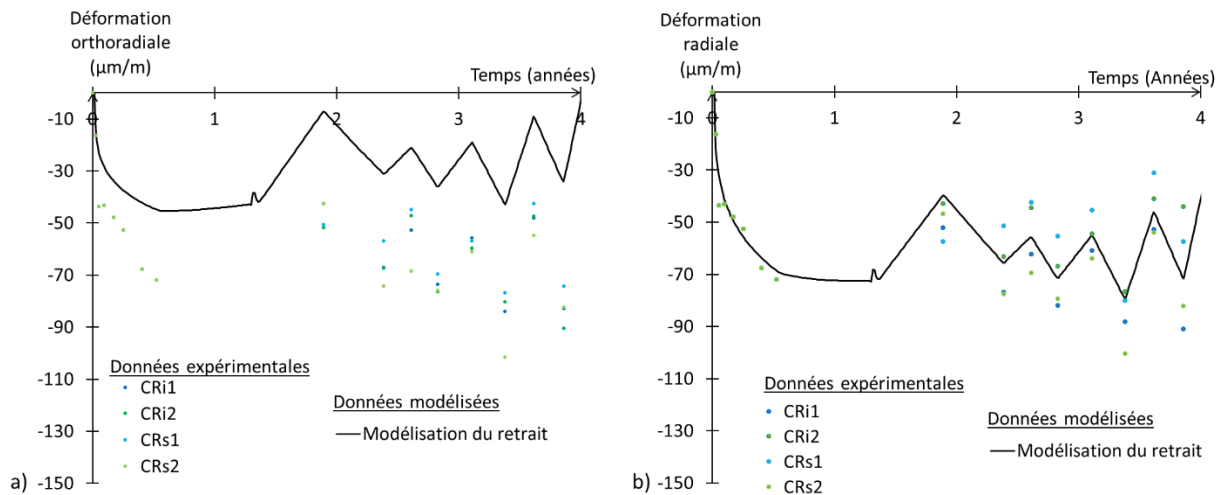


Figure II-4 Calage du retrait, a) Evolution des déformations orthoradiales (x), b) Evolution des déformations radiales (y)

Caractéristiques	Symbole	Valeurs	Unité
Module de Van Genuchten	$M_{SH}$	22	MPa
Exposant de Van Genuchten	$m_{vgn}$	0.42-	
Contrainte caractéristique de dessiccation	$\sigma_{DC}$	15	MPa
Module de Biot	$b_w$	0.23-	

Tableau 18 Paramètres de calage pour le retrait, précalage sur cube

### II.1.1.3. Ajustement des paramètres de fluage propre en condition endogène

Les paramètres de retrait étant calés, il est maintenant possible d'évaluer le fluage en conditions non saturées. La même évolution hydrique est imposée à l'élément précontraint (Figure II-3), et les paramètres de fluage ajustés.

En raison de la prise en compte du retrait, les déformations différées sont plus importantes, ce qui impose une légère réduction des paramètres gérant l'amplitude du fluage propre. Après prise en compte de l'évolution hydrique, le paramétrage est actualisé et présenté dans le Tableau 19.

Caractéristiques	Symbole	Valeurs	Unité
Temps caractéristique pour le module de Kelvin	$\tau_{ref}^M$		5 jours
Temps caractéristique pour le module de Maxwell	$\tau_{ref}^K$		10 jours
Déformation caractéristique de fluage	$\varepsilon_{ref}^M$	2E-04-	
Rigidité de Kelvin/Module d'Young	$\psi^K$		5-

Tableau 19 Paramétrage actualisé pour la modélisation du fluage, précalage sur cube

Les nouvelles déformations orthoradiale et verticale sont présentées respectivement en Figure II-5-a et Figure II-5-b.

Les variations induites par ces nouveaux paramètres de fluage sur les déformations de retrait étant négligeables les paramètres de retrait n'ont pas été modifiés.

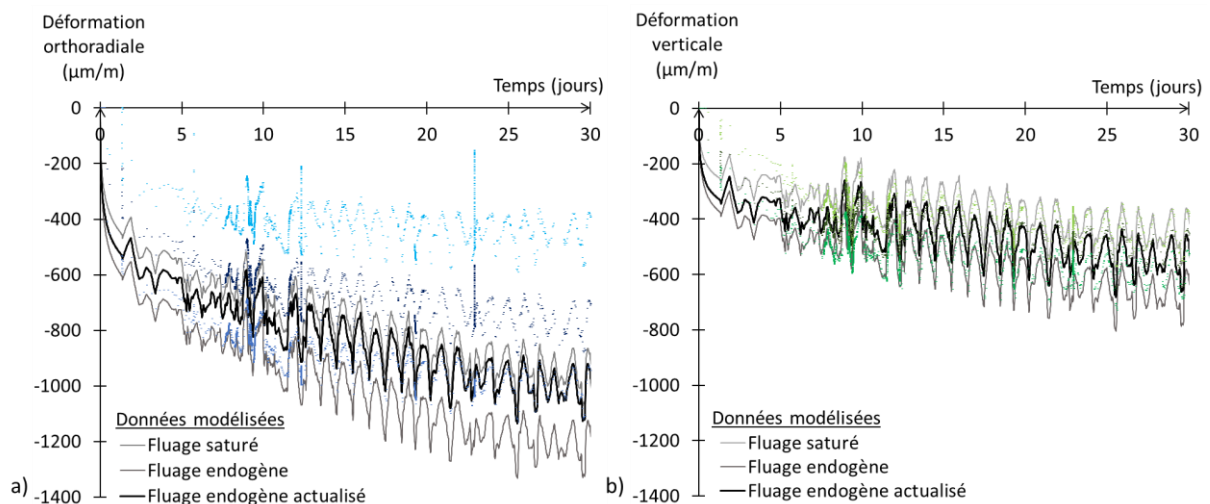


Figure II-5 Modélisation du fluage en condition humide, a) Evolution des déformations orthoradiales (x), b) Evolution des déformations verticales (z)

Ces paramètres étant évalués, le précalage des paramètres de béton est terminé. Il s'agit maintenant d'évaluer ceux relatifs à la mise en précontrainte.

## II.1.2. Paramètres du modèle de précontrainte

Considérant que les données EDF intègrent déjà la relaxation rapide des câbles juste après la mise en précontrainte, le seul paramètre à évaluer ici est la tension résiduelle à l'issue de la phase de mise en précontrainte, cette tension est appliquée aux câbles pour atteindre les valeurs de précontrainte du béton fournies par EDF (Tableau 16).

Les caractéristiques géométriques de l'élément utilisé pour le précalage ont été présentées précédemment (Figure I-8), et le maillage permet d'utiliser un seul élément fini de type CUB8 avec des éléments de type SEG2 pour les trois câbles verticaux et le câble horizontal (Figure II-6-a). Concernant les symétries et périodicités, les déplacements normaux sont bloqués sur un plan de symétrie horizontal et un plan de symétrie vertical, comme présenté sur la Figure II-6-b. Dans la direction radiale, un seul point est bloqué afin de ne pas avoir d'indétermination (Figure II-6-c).

Enfin, les points d'ancrage sont considérés passifs sur les faces bloquées, et actifs sur les faces libres et la mise en précontrainte est activée progressivement en 1 jour.

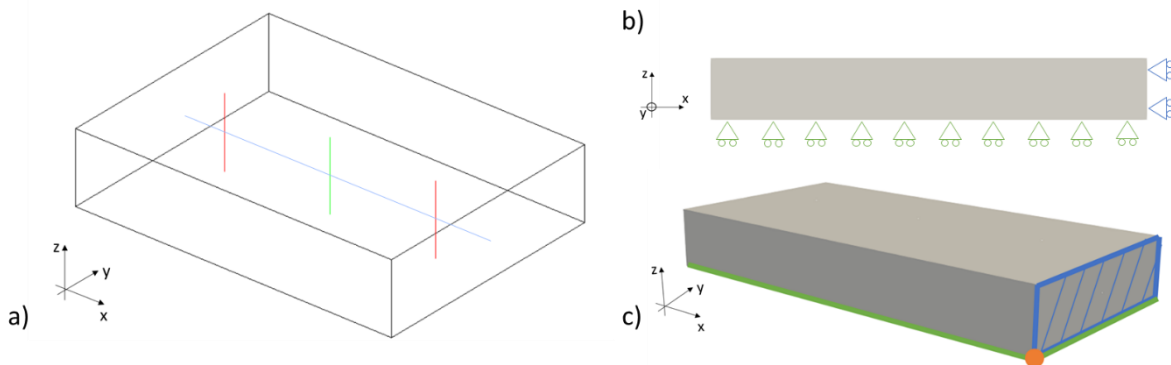


Figure II-6 Caractéristiques numériques pour le précalage de la précontrainte, a) Maillage, b) Conditions limites surfaciques, c) Détail pour la condition limite ponctuelle

L'évaluation de la tension à appliquer peut-être évaluée simplement à partir des équations d'équilibre suivantes :

$$T_h = \sigma_{horizontal} * (e_{ph} \cdot L_{y,voile}) = 4,9MN \quad (II-1)$$

$$T_v = \sigma_{vertical} * \left( \frac{3e_{pv} \cdot L_{y,voile}}{3 \text{ câbles}} \right) = 7,7MN \quad (II-2)$$



Les câbles verticaux étant légèrement excentrés par rapport au centre du voile (Figure I-8), la contrainte obtenue n'est pas homogène, la contrainte visée est par conséquent la moyenne sur l'élément. Appliquée en un jour, la mise en tension des câbles permet d'obtenir les valeurs de précontrainte attendues. Les évolutions de ces contraintes sont présentées sur la Figure II-7.

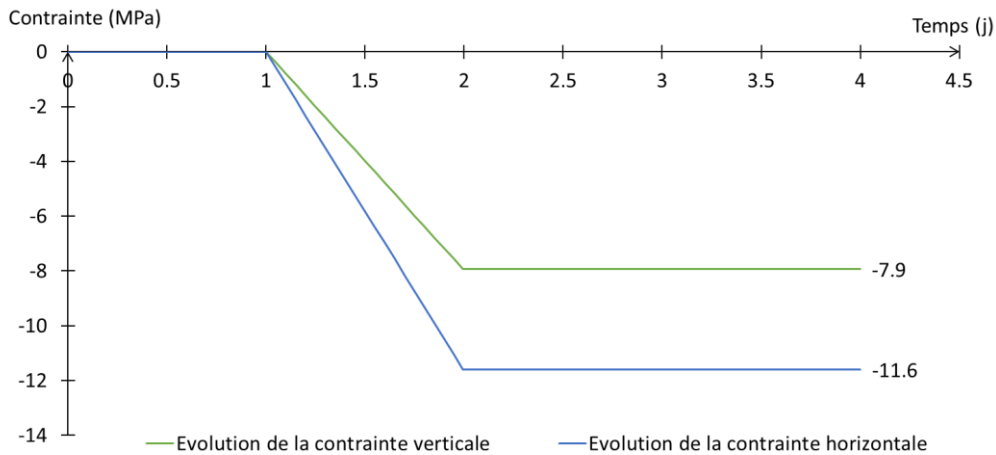


Figure II-7 Résultats de la mise en précontrainte, évolution des contraintes moyennées sur les points de Gauss

## II.2. Finalisation du calage sur la structure

Avant l'application des paramètres évalués sur les maillages élémentaires représentatifs, les conditions aux limites mécaniques et thermo-hydrauliques de l'étude doivent d'abord être décrites.

### II.2.1. Conditions aux limites

#### II.2.1.1. Conditions aux limites en déplacement

Le maillage utilisé étant une portion angulaire de l'ouvrage réel, les surfaces latérales du maillage sont bloquées selon les déplacements normaux sortant afin d'assurer les conditions de symétrie cylindrique (Figure II-8-a). Concernant les conditions de sols, il a été choisi de bloquer tout déplacements verticaux sur la surface basse du radier (Figure II-8-b).

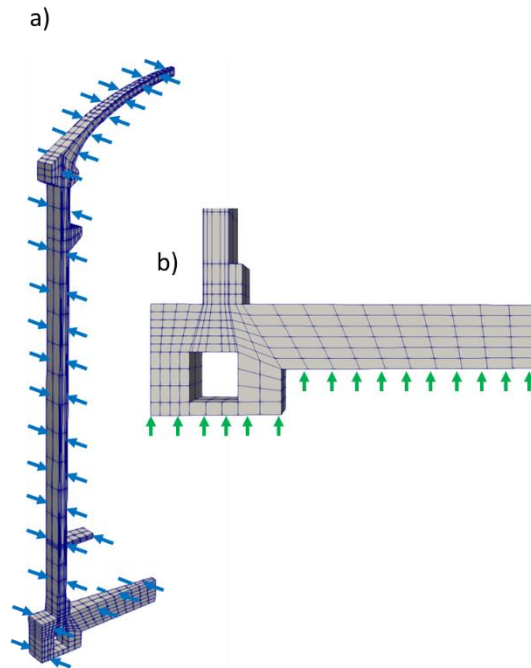


Figure II-8 Conditions aux limites en déplacement, a) Surface latérale bloquée en déplacements normaux sortants, b) Surface inférieure du radier, bloquée en déplacements verticaux

### II.2.1.2. Conditions aux limites thermo-hydriques

Les températures ayant été supposées suivies et relevées au sein de la structure, ces évolutions sont directement imposées sur les volumes de l'enceinte. Ainsi, au sein de la superstructure, la moyenne des capteurs thermiques du voile est imposée (Figure I-11-a). Au sein du radier, la moyenne des capteurs thermiques est imposée (Figure I-11-b). De plus, et afin de créer une zone de transition, le volume du gousset bas est utilisé pour interpoler les deux champs précédents (Figure I-1).

Concernant les conditions limites hydriques, les évolutions de l'humidité n'ayant pas été suivie dans l'ouvrage, elles sont définies par les hypothèses suivantes :

- L'ensemble du béton de l'enceinte est soumis à une première phase initiale d'auto-dessiccation induite par l'hydratation du ciment. Comme supposée pour le précalage du retrait, cette évolution est assurée jusqu'à moyen terme (200 jours) et évolue dans la masse de l'ouvrage d'une ambiance saturée vers une humidité relative de 90 % (Figure II-3).

- A la suite de cette première phase, les conditions aux limites diffèrent afin de considérer une ambiance interne représentative de l'enceinte : après la phase initiale, l'humidité de ces surfaces évoluent pour atteindre leurs conditions limites sur une durée de 200 jours environ, puis reste constante jusqu'à la fin du calcul. La surface extérieure de la superstructure est soumise à une ambiance de 70 % HR, et sa surface intérieure est imposée à 40 % HR.

Pour ce qui est du radier, et en supposant la présence d'une couche d'étanchéité haute, sa surface supérieure est soumise à un flux nul. Afin de permettre une transition réaliste entre l'humidité du radier et celle du voile, la couche d'étanchéité est considérée également sur la hauteur du gousset bas. Enfin, il est supposé pour cette étude de cas, que la surface inférieure du radier est au contact d'une nappe phréatique permettant un maintien de la saturation. Ces différentes conditions sont schématisées sur le maillage de la Figure II-9-a et leurs évolutions sont présentées sur la Figure II-9-b.

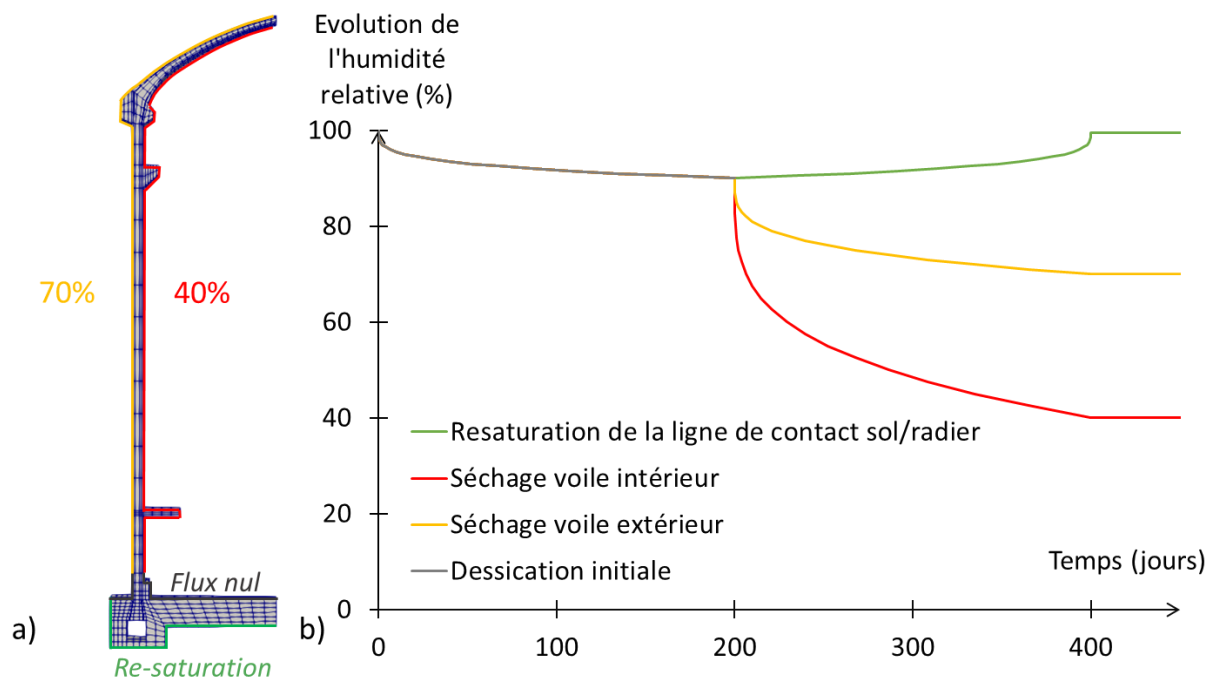


Figure II-9 Conditions limites hydriques surfaciques, a) Dessinées sur maillage, b) Evolutions imposées

Afin d'assurer la diffusion de l'humidité et le séchage, le modèle de diffusion de [Mensi et al., 1988] implémenté dans le logiciel Code\_Aster [EDF R&D, 2018] est utilisé. En notant C la teneur en eau, A le coefficient de diffusion et B un coefficient de de calage de la non linéarité

du coefficient de diffusion (0.05 par défaut pour le béton), les équations de diffusion hydrique s'écrivent :

$$\begin{aligned} \operatorname{div}[D(C) \cdot \operatorname{grad}(C)] &= \frac{\partial C}{\partial t} \\ D(C) &= A \cdot e^{B \cdot C} \end{aligned} \quad (\text{II-3})$$

Le phénomène de reprise d'eau (remontée capillaire) étant plus rapide que le phénomène de séchage du béton, les coefficients de diffusion considérés diffèrent entre la superstructure et le radier. Ainsi, et de la même façon que dans les travaux de [Grimal, 2007] et [Morenon, 2017b] sur les essais de [Multon, 2003, Multon et al., 2005], le coefficient de diffusion en zone de reprise d'eau est évalué à  $5.8e^{-12} \text{m}^2/\text{s}$  alors qu'il est de  $1.2e^{-13} \text{m}^2/\text{s}$  en zone de séchage.

