POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Simulation numérique de la réaction alcali-granulats dans le contexte d'ouvrages hydrauliques en béton

PIERRE BERNARD

Département des génies civil, géologique et des mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

Génie civil

Décembre 2019

© Pierre Bernard, 2019.

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé :

Simulation numérique de la réaction alcali-granulats dans le contexte d'ouvrages hydrauliques en béton

Présenté par **Pierre BERNARD**

en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

Pierre LÉGER, président de jury

Mahdi BEN FTIMA, membre de jury et directeur de recherche

David CONCIATORI, membre de jury

DÉDICACE

À mes parents, ma sœur et mon beau-frère,

À ma nièce qui fait de moi le plus heureux des tontons,

À mon grand-père parti trop tôt,

À ma famille et mes amis que je vais bientôt retrouver.

REMERCIEMENTS

Je tiens avant toute chose à remercier très sincèrement mon directeur de recherche, M. Mahdi Ben Ftima, pour sa grande disponibilité, ses connaissances, son soutien et sa bienveillance tout au long de cette maîtrise. Grâce à sa supervision et son expertise, j'ai pu acquérir beaucoup de connaissances dans le domaine des structures que j'affectionne tout particulièrement. En me confiant ce projet, il a contribué à confirmer mon orientation de carrière professionnelle en génie civil.

Je remercie M. Pierre Léger et M. David Conciatori pour leur participation en tant que jury d'examen pour cette maitrise. Merci également à Mario Veilleux, ingénieur Hydro-Québec, pour son soutien et encouragement dans ce projet.

Je remercie également tous les professeurs, associés de recherche, collègues de bureau et étudiants en génie des structures à l'École polytechnique de Montréal.

Je remercie aussi l'École Polytechnique de Montréal et l'École Nationale Supérieure des Arts et Métiers pour l'accord qui a permis la réalisation de ce double diplôme. Je remercie particulièrement Mme Audrey Maillet, responsable des échanges au Canada, qui a accepté que je change de génie, et pour sa disponibilité et son aide concernant les tâches administratives, tout le long de ma maîtrise.

Merci également à tous mes amis, que ce soit au Canada et partout dans le monde qui m'ont soutenu de près ou de loin. Plus particulièrement, merci à la communauté Gadzarique du Canada pour tous les évènements auxquels j'ai pu participer. Mention spéciale à ma copine qui a toujours été à mes côtés durant cette maîtrise.

Enfin, je remercie infiniment mes parents, ma sœur et mon beau-frère ainsi que ma merveilleuse nièce née pendant mon séjour au Canada et que je n'ai quasiment pas pu voir.

RÉSUMÉ

Plusieurs structures de béton dans le monde sont sujettes à des dégradations accélérées dues à la réaction alcali-granulats (RAG). Lorsqu'elle se développe, cette réaction chimique a pour effet un gonflement du béton et des problèmes de fissuration. Les aménagements hydrauliques sont les ouvrages les plus touchés par ce phénomène du fait de leur exposition à des conditions humides favorables au développement de la réaction. Par conséquent, la sécurité et la performance de ces ouvrages peuvent être affectées au fil du temps, ce qui constitue un défi pour leurs propriétaires. Des outils adaptés tel que les analyses non-linéaires par éléments finis peuvent alors être utilisés pour la prédiction du comportement futur de ces ouvrages.

Ce projet de recherche vise à comprendre, et confronter deux approches existantes dites macroscopiques, pour la modélisation numérique de la RAG, afin de développer une nouvelle approche faisable et adéquate pour le contexte spécifique d'ouvrages hydrauliques en béton. La première approche a été développée à l'École Polytechnique de Montréal (Ben Ftima et al. (2016)) et la deuxième a été développée par le département « Analyses Mécaniques et Acoustiques » du service recherche et développement d'EDF (Électricité de France) (Grimal (2006)).

La nouvelle approche développée est basée sur trois analyses : une analyse thermique transitoire, une analyse hydrique transitoire et une analyse multi-physique finale qui inclut le chargement mécanique. Une nouvelle équation de couplage est suggérée entre le degré de saturation de béton issu de l'analyse hydrique et le gonflement asymptotique de RAG utilisé dans l'analyse multiphysique. La nouvelle méthodologie a été validée sur un benchmark existant de la littérature et donne des résultats très prometteurs, malgré les simplifications faites et les hypothèses prises sur les paramètres d'entrée manquants. L'application sur une portion d'aménagement hydraulique existant montre la faisabilité de l'approche dans un cadre industriel et permet d'obtenir un patron d'endommagement assez similaire du profil de fissuration observé.

ABSTRACT

Several concrete structures around the world are subject to accelerated degradation due to the alkali-aggregate reaction (AAR). This chemical reaction causes concrete swelling and induces cracking. Hydraulic facilities are the structures most affected by this phenomenon because of their exposure to humid conditions, favorable to the development of the reaction. As a result, the safety and performance of these structures can be affected over time, posing a challenge to their owners. Suitable tools such as nonlinear finite element analysis can then be used to predict the future behavior of these structures.

This research project aims to compare two existing macroscopic approaches for numerical modeling of AAR, in order to develop a new feasible and adequate approach for the specific context of concrete hydraulic structures. The first approach was developed at École Polytechnique de Montréal (Ben Ftima et al. (2016)) and the second was developed by the "Mechanical and Acoustics Analysis" Department of EDF's (Électricité de France) Research and Development Department (Grimal (2006)).

The new approach is based on three analyzes: transient thermal analysis, transient hygral analysis, and final multi-physical analysis that includes mechanical loading. A new coupling equation is suggested between the degree of saturation of concrete, imported from the hygral analysis, and the asymptotic swelling of AAR used in the multi-physical analysis. The new methodology has been validated on an existing benchmark from the literature and gives very promising results, despite the simplifications made and the assumptions for some missing input parameters. Application on a portion of an existing hydraulic facility demonstrates the feasibility of the approach in an industrial context and provides a fairly similar damage pattern if compared to the existing cracking pattern.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ V

ABSTRACT VI

TABLE DES MATIÈRES VII

LISTE DES TABLEAUX XII

LISTE DES FIGURES XIII

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XVIII

LISTE DES ANNEXES XXII

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Contexte général 1

1.2 Problématique 3

1.3 Objectifs du projet de recherche 4

1.4 Méthodologie du projet de maîtrise 4

1.5 Structure du mémoire 5

CHAPITRE 2 REVUE CRITIQUE DE LITTÉRATURE 6

2.1 Introduction 6

2.2 La réaction alcali-granulats (RAG) 6

2.3 Les effets structuraux de la RAG sur les aménagements hydrauliques 8

2.4 Modélisation numérique de la RAG 11

2.4.1 Les modèles microscopiques 12

2.4.1.1 Lemarchand et al. (2005) 12

2.4.1.2 Suwito et al. (2002) 14

2.4.2 Les modèles mésoscopiques 15
2.4.2.1 Comby-Peyrot et al. (2009) 16
2.4.2.2 Bažant et Steffens (2000) 17
2.4.3 Les modèles macroscopiques 19
2.4.3.1 Équivalence thermique 20
2.4.3.2 Léger et al. (1996) 20
2.4.3.3 Capra et Sellier (2003) 21
2.4.3.4 Larive (1998) 22
2.4.3.5 Saouma et Perotti (2006) 23
2.4.3.6 Grimal et al. (2008a, 2008b) 24
2.4.3.7 Comi et al. (2009) 25
2.4.3.8 Ben Ftima et al. (2016) 26
2.4.3.9 Gorga (2018) 28
2.5 Phénomènes de transports de l'eau dans le béton et modélisation 30
2.5.1 Les différents types d'eau dans le béton 30
2.5.2 Relation entre l'humidité relative « h » et le degré de saturation « s » 31
2.5.3 Les isothermes de sorption 34
2.5.4 Phénomènes de transport et équations 36
2.5.5 Modélisation des phénomènes de transport dans Abaqus 39
2.6 Conclusion 41
CHAPITRE 3 COMPARAISON DES MÉTHODOLOGIES 43
3.1 Introduction 43
3.2 Méthodologie EPM 43
3.2.1 Champ thermique 43