Enfin, d'un point de vue numérique le calcul est fait en deux temps : thermo-hydrique d'abord et mécanique ensuite, de façon chaînée, sans couplage fort. Il est à noter que pour une question de qualité des résultats, une version quadratique du maillage présenté en Figure I-4 est utilisé pour la phase thermo-hydrique. A l'issue de celle-ci, les résultats sont projetés pour chaque pas de temps sur le maillage CUB8 de la mécanique.

## II.2.2. Analyse du comportement de l'ouvrage

### II.2.2.1. Application sur le maillage de l'enceinte des paramètres calés sur cube

L'ensemble des paramètres obtenus lors des procédures de précalage est appliqué sur le maillage de l'enceinte. L'étude est tout d'abord restreinte à la durée des données expérimentales afin de caler les paramètres du modèle RGI.

Des points de suivi ont été fixés sur le maillage à l'emplacement supposé des capteurs afin de faciliter la comparaison des résultats numériques et expérimentaux. De plus, toutes les données relevées sur maillage l'ont été sur la surface de symétrie indiquée sur la Figure II-10.

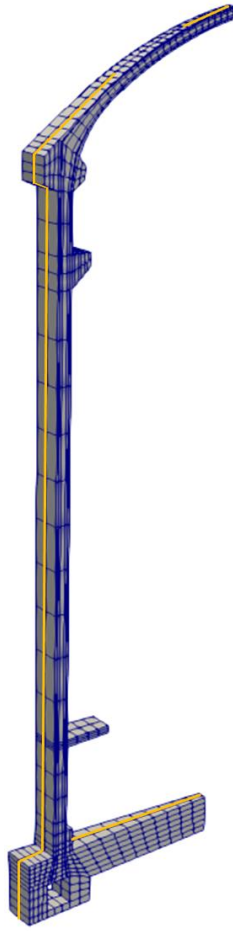


Figure II-10 Plan de relevés (jaune)

#### a) Comportement thermo-hydrrique

Afin de contrôler l'évolution hydrique, différents points de suivi ont été étudiés. Ceux-ci ont été fixés sur les surfaces intérieure et extérieure du voile, ainsi que sur les surfaces inférieures et supérieures du radier. Les points de suivi sont positionnés sur la Figure II-11-a et leur évolution hydrique est présentée en Figure II-11-b.

Si les points du voile et le point en face inférieure du radier ( $P_{v_{int}}$ ,  $P_{v_{ext}}$ ,  $P_{r_{inf}}$ ) permettent de contrôler et de valider l'application des conditions limites hydriques, le point en face supérieure du radier ( $P_{r_{sup}}$ ) permet de souligner la très lente restauration de la partie haute du radier. Afin de mieux mettre en valeur cet effet, la carte hydrique du radier obtenue à l'issue du calcul est présentée en Figure II-12. Cette carte permet de souligner l'impact des conditions hydriques imposées sur le radier, mais aussi l'impact induit par le séchage du voile.

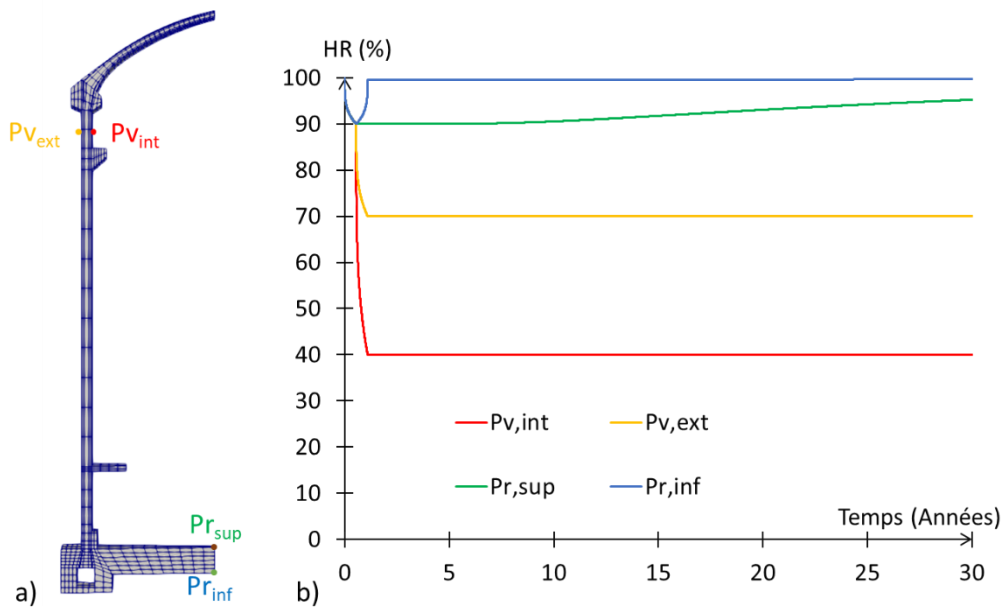


Figure II-11 Calcul hydrique, a) Points de suivi dessinés sur maillage, b) Evolutions mesurées

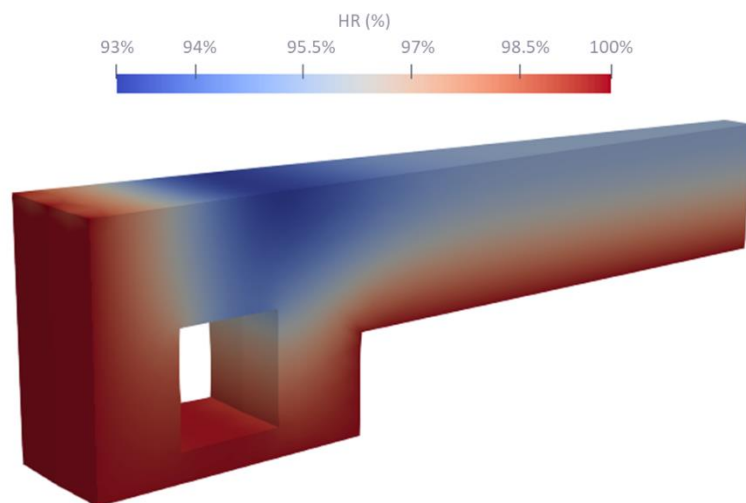


Figure II-12 Carte hydrique du radier obtenue à 30 ans

### b) Comportement mécanique

Afin de quantifier l'impact de la RGI, un calcul de référence, avec un béton supposé non réactif est également réalisé.

Les déformées obtenues à l'issue du calcul mécanique sont présentées en Figure II-13 (amplifiées par un facteur 20). Superposées à leur configuration initiale non déformée, elles

sont présentées respectivement pour les cas non réactif et réactif en bleu sur la Figure II-13-a et en rouge sur la Figure II-13-b. Enfin, afin de visualiser le gonflement du radier, celui-ci fait l'objet d'un zoom en Figure II-13-c. Pour les deux cas d'étude, la mise en flexion du voile vers l'intérieur de la structure, ainsi que le fluage du dôme sont observables. Enfin, pour ce qui est du gonflement de RGI, celui est bien visible sur la Figure II-13-c en face extérieure du radier.

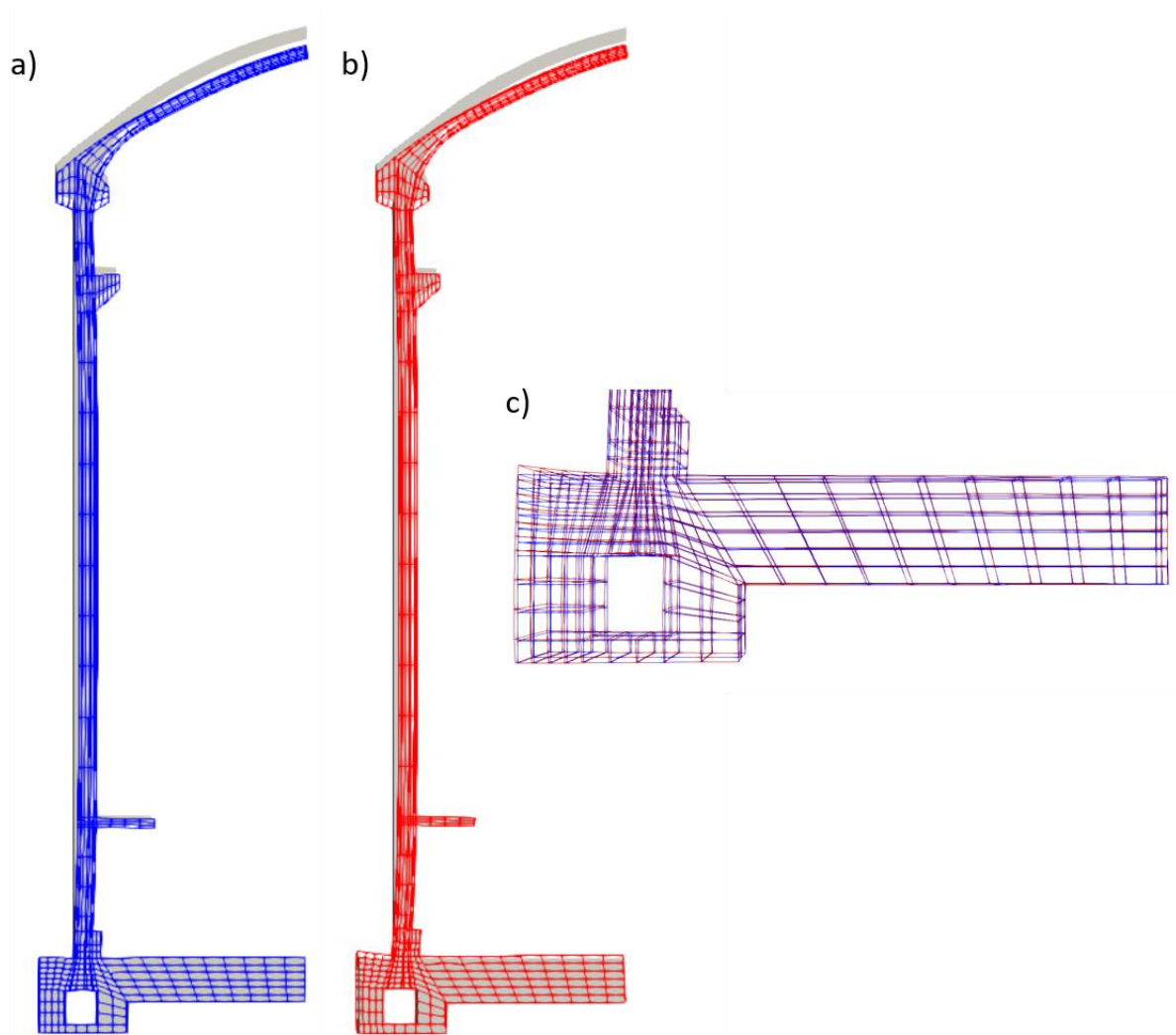


Figure II-13 Déformée obtenues à 30 ans, a) Non réactive vs configuration initiale, b) Réactive vs configuration initiale, c) Réactive vs Non réactive, focus sur radier

- *Comportement du voile*

Afin de s'assurer des valeurs de mise en tensions, les évolutions des contraintes du voile, dans les directions précontraintes, sont d'abord vérifiées. Trois positions verticales sont définies pour le suivi de ces contraintes (Figure II-14-a). En supposant les valeurs de précontrainte estimées (Tableau 16) obtenues en fin de mise en tension, les tensions initiales appliquées sur les câbles (Equation (II-2)) sont validées ou réajustées selon les valeurs obtenues à ces dates.

La précontrainte verticale est appliquée en deux temps, initialement par les câbles droits, puis par les câbles gamma (Figure I-5-b). La valeur de précontrainte attendue doit donc être obtenue après la fin de mise en tension de la totalité de ces câbles (174 jours). L'évolution des contraintes verticales obtenues sur les trois points de suivi sont présentées sur en Figure II-14-b. Il est notable que la contrainte obtenue à cette date, et sur les trois points d'évaluation, est supérieure d'environ 10 % à la contrainte attendue. Il y a donc ici une adaptation légère mais nécessaire du précalage de la précontrainte verticale lors de son application sur enceinte.

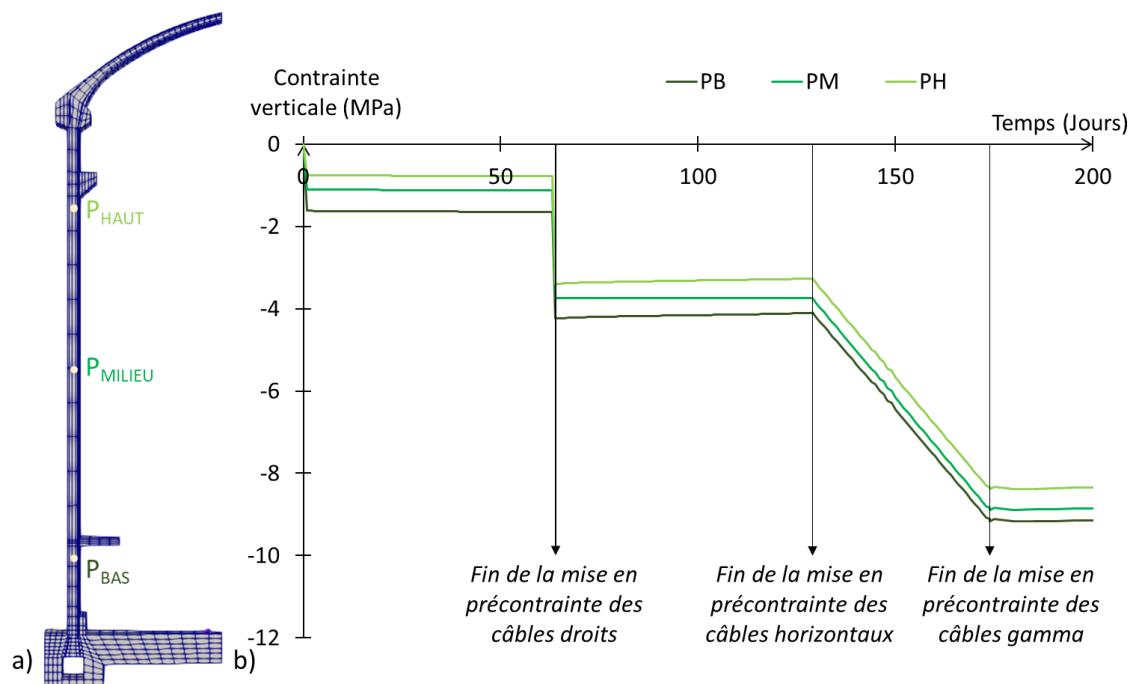


Figure II-14 a) Points de suivi des contraintes dans le voile, b) Evolutions des contraintes verticales initiales

Après plusieurs itérations d'ajustement des forces de précontrainte, la précontrainte estimée en fin de mise en tension doit être de 6,8 MN par câble. La précontrainte horizontale estimée étant obtenue sur les contraintes orthoradiales à 129 jours, il n'y a pas eu de recalage nécessaire dans cette direction. Les évolutions globales (jusqu'à 30 ans) de ces contraintes sont présentées en Figure II-15-a et en Figure II-15-b.

En raison de l'absence de gonflement dans les voiles (trop secs), les comportements des bétons non réactif et réactif sont très semblables dans cette partie de l'ouvrage. Entre ces deux configurations, les contraintes orthoradiales présentent une variation maximale de l'ordre de



0,5 MPa et les contraintes verticales de l'ordre de 0,05 MPa. Le gonflement du radier ne semble donc pas affecter l'état de précontrainte du voile.

Enfin, sur cette première période de 30 ans, les pertes de précontrainte par fluage du béton sont estimées de l'ordre de 14 % pour la direction orthoradiale et de l'ordre de 8 % pour la direction verticale.

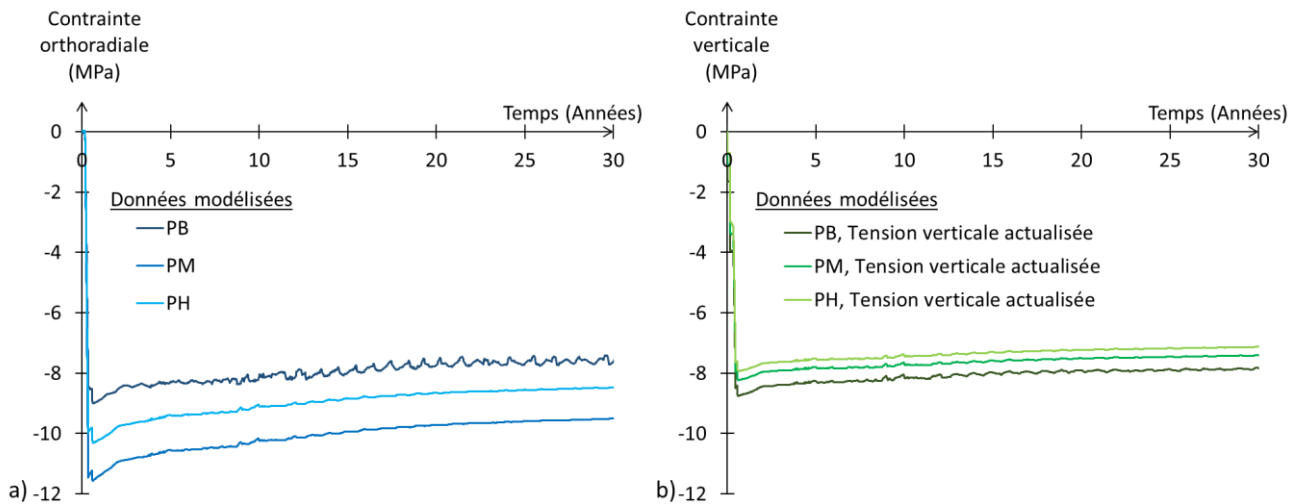


Figure II-15 Evolution des contraintes dans le voile, a) Contraintes orthoradiales (x), b) Contraintes verticales (z)

L'état de contrainte du voile étant cohérent avec les données de l'ouvrage, ses déformations peuvent maintenant être étudiées. Afin de définir les points de suivi numérique, la position verticale supposée des capteurs in situ est reportée sur le maillage. Cette position étant au centre d'un élément fini de notre maillage, les déformations aux 8 nœuds de cet élément sont récupérées et moyennées pour être comparées avec les déformations expérimentales du capteur (Figure II-16). Celles-ci sont présentées pour les directions orthoradiale et verticale respectivement sur les Figure II-17-a et Figure II-17-b.

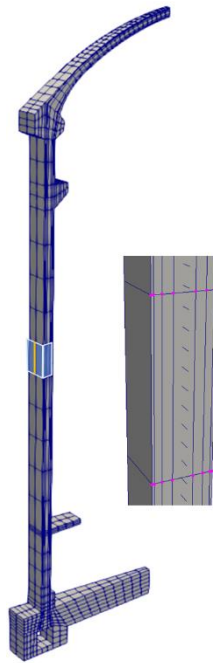


Figure II-16 Position des points de suivi du voile

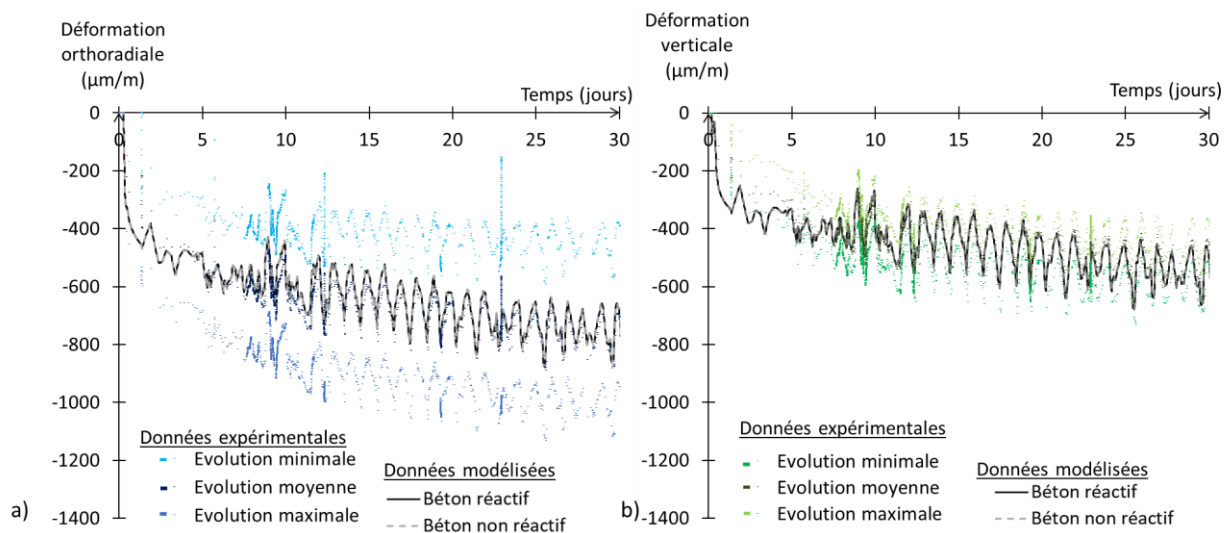


Figure II-17 Evolutions des déformations du voile pour les cas non réactif et réactif, a) Evolution orthoradiale, b) Evolution verticale

Comparées aux évolutions obtenues lors du précalage sur un seul élément en conditions endogènes (Figure II-5), les déformations obtenues sont plus proches des données expérimentales grâce à des états de contraintes plus cohérents assurés par l'évolution de la configuration d'étude, mais aussi en raison du plus grand réalisme de l'état hydrique. Dans les deux directions évaluées, les différences de déformations calculées pour les cas réactif et non réactif sont inférieures à  $5\mu\text{m/m}$ .

▪ *Comportement du radier*

A la différence des autres déformations différées propres au béton (fluage, retrait), les paramètres gérant la RGI n'ont pas été pré-calés sur un cas simplifié, en raison principalement de l'hétérogénéité des champs hydriques et de contraintes dans le radier. Les paramètres de la RGI ont donc été directement évalués sur le maillage de l'enceinte et sont présentés dans le Tableau 20.

Il est à noter que pour ce calage, seule l'amplitude et la cinétique ont été calibrées. En effet, du fait des conditions hydriques et structurales, le départ de gonflement est conforme à la cinétique réelle sans recourir au paramètre de latence introduit au chapitre 2.

Caractéristiques	Symbole	Valeurs	Unité
Seuil de saturation minimal pour la réaction	$S_r^{th,RGI}$		90 %
Volume maximal créable	$\Phi^{RGI,\infty}$		0.035 -
Volume des vides	$\Phi_{RGI}^v$		0.00875 -
Temps caractéristique de la réaction	$\tau_{ref}^{RGI}$		2000 jours
Avancement latent	$A_{LAT}$		0 -

Tableau 20 Paramétrage pour modélisation de la RGI

Enfin, et de la même façon que pour le voile, des points de suivi numériques sont fixés sur le maillage au niveau du radier. Afin d'obtenir un rendu moyen des déformations, trois positions radiales sont étudiées, selon les mêmes positions verticales supposées qu'in situ (Figure I-9-b), et présentées sur le maillage en Figure II-18. Les évolutions des déformations orthoradiales et radiales obtenues durant les trente ans sont présentées pour les deux cas (réactif et non réactif) en Figure II-19-a et en Figure II-19-b.

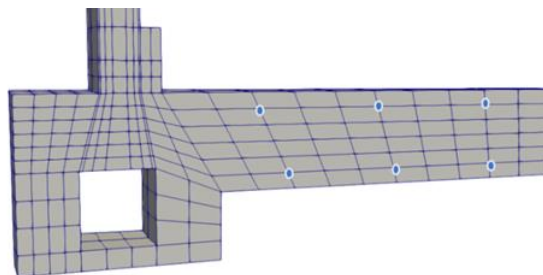


Figure II-18 Radier, position des points de suivi des déformations

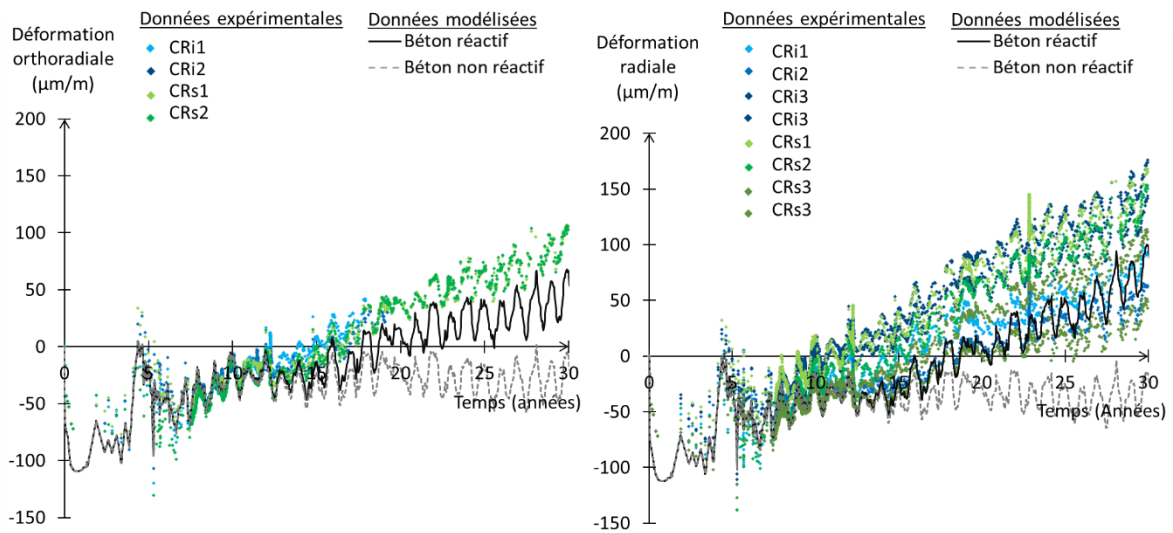


Figure II-19 Evolutions des déformations du radier, a) En direction orthoradiale, b) En direction radiale

Bien que la réaction s’initie dès le premier pas de temps, la similarité initiale des comportements réactif et non réactif est notable. Durant les premières décennies, la pression générée par la RGI n’est pas assez importante pour impacter le comportement du béton armé. A l’issue de cette première période, le gonflement de la matrice s’initie et les évolutions comportementales des bétons réactifs et sains diffèrent.

De plus, pour le béton réactif, la différence de déformations obtenues entre les deux directions est notable. En effet, l’impact de l’anisotropie des ratios de ferrailage se traduit par une anisotropie de gonflement.

Afin de quantifier l’impact de la RGI, les contraintes dans le béton et dans les armatures sont comparées pour les cas sains et réactifs. Différents points de suivi numérique sont fixés sur le maillage et sont présentés en Figure II-20.

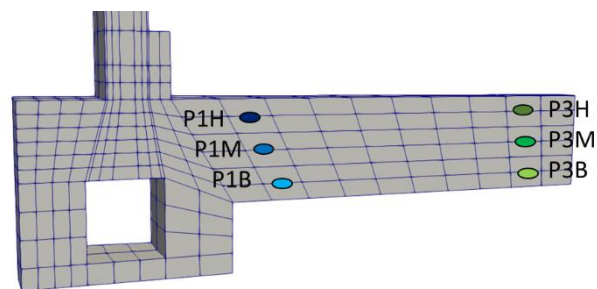


Figure II-20 Radier, positions des points de suivi des contraintes

Dans un premier temps, seules les contraintes des points centraux P3 sont analysées. Les contraintes en direction radiale sont présentées au niveau du béton et des acier (Figure I-6-b), respectivement sur les Figure II-21-a et Figure II-21-b. De plus, les résultats sont analysés à trois dates (5 ans, 20 ans et 27 ans). Les cartes hydriques à ces différentes dates sont imprimées et présentées en parallèle des évolutions des contraintes respectivement en Figure II-21-c, Figure II-21-d, et en Figure II-21-e.

Durant les 5 premières années, seul le retrait sollicite le béton armé du radier. Le béton est alors mis en tension par la présence des aciers qui empêche le retrait d'avoir lieu librement et les aciers sont comprimés en retour. En parallèle, la reprise d'eau, générée en surface basse du radier en contact avec la nappe, évolue et se diffuse au sein du béton. Ce regain en eau conduit à une réduction du retrait restant limitée mais permettant néanmoins de s'opposer localement au phénomène de retrait et ainsi de réduire la tension du point bas P3B. A cet instant, le gonflement de RGI est encore négligeable à cause d'une humidité trop limitée (Figure II-21-c) induisant le même comportement que dans le cas sain. Ce n'est que lorsque l'humidité est suffisante que les mécanismes de la RGI pourront avoir lieu de façon significative. La surface basse étant source de la re-saturation, son gonflement va rapidement se développer induisant de nouveau l'augmentation de la contrainte de traction de la zone avoisinante. Cette évolution est visible en ce point entre 10 et 12 ans environ, où la contrainte de béton augmente de nouveau. Par suite, lorsque le gonflement de cette zone s'initie, les aciers viennent directement s'opposer au gonflement induisant la mise en compression du béton. A 20 ans, bien que toujours limitée spatialement, la diffusion resature progressivement le bas du radier (Figure II-21-d). L'impact sur le point bas est plus marqué, les aciers s'opposant à un gonflement plus important sont en tension, et viennent donc d'autant plus comprimer le béton de cette zone. Enfin à 27 ans (Figure II-21-e), le champ hydrique impacte une plus grande hauteur du radier, induisant la sollicitation des armatures en zone médiane (P3M sur la Figure II-21-b). Ainsi, plus le point de mesure est loin de la surface basse re-saturante (Figure II-9), plus la sollicitation de la matrice par le gonflement est tardive et limitée en amplitude à un instant donné.

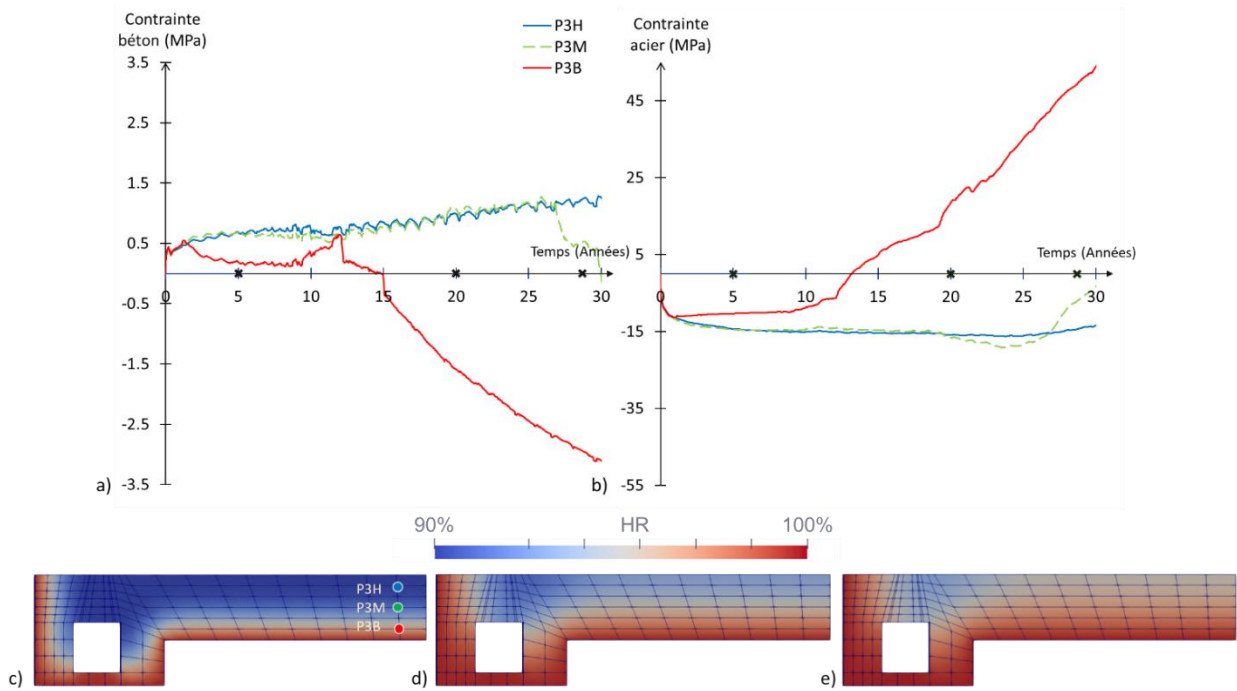


Figure II-21 Evolutions des contraintes radiales a) Dans le béton, b) Dans les armatures ;  
Cartes hydriques obtenues à a) 5ans, b) 20 ans, c) 27ans

Afin de souligner des effets de structures, les contraintes radiales sur les autres points (Figure II-20) sont présentées dans le béton et dans les armatures respectivement en Figure II-22-a et en Figure II-22-b.

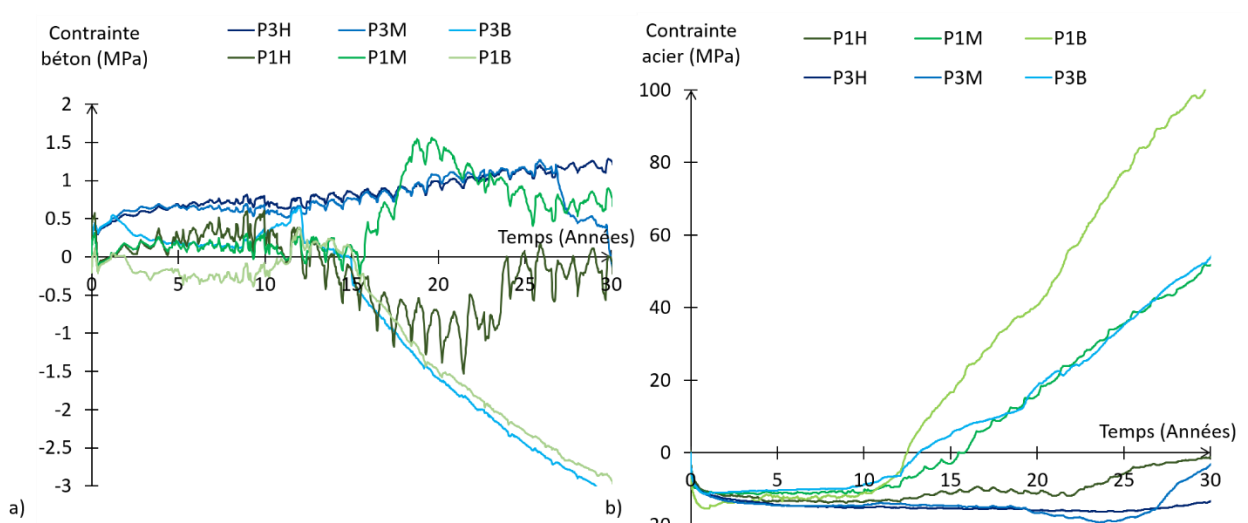


Figure II-22 Evolution des contraintes radiales du radier, a) Dans le béton, b) Dans les armatures

Concernant les contraintes du béton (Figure II-22-a), et aux trois hauteurs considérées, il est notable que les évolutions des contraintes aux points P1 sont moins monotones que celles des points P3. Ces variations sont induites par des effets structuraux causés par le lien du radier et du voile. En effet, de par leur position radiale plus proche du voile, ces points subissent en plus d'un blocage structural induit par le voile, un impact de sa précontrainte qui, en réduisant le diamètre de l'enceinte, engendre une rotation du bas du voile vers l'intérieur de l'enceinte et donc un moment d'encastrement du radier (Figure II-13). Avec l'évolution du fluage dans le temps, cette zone de cisaillement est de plus en plus marquée. Cet effet est plus facilement observable sur les contraintes des armatures (Figure II-22-b), où les sollicitations subies par les points P1 induisent des mises en tension plus importantes que sur les points P3. Ces différentes évolutions permettent de comprendre l'hétérogénéité du comportement de la structure, induite par le couplage de la RGI et des effets mécaniques.