3.2.2 Fluage 44

3.2.3 Retrait 44

3.2.4 RAG 45

3.2.5 Mécanique 48

3.2.6 Couplage des phénomènes physiques 51

3.3 Méthodologie Code Aster 52

3.3.1 RAG : module VD^t 53

3.3.1.1 Avancement de la réaction 53

3.3.1.2 Pression de gel 54

3.3.1.3 Déformation due à la RAG 57

3.3.2 Mécanique 59

3.3.3 Couplage 61

3.4 Comparaison des deux approches 62

3.4.1 Mise en parallèle de certains paramètres d'entrée et variables intermédiaires 62

3.4.2 Vérifications du comportement mécanique 63

3.4.2.1 Variation des paramètres $\boldsymbol{lct}$ et $\boldsymbol{lcc}$ 63

3.4.2.2 Méthode pour faire correspondre le paramètres $\boldsymbol{lct}$ avec le $\boldsymbol{GF}$ 65

3.4.2.3 Comparaison des deux méthodologies sur différents benchmarks mécaniques 66

3.4.2.4 Problèmes rencontrés lors de l'utilisation de la méthodologie du code Aster ... 74

3.5 Conclusion 77

CHAPITRE 4 DÉVELOPPEMENT D'UNE NOUVELLE MÉTHODOLOGIE 78

4.1 Introduction 78

4.2 Relation entre le gonflement dû à la RAG et le degré de saturation 78

4.2.1 Relation entre la prise de poids d'un spécimen et son degré de saturation 78

4.2.2 Choix des spécimens des essais de Larive (1998), Multon (2003) et Multon et al. (2005) 79

4.2.3 Équation des courbes du gonflement longitudinale asymptotique dû à la RAG en fonction du degré de saturation 83

4.3 Organisation de la nouvelle méthodologie 85

4.3.1 Modification de l'équation du gonflement dû à la RAG 85

4.3.2 Étapes de la nouvelle méthodologie 86

4.3.3 Suggestion d'un protocole expérimental pour la courbe du gonflement longitudinal asymptotique dû à la RAG en fonction du degré de saturation 88

4.4 Conclusion 90

CHAPITRE 5 VALIDATION ET APPLICATION DE LA NOUVELLE MÉTHODOLOGIE 91

5.1 Introduction 91

5.2 Analyse préliminaire du degré de saturation sur un modèle simple de barrage en deux dimensions 91

5.2.1 Paramètres d'entrées du modèle Abaqus 91

5.2.2 Conditions aux limites 97

5.2.3 Résultats 99

5.3 Validation de la nouvelle méthodologie sur un benchmark de poutres de Multon et al. (2005) 103

5.3.1 Sélection des paramètres d'entrée 104

5.3.2 Conditions aux limites 109

5.3.3 Résultats 109

5.4 Application de la nouvelle méthodologie sur un modèle en trois dimensions d'une portion d'aménagement existant 113

5.4.1 Paramètres d'entrée 114

5.4.2 Conditions aux limites 116

5.4.3 Résultats 118

5.5 Conclusion 123

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 125

6.1 Conclusions 125

6.2 Recommandations 128

RÉFÉRENCES 129

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Comparaison de certains modèles de RAG (tirée de Gorga (2018)).....29

Tableau 3.1 : Déroulement de la RAG pour expliquer l'équation de la pression de gel 56

Tableau 3.2 : Comparaison des paramètres de la cinétique des deux méthodologies.....62

Tableau 3.3 : Comparaison des paramètres principaux de la mécanique des deux méthodologies 63

Tableau 3.4 : Liste des benchmarks utilisés (suite).....67

Tableau 3.5 : Comparaison du paramètre GF 72

Tableau 4.1 : Paramètres utilisés pour les courbes du gonflement asymptotique longitudinal en fonction du degré de saturation 85

Tableau 5.1 : Équivalence pression de pore – degré de saturation (courbe capillaire) 96

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Exemple d'aménagement hydraulique atteint par la RAG : (a) photo; (b) modèle 3D du béton avec fondation rocheuse et granulats des mélanges de béton identifiés.....2

Figure 2.1 : Schématisation de la réaction alcali-granulats.....7

Figure 2.2 : Localisation des structures routières et hydrauliques affectées par la RAG au Québec (tirée de Bérubé et al. (2000)) 8

Figure 2.3 : Fissuration en faïençage et gel blanchâtre caractéristique de la RAG (tirée de Lesquereux (2006)) 9

Figure 2.4 : Fissuration du béton au barrage de Mactaquac en 2008 (tirée de Poole et Sims (2016)) 10

Figure 2.5 : Barrage Parker en 2013 avec ses fissurations dû à la RAG à droite (tirée de Poole et Sims (2016)).....10

Figure 2.6 : Évacuateur complémentaire de l'aménagement présentant des signes de RAG.....11

Figure 2.7 : Les trois niveaux d'observation et de modélisation de la réaction alcali-granulats (tirée de Poyet (2003)) 12

Figure 2.8 : Diffusion des ions de la pâte de ciment vers le granulat (tirée de Saouma et Xi (2004)) 14

Figure 2.9 : Diffusion du gel du granulat vers la pâte de ciment (tirée de Saouma et Xi (2004)) .15

Figure 2.10 : Répartition de différents squelettes granulaires dans un spécimen en béton (tirée de Comby-Peyrot et al. (2009)).....16

Figure 2.11 : Gonflement d'un granulat au cours du temps (tirée de Riche et al. (2002)) 17

Figure 2.12 : Volume élémentaire de pâte de ciment contenant une particule sphérique de diamètre D (la zone grisée est la particule restante n'ayant pas réagi; δc est l'épaisseur de la couche avec les pores capillaires et les fissures entourant la particule (tirée de Bažant et Steffens (2000)).....18

Figure 2.13 : Dépendance entre l'expansion volumétrique dû à la RAG et le diamètre D de la particule (tirée de Bažant et al. (2000)).....19

Figure 2.14 : Facteurs qui influencent l'expansion du béton dû à la RAG (tirée de Léger et al. (1996)) 21

Figure 2.15 : Courbe d'expansion normalisée (tirée de Saouma (2014)) 23

Figure 2.16 : Paramètres du modèle de Grimal (tirée de Grimal (2006)) 24

Figure 2.17 : Avancement de la réaction alcali-granulats et endommagement après 3 ans (a), 6 ans (b) et 60 ans (c) (tirée de Comi et al. (2012)) 25

Figure 2.18 : Approche multi-physique (tirée de Ben Ftima et al. (2016)) 26

Figure 2.19 : Comparaison entre: (a) le patron d'endommagement du modèle multi-physique et (b) le patron des fissures réellement observé (tirée de Ben Ftima et al. (2016)) 27

Figure 2.20 : Modèle des grains de C-S-H (modifiée de Baroghel-Bouny (1994)) 31

Figure 2.21 : Lien entre les paramètres expérimentaux et les variables du modèle d'Abaqus (modifiée de Baroghel-Bouny et al. (1999)) 33

Figure 2.22 : Allure générale d'une isotherme de sorption (modifiée de Betene Ebanda (2012)) . 34

Figure 2.23 : Correspondance entre les solutions salines utilisées et l'humidité relative (tirée de Baroghel-Bouny (1994)) 35

Figure 2.24 : Barrage en terre qui montre a) la zone totalement saturée en gris b) la surface phréatique à l'interface entre le gris et le rouge c) le gradient décroissant de saturation du rouge au bleu (Exemple 10.1.2 modifié de la documentation d'Abaqus de Hibbitt et al. (2014)) 40

Figure 3.1 : Courbe d'expansion normalisée (tirée de Saouma (2014)) 46

Figure 3.2 : Comparaison des modèles d'humidité relative de Capra et Bournazel (1998) et Li et Coussy (2004) (tirée de Saouma (2014)) 47

Figure 3.3 : Courbe contrainte-déformation typique pour un élément de béton en tension (tiré de Massicotte et Ben Ftima (2017)) 50

Figure 3.4 : Schéma de couplage des phénomènes physique dans la méthodologie d'EPM 51

Figure 3.5 : Module visco-élasto-plastique endommageable (tirée de Grimal (2006)) 53

Figure 3.6 : Identification des étapes de la pression de gel 55

Figure 3.7 : Schéma d'explication de l'équation de la pression de gel 57

Figure 3.8 : Courbe contrainte-déformation en traction (modifiée de Grimal (2006)) 60

Figure 3.9 : Schéma de couplage des phénomènes physique dans la méthodologie du code Aster 61

Figure 3.10 : Influence du paramètre "lct" du code Aster 64

Figure 3.11 : Influence du paramètre "lcc" du code Aster 64

Figure 3.12 : Modèle et paramètres utilisés pour illustrer la méthode pour faire correspondre le lct et le GF 66

Figure 3.13 : Correspondance entre le paramètre lct du code Aster et le GF d'EPM.....66

Figure 3.14 : Modèle et résultats du benchmark bi_412 69

Figure 3.15 : Modèle et résultats du benchmark cyc_423.....70

Figure 3.16 : Modèle et résultats du benchmark edf_a 71

Figure 3.17 : Modèle et résultats du benchmark edf_a (suite) 72

Figure 3.18 : Modèle et résultats du benchmark edf_b 73

Figure 3.19 : Variation du paramètre $\varepsilon pict$ du Code Aster 74

Figure 3.20 : Analyse de l'indépendance du maillage (Réactions aux appuis en fonction de la variation de longueur) 75

Figure 3.21 : Analyse de l'indépendance du maillage (Contraintes en fonction des déformations) 76

Figure 4.1 : Gonflement asymptotique longitudinal en fonction du degré de saturation pour deux degrés de saturation initial.....80