- *Endommagement de la structure*

Enfin, les endommagements peuvent être observés. En un premier temps, les endommagements diffus, induit par la poromécanique de la RGI sont étudiés. La carte obtenue à 30 ans est présentée en Figure II-23-a et est mise en parallèle de la carte d'avancement au même âge (Figure II-23-b). De la même façon que pour le gonflement généré et pour les contraintes induites, ce champ est principalement piloté par le champ de teneur en eau (Figure II-12).

Ces différentes constatations soulignent à nouveau l'importance des considérations hydriques. Dans ce cas d'étude, la condition de prise d'eau par la face inférieure induit un gradient significatif de microfissuration.

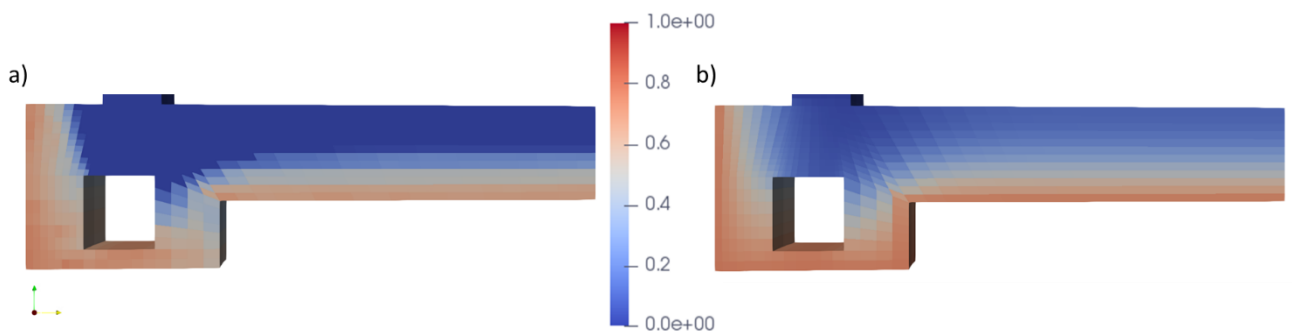


Figure II-23 Carte du cas réactif obtenue à 30 ans, a) Cartographie des endommagements  $D_{tg0}$ , b) Cartographie de l'avancement

Enfin, les cartes des endommagements structuraux sont comparées et discutées. A l'issue du calcul, le radier présente des fissures non traversantes dans les deux cas (réactif et non réactif).

Les cartographies d'endommagement sont présentées pour le radier en Figure II-24-a et Figure II-24-b respectivement pour les cas non réactif et réactif.

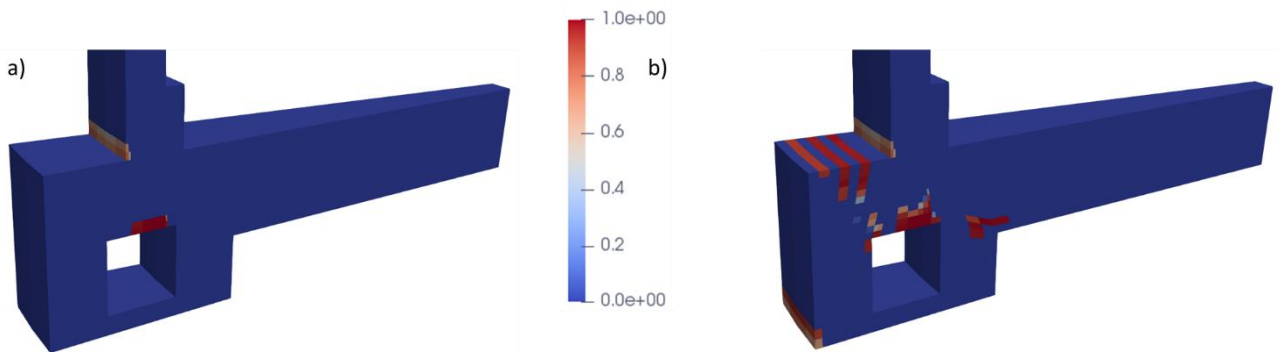


Figure II-24 Endommagement structureux du radier à 30 ans, a) Cas non réactif, b) Cas réactif

Afin de mieux comprendre l'origine de ces fissurations, les cartes sont tracées à différents temps. Apparaissant aux dates de fin de mise en précontrainte (Figure II-25), les fissures du cas non réactif trouvent leur origine dans la mise en tension des câbles de précontrainte et dans la flexion de la zone d'encastrement du voile sur le radier. La fissuration de la galerie de précontrainte peut être directement reliée à l'ancrage des câbles droits créant une concentration de contrainte non réaliste (Figure II-25-a), tandis que celle derrière le gousset peut être expliquée par le phénomène de flexion (Figure II-25-b).

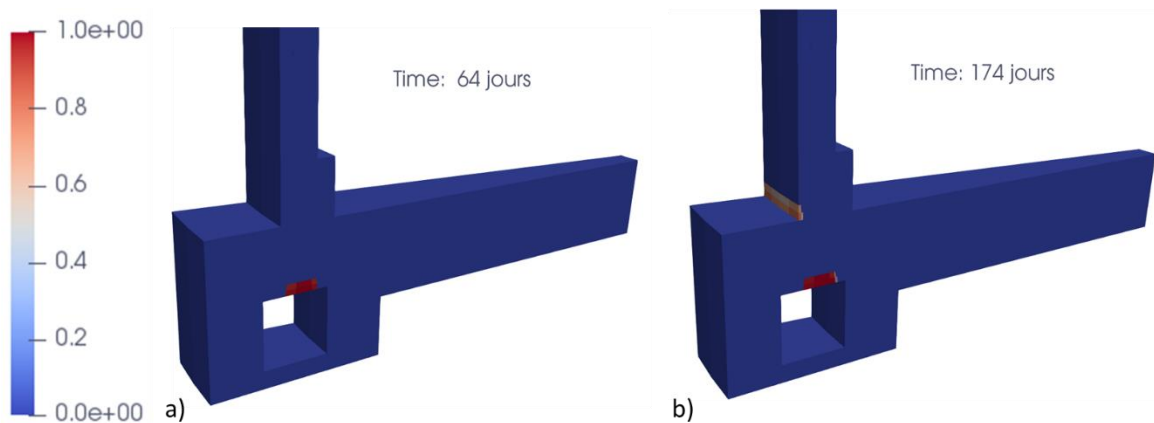


Figure II-25 Evolution initiale de la fissuration du cas non réactif, a) 64 jours (fin de la mise en précontrainte verticale), b) 174 jours, (fin de la mise en précontrainte gamma)

La RGI induit une augmentation de cet endommagement de flexion au niveau de la zone d'encastrement, comme le montre la Figure II-26. Ce phénomène paraît assez logique puisque le voile ne gonfle pas alors que le radier gonfle, cela engendre un déplacement radial vers



l'extérieur du bas du voile, et donc un accroissement du moment d'encastrement voile-radier. Ce dernier se traduit par un accroissement des fissures de flexion, sans qu'aucune d'entre elles ne soit traversante à 30 ans.

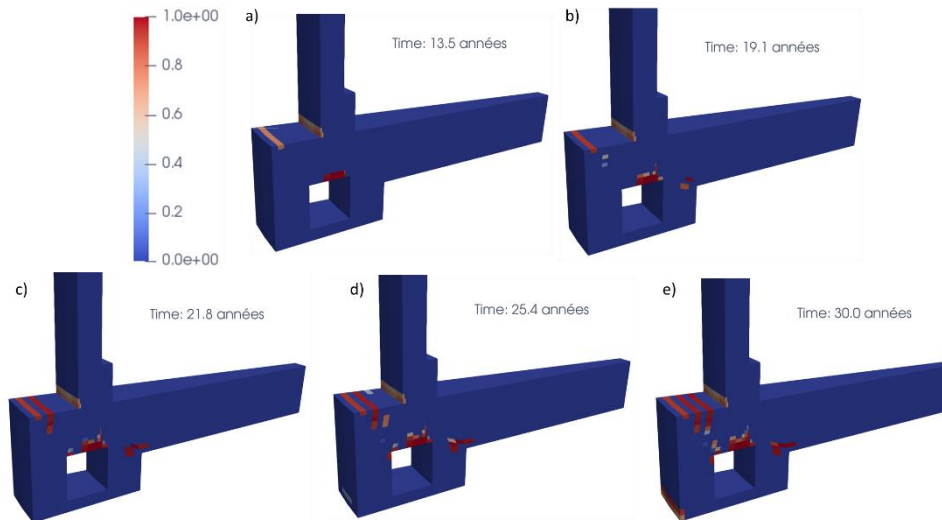


Figure II-26 Evolution de l'endommagement du cas réactif, a) 13.5 ans, b) 19.1 ans, c) 21.8 ans, d) 25.4 ans, e) 30.0 ans

Concernant l'endommagement du dôme, les cartes sont quasiment les mêmes pour le cas réactif et pour le cas sain. L'évolution de l'endommagement du cas réactif est présentée à différentes échéances en Figure II-27. Dans les deux cas, la fissuration s'initie peu après la phase de mise en précontrainte (500 jours en face supérieure et 450 jours en face inférieure). Une fois initiée, cette fissuration se stabilise (après 1000 jours) et n'évolue plus jusqu'à la fin de la durée du calcul).

Du fait que cette fissuration soit aussi présente pour le cas du béton non réactif, son origine semble liée à la mise en tension des câbles gamma présents dans le dôme. De plus, les inspections visuelles réalisées sur sites n'attestent pas de telle fissuration.

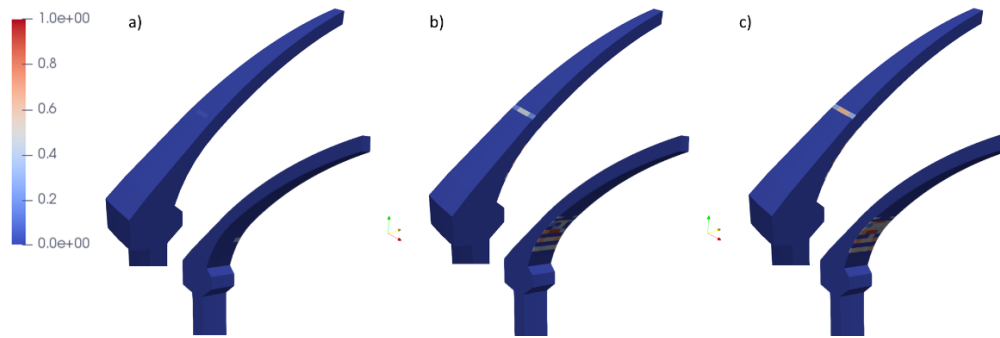


Figure II-27 Endommagements structuraux du dôme, a) 500 jours, b) 1500 jours, c) 30 ans

### II.2.2.2. Prédiction du comportement à 60 ans

Il s'agit maintenant de prédire l'évolution de l'état de la structure jusqu'à un âge de 60 ans. Les calculs sont étendus jusqu'à cette nouvelle échéance, en répétant l'évolution thermique mesurée (Figure I-11) sur la partie stabilisée des 30 premières années et en maintenant les conditions aux limites hydriques et mécaniques. Les résultats du voile et du radier sont à nouveau comparés pour les cas du béton réactif et du béton non réactif. Utilisant un monoprocesseur Intel Xeon® E5 de 3.7Ghz, le calcul mécanique de ces 60 ans est d'environ 3,6 heures pour le cas non réactif et de 7 heures pour le cas réactif.

#### a) Comportement thermo-hydrique

Afin de rendre compte de l'évolution hydrique entre 30 ans (fin de la période utilisée pour les calages) et 60 ans, les cartographies globales et celle du radier sont présentées à 30 et à 60 ans respectivement sur les Figure II-28-a, Figure II-28-b, Figure II-28-c et Figure II-28-d. De façon globale, il est à noter que même à l'issue de soixante ans, le champ hydrique de la structure est resté hétérogène, des gradients subsistent dans le voile en raison des conditions aux limites, alors que les gradients s'atténuent dans le radier au profit d'une re-saturation quasi complète de ce dernier (Figure II-28-d).

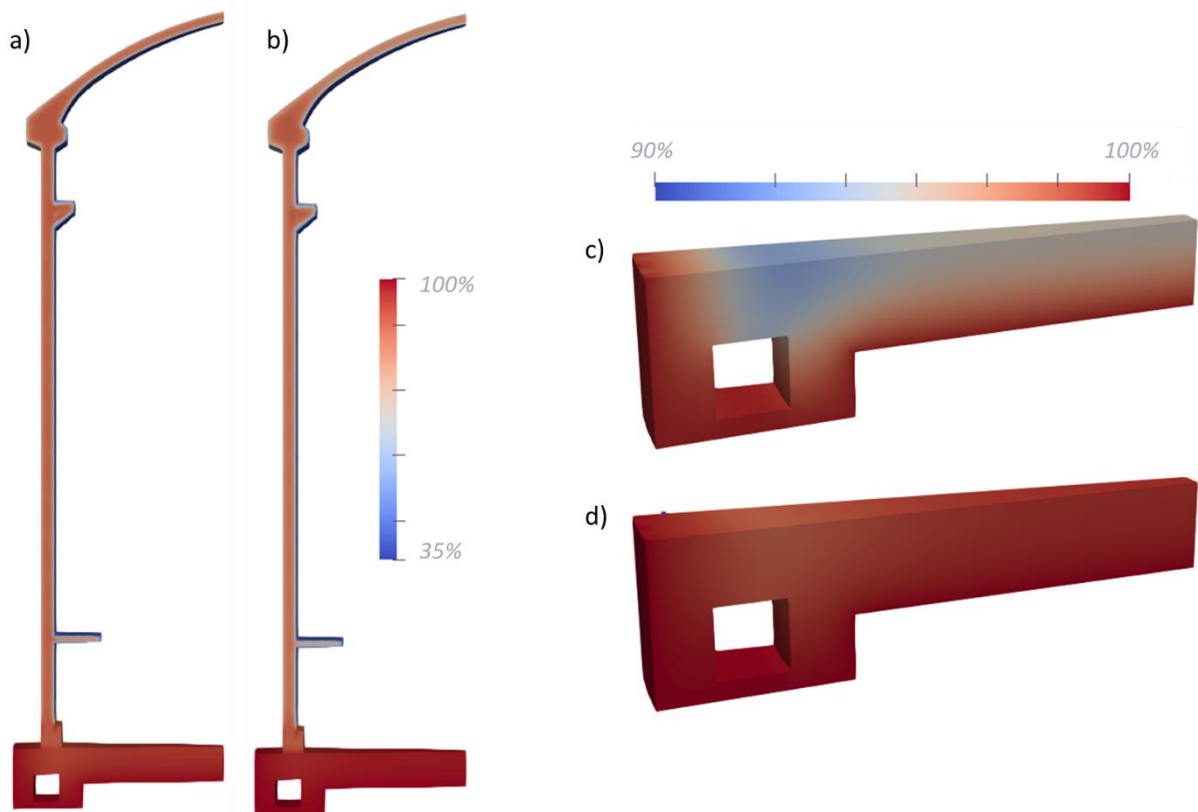


Figure II-28 Cartographie hydriques, a) Globale, obtenue à 30 ans, b) Globale, obtenue à 60 ans, c) Radier, obtenue à 30 ans, d) Radier, obtenue à 60 ans

### b) Comportement mécanique

La principale évolution étant au niveau du radier, les déformées, amplifiées par 20, des cas non réactif (en bleu) et réactif (en rouge) obtenues à 30 ans et à 60 ans sont présentées en Figure II-29-a et en Figure II-29-b. En effet, outre le fluage et son impact structural, le seul phénomène majeur se déroulant durant ces 30 ans supplémentaires est le phénomène de RGI du cas réactif, se limitant à la structure du radier.

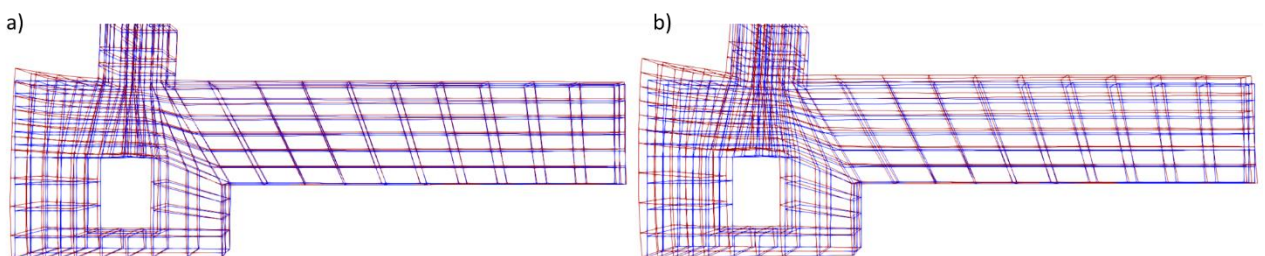


Figure II-29 Déformée du radier, configuration réactive (rouge) vs configuration non réactive (bleu), a) Obtenues à 30 ans, b) Obtenues à 60 ans

▪ *Comportement du voile*

Les mêmes points d'observation que ceux utilisés dans la précédente analyse sont étudiés (Figure II-16). Les évolutions des déformations du voile en direction orthoradiale et verticale sont suivies et présentées en Figure II-30-a et en Figure II-30-b. De la même façon, les contraintes orthoradiale et verticale (Figure II-14-a) sont présentées en Figure II-31-a et Figure II-31-b. Comparée à la contrainte obtenue en fin de mise en précontrainte, les 30 ans d'exploitation supplémentaire n'ont induit qu'une réduction de l'ordre de 17 % de la contrainte orthoradiale et de 10% de la contrainte verticale.

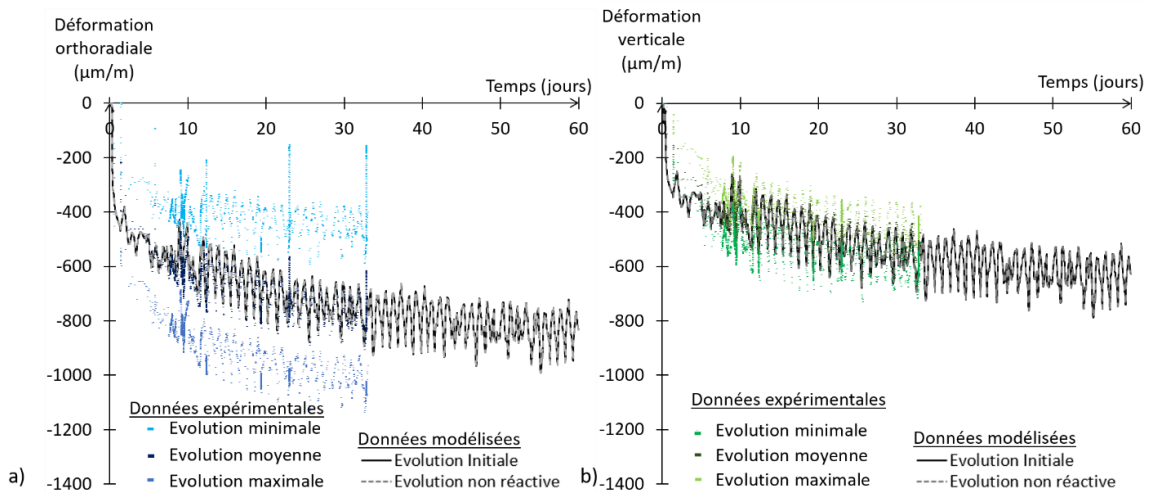


Figure II-30 Déformations du voile étendues à 60 ans, a) Direction orthoradiale, b) Direction verticale

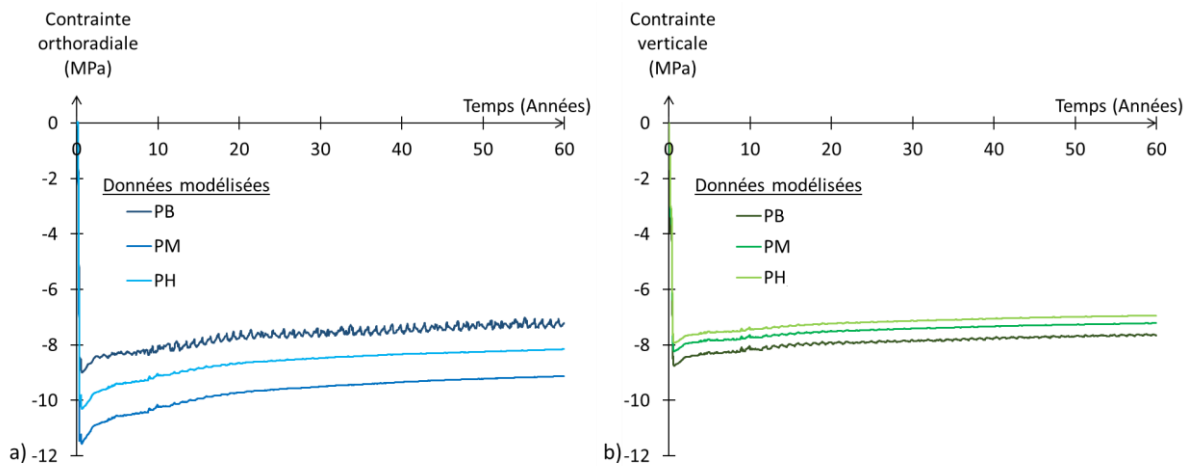


Figure II-31 Contraintes du voile étendues à 60 ans, a) Direction orthoradiale, b) Direction verticale

- Comportement du radier

L'évolution des déformations du radier jusqu'à 60 ans sont présentées pour la direction orthoradiale et radiale en Figure II-32-a et Figure II-32-b. A l'issue du calcul, le gonflement moyen du radier dans les direction radiale et orthoradiale est d'environ trois fois la valeur atteinte à 30 ans.

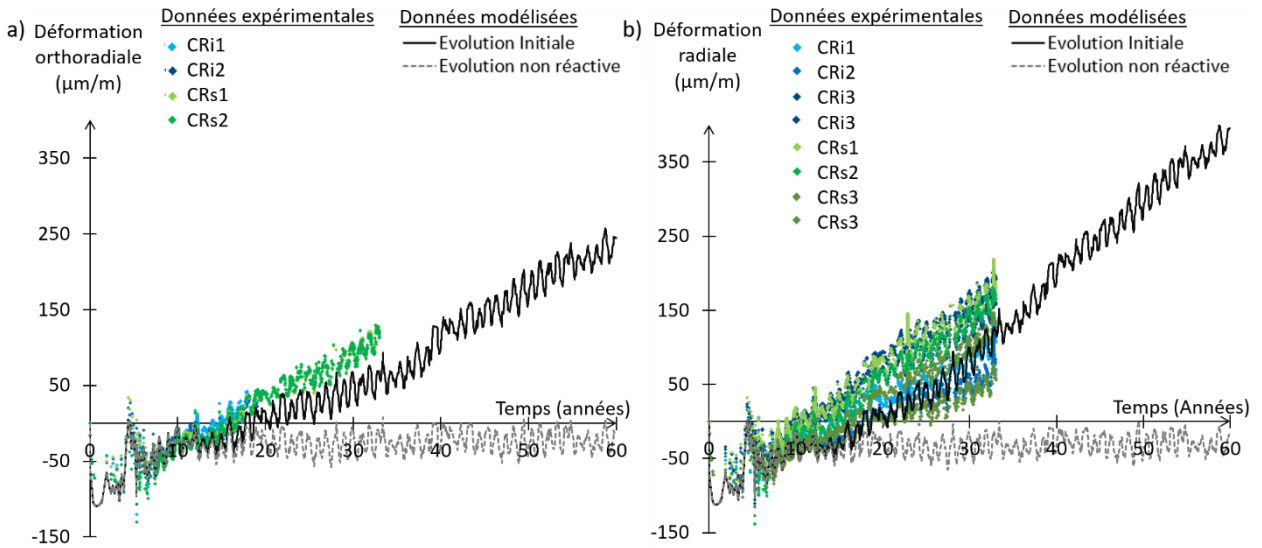


Figure II-32 Evolution des déformations du radier jusqu'à 60 ans, a) Direction orthoradiale, b) Direction radiale

- Endommagement

Les cartes d'endommagement structurel sont comparées à 30 ans et 60 ans pour les cas non réactif et réactif respectivement en Figure II-33-a et Figure II-33-c et en Figure II-33-b et Figure II-33-d. L'effet de flexion en pied de voile devient plus important en raison du gonflement du radier. La comparaison des cartographies d'endommagement des bétons réactifs à 30 ans (Figure II-33-b) et à 60 ans (Figure II-33-d) permet de visualiser la conséquence de cet effet qui se traduit par une augmentation de la fissuration au voisinage de la zone du gousset bas, sans que les fissures ne traversent toutefois.

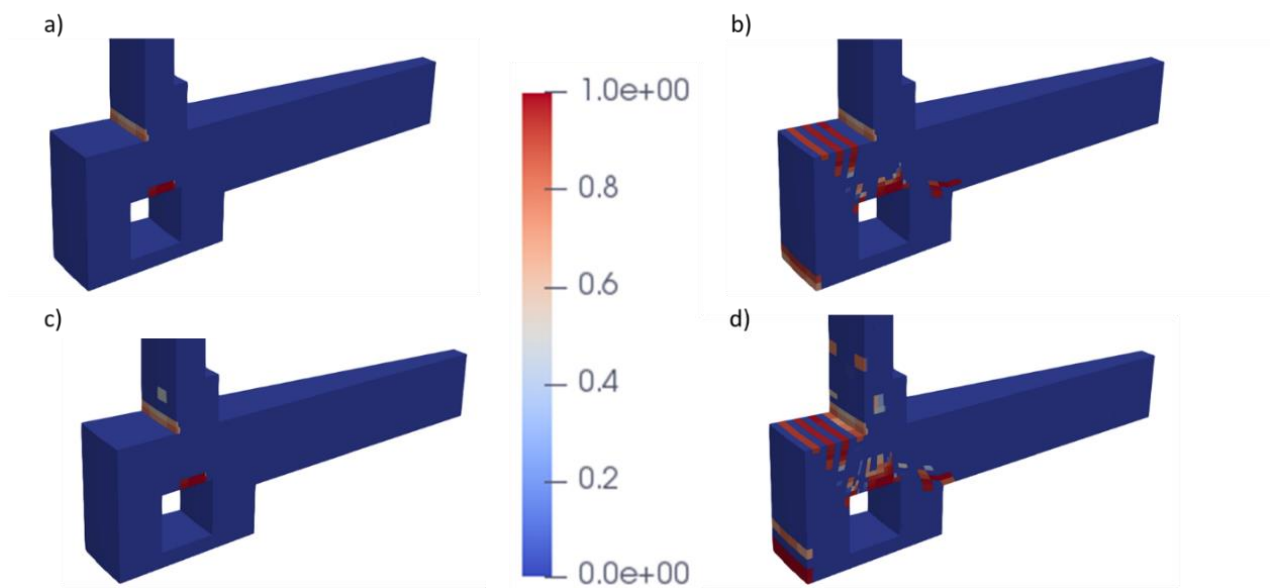


Figure II-33 Endommagement structuraux du radier, a) Cas non réactif 30 ans, b) Cas réactif 30 ans, c) Cas non réactif 60 ans, d) Cas réactif 60 ans

Les cartes d'endommagement diffus (micro fissuration due à la RGI) et d'avancement obtenues à 60 ans sont présentées en Figure II-34-a et en Figure II-34-b. De la même façon que pour les cartes obtenues à 30 ans, la corrélation avec l'état hydrique (Figure II-28-d) reste forte.

De par le manque de données expérimentales, ces cartes ne peuvent rendre quantitativement compte de l'évolution des critères de performances de la structure. Néanmoins, l'augmentation de la perméabilité et des capacités de transferts de ces zones endommagées peuvent-être attendues à partir d'un endommagement diffus de 20 % [Pichelin et al., 2020].

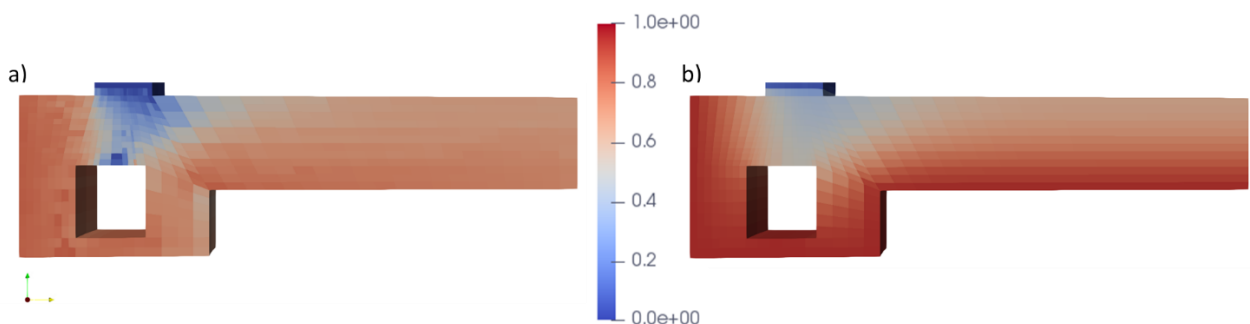


Figure II-34 Carte du cas réactif obtenue à 60 ans, a) Cartographie des endommagements  $D_{tg0}$ , b) Cartographie de l'avancement

### c) Analyse paramétrique des effets de la RGI

Afin d'étudier l'impact des paramètres de la RGI sur la structure, l'amplitude du gonflement est modifiée. Pour cela, le volume potentiel maximal de gel créable  $\Phi^{RGI,\infty}$  ainsi que le volume des vides  $\Phi_{RGI}^v$  sont successivement augmentés ou diminués de 25 %. Les différents paramétrages utilisés sont présentés dans le Tableau 21, et les déformations du radier sont comparées pour les directions orthoradiale et radiale sur les Figure II-35-a et Figure II-35-b.

Caractéristiques	Symbole	Calage initial	+25%	-25%
Volume maximal créable	$\Phi^{RGI,\infty}$	0.035	0.04375	0.02625
Volume des vides	$\Phi_{RGI}^v$	0.00875	0.0109	0.00656
Temps caractéristique de la réaction	$\tau_{ref}^{RGI}$		2000	
Avancement latent	$A_{LAT}$		-	

Tableau 21 Variation du paramétrage de gonflement

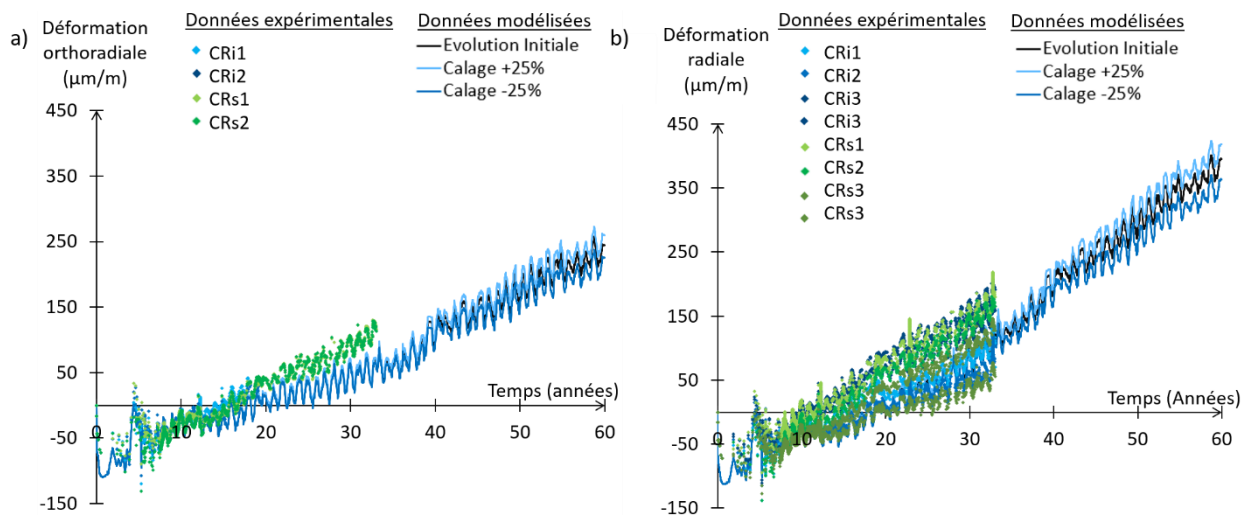


Figure II-35 Evolution des déformations induites par la variation de +/- 25% des amplitude de gonflement a) Direction orthoradiale b) Direction radiale

Bien que les paramètres d'amplitude aient variés de 25 %, l'expansion moyenne n'évolue pas dans le même rapport. A 60 ans, et comparé au calage initial, le calage à -25% induit des valeurs finales réduites de seulement 8 %. Le calage à +25% induit quant à lui une hausse de ces valeurs d'environ 6 %.

Les variations induites sur l'état de contrainte généré sur le béton et sur les armatures sont également comparées. Les contraintes en directions radiales sont observées au point central P3M (Figure II-20) et sont présentées pour le béton et pour les armatures en Figure II-36-a et

en Figure II-36-b. De la même façon que pour les déformations, les variations induites ne sont pas directement proportionnelles à la valeur de variation du potentiel de gonflement final. Si l'on compare les valeurs finales obtenues, le calage -25% induit une contrainte de béton réduite d'environ 8,5 % et une contrainte dans les armatures réduite de 10,5 %. Avec le calage à +25%, les augmentations sont de l'ordre de 7 % pour la contrainte du béton et les armatures.

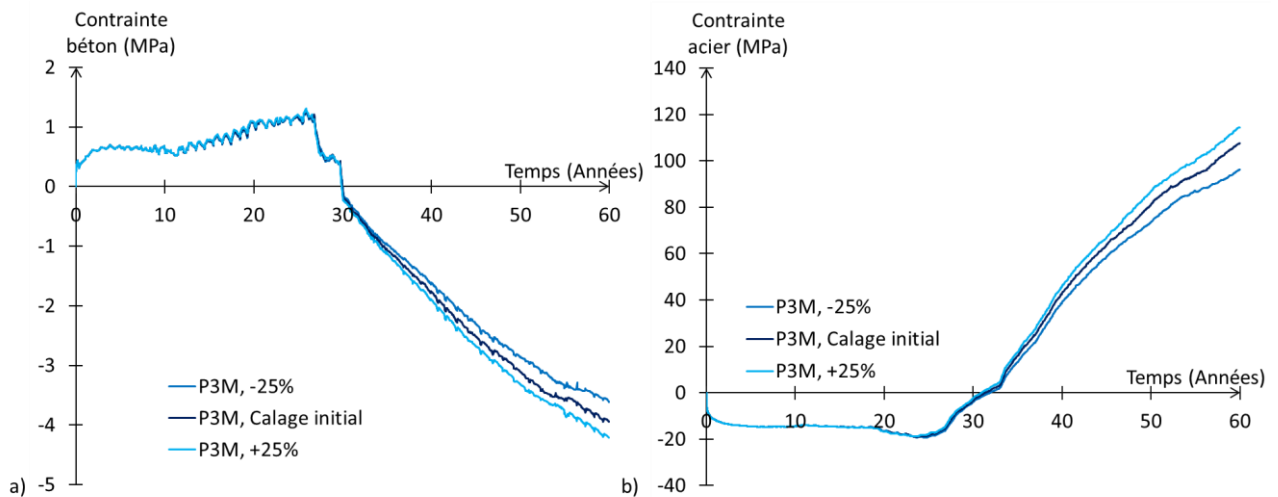


Figure II-36 Evolution des contraintes en direction radiale et orthoradiale par variation du paramétrage de gonflement a) Contraintes dans le béton, b) Contraintes axiales des armatures

Enfin les différentes cartographies d'endommagement diffus sont comparées en Figure II-37-a, Figure II-37-b et en Figure II-37-c. Bien que l'échelle ait été réduite, les variations sont difficilement notables entre les différentes cartes. En effet, les variations n'induisant pas d'évolution significative du gonflement moyen du radier dans le sens horizontal, les variations d'endommagement induit reste limitées. De façon générale les endommagements oscillent entre 0,5 et 0,85, avec un endommagement moyen de l'ordre de 0,6, 0,65 et 0,7 pour le calage à -25%, le calage initial et le calage à +25% respectivement.

Cette faible variation peut certainement être mise en relation avec le taux d'armature élevé du radier. En effet, face à la précontrainte chimique, développée par les aciers en s'opposant au gonflement, les variations de pression de gonflement internes induites par l'évolution du paramétrage ne sont pas assez significatives pour limiter ou accentuer l'endommagement induit.



Notons que ces endommagements diffus ont des conséquences limitées sur les propriétés de transfert.