Figure 4.2 : Exemple de l'obtention d'un des points pour la construction du graphique à la Figure 4.3 (modifiée de Larive (1998)) 81

Figure 4.3 : Gonflement asymptotique longitudinal en fonction du degré de saturation.....82

Figure 4.4 : Fuseau du gonflement asymptotique longitudinal en fonction du degré de saturation 83

Figure 4.5 : Courbe de Comi et al. (2012) superposée au fuseau du gonflement asymptotique longitudinal en fonction du degré de saturation 84

Figure 4.6 : Schéma du fonctionnement général de la nouvelle méthodologie 87

Figure 4.7 : Protocole suggéré pour la courbe du gonflement longitudinale asymptotique dû à la RAG en fonction du degré de saturation 89

Figure 5.1 : Géométrie et conditions appliquées au modèle de barrage simple en deux dimensions 92

Figure 5.2 : Isotherme de sorption obtenue expérimentalement (modifiée de Baroghel-Bouny et al. (1999)) 94

Figure 5.3 : Courbe capillaire (modifiée de Baroghel-Bouny et al. (1999)) 95

Figure 5.4 : Relation entre le degré de saturation et l'humidité relative.....97

Figure 5.5 : Phénomène de convection sur une surface extérieure 99

Figure 5.6 : Degré de saturation du barrage sous condition directe à t = 100 ans 100

Figure 5.7 : Degré de saturation sur une ligne d'éléments montrée à la Figure 5.3 101

Figure 5.8 : Comparaison de la condition directe avec plusieurs B de la condition de convection à t = 100 ans 102

Figure 5.9 : Comparaison des sous-pressions à l'interface barrage/fondation à t = 100 ans 103

Figure 5.10 : Essais de poutres en béton réactif soumises à un gradient d'humidité (modifiée de Multon et al. (2004)) 104

Figure 5.11 : Profils moyens de la variation de masse dans la profondeur de la poutre à plusieurs instants (tirée de Multon et al. (2005)) 106

Figure 5.12 : Courbe du gonflement asymptotique longitudinal en fonction du degré de saturation pour la poutre de Multon et al. (2005) 108

Figure 5.13 : Profil du degré de saturation au jour 100 avec $k = 7{,}45.10 - 13\ m.s - 1$ 110

Figure 5.14 : Profil du degré de saturation au jour 100 avec $k = 1.10 - 14\ m.s - 1$ 110

Figure 5.15 : Comparaison des deux conditions aux limites à 100 jours.....111

Figure 5.16 : Comparaison de l’évolution de la flèche en milieu de portée 112

Figure 5.17 : Représentation des résultats de simulation à t = 430 jours (déformée x 50) : (a) Déformation volumétrique asymptotique due à la RAG; (b) Profil d’endommagement.....113

Figure 5.18 : Comparaison des profils d’endommagement pour la face immergée 113

Figure 5.19 : Géométrie et maillage de la portion de barrage à l'étude.....114

Figure 5.20 : Conditions aux limites hydriques : (a) Pression hydrostatique amont; (b) Pression hydrostatique aval; (c) Condition des faces exposées de béton 116

Figure 5.21 : Données d'environnement Canada et approximation sinusoïdale 117

Figure 5.22 : Conditions de la pression de l'eau sur le barrage (gauche) et de la pression équivalente à la vanne (droite).....118

Figure 5.23 : Degré de saturation à t = 100 ans.....119

Figure 5.24 : Degré de saturation à t = 100 ans dans le pilier d’évacuateur (gauche) et d'un mur de barrage (droite).....120

Figure 5.25 : Comparaison d'un patron de fissuration entre l'ouvrage réel et la simulation numérique où les zones bleues sont les zones fissurées.....122

Figure 5.26 : Déformée (x100) et champ de la déformation volumétrique asymptotique à t = 100 ans.....123

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Abréviations

AAR	Alkali-Aggregate Reaction
ANLEF	Analyses avancées Non-Linéaires par Éléments Finis
CDP	Concrete Damaged Platicity
CEB-FIP	Comité Européen du Béton – Fédération Internationale de la Précontrainte
EDF	Électricité De France
EPM3D	Endommagement Progressif Multiaxial Tridimensionnel
RAG	Réaction Alcali-granulats
VEPD	Visco-Élasto-Plastique Endommageable

Variables

A : avancement de la RAG

A_0 : avancement à partir duquel la porosité existante est comblée

b^g : assimilable à un coefficient de Biot pour le gel

c : longueur caractéristique de l'élément

COD_{max} : déplacement maximum de l'ouverture de fissure au point de Gauss

$densit\acute{e}$: densité

d_i^{AAR} : valeur principale du tenseur des endommagement dus aux contraintes de traction induites par la RAG

d_i^R : valeur principale du tenseur des endommagements dû aux contraintes de traction induit par la combinaison des contraintes de traction produit par une charge extérieure et la pression de gel de la RAG

d_0^{AAR} : endommagement isotrope correspondant à la valeur atteignable dans un béton soumis seulement à la pression de gel interne réelle

e : taux de vide

E : module d'Young

E_a : énergie d'activation de la réaction alcali-granulats

E_{ve} : ressort élastique

f'_c : résistance à la compression du béton

f'_t : résistance à la traction du béton

G_F : Énergie de fissuration

$g(H)$: fonction de réduction qui tient compte de l'influence du champ de l'humidité relative H

H : humidité relative

h_t : Longueur caractéristique de l'élément en traction

I_σ : premier invariant du tenseur de contraintes

k : perméabilité

k_s : coefficient de « suintement » (*seepage coefficient*)

lct et lcc : paramètres pour gérer le comportement adoucissent en post pic du béton de la méthodologie du code Aster

M^g : assimilable à un module d'élasticité

m^t : paramètre de la loi d'évolution de l'endommagement

Pdp : prise de poids entre l'instant 0 et l'instant t

$porosité$: porosité du béton

p_c : pression capillaire

P_g : pression de gel

p^w : pression de pore

p_0^w : pression de pore initiale

p_∞^w : pression de pore de référence à l'infini

R : constante des gaz parfaits

R_t : résistance en traction

Sr : degré de saturation

Sr_0 : degré de saturation initial

Sr^0 : seuil de saturation à partir duquel l'évolution de la réaction chimique devient possible

T : température du point matériel étudié

T_{ini} : température de référence initiale

T_{ref} : température absolue du test permettant l'identification de α_0

U_l et U_c : énergie d'activation pour les temps de latence et caractéristique

V^g : volume maximum de gel qui peut être créé par la réaction chimique

v_n : composante de la vitesse du fluide dans les pores dans la direction normale à la surface vers l'extérieur

w_c : déplacement maximal de l'ouverture de fissure sur la courbe d'adoucissement en tension

$W_i(\sigma_0)$: poids pour redistribuer l'expansion volumétrique de la RAG dans les directions principales i. Les poids dépendent du champ de contraintes (uniaxial, biaxial, triaxial)

Variables grecques

α : coefficient d'expansion thermique

α_{sh} : coefficient de retrait qui dépend non linéairement du champ d'humidité relative H

α_0 : paramètre de cinétique

β : Coefficient de proportionnalité

γ_t : fraction de la résistance à la traction au-delà de laquelle le gel est absorbé par la fissure

γ_w : poids spécifique du fluide

Γ_t et Γ_c : facteurs de retard qui dépendent des dommages en traction/compression et du champ de contraintes (détaillés par la suite)

Γ_r : facteur de rétention de RAG résiduel pour une réaction sous tension

δ : symbole de Kronecker

$\Delta\xi(t, T, \sigma_0)$: taux d'avancement de la RAG

ε_i^{vdt} : déformation due à la RAG dans la méthodologie code Aster

ε_{pic}^t : déformation au pic en compression

ε_{pic}^t : déformation au pic en traction

$\varepsilon_{v\infty}$: déformation volumétrique asymptotique due à la RAG

$\varepsilon_{\infty-\mathrm{long}}(Sr)$: déformation longitudinale asymptotique due à la RAG

η_{ve} : amortissement

λ : coefficient d'anisotropie

ν : coefficient de Poisson

$\rho béton$: masse volumique du béton

ρeau : masse volumique de l'eau

σ^{ut} : paramètre de la loi d'évolution de l'endommagement

τ_l : temps de latence

τ_c : temps caractéristique

LISTE DES ANNEXES

Annexe A Benchmarks mécaniques 133

Annexe B Démonstration de l'équation pour passer de la prise de poids d'un spécimen à son degré de saturation 145

Annexe C Résultats complémentaires de l'analyse du degré de saturation du modèle de barrage simple en deux dimensions 148

Annexe D Comparaison des profils de degré de saturation pour la poutre du benchmark avec deux perméabilités différentes 152

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte général

Les ouvrages existants en béton subissent avec le temps des dégradations naturelles (ex : fissuration due aux cycles gel-dégel) ou accélérées, dues à certaines pathologies telle que *la « Réaction Alcali-Granulats »* ou *RAG*. Cette réaction chimique se produit entre l'eau chargée en ions alcalins et certains types de granulats. Elle induit un gonflement du béton et cause donc des problèmes de fissuration.