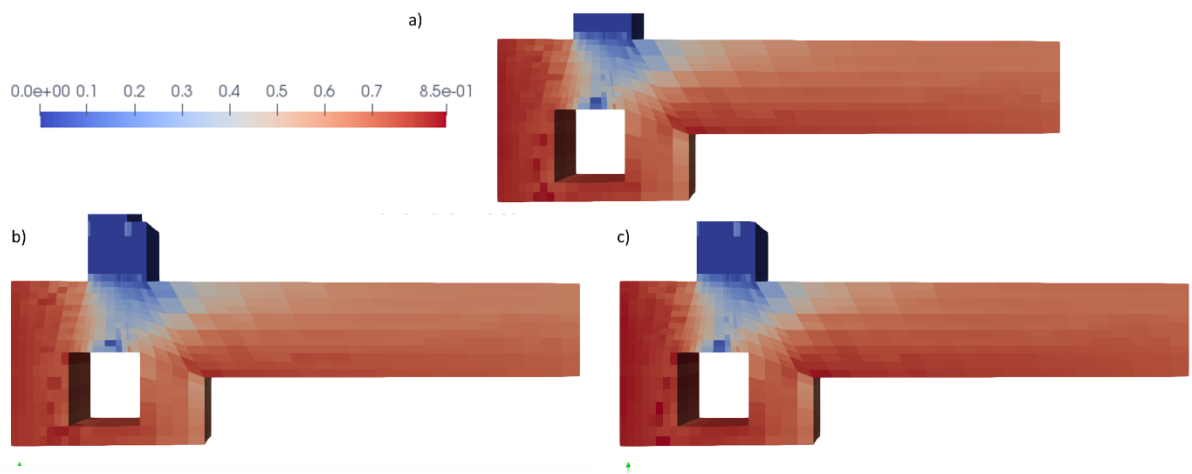


Figure II-37 Evolution des endommagements diffus (micro fissuration) de RGI par variation du paramétrage de gonflement, cartographie à 60 ans, a) Calage initial, b) -25%, c) +25%

## Conclusion

Dans ce chapitre, le premier objectif était l'utilisation du modèle de béton armé homogénéisé, présenté et validé dans les chapitres précédents, pour la modélisation 3D d'un ouvrage réactif de grande dimension. L'ouvrage étudié est une enceinte interne de centrale nucléaire en béton armé et précontraint. Le comportement des armatures passives est homogénéisé avec celui du béton, alors que les câbles de précontrainte sont maillés explicitement.

Dans un premier temps, une méthodologie de calage des paramètres basée sur l'expérience a été proposée et appliquée : une première étape sur éléments finis représentatifs de zones saines a permis de caler les paramètres de fluage et de retrait. Ensuite les paramètres ont été injectés dans le calcul de structure, affinés et complétés par les paramètres de la RGI pour reproduire les résultats in-situ des 30 premières années de l'enceinte. Une fois le jeu de paramètres stabilisé, l'étude a pu être étendue pour une durée de 30 ans supplémentaire afin de faire une analyse prédictive du comportement de l'enceinte à 60 ans. Enfin, l'étude a été relancée pour deux amplitudes de gonflement supplémentaires.

Afin de quantifier l'effet de la RGI sur la fissuration et sur les contraintes, une analyse comparative a été menée avec une enceinte non réactive. L'étude a montré que les fissures de flexion induites à la jonction avec le radier et dans le dôme par la précontrainte horizontale des voiles ont été accentuées par la RGI du radier ; le phénomène s'est poursuivi jusqu'à la fin de la simulation (60 ans), sans pour autant que ces fissures ne traversent le radier à cette date.

L'étude paramétrique, consistant à faire varier de +/-25% le potentiel de gonflement, a montré que les résultats obtenus restaient confinés dans une fourchette de l'ordre de -12% à +7% en termes de contraintes dans le béton et dans les aciers du radier. Ce report non « proportionnel » du potentiel de gonflement sur l'état de contrainte a été attribué au rôle prépondérant des armatures du radier et à l'évolution hydrique dans celui-ci. Une analyse détaillée des microfissurations a montré que la RGI en partie basse du radier n'évoluent que peu entre 30 et 60 ans, ce qui signifie que dans cette zone, une part importante de la réaction avait déjà eu lieu à 30 ans, sans conséquences néfastes pour l'enceinte.



# Conclusion générale et perspectives

Le but initial de ces travaux était la modélisation 3D d'ouvrages en béton armé de grande dimension atteints de réaction de gonflement interne (RGI). Du fait des importantes densités d'armatures qui composent ces ouvrages, et afin de limiter les complexités et biais numériques pouvant être induits par leurs maillages, il a été choisi de tester un modèle de béton armé homogénéisé. Ainsi, l'objectif principal qui découle de ce choix est la validation de l'utilisation d'un tel modèle dans un contexte de réaction de gonflement interne.

Dans la première partie de ce manuscrit, un état de l'art portant sur les phénomènes nécessaires à la modélisation d'un béton armé réactif a été réalisé. La théorie et les mécanismes numériques d'endommagement du béton ont été décrits, pour des approches isotropes et anisotropes. L'étude s'est poursuivie avec la présentation de différentes méthodes pour prendre en compte les armatures dans la modélisation du comportement du béton armé. Ensuite, une illustration de RGI été effectuée via la RAG, ses paramètres les plus influant et ses impacts mécaniques sur le béton ont été inventoriés. Par suite, des modèles comportementaux permettant la modélisation des mécanismes de RGI ont été présentés. Cette première partie a notamment permis de souligner la sensibilité de la réaction aux conditions thermo-hydriques, et la dépendance de ses effets structuraux aux conditions mécaniques extérieures.

Dans le second chapitre, le modèle de béton armé homogénéisé utilisé dans ces travaux a été présenté. Les lois de comportement permettent de sommer les contributions des armatures et du béton de façon proportionnelle aux quantités en place, et cela de façon directionnelle. La contrainte du béton est évaluée selon les concepts de la poromécanique. Une telle définition permet de considérer les pressions générées par des phases interstitielles présentes dans la porosité, et de leurs impacts, en termes de fluage et de fissuration, sur le squelette solide de la matrice. Concernant les armatures, leur contribution est considérée dans leur direction axiale. Elle est évaluée par une loi de comportement considérant les phénomènes de relaxation et d'élasto-plasticité avec notamment une possible prise en compte d'un écrouissage cinématique plastique. Par suite, le modèle assurant la chimie de la RAG et la mécanique de gonflement, commune aux RGI de façon générale, a été présenté. Des développements portant sur cette

partie du modèle ont été proposés et validés à l'échelle de l'éprouvette de laboratoire par la modélisation d'essais expérimentaux issus de la littérature :

- Le calcul du module et du coefficient de Biot en fonction du volume de phases formées,
- La définition d'un volume de gel effectif pour le calcul de la pression de gonflement interne,
- La considération de la fixation des produits de RGI dans la porosité connectée,

Outre la validation de ces modifications, la modélisation de ces essais a permis de souligner la sensibilité des effets structuraux de la RGI aux ratios d'armatures :

- Lors de l'utilisation de faibles ratios d'acier, les différences de valeur entre la pression de gonflement interne et la précontrainte chimique développée sont faibles. Le critère de déclenchement de la microfissuration, à l'origine du gonflement, est alors délicat à caler.
- Le modèle fait l'hypothèse d'une adhérence acier-béton parfaite. Si cette hypothèse n'est pas vérifiée dans les faits, et notamment pour les éléments finis de petite dimension par rapport aux longueurs d'ancrage, l'anisotropie de gonflement peut être surestimée.

Dans le troisième chapitre, le modèle a été appliqué à l'échelle de structures de laboratoire afin de valider les précédents développements ainsi que l'usage global du modèle de RGI en contexte de calcul de structure. La modélisation est basée sur une étude expérimentale issue de la littérature, comparant le comportement de poutres réactive et non réactive en service (période de vieillissement) et à rupture (flexion quatre points).

La réduction de la pression des produits néoformés par la mise en tension du béton après gonflement a conduit à considérer la solidification des produits de RGI dans la porosité connectée plutôt que leur fluidité, de façon à empêcher la mobilité des produits de réaction en phase de perte de précontrainte. Dans cette analyse, l'anisotropie induite par les différentes quantités de ferrailage, en termes de déformations (limitation/report) et de contraintes (précontrainte chimique), a été correctement estimée par le modèle. Les faciès de fissuration ont pu être comparés avec les relevés expérimentaux et ont présenté les mêmes différences entre les poutres réactives et non réactives, attestant d'une représentativité correcte du modèle. Par suite, l'indépendance de la réponse mécanique du modèle pour différentes tailles des mailles a

été validée par le biais d'une étude paramétrique dont les résultats ont présenté une dispersion limitée.

Le modèle a été validé sur structure poutre pour lesquels le moment fléchissant est dimensionnant, il devrait être appliqué à l'avenir à des structures sollicitées en cisaillement pur, de type structure des murs de l'OCDE pour compléter son champ d'application.

Dans le quatrième chapitre, le modèle a été appliqué à une enceinte interne de réacteur de centrale nucléaire. Dans cette étude, les armatures passives ont été homogénéisées alors que les câbles de précontrainte sont maillés explicitement. Dans cette dernière partie, une méthode d'évaluation structurale basée sur des données expérimentales a été proposée. Celle-ci est itérative et consiste à démarrer par une estimation des paramètres propres au béton sur un maillage constitué d'un seul élément fini avant de les appliquer, et de les raffiner si nécessaire, sur le maillage de la structure. Du fait de leur fortes dépendances à l'état hydromécanique du béton dans lequel elles évoluent, les gonflements induits par les RGI sont, par contre, calibrés directement sur le maillage de la structure, limitant le précalage sur cube aux paramètres de fluage, de retrait et de précontrainte. Ainsi, après avoir modélisé une première période de 30 années pour laquelle des résultats expérimentaux étaient supposé connus, cela dans le cas d'un béton réactif et d'un béton non réactif, la prédiction sur 30 ans supplémentaire a été réalisée, amenant la durée de vie de l'enceinte à 60 ans. Afin de considérer une incertitude sur l'amplitude et la cinétique de gonflement, une étude paramétrique de l'amplitude de la RGI est fournie. A l'issue des 30 ans de vie supplémentaires, des fissurations ont continué à se propager dans les zones de raccordement entre le voile et le radier, ou le voile et le dôme, sans pour autant traverser l'ouvrage les parois de l'ouvrage. De plus, dans le cas réactif, la partie basse du radier ayant déjà quasiment totalement réagi à 30 ans, les gonflements n'ont pas induit de variations significatives durant cette seconde partie de la vie de l'ouvrage.

Les travaux de cette thèse ont permis de souligner les capacités et les limites du modèle. Des pistes d'amélioration ont ainsi été soulevées.

- Comme constaté lors des études menées sur petits échantillons armés, l'hypothèse du non-glissement acier-béton devient erronée lors que les armatures ne sont pas correctement ancrées. Notons toutefois que pour des mailles de dimension supérieure à la longueur d'ancrage, le modèle considère une multi-fissuration de type « tirant armé »

homogénéisé, l'inconvénient ne subsiste donc que pour les petites mailles (inférieures à la longueur d'ancrage), dans ce cas une modélisation plus fine du glissement serait nécessaire.

- Bien que l'hypothèse de solidification du gel soit bien plus cohérente que la considération d'une nature fluide, elle reste sévère. Un compromis entre ces deux hypothèses serait plus réaliste mais la part fluide et la part cristallisée des produits néoformés sont difficilement quantifiables. Néanmoins, sous couvert d'hypothèses nécessitant plus de recherches sur cet aspect, sa mise en place serait possible numériquement.
- Concernant la modélisation de la structure, la fissuration obtenue dans le dôme, dans le cas réactif comme dans le cas non réactif doit être étudiée avec plus d'attention afin de vérifier sa cohérence par rapport aux observations in situ. En effet, cette fissuration pourrait être liée à des biais de modélisation, notamment en termes de phasage de mise en précontrainte et d'ancrage des câbles. L'homogénéisation non seulement des aciers passifs mais aussi des câbles de précontrainte pourrait être préconisée pour améliorer cet aspect.
- Enfin, rappelons que nous avons ici travaillé sur une enceinte ne présentant pas toute la complexité d'une enceinte réelle en termes de géométrie et de sollicitations. Cela a permis de se cantonner à la modélisation d'un VER du système de précontrainte correspondant à une faible portion angulaire de l'ouvrage. Bien que ce choix ne permette pas de considérer l'ensemble des singularités de l'ouvrage, il reste néanmoins pertinent pour l'étude des gonflements du radier.

# Annexe 1

## Calcul théorique des forces de première fissuration

### Cas non réactif

Soit une section de béton armé non fissuré, de section  $0.25\text{m}(b) \cdot 0.5\text{m}(h)$ . En considérant  $As_1d_1$  et  $As_2d_2$  la section d'acier multipliée par la distance à son centre de gravité en fibre supérieure et en fibre inférieure, la hauteur de l'axe neutre  $z_0$  peut être évaluée selon la formule suivante :

$$z_0 = \frac{0,5bh^2 + \alpha_e(As_1d_1 + As_2d_2)}{bh + \alpha_e(As_1 + As_2)} \quad (0-1)$$

Avec  $\alpha_e$  le coefficient d'équivalence acier/béton instantané, tel que

$$\alpha_e = \frac{E_{acier}}{E_{béton}} = \frac{200000}{37000} \approx 5,4 \quad (0-2)$$

Ici, le ferrailage est symétrique ( $As_1 = As_2 = As$ ), l'axe neutre est donc à mi-hauteur (0.25m). L'inertie non fissurée vaut alors :

$$I_0 = \frac{1}{3}bz_0^3 + \alpha_eAs_1(z_0 - d_1)^2 + \alpha_eAs_2(d_2 - z_0)^2 + \frac{1}{3}b(h - z_0)^3 \quad (0-3)$$
$$I_0 = 3.06 \cdot 10^{-3}m^4$$

Avec  $Rt$  la résistance en traction, ici égale à 2,2 MPa, le moment de fissuration induit est tel que :

$$M_{Fissure} = \frac{Rt \cdot I_0}{h - z_0} = 26,9kN \cdot m \quad (0-4)$$

En considérant  $l$  la longueur totale de la poutre (4m),  $a$  un bras de levier de 1,5 m (distance entre le point d'appui et l'application de la charge), ainsi que le poids propre de la poutre estimé de façon linéique à 1,87 kN·m, la force nécessaire pour faire fissurer cette poutre est de :

$$F_{Verrin} = \left( M_{Fissure} - \frac{pl^2}{8} \right) \frac{a}{2} = 28.2 kN \quad (0-5)$$



L'essai étant une flexion quatre points, la force de première fissure devrait donc apparaître pour  $2 \cdot F_{Verrin}$  soit 56.4 kN.

## Cas réactif

La force de première fissuration des cas réactifs peut être évaluée sous réserve de certaines hypothèses relatives à l'endommagement de RAG induit lors de la phase de vieillissement. On considère donc pour cette évaluation que l'axe neutre et l'inertie non fissurée reste constant malgré cet endommagement. Néanmoins cet impact est considéré sur la valeur de la résistance à la traction. En considérant un endommagement longitudinal moyen de 0,25 et de 0,31 pour les cas à 17 et 45 mois (Figure II-5), ainsi qu'une précontrainte chimique de 2,6 MPa et 3,4 MPa respectivement (Figure II-4), il est possible d'évaluer le moment de fissuration des poutres réactives :

$$M_{Fissure} = \frac{(Rt \cdot (1 - D_y^{t,g}) + \sigma_{Précontrainte\ chimique}) \cdot I_0}{h - z_0} \quad (0-6)$$

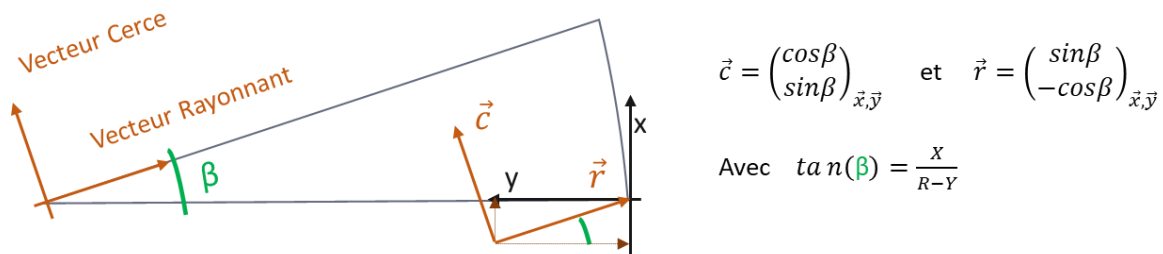
$$M_{F,17\ mois} = 52,1\ kN.m \quad \text{et} \quad M_{F,45\ mois} = 60,3\ kN.m$$

En reprenant l'équation (0-5), les forces de première fissuration estimées des poutres réactives sont donc de  $2 \cdot F_{Verrin}$  soit 123,6 kN et de 145,4 kN, respectivement pour les cas à 17 et à 45 mois.

# Annexe 2

## Orientation des armatures dans le radier et le voiles de l'ouvrage

Comme vu dans le chapitre de présentation du modèle, les directions des armatures sont définies selon leurs composantes projetées dans une base fixe. Ainsi à la différence des armatures définies dans les directions  $\vec{x}$ ,  $\vec{y}$  et  $\vec{z}$ , les aciers de type cerces et rayonnant nécessitent la définition de nouveaux vecteurs d'orientation, renseignés selon la projection de leurs composantes (Figure 0-1).



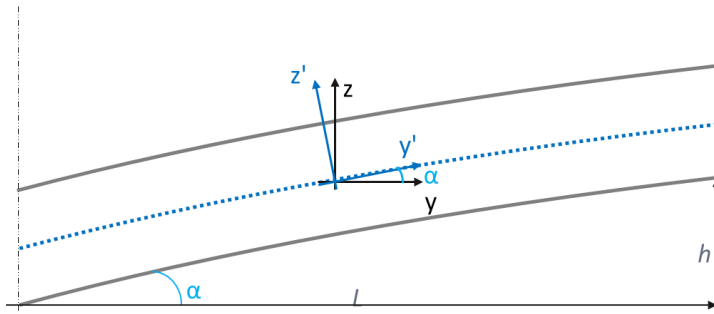
$$\vec{c} = \begin{pmatrix} \cos\beta \\ \sin\beta \end{pmatrix}_{\vec{x},\vec{y}} \quad \text{et} \quad \vec{r} = \begin{pmatrix} \sin\beta \\ -\cos\beta \end{pmatrix}_{\vec{x},\vec{y}}$$

$$\text{Avec } \tan(\beta) = \frac{x}{R-y}$$

Figure 0-1 Définitions des vecteurs d'orientations des aciers cerces et rayonnants

Il s'agit aussi de considérer la répartition de ces aciers. En effet, si l'organisation des cerces dans le radier permet d'assurer une densité constante, les aciers rayonnants voient leur densité plus importante au centre du radier qu'en sa périphérie. Afin de considérer cet effet la densité rayonnante devient fonction du rayon tel qu'elle atteint sa densité maximale au centre du radier.

Dans le dôme, la direction des armatures  $\vec{y}'$  et  $\vec{z}'$  évoluent avec la courbure de celui-ci. Afin d'assurer cette évolution des directions, des vecteurs d'orientation sont définis par une fonction Python faisant varier la valeur du vecteur direction de ces dernières selon la hauteur considérée (Figure 0-2). Dans Code\_aster, ces champs variables sont préparés par des boucles Python.



$$\vec{y}' = \begin{pmatrix} \cos\alpha \\ \sin\alpha \end{pmatrix}_{\vec{y},\vec{z}} \quad \text{et} \quad \vec{z}' = \begin{pmatrix} -\sin\alpha \\ \cos\alpha \end{pmatrix}_{\vec{y},\vec{z}}$$

$$\text{Avec } \tan(\alpha) = \frac{h}{l}$$

Figure 0-2 Evolution des orientations d'armatures dans le dôme

Pour ce qui est des quantités d'armatures (cf. partie I.2.2.2 pour les valeurs), et de la même façon que pour les directions, des champs variants peuvent être donnés en entrées du modèle. Ces champs sont des fonctions des coordonnées des zones du maillage (radier, voile, dôme), et sont également assurés par des boucles « Python ».



# Références

- [Al Shamaa et al., 2014] Al Shamaa, M., Lavaud, S., Divet, L., Nahas, G., Torrenti, J. M.: ‘Coupling between mechanical and transfer properties and expansion due to DEF in a concrete of a nuclear power plant’; *Nuclear Engineering and Design*, 266 (2014), 70–77. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2013.10.014>
- [Al Shamaa et al., 2015] Al Shamaa, M., Lavaud, S., Divet, L., Nahas, G., Torrenti, J. M.: ‘Influence of relative humidity on delayed ettringite formation’; *Cement and Concrete Composites*, 58 (2015), 14–22. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.12.013>
- [Aryan et al., 2020] Aryan, H., Gencturk, B., Hanifehzadeh, M., Wei, J.: ‘ASR Degradation and Expansion of Plain and Reinforced Concrete’; In *Structures Congress 2020*. American Society of Civil Engineers Reston, VA (2020), 303–315.
- [Baghdadi, 2008] Baghdadi, N.: ‘Modélisation du couplage chimico-mécanique d’un béton atteint d’une réaction sulfatique interne’ (PhD Thesis); Paris Est (2008, January 1). Retrieved from <https://www.theses.fr/2008ENPC0831>
- [Bazant, 1984] Bazant, Z. P.: ‘Microplane model for strain-controlled inelastic behaviour’; In C. S. Desai & R. H. Gallagher (Eds.), *Mechanics of Engineering Materials*. John Wiley & Sons (1984), 45–59.
- [Bažant and Steffens, 2000] Bažant, Z. P., Steffens, A.: ‘Mathematical model for kinetics of alkali–silica reaction in concrete’; *Cement and Concrete Research*, 30, 3 (2000), 419–428. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(99\)00270-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00270-7)
- [Benboudjema and Torrenti, 2008] Benboudjema, F., Torrenti, J. M.: ‘Early-age behaviour of concrete nuclear containments’; *Nuclear Engineering and Design*, 238, 10 (2008), 2495–2506. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2008.04.009>
- [Biot, 1941] Biot, M. A.: ‘General theory of three-dimensional consolidation’; *Journal of Applied Physics*, 12, 2 (1941).
- [Bolander and Saito, 1998] Bolander, J. E., Saito, S.: ‘Fracture analyses using spring networks with random geometry’; *Engineering Fracture Mechanics*, 61, 5 (1998), 569–591. [https://doi.org/10.1016/S0013-7944\(98\)00069-1](https://doi.org/10.1016/S0013-7944(98)00069-1)
- [Bracci et al., 2012] Bracci, J. M., Gardoni, P., Trejo, D.: ‘Performance of Lap Splices in Large-Scale Column Specimens Affected by ASR and/or DEF. Extension Phase’; (2012).
- [Broekmans, 2004] Broekmans, M. A. T. M.: ‘Structural properties of quartz and their potential role for ASR’; *Materials Characterization*, 53, 2 (2004), 129–140. <https://doi.org/10.1016/j.matchar.2004.08.010>
- [Brunetaud, 2005] Brunetaud, X.: ‘Étude de l’influence de différents paramètres et de leurs interactions sur la cinétique de l’amplitude de la réaction sulfatique interne au béton’ (PhD Thesis); (2005). Retrieved from <http://www.theses.fr/2005ECAP1025>

- [Capra and Bournazel, 1998] Capra, B., Bournazel, J.-P.: ‘Modeling of Induced Mechanical Effects of Alkali-Aggregate Reactions’; *Cement and Concrete Research*, 28, 2 (1998), 251–260. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(97\)00261-5](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(97)00261-5)
- [Capra and Sellier, 2003] Capra, B., Sellier, A.: ‘Orthotropic modelling of alkali-aggregate reaction in concrete structures: numerical simulations’; *Mechanics of Materials*, 35, 8 (2003), 817–830. [https://doi.org/10.1016/S0167-6636\(02\)00209-0](https://doi.org/10.1016/S0167-6636(02)00209-0)
- [Charlwood and Sims, 2017] Charlwood, R., Sims, I.: ‘Review of the Effectiveness of Strategies to Manage Expansive Chemical Reactions in Dams and Hydro Projects’; *Proceedings of the Dam Swelling Concrete DSC* (2017).
- [Charlwood et al., 1992] Charlwood, R., Solymar, S., Curtis, D.: ‘A review of alkali aggregate reactions in hydroelectric plants and dams’; In *Proceedings of the international conference of alkali-aggregate reactions in hydroelectric plants and dams* (Vol. 129) (1992).
- [Chhun, 2017] Chhun, P.: ‘Modélisation du comportement thermo-hydro-chemo-mécanique des enceintes de confinement nucléaire en béton armé-précontraint’ (PhD Thesis); Université Toulouse III-Paul Sabatier (2017). Retrieved from <http://www.theses.fr/2017TOU30139/document>
- [Code\_Aster, 2017] Code\_Aster: ‘Modélisation des câbles de précontrainte, macro-commande ‘DEFI\_CABLE\_BP’’, , U4.42.04 (2017). Retrieved from [https://www.code-aster.org/V2/doc/v13/fr/man\\_u/u4/u4.42.04.pdf](https://www.code-aster.org/V2/doc/v13/fr/man_u/u4/u4.42.04.pdf)
- [Code\_Aster, 2019] Code\_Aster: ‘Loi de comportement GLRC\_DM’;, , R7.01.32 (2019). Retrieved from <https://www.code-aster.org/>
- [Combescure et al., 2011] Combescure, C., Voltaire, F., Fayolle, S.: ‘Simulation du comportement de bâtiments sous séisme Modèle d’endommagement du béton armé et applications’; (2011).
- [Comi et al., 2009] Comi, C., Fedele, R., Perego, U.: ‘A chemo-thermo-damage model for the analysis of concrete dams affected by alkali-silica reaction’; *Mechanics of Materials*, 41, 3 (2009), 210–230. <https://doi.org/10.1016/j.mechmat.2008.10.010>
- [Coussy, 1991] Coussy, O.: ‘Mécanique des milieux poreux’; Editions Technip (1991).
- [Curtis, 2000] Curtis, D.: ‘A review and analysis of AAR-effects in arch dams’; (2000).
- [Cyr et al., 2009] Cyr, M., Carles-Gibergues, A., Moisson, M., Ringot, E.: ‘Mechanism of ASR reduction by reactive aggregate powders’; *Advances in Cement Research*, 21, 4 (2009), 147–158. <https://doi.org/10.1680/adcr.2008.00012>
- [Desmorat, 2015] Desmorat, R.: ‘Modélisation de l’endommagement anisotrope du béton’; (2015).
- [Desmorat et al., 2007] Desmorat, R., Gatuingt, F., Ragueneau, F.: ‘Nonlocal anisotropic damage model and related computational aspects for quasi-brittle materials’; *Engineering Fracture Mechanics*, 74 (2007), 1539–1560. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2006.09.012>

- [Diab et al., 2020] Diab, S. H., Soliman, A. M., Nokken, M. R.: ‘Changes in mechanical properties and durability indices of concrete undergoing ASR expansion’; *Construction and Building Materials*, 251 (2020), 118951. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118951>
- [Dunant, 2009] Dunant, C.: ‘Experimental and modelling study of the alkali-silica-reaction in concrete’; (2009). <https://doi.org/10.5075/epfl-thesis-4510>
- [E. K. Jones and A. Clark, 1996] E. K. Jones, A., A. Clark, L.: ‘The effects of restraint on ASR expansion of reinforced concrete’; *Magazine of Concrete Research - MAG CONCR RES*, 48 (1996), 1–13. <https://doi.org/10.1680/mac.1996.48.174.1>
- [EDF R&D, 2018] EDF R&D: ‘Code\_Aster (Version 14.2)’; (2018).
- [Eligehausen et al., 1982] Eligehausen, R., Bertero, V., Popov, E.: ‘Analytical model for deformed bar bond under generalized excitations’; Report No. UCB/ERC 82, 23 (1982).
- [Engineers, 1992] Engineers, I. of S.: ‘Structural effects of alkali-silica reaction: Technical guidance on the appraisal of existing structures’; Institution of structural engineers (1992).
- [Esposito and Hendriks, 2012] Esposito, R., Hendriks, M.: ‘Degradation of the mechanical properties in ASR-affected concrete: Overview and modeling’; (2012).
- [Fasseu, 1997] Fasseu, P.: ‘Alcali-Réaction du béton : Essai d’expansion résiduelle sur béton durci -’; (Vol. Projet de méthode d’essais LPC NO 44). Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (1997).
- [Fichant, 1996] Fichant, S.: ‘Endommagement et anisotropie induite du béton de structures : modélisations approchées’ (PhD Thesis); (1996). Retrieved from <http://www.theses.fr/1996DENS0015>
- [Gangnant et al., 2016] Gangnant, A., Saliba, J., Borderie, C. L., Morel, S.: ‘Modeling of the quasibrittle fracture of concrete at meso-scale: Effect of classes of aggregates on global and local behavior’; *Cement and Concrete Research*, 89 (2016), 35–44. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2016.07.010>
- [Gao et al., 2013] Gao, X. X., Multon, S., Cyr, M., Sellier, A.: ‘Alkali–silica reaction (ASR) expansion: Pessimism effect versus scale effect’; *Cement and Concrete Research*, 44 (2013), 25–33. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2012.10.015>
- [Garcia-Diaz et al., 2006] Garcia-Diaz, E., Riche, J., Bulteel, D., Vernet, C.: ‘Mechanism of damage for the alkali–silica reaction’; *Cement and Concrete Research*, 36, 2 (2006), 395–400. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.06.003>
- [Gautam and Panesar, 2016] Gautam, B. P., Panesar, D. K.: ‘A new method of applying long-term multiaxial stresses in concrete specimens undergoing ASR, and their triaxial expansions’; *Materials and Structures*, 49, 9 (2016). <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0734-z>

- [Glasser and Kataoka, 1981] Glasser, L. S. D., Kataoka, N.: ‘The chemistry of ‘alkali-aggregate’ reaction’; *Cement and Concrete Research*, 11 (1981). [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(81\)90003-X](https://doi.org/10.1016/0008-8846(81)90003-X)
- [Godart and Divet, 2009] Godart, B., Divet, L.: ‘Réaction sulfatique interne dans les structures en béton Mécanisme, pathologie et prévention’; *Techniques de l’ingénieur Pathologie générale - Pathologie du béton*. Editions T.I. (2009). Retrieved from <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/pathologie-generale-pathologie-du-beton-42240210/reaction-sulfatique-interne-dans-les-structures-en-beton-c2254/>
- [Goto, 1971] Goto, Y.: ‘Cracks formed in concrete around deformed tension bars’; In *Journal Proceedings* (Vol. 68) (1971), 244–251.
- [Graf and Johansen, 2007] Graf, L. A., Johansen, V.: ‘Effect of relative humidity on expansion and microstructure of heat-cured mortars’ (No. RD139); Portland Cement Association (2007).
- [Grimal, 2007] Grimal, E.: ‘Caractérisation des effets du gonflement provoqué par la réaction alcali-silice sur le comportement mécanique d’une structure en béton’ (PhD Thesis); Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier (2007). Retrieved from <http://www.theses.fr/115822720>
- [Haddad and Numayr, 2007] Haddad, R. H., Numayr, K. S.: ‘Effect of alkali-silica reaction and freezing and thawing action on concrete–steel bond’; *Construction and Building Materials*, 21, 2 (2007), 428–435. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.07.012>
- [Handika, 2017] Handika, N.: ‘Multi-fissuration des structures en béton armé: analyse par corrélation d’images et modélisation’ (PhD Thesis); Toulouse, INSA (2017).
- [Hansen and Hoang, 2021] Hansen, S. G., Hoang, L. C.: ‘Anisotropic Compressive Behaviour of Concrete from Slabs Damaged by Alkali-Silica Reaction’; *Construction and Building Materials*, 267 (2021), 120377. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120377>
- [Hattingh et al., 2017] Hattingh, L. C., Oosthuizen, C., Tembe, I., Mahlabela, C.: ‘Important Lessons Learnt from the Proper Surveillance of Swelling Concrete’; *Swelling Concrete in Dams and Hydraulic Structures: DSC 2017* (2017), 352.
- [Hayes et al., 2020] Hayes, N. W., Giorla, A. B., Trent, W., Cong, D., Le Pape, Y., Ma, Z. J.: ‘Effect of alkali-silica reaction on the fracture properties of confined concrete’; *Construction and Building Materials*, 238 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117641>
- [Hayes et al., 2018] Hayes, N. W., Gui, Q., Abd-Elssamd, A., Le Pape, Y., Giorla, A. B., Le Pape, S., et al.: ‘Monitoring Alkali-Silica Reaction Significance in Nuclear Concrete Structural Members’; *Journal of Advanced Concrete Technology*, 16, 4 (2018), 179–190.
- [Hobbs and Gutteridge, 1979] Hobbs, D. W., Gutteridge, W. A.: ‘Particle size of aggregate and its influence upon the expansion caused by the alkali–silica reaction’; *Magazine of Concrete Research*, 31, 109 (1979), 235–242. <https://doi.org/10.1680/mac.1979.31.109.235>



- [Ichikawa and Miura, 2007] Ichikawa, T., Miura, M.: ‘Modified model of alkali-silica reaction’; *Cement and Concrete Research*, 37, 9 (2007). <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.06.008>
- [Jabbour, 2018] Jabbour, J.: ‘Méthodes d’essais de vieillissement accéléré des bétons à l’échelle des ouvrages’ (PhD Thesis); (2018). Retrieved from <http://www.theses.fr/2018SACLN038>
- [Jones, 1994] Jones, A. E. K.: ‘Cracking, expansion and strength of concrete subjected to restrained alkali silica reaction’ (PhD Thesis); University of Birmingham (1994).
- [Kachanov, 1958] Kachanov, L. M.: ‘Time of the rupture process under creep conditions’; *Nank SSR Otd Tech Nauk*, 8 (1958).
- [Kawai, 1978] Kawai, T.: ‘New discrete models and their application to seismic response analysis of structures’; *Nuclear Engineering and Design*, 48, 1 (1978), 207–229. [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(78\)90217-0](https://doi.org/10.1016/0029-5493(78)90217-0)
- [Kim and Olek, 2014] Kim, T., Olek, J.: ‘Chemical Sequence and Kinetics of Alkali-Silica Reaction Part I. Experiments’; *Journal of the American Ceramic Society*, 97, 7 (2014), 2195–2203. <https://doi.org/10.1111/jace.12992>
- [Kœchlin, 2007] Kœchlin, P.: ‘Modèle de comportement membrane-flexion et critère de perforation pour l’analyse de structures minces en béton armé sous choc mou’ (PhD Thesis); Paris 6 (2007, January 1). Retrieved from <http://www.theses.fr/2007PA066035>
- [Kongshaug et al., 2020] Kongshaug, S. S., Oseland, O., Kanstad, T., Hendriks, M. A. N., Rodum, E., Markeset, G.: ‘Experimental investigation of ASR-affected concrete – The influence of uniaxial loading on the evolution of mechanical properties, expansion and damage indices’; *Construction and Building Materials* (2020). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118384>
- [Koyanagi et al., 1998] Koyanagi, W., Uchida, Y., Iwanaga, T., Asano, Y.: ‘Restraint effect of ASR expansion in RC members with small reinforcement ratios’; *Cement Science and Concrete Technology*, 52 (1998), 786–791.
- [Larive, 1998] Larive, C.: ‘Apports combinés de l’expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l’alcali-réaction et de ses effets mécaniques’ (PhD Thesis); École nationale des ponts et chaussées (France) (1998). Retrieved from <http://www.theses.fr/1997ENPC9707>
- [Leemann et al., 2016] Leemann, A., Katayama, T., Fernandes, I., Broekmans, M. A. T. M.: ‘Types of alkali-aggregate reactions and the products formed’; *Construction and Building Materials*, 128 (2016), 128–135. <https://doi.org/10.1680/jcoma.15.00059>
- [Leemann and Lura, 2013] Leemann, A., Lura, P.: ‘E-modulus of the alkali-silica-reaction product determined by micro-indentation’; *Construction and Building Materials*, 44 (2013), 221–227. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.03.018>
- [Leemann et al., 2020] Leemann, A., Shi, Z., Lindgård, J.: ‘Characterization of amorphous and crystalline ASR products formed in concrete aggregates’; *Cement and Concrete Research*, 137 (2020), 106190. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106190>