L'un des principaux réactifs étant l'eau, il s'avère que *les aménagements hydrauliques* sont les structures les plus touchées par ce phénomène. Au Québec, en 2018, presque la totalité de l'énergie électrique consommée provient de centrales hydroélectriques (plus de 97%). Ces aménagements représentent une part très importante des structures en béton du Québec. La gestion sécuritaire des ouvrages hydrauliques atteints par la RAG constitue pour les propriétaires d'ouvrages tel qu'Hydro-Québec un défi majeur, dans la mesure ou les outils standards d'ingénierie ne sont généralement pas adéquats. Il existe actuellement un besoin pour le développement de modèles numériques sophistiqués, dans le but d'évaluer et de prédire les dégradations de ces structures pour en évaluer la durée de vie restante et prévoir à l'avance les opérations de réfection.

Le travail de développement et de simulation numérique présenté dans ce rapport constitue un des volets de recherche d'un projet de collaboration université/industrie avec le partenaire industriel Hydro-Québec. Le projet s'intéresse à un aménagement existant atteint par la RAG (Figure 1.1.a). Des travaux expérimentaux ont été déjà initiés dans l'objectif de caractériser les paramètres de béton pour deux mélanges réactifs représentatifs de l'aménagement : un mélange avec un granulat maximum de 38 mm et un mélange avec un granulat maximum de 76 mm (Figure 1.1.b).

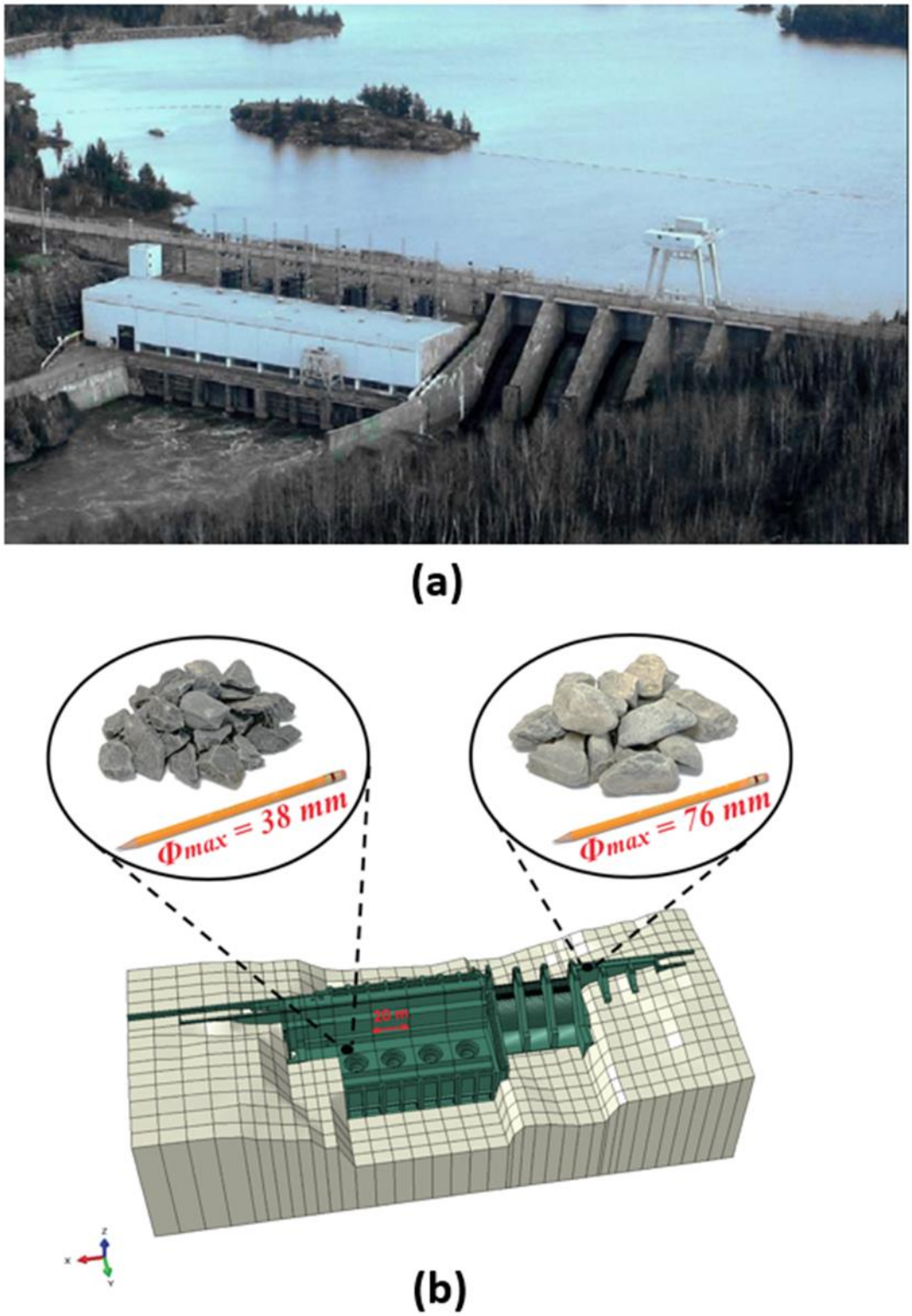


Figure 1.1 : Exemple d'aménagement hydraulique atteint par la RAG : (a) photo; (b) modèle 3D du béton avec fondation rocheuse et granulats des mélanges de béton identifiés

1.2 Problématique

Les analyses *avancées non-linéaires par éléments finis* (ANLEF) représentent actuellement l'état de l'art en termes de modèles prédictifs pour ouvrages en béton. Elles utilisent une discrétisation 3D complète de la géométrie et se basent sur des lois de comportement du béton permettant de tenir compte du phénomène de fissuration du béton et des différentes interactions physico-chimiques présentes dans le cas de la RAG. Il existe plusieurs difficultés reliées à l'utilisation de telles analyses dans le contexte de prédiction du comportement des ouvrages hydrauliques atteints par la RAG : (i) De nombreuses méthodologies pour la modélisation de la RAG ont été développées dans la littérature et pas nécessairement pour le contexte d'ouvrages hydrauliques, de plus, la confrontation de ces méthodologies a été rarement réalisée; (ii) Il existe peu d'expériences (Benchmarks) dans la littérature pour la validation des lois constitutives existantes; (iii) la RAG est un phénomène multi-physique complexe et nécessite un couplage entre plusieurs types d'analyses (ex : mécanique, hydrique, thermique,…). Le développement de lois constitutives très sophistiquées et fortement couplées peut mettre en péril la faisabilité de l'approche dans un contexte industriel (ex : plusieurs intrants requis et qui ne sont pas facilement quantifiables pour un ouvrage existant, lourdeur des analyses, etc.).

Le choix a été fait dans ce projet de considérer deux approches différentes pour la modélisation de la RAG, implémentées dans deux plateformes différentes. La première approche (méthodologie EPM) est développée à l'École Polytechnique de Montréal (Ben Ftima et al. (2016)) dans le logiciel commercial Abaqus. La deuxième approche (méthodologie Code Aster) est développée par le département « Analyses Mécaniques et Acoustiques » du service recherche et développement d'EDF (Électricité de France) dans le code *Open Source* appelé *Code Aster*. Elle utilise un module « BETON_RAG » dont la loi de comportement est principalement basée sur la thèse de Grimal (2006).

1.3 Objectifs du projet de recherche

À la suite des problématiques énoncées précédemment, les objectifs de ce projet de recherche sont les suivants :

- Comparaison et critique des deux approches de modélisation de RAG;
- Choix et développement d'une nouvelle méthodologie de modélisation de la RAG, pertinente pour le contexte spécifique d'aménagements hydrauliques;
- Validation de cette méthodologie sur un benchmark issu de la littérature ;
- Application de cette méthodologie sur une portion de l'aménagement existant.

1.4 Méthodologie du projet de maîtrise

Les objectifs précédents se traduisent concrètement par les étapes suivantes:

- Une revue de littérature pertinente sur le sujet;
- La compréhension des deux approches de modélisation à l'étude et apprentissage des deux plateformes de travail : Abaqus (Windows) et Code Aster (Linux);
- Une critique des deux approches et une comparaison des lois constitutives mécaniques, en se basant sur 16 benchmarks issus de la littérature;
- Le développement d'une nouvelle méthodologie de modélisation de la RAG, en se basant sur les forces de chacune des deux méthodologies;
- Validation sur un benchmark pertinent issu de la littérature;
- Études préliminaires sur une section 2D simplifiée, issue de l'aménagement à l'étude;
- Application sur une portion de l'aménagement existant;
- Les conclusions et les recommandations pour la suite du projet.

1.5 Structure du mémoire

Ce rapport du projet de maîtrise est composé de 6 chapitres incluant l'introduction et la conclusion.

Après ce chapitre 1 introductif, le chapitre 2 propose une revue critique de la littérature pertinente sur le sujet. Il présente tout d'abord la RAG dans son ensemble puis recense les modèles numériques développés aux échelles : microscopique, mésoscopique et macroscopique. Pour finir, les phénomènes de transport de l'eau dans le béton et la façon dont ils sont modélisés sont évoqués.

Le chapitre 3 présente une revue critique et comparaison des deux approches de modélisation : méthodologie EPM et méthodologie Code Aster.

Le chapitre 4 présente la nouvelle méthodologie développée qui est vérifiée, validée et appliquée au chapitre 5.

Le chapitre 6 énonce les conclusions qui ont pu être tirées tout au long de ce mémoire. Des recommandations seront également présentées pour les études futures.

CHAPITRE 2 REVUE CRITIQUE DE LITTÉRATURE

2.1 Introduction

La première partie de la revue de littérature présentera la réaction alcali-granulats ainsi que ses effets structuraux sur des aménagements hydrauliques. Dans une seconde partie, une revue des modélisations numériques est présentée. Les différents modèles sont très souvent séparés en trois catégories, car ils tiennent comptent de la réaction alcali-granulats à des échelles différentes (microscopique, mésoscopique, macroscopique). Une troisième et dernière partie de cette revue de la littérature présentera les phénomènes de transports de l'eau dans le béton et leurs modélisations.

2.2 La réaction alcali-granulats (RAG)

Il faut tout d'abord préciser qu'il existe trois types de réaction alcali-granulats : réaction alcali-silice, réaction alcali-silicate et réaction alcali-carbonate. Cependant, la première de ces réactions est de loin la plus présente dans les ouvrages, les deux autres n'arrivant que rarement. Par abus de langage, la plupart des auteurs appellent la réaction alcali-silice : réaction alcali-granulats ou RAG (AAR pour l'abréviation anglophone), notation qui sera utilisée dans tout ce mémoire.

La RAG correspond à une réaction chimique de gonflement dans le béton entre des phases minérales mal cristallisées contenues dans certains types de granulats (tous les granulats ne sont pas réactifs) et les alcalins présents dans la solution interstitielle du béton, fortement basique.

La réaction chimique met en jeu une suite de plusieurs réactions chimiques assez complexes que l'on peut retrouver détaillée dans les thèses de Poyet (2003) et Morenon (2017). Les auteurs de la littérature ne sont pas tous d'accord en ce qui concerne l'emplacement des sites de réactions chimiques liés à cette réaction. Ce qui nous intéresse plus particulièrement ici est le déroulement de la réaction plutôt à une échelle mésoscopique pour bien comprendre l'effet de cette réaction sur le béton.

De façon très simple, les grandes étapes de la RAG sont les suivantes, tel que présenté à la Figure 2.1 :

- Étape A : Migration des ions des molécules alcalines (Na^+, K^+, Ca^{2+} et OH^-) dans le granulat et réaction avec la silice;
- Étape B : Production d'un gel expansif en présence d'eau (gel hydrophile) qui commence à remplir la porosité connectée (réseau des pores connectés de la pâte cimentaire);
- Étape C : La porosité connectée est totalement remplie, le gel, qui continue de se produire, commence à produire un gonflement interne par manque de place.

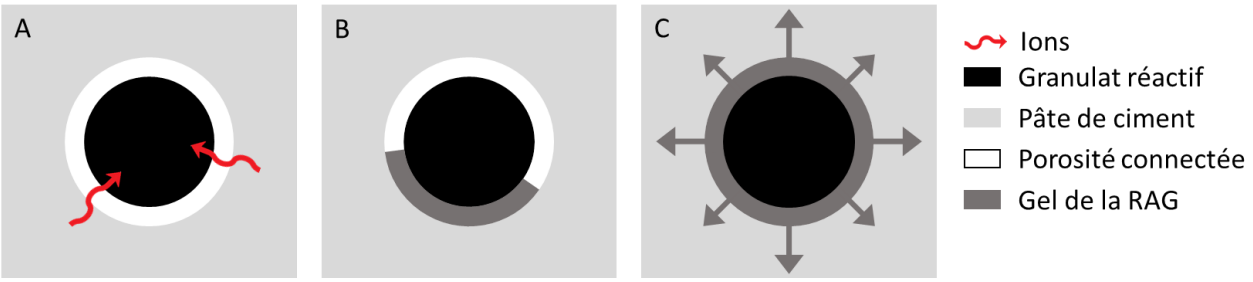


Figure 2.1 : Schématisation de la réaction alcali-granulats

Cependant, pour que cette réaction ait lieu, trois conditions essentielles sont nécessaires à l'amorçage de la RAG:

- Granulats réactifs;
- Concentration d'alcalis suffisamment élevée;
- Humidité relative élevée dans le béton: > 80% (limite variable selon les auteurs).

La cinétique de cette réaction et l'expansion qu'elle provoque sont fortement influencées par plusieurs facteurs. Tout d'abord la température : plus elle est élevée, plus la réaction est accélérée. De plus, l'humidité joue un rôle majeur dans le développement de la réaction, d'un côté, l'eau est le moyen de transport des ions hydroxyles et alcalins à travers la solution interstitielle, et d'un autre côté, l'eau est aussi nécessaire chimiquement à la formation du gel. Nous reviendrons sur ces deux paramètres importants dans la suite de ce mémoire.

2.3 Les effets structuraux de la RAG sur les aménagements hydrauliques

La RAG est l'une des principales causes de détérioration prématurée du béton au Canada. Les structures principalement affectées par la RAG sont les barrages et autres ouvrages hydrauliques, les ponts, les tunnels, et les autoroutes localisées un peu partout au Canada. Concernant le Québec, Bérubé et al. (2000) dénombrent 37 barrages hydrauliques et centrales électriques au Québec affectés par la RAG (Figure 2.2).

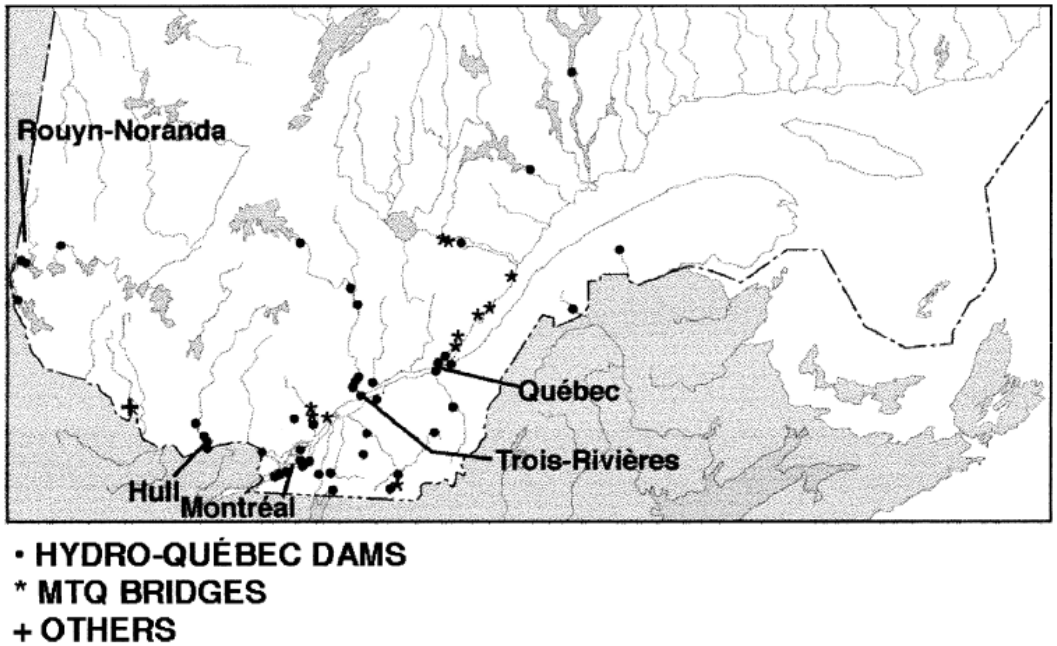


Figure 2.2 : Localisation des structures routières et hydrauliques affectées par la RAG au Québec (tirée de Bérubé et al. (2000))

La production du gel par la réaction et le gonflement qui s'en suit provoque une fissuration en faïence du béton en surface et un écoulement blanchâtre très caractéristique de la RAG observable à la Figure 2.3. Cette fissuration en surface affecte la durabilité des structures. Par exemple l'augmentation de l'ouverture des fissures de surface facilite l'intrusion d'agents agresseurs comme des chlorures et des infiltrations d'eau. Concernant la fissuration interne, elle affecte les propriétés mécaniques des structures en diminuant le module d'Young et la résistance mécanique. Tout ceci affecte par conséquent, la durée de vie des ouvrages.

Figure 2.3 : Fissuration en faïençage et gel blanchâtre caractéristique de la RAG (tirée de Lesquereux (2006))

Les conséquences du gonflement du béton dû à la RAG apparaissent sur le comportement en service des structures. Un des premiers problèmes souvent relevés est le désalignement de turbine qui provoque un dysfonctionnement des installations mécaniques. Du côté des vannes, un autre problème qui apparaît est le coincement de celles-ci qui peut les rendre inutilisables lors de crue et donc mettre en danger des populations voisines.

Voici quelques exemples connus d'ouvrage hydrauliques affectés pas la RAG :

- Barrage de Mactaquac (province du Nouveau-Brunswick, Canada) :

L'aménagement a commencé à montrer des dégradations du béton et ceci a été attribué à la RAG 10 ans après la construction (Figure 2.4). L'expansion libre du béton était estimée en 2017 entre 120 et 150 microdéformations par an (με/an). En raison des problèmes opérationnels et des coûts de maintenance, le projet prévoit que les structures en béton devront être remplacées d'ici 2030 après une durée de vie d'un peu plus de 60 ans.

Figure 2.4 : Fissuration du béton au barrage de Mactaquac en 2008 (tirée de Poole et Sims (2016))

- Barrage de Parker (Californie et Arizona, États-Unis) :

C'est un barrage-poids-voûte en béton qui traverse le fleuve Colorado. Il mesure 98 m de haut, dont 70 m sous le niveau du lit de la rivière, ce qui en fait le barrage le plus profond du monde. Mais ce qui fait la particularité de cette structure, c'est qu'il s'agit non seulement d'une des premières structures au monde où l'on a observé la RAG, mais qu'elle est toujours utilisée après plus de 80 ans (Figure 2.5). C'est un cas bien particulier où le processus d'expansion de la RAG s'est arrêté à un moment donné. Cependant, c'est loin d'être le cas de tous les aménagements hydrauliques où l'expansion due à la RAG ne s'est pas ralentie après de nombreuses années.

Figure 2.5 : Barrage Parker en 2013 avec ses fissurations dû à la RAG à droite (tirée de Poole et Sims (2016))

- Aménagement comprenant un barrage à contreforts (Québec, Canada) :

Cet aménagement affecté par la RAG fait partie du parc hydraulique d'Hydro-Québec (Figure 2.6). Plusieurs études ont déjà été menées et ont donné lieu à des travaux de réhabilitations. Des essais mécaniques de compression uniaxiale ont été réalisés sur des échantillons. La résistance en compression moyenne était de 25 MPa.

Une portion du barrage à contreforts rive gauche est à l'étude dans la dernière partie de ce mémoire.

Figure 2.6 : Évacuateur complémentaire de l'aménagement présentant des signes de RAG

2.4 Modélisation numérique de la RAG

La RAG est un problème très complexe qui met en jeu plusieurs phénomènes physiques, chimiques et mécaniques. Dans des structures en béton, une expansion due à la RAG se manifeste à l'échelle macroscopique (apparition de fissures observables), mais l'origine du problème se trouve plutôt à une échelle microscopique (dans les pores). De nombreux chercheurs ont modélisés cette réaction, mais à des échelles différentes (Figure 2.7). C'est pourquoi l'on peut classer ces différents modèles en trois catégories. Ceux modélisés à l'échelle microscopique, mésoscopique et macroscopique. Les sous-sections qui suivent, présentent une liste non-exhaustive des différents

modèles existants, dont certains sont présentés dans Saouma et Xi (2004), dans Pan et al. (2012) et dans Gorga (2018).

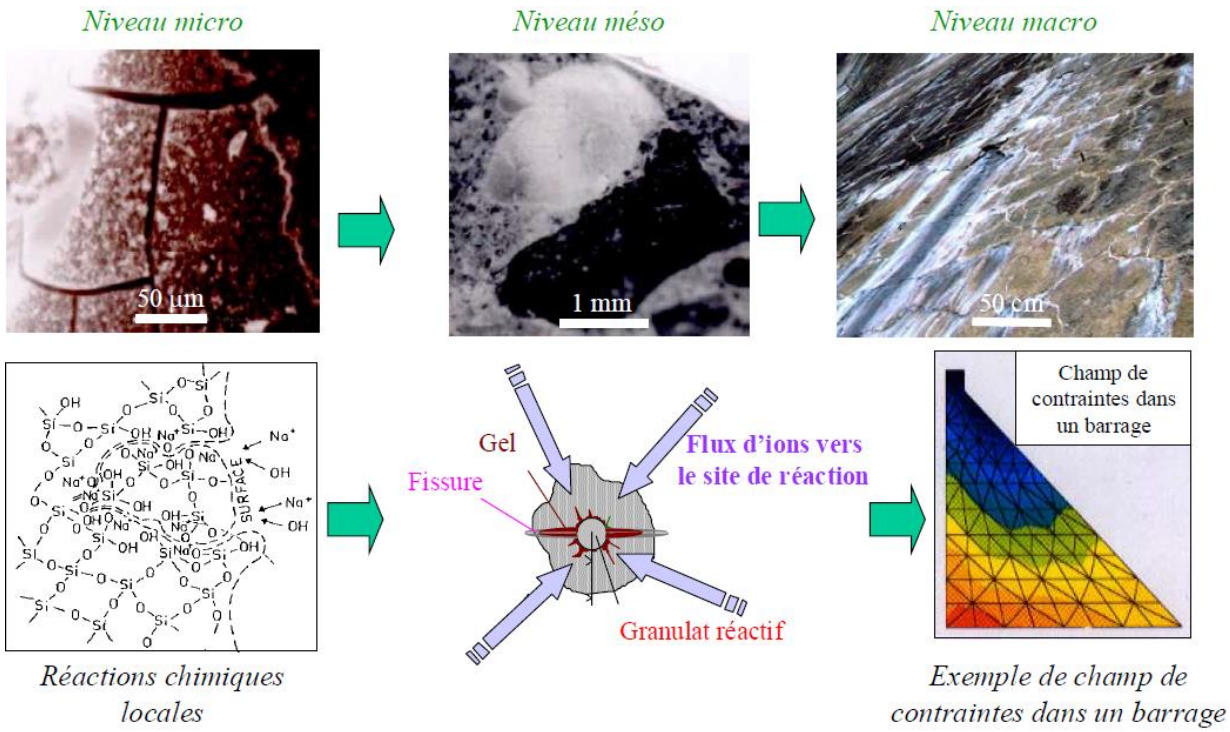


Figure 2.7 : Les trois niveaux d'observation et de modélisation de la réaction alcali-granulats (tirée de Poyet (2003))

2.4.1 Les modèles microscopiques

2.4.1.1 Lemarchand et al. (2005)

Selon Lemarchand et al. (2005) et Lemarchand (2001) , le gonflement du béton est dû à la porosité interconnectée qui se remplie de gel produit par la RAG. Ils utilisent, dans leur modèle, une cinétique de réaction assez simple :

$$\dot{m}_g = \begin{cases} v_g = cte \; si \; t < t_c \\ v_g = 0 \; si \; t \geq t_c \end{cases} \tag{2.1}$$

Avec,

$\dot{m}_g$: Masse de gel formé par la RAG;

v_g : Taux de formation du gel;

t_c : Durée de la réaction.

Les auteurs distinguent trois phases :

- Phase 1 : Remplissage de la porosité connectée aux sites de réaction. La pression de gel est nulle (aucune déformation à l'échelle macroscopique);
- Phase 2 : Cette phase débute lorsque la porosité est saturée par le gel. Le gel, qui continue de se produire, se met en pression par manque de place. La déformation macroscopique et la pression de gel sont proportionnelles au volume de gel formé après la phase 1;
- Phase 3 : Lorsque t_c est atteint, la réaction ne produit plus de gel et ceci arrête la mise en pression du gel et la déformation macroscopique.

Ces trois phases sont compatibles avec la courbe typique en « S » de l'expansion macroscopique obtenue expérimentalement par les auteurs.

Le matériau béton, soumis au gonflement, est défini comme un milieu poroélastique saturé par un fluide, où la pression de pore correspond à la pression du gel p^g de la RAG. Le comportement de la matrice solide est considéré élastique et avec une porosité initiale Φ_0. En utilisant un modèle poroélastique, les équations d'état reliant l'état de contrainte macroscopique $\underline{\underline{\Sigma}}$ avec la déformation macroscopique associée $\underline{\underline{E}}$ sont les suivantes :

$$\begin{cases} \underline{\underline{\Sigma}} = C^{hom} : \underline{\underline{E}} - \underline{\underline{B}} * p^g \\ p^g = M(-\underline{\underline{B}} : \underline{\underline{E}} + \Phi - \Phi_0) \end{cases} \tag{2.2}$$

Avec,

C^{hom} : Tenseur d'élasticité drainé homogénéisé;

$\underline{\underline{B}}$: Tenseur des coefficients de Biot;

M : Module de Biot.

2.4.1.2 Suwito et al. (2002)

Les ions alcalins pénètrent de l'extérieur du spécimen vers le béton (macro-diffusion), puis ensuite dans le granulat (micro-diffusion). Suwito et al. (2002) ont proposé un modèle de micro-diffusion en deux étapes. Tout d'abord, l'équation qui contrôle la diffusion des ions de la pâte de ciment vers le granulat est décrite par la loi de Fick :

$$B_{ion}\frac{\partial C_{ion}}{\partial t} = \nabla(D_{ion}\nabla C_{ion}) \tag{2.3}$$

Avec,

C_{ion} : Concentration en ions libres de la solution de pore dans le granulat;

B_{ion} : Capacité de liaison du granulat;

D_{ion} : Perméabilité aux ions du granulat.

La RAG débute lorsque la concentration en ions libre de la solution de pore atteint une concentration critique C_{cr}. Le volume de la portion réactive d'un granulat de rayon R_i, $V_{Ri}(t)$ est alors déterminé et le volume de gel V_{gel} correspondant est finalement obtenu (Figure 2.8).

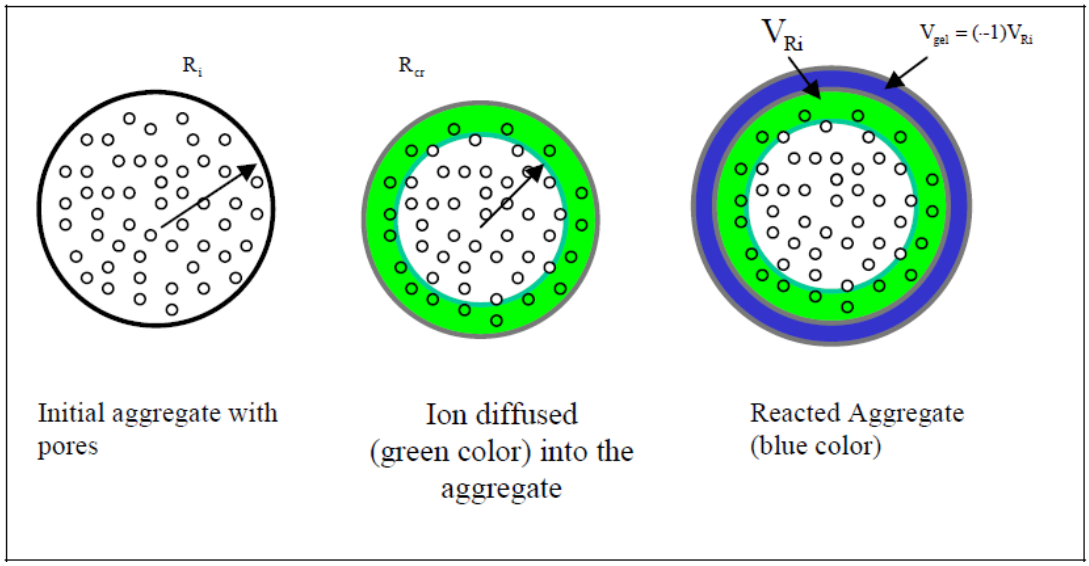


Figure 2.8 : Diffusion des ions de la pâte de ciment vers le granulat

(tirée de Saouma et Xi (2004))

Dans un second temps, le gel pénètre du granulat vers la pâte de ciment. Il remplit tout d'abord la zone de transition de l'interface du granulat V_{pore}. Il reste donc ensuite un volume de gel $V^i_{gel,eff}(t) = V^i_{gel}(t) - V^i_{pore}$ (Figure 2.9). Lorsque $V^i_{gel,eff}(t) > 0$, une pression apparait dans la pâte de ciment P_{gel} et est gouvernée par la loi de Darcy pour un fluide visqueux :

$$\frac{\partial C_{gel}(t)}{\partial t} = \nabla\left(\frac{K_{gel}}{\eta_{gel}}\nabla P_{gel}(t)\right) \tag{2.4}$$

Avec,

C_{gel} : Concentration du gel;

η_{gel} : Viscosité du gel;

K_{gel} : Perméabilité du gel.

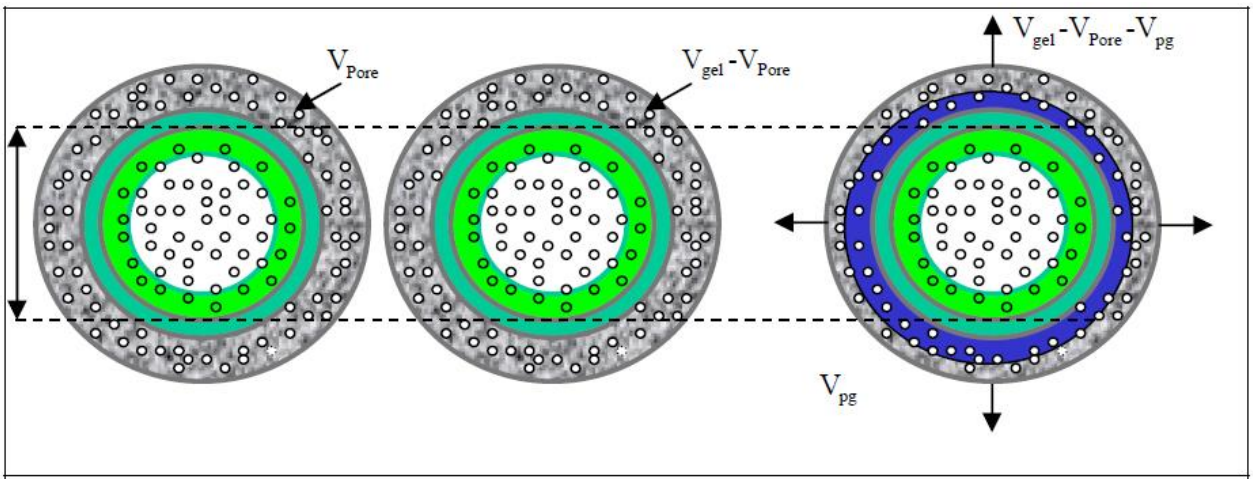


Figure 2.9 : Diffusion du gel du granulat vers la pâte de ciment (tirée de Saouma et Xi (2004))

2.4.2 Les modèles mésoscopiques

Il existe très peu de modèles mésoscopiques qui modélisent la RAG. Cette approche prend en compte la distribution granulométrique et l'emplacement des granulats réactifs, qui sont explicitement présentés avec des éléments finis raffinés à une échelle expérimentale.

2.4.2.1 Comby-Peyrot et al. (2009)

Le modèle développé par Comby-Peyrot et al. (2009) nécessite la génération d'une structure granulats-mortier de manière réaliste. Ils utilisent une méthode appelée « take and place » qui consiste à placer les granulats un par un sur un maillage 3D existant présenté à la Figure 2.10. Le modèle mésoscopique est composé de deux parties : les granulats assumés purement linéaires élastiques et la pâte de ciment qui se comporte comme un matériau avec un couplage élastique/endommagement.

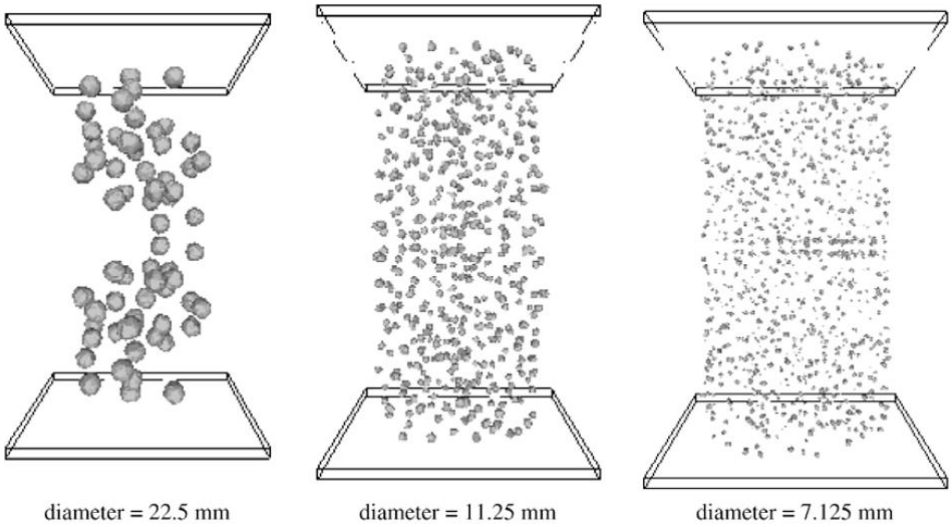


Figure 2.10 : Répartition de différents squelettes granulaires dans un spécimen en béton (tirée de Comby-Peyrot et al. (2009))

Concernant la RAG, les granulats réactifs gonflent en suivant la variation de volume d'un squelette granulaire au cours du temps qui a été évaluée par Riche et al. (2002) et présenté à la Figure 2.11. Ce modèle reproduit avec une certaine précision les fissures dû à la RAG et la dégradation progressive du matériau.

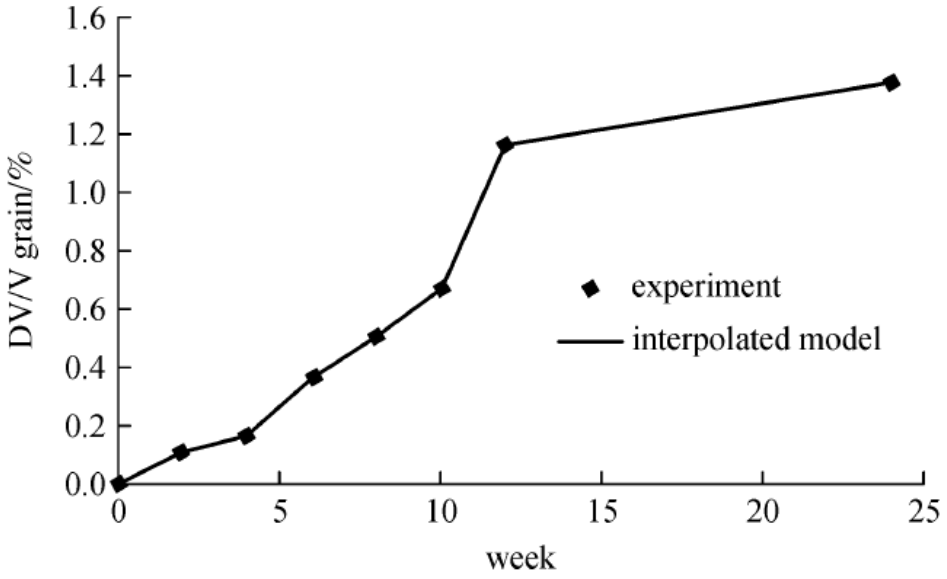


Figure 2.11 : Gonflement d'un granulat au cours du temps (tirée de Riche et al. (2002))

2.4.2.2 Bažant et Steffens (2000)

Bažant et Steffens (2000) ont proposé un modèle mathématique complexe pour prédire l'expansion d'un simple granulat, dû à la cinétique de la RAG. Le modèle a été développé sur un volume élémentaire représentatif de pâte de ciment contenant une particule sphérique et présenté à la Figure 2.12. Cette particule, contrairement à un granulat naturel, contient de la silice pure avec une structure cristalline ordonnée. Ce qui a pour effet un développement rapide de la RAG et un gel qui se forme de façon uniforme autour de la particule.

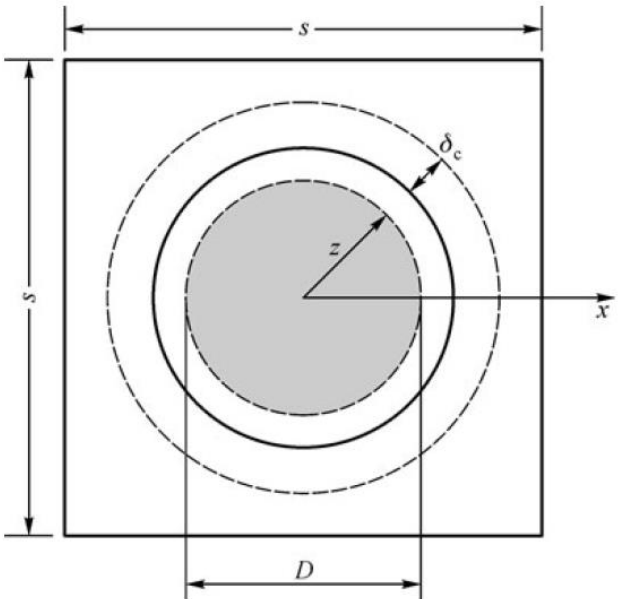


Figure 2.12 : Volume élémentaire de pâte de ciment contenant une particule sphérique de diamètre D (la zone grisée est la particule restante n'ayant pas réagi; δ_c est l'épaisseur de la couche avec les pores capillaires et les fissures entourant la particule (tirée de Bažant et Steffens (2000))

L'étude paramétrique du modèle a permis de montrer les effets de la taille des particules sur l'expansion dû à la RAG, observable à la Figure 2.13. Plus la taille de la particule diminue, plus l'expansion due à la RAG augmente. Cet effet est attendu à cause du ratio surface/volume de la particule qui augmente la réactivité chimique de la RAG. Cependant, il existe une certaine taille de particule réactive en dessous de laquelle une diminution de la taille de particule réduit les effets de gonflement de la RAG (appelé effet pessimum). L'approche est donc principalement utilisée pour identifier la taille critique des particules qui conduit à l'expansion maximale du béton. La partie du modèle sur la mécanique de la rupture de la RAG dans le béton avec particule de verre est présentée dans Bažant et al. (2000).

Ce modèle n'a pas été développé pour le béton ordinaire, mais plutôt comme modèle pour les tests menés par Meyer et Xi (1999) qui souhaitaient ajouter du verre broyé au béton.

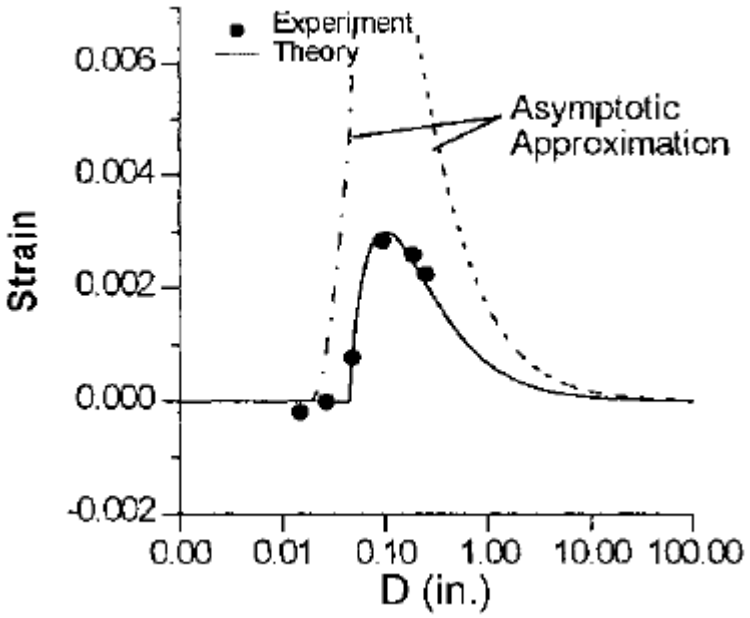


Figure 2.13 : Dépendance entre l'expansion volumétrique dû à la RAG et le diamètre D de la particule (tirée de Bažant et al. (2000))

2.4.3 Les modèles macroscopiques

A l'échelle macroscopique, on ignore souvent le comportement microstructural en introduisant un paramètre qui décrit la formation de gel : le degré d'avancement de la réaction. La plupart des modèles sont à l'échelle macroscopique car beaucoup plus utiles pour analyser le comportement global du béton affecté par la RAG à une échelle structurale. Les modèles macroscopiques sont aussi applicables dans le but de prédire les effets à long terme de la RAG sur la durabilité pour anticiper et faciliter des réparations.

La plupart des modèles existants sont formulés avec la méthode des éléments finis en combinant les aspects chimiques et les effets mécaniques. La cinétique de la réaction chimique est basée sur des mesures expérimentales. Le comportement mécanique peut être simulé avec des modèles linéaires élastiques ou non-linéaires incluant la thermique, le fluage, le retrait et la fissuration dont le couplage diffère d'un modèle à l'autre.

2.4.3.1 Équivalence thermique

C'est le modèle le plus simple qui existe pour modéliser la RAG. On considère l'expansion due à la RAG de la même manière qu'une déformation thermique. Le coefficient de dilatation thermique α est défini comme paramètre d'entrée et il peut aussi être un triplet $(\alpha_x, \alpha_y, \alpha_z)$ pour tenir compte d'une certaine anisotropie. Cette approche simple ne tient pas compte de la cinétique de la réaction. Malla et Wieland (1999) ont utilisé cette méthode pour comparer les résultats numériques avec les mesures de déformation faites en laboratoire sur des structures affectées par la RAG.

Une extension de l'équivalence thermique anisotrope a été développée par Charlwood et al. (1992) et Thompson et al. (1994). L'expansion anisotrope est une fonction du tenseur de contraintes.

2.4.3.2 Léger et al. (1996)

Le modèle développé par Léger et al. (1996) tient compte de l'effet des contraintes de compression