- [Léger et al., 1996] Léger, P., Côté, P., Tinawi, R.: ‘Finite element analysis of concrete swelling due to alkali-aggregate reactions in dams’; *Computers and Structures*, 60, 4 (1996), 601–611. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(95\)00440-8](https://doi.org/10.1016/0045-7949(95)00440-8)
- [Lemaitre and Chaboche, 1978] Lemaitre, J., Chaboche, J.-L.: ‘Aspect phénoménologique de la rupture par endommagement’; *J Méc Appl*, 2, 3 (1978), 317–365.
- [Lemaitre and Chaboche, 1994] Lemaitre, J., Chaboche, J.-L.: ‘Mechanics of Solid Materials’; Cambridge University Press (1994).
- [Li et al., 2020] Li, P., Tan, N., An, X., Maekawa, K., Jiang, Z.: ‘Restraint Effect of Reinforcing Bar on ASR Expansion and Deterioration Characteristic of the Bond Behavior’; *Journal of Advanced Concrete Technology*, 18, 4 (2020), 192–210. <https://doi.org/10.3151/jact.18.192>
- [Liaudat et al., 2018] Liaudat, J., Carol, I., López, C. M., Saouma, V. E.: ‘ASR expansions in concrete under triaxial confinement’; *Cement and Concrete Composites*, 86 (2018), 160–170. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.10.010>
- [Lindgård et al., 2013] Lindgård, J., Thomas, M. D. A., Sellevold, E. J., Pedersen, B., Andiç-Çakır, Ö., Justnes, H., Rønning, T. F.: ‘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 (2013), 68–90. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.05.017>
- [M. Idorn, 2001] M. Idorn, G.: ‘A discussion of the paper ‘Mathematical model for kinetics of alkali–silica reaction in concrete’ by Zdenek P. Bazant and Alexander Steffens’; *Cement and Concrete Research*, 31 (2001), 1109–1110. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00522-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00522-1)
- [Maekawa, 2009] Maekawa, K.: ‘Multi-scale and multi-thermo-mechanical modeling of cementitious composites for performance assessment of reinforced concrete infrastructures’; In *Computational Structural Engineering*. Springer (2009), 37–47.
- [Malbois et al., 2019] Malbois, M., Nedjar, B., Lavaud, S., Rospars, C., Divet, L., Torrenti, J.-M.: ‘On DEF expansion modelling in concrete structures under variable hydric conditions’; *Construction and Building Materials*, 207 (2019), 396–402. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.02.142>
- [Mazars, 1986] Mazars, J.: ‘A description of micro- and macroscale damage of concrete structures’; *Engineering Fracture Mechanics*, 25, 5 (1986), 729–737. [https://doi.org/10.1016/0013-7944\(86\)90036-6](https://doi.org/10.1016/0013-7944(86)90036-6)
- [Mazars et al., 2015] Mazars, J., Hamon, F., Grange, S.: ‘A new 3D damage model for concrete under monotonic, cyclic and dynamic loadings’; *Materials and Structures*, 48, 11 (2015), 3779–3793. <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0439-8>
- [Mensi et al., 1988] Mensi, R., Acker, P., Attolou, A.: ‘Séchage du béton: analyse et modélisation’; *Materials and Structures*, 21, 1 (1988), 3–12. <https://doi.org/10.1007/BF02472523>

- [Miki and Tsukahara, 2016] Miki, T., Tsukahara, H.: ‘Crack Propagation in ASR Damaged Concrete Detected by Image Analysis’; (2016). <https://doi.org/10.21012/FC9.280>
- [Morenon, 2017a] Morenon, P.: ‘Modélisation des réactions de gonflement interne des bétons avec prise en compte des couplages poro-mécaniques et chimiques’; Ecole doctorale ED MEGep Génie Civil, Université Paul Sabatier, Toulouse III (2017a, November 14).
- [Morenon, 2017b] Morenon, P.: ‘Modélisation des réactions de gonflement interne des bétons avec prise en compte des couplages poro-mécaniques et chimiques’ (PhD Thesis); Toulouse 3 (2017b, November 14). Retrieved from <http://www.theses.fr/2017TOU30138>
- [Morenon et al., 2017] Morenon, P., Multon, S., Sellier, A., Grimal, E., Hamon, F., Bourdarot, E.: ‘Impact of stresses and restraints on ASR expansion’; *Construction and Building Materials*, 140 (2017), 58–74. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.067>
- [Morenon et al., 2019] Morenon, P., Multon, S., Sellier, A., Grimal, E., Hamon, F., Kolmayer, P.: ‘Flexural performance of reinforced concrete beams damaged by Alkali-Silica Reaction’; *Cement and Concrete Composites*, 104 (2019), 103412. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103412>
- [Multon, 2003] Multon, S.: ‘Évaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l’alcali-réaction sur des structures modèles’ (PhD Thesis); Université de Marne-la-Vallée (2003). Retrieved from <http://www.theses.fr/2003MARN0181>
- [Multon et al., 2005] Multon, S., Seignol, J.-F., Toutlemonde, F.: ‘Structural behavior of concrete beams affected by alkali-silica reaction’; *ACI Materials Journal*, 102, 2 (2005), 67.
- [Multon et al., 2006] Multon, S., Seignol, J.-F., Toutlemonde, F.: ‘Chemomechanical assessment of beams damaged by alkali-silica reaction’; *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18, 4 (2006), 500–509.
- [Multon and Sellier, 2016] Multon, S., Sellier, A.: ‘Multi-scale analysis of alkali–silica reaction (ASR): Impact of alkali leaching on scale effects affecting expansion tests’; *Cement and Concrete Research*, 81 (2016), 122–133. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.12.007>
- [Multon and Sellier, 2019] Multon, S., Sellier, A.: ‘Expansion modelling based on cracking induced by the formation of new phases in concrete’; *International Journal of Solids and Structures*, 160 (2019), 293–306. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2018.11.001>
- [Multon and Toutlemonde, 2006] Multon, S., Toutlemonde, F.: ‘Effect of applied stresses on alkali–silica reaction-induced expansions’; *Cement and Concrete Research*, 36, 5 (2006), 912–920. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.11.012>
- [Muranaka and Tanaka, 2013] Muranaka, M., Tanaka, Y.: ‘Development of Physical and Chemical Model for Concrete Expansion Due to Asr Based on Reaction Mechanism’; *Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. E2 (Materials and Concrete Structures)*, 69, 1 (2013), 1–15. <https://doi.org/10.2208/jscejmcs.69.1>

- [Murtagh et al., 2005] Murtagh, M., Graham, E., Pantano, C.: ‘Elastic Moduli of Silica Gels Prepared with Tetraethoxysilane’; *Journal of the American Ceramic Society*, 69 (2005), 775–779. <https://doi.org/10.1111/j.1151-2916.1986.tb07358.x>
- [Nguyen, 2010] Nguyen, T. D.: ‘Apport de la modélisation mésoscopique dans la prédiction des écoulements dans les ouvrages en béton fissuré en conditions d’accident grave.’ (PhD Thesis); Université de Pau et des Pays de l’Adour (2010, December). Retrieved from <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00717436>
- [Ohno et al., 1989] Ohno, S., Yoshioka, Y., Shinozaki, Y., Morikawa, T.: ‘The mechanical behaviour of reinforced beams coated after Alkali-Silica Reaction damage’; In 8th international conference on Alkali-aggregate reaction. Kyoto, Japan (1989), 697–702.
- [Pichelin et al., 2020] Pichelin, A., Carcassès, M., Cassagnabère, F., Multon, S., Nahas, G.: ‘Sustainability, transfer and containment properties of concrete subject to delayed ettringite formation (DEF)’; *Cement and Concrete Composites*, 113 (2020), 103738. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2020.103738>
- [Pietruszczak and Winnicki, 2003] Pietruszczak, S., Winnicki, A.: ‘Constitutive Model for Concrete with Embedded Sets of Reinforcement’; *Journal of Engineering Mechanics-ASCE*, 129 (2003). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2003\)129:7\(725\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2003)129:7(725))
- [Pijaudier-Cabot et al., 1991] Pijaudier-Cabot, G., Mazars, J., Pulikowski, J.: ‘Steel-Concrete bond analysis with non-local continuous damages’; *Journal of Structural Engineering-Asce*, 117 (1991), 862–882.
- [Poole, 1992] Poole, A. B.: ‘Alkali-silica reactivity mechanisms of gel formation and expansion’; In *Proceedings of the 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction*, London (England) (Vol. 104). Concrete Society Publications CS (1992), 782–789.
- [Poyet, 2003] Poyet, S.: ‘Étude de la dégradation des ouvrages en béton atteints par la réaction alcali-silice : approche expérimentale et modélisation numérique multi-échelles des dégradations dans un environnement hydro-chemo-mécanique variable’ (PhD Thesis); Université de Marne-la-Vallée (2003). Retrieved from <http://www.theses.fr/2003MARN0193>
- [Poyet et al., 2006] Poyet, S., Sellier, A., Capra, B., Thèvenin-Foray, G., Torrenti, J.-M., Tournier-Cognon, H., Bourdarot, E.: ‘Influence of Water on Alkali-Silica Reaction: Experimental Study and Numerical Simulations’; *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18, 4 (2006). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2006\)18:4\(588\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2006)18:4(588))
- [Prezzi et al., 1997] Prezzi, M., Monteiro, P. J. M., Sposito, G.: ‘The alkali-silica reaction, part I: Use of the double-layer theory to explain the behavior of reaction-product gels’; *ACI Materials Journal*, 94 (1997), 10–17.
- [Rotter et al., 1998] Rotter, H. M., Tschegg, E. K., Nadu, M., Schieber, M.: ‘Determination of the specific fracture energy of AAR-affected concrete using the wedge-splitting method’; *Magazine of Concrete Research*, 50, 3 (1998), 257–262. <https://doi.org/10.1680/mac.1998.50.3.257>

- [Rößler and Odler, 1985] Rößler, M., Odler, I.: ‘Investigations on the relationship between porosity, structure and strength of hydrated portland cement pastes I. Effect of porosity’; *Cement and Concrete Research*, 15, 2 (1985), 320–330. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(85\)90044-4](https://doi.org/10.1016/0008-8846(85)90044-4)
- [Saito and Hikosaka, 1999] Saito, S., Hikosaka, H.: ‘Numerical analyses of reinforced concrete structures using spring network models’; *Doboku Gakkai Ronbunshu*, 1999, 627 (1999), 289–303.
- [Salgues, 2013] Salgues, M.: ‘Modélisation des effets structuraux des réactions sulfatiques internes : application aux barrages en béton’ (PhD Thesis); (2013). Retrieved from <http://www.theses.fr/2013TOU30300/document>
- [Sanchez et al., 2017] Sanchez, L. F. M., Fournier, B., Jolin, M., Mitchell, D., Bastien, J.: ‘Overall assessment of Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in concretes presenting different strengths and incorporating a wide range of reactive aggregate types and natures’; *Cement and Concrete Research*, 93 (2017), 17–31. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2016.12.001>
- [Sanchez et al., 2014] Sanchez, L. F. M., Multon, S., Sellier, A., Cyr, M., Fournier, B., Jolin, M.: ‘Comparative study of a chemo–mechanical modeling for alkali silica reaction (ASR) with experimental evidences’; *Construction and Building Materials*, 72 (2014), 301–315. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.09.007>
- [Sanchez et al., 2016] Sanchez, L., Fournier, B., Jolin, M., Bedoya, M., Bastien, J., Duchesne, J.: ‘Use of Damage Rating Index to Quantify Alkali-Silica Reaction Damage in Concrete: Fine versus Coarse Aggregate’; *ACI Materials Journal*, 113 (2016). <https://doi.org/10.14359/51688983>
- [Saouma and Perotti, 2006] Saouma, V., Perotti, L.: ‘Constitutive Model for Alkali-Aggregate Reactions’; *ACI Materials Journal*, 103 (2006), 194–202.
- [Sellier, 2018] Sellier, A.: ‘Anisotropic Damage and Visco-Elasto-Plasticity Applied to Multiphase Materials’ (Research Report); LMDC - Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions de Toulouse ; Université de Toulouse III - Paul Sabatier ; INSA de Toulouse (2018). Retrieved from <https://hal.insa-toulouse.fr/hal-01710289>
- [Sellier and Bary, 2002] Sellier, A., Bary, B.: ‘Coupled damage tensors and weakest link theory for the description of crack induced anisotropy in concrete’; *Engineering Fracture Mechanics*, 69, 17 (2002), 1925–1939. [https://doi.org/10.1016/S0013-7944\(02\)00069-3](https://doi.org/10.1016/S0013-7944(02)00069-3)
- [Sellier et al., 2009] Sellier, A., Bourdarot, E., MULTON, S., Cyr, M., Grimal, E.: ‘Combination of structural monitoring and laboratory tests for assessment of Alkali-Aggregate Reaction swelling: application to gate structure dam’; *ACI Materials Journal*, 106, 3 (2009), 281–290.
- [Sellier et al., 2013a] Sellier, A., Casaux-Ginestet, G., Buffo-Lacarrière, L., Bourbon, X.: ‘Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing. Part I: Constitutive laws’; *Engineering Fracture Mechanics*, 97 (2013a), 148–167. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2012.10.012>

- [Sellier et al., 2013b] Sellier, A., Casaux-Ginestet, G., Buffo-Lacarrière, L., Bourbon, X.: ‘Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing: Part II: Applications’; *Engineering Fracture Mechanics*, 97 (2013b), 168–185. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2012.10.016>
- [Sellier and Millard, 2019] Sellier, A., Millard, A.: ‘A homogenized formulation to account for sliding of non-meshed reinforcements during the cracking of brittle matrix composites: Application to reinforced concrete’; *Engineering Fracture Mechanics*, 213 (2019), 182–196. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2019.04.008>
- [Sellier and Multon, 2018] Sellier, A., Multon, S.: ‘Chemical modelling of Delayed Ettringite Formation for assessment of affected concrete structures’; *Cement and Concrete Research*, 108 (2018), 72–86. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.03.006>
- [Sellier et al., 2016] Sellier, A., Multon, S., Buffo-Lacarrière, L., Vidal, T., Bourbon, X., Camps, G.: ‘Concrete creep modelling for structural applications: non-linearity, multi-axiality, hydration, temperature and drying effects’; *Cement and Concrete Research*, 79 (2016), 301–315. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.10.001>
- [Shi et al., 2020] Shi, Z., Leemann, A., Rentsch, D., Lothenbach, B.: ‘Synthesis of alkali-silica reaction product structurally identical to that formed in field concrete’; *Materials & Design*, 190 (2020), 108562. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2020.108562>
- [Souza et al., 2019] Souza, D. J. D., Sanchez, L. F. M., Grazia, M. T. D.: ‘Evaluation of a direct shear test setup to quantify AAR-induced expansion and damage in concrete’; *Construction and Building Materials*, 229 (2019), 116806. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116806>
- [Steffens et al., 2003] Steffens, A., Li, K., Coussy, O.: ‘Aging Approach to Water Effect on Alkali-Silica Reaction Degradation of Structures’; *Journal of Engineering Mechanics*, 129, 1 (2003), 50–59. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2003\)129:1\(50\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2003)129:1(50))
- [Takahashi, 2021] Takahashi, Y.: ‘Benchmark Study Results: University of Tokyo’; In *Diagnosis & Prognosis of AAR Affected Structures (RILEM State-of-the-Art Reports, Vol. 31)*. Springer (2021), 491–498. Retrieved from [https://doi.org/10.1007/978-3-030-44014-5\\_26](https://doi.org/10.1007/978-3-030-44014-5_26)
- [Takahashi et al., 2014] Takahashi, Y., Shibata, K., Maekawa, K.: ‘Chemo-Hygral Modeling of Structural Concrete Damaged by Alkali silica Reaction’; In *Proceedings of the 1st Ageing of Materials & Structures 2014 Conference* (2014), 424–431.
- [Takakura et al., 2005] Takakura, T., Mitsuki, S., Takiguchi, K., Nishiguchi, I., Ishikawa, T., Matsumoto, N., Masuda, Y.: ‘Investigation on the expansion value of turbine generator foundation affected by alkali-silica reaction’; (2005).
- [Taylor, 1938] Taylor, G. I.: ‘Plastic strain in metals’; *J. Inst. Metals*, 62 (1938), 307–324.
- [Tcherner and Aziz, 2009] Tcherner, J., Aziz, T. S.: ‘Effects of AAR on seismic assessment of nuclear power plants for life extensions’; (2009).
- [Tepfers, 1979] Tepfers, R.: ‘Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars’; *Magazine of Concrete Research*, 31, 106 (1979), 3–12.

- [Terzaghi, 1925] Terzaghi, K.: ‘Principles of soil mechanics: series of articles’; Engineering News-Record, 95 (1925).
- [Thiebaut, 2018] Thiebaut, Y.: ‘Evaluation of reinforced concrete structures submitted to delayed ettringite formation’ (PhD Thesis); Université de Toulouse - Toulouse III - UPS (2018, November). Retrieved from <https://hal.insa-toulouse.fr/tel-02087795>
- [Tsukada et al., 2010] Tsukada, T., Koga, H., Hayakawa, T., Watanabe, H., Kimura, Y.: ‘Basic study about expansion and restriction of structural concrete deteriorated with alkali silica reaction’; In Proceedings of JSCE (Vol. 276) (2010), 551–552.
- [Ulm et al., 2000] Ulm, F.-J., Coussy, O., Li, K., Larive, C.: ‘Thermo-Chemo-Mechanis of ASR Expansion in Concrete Structures’; Journal of Engineering Mechanics-Asce - J ENG MECH-ASCE, 126 (2000). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2000\)126:3\(233\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:3(233))
- [Waller, 1999] Waller, V.: ‘Relations entre composition des bétons, exothermie en cours de prise et résistance en compression’ (PhD Thesis); (1999).
- [Zhang et al., 2017] Zhang, C., Sorelli, L., Fournier, B., Duchesne, J., Bastien, J., Chen, Z.: ‘Stress-relaxation of crystalline alkali-silica reaction products: Characterization by micro- and nanoindentation and simplified modeling’; Construction and Building Materials, 148 (2017), 455–464. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.069>
- [Zhang et al., 1999] Zhang, C., Wang, A., Tang, M., Zhang, N.: ‘Influence of dimension of test specimen on alkali-aggregate reactive expansion’; Materials Journal, 96, 2 (1999), 204–207.
- [Zhychkovska, 2020] Zhychkovska, O.: ‘Effect of Alkali-silica Reaction (ASR) on Steel-concrete Bond’ (Master Thesis); (2020, March). Retrieved from <https://tspace.library.utoronto.ca/handle/1807/101053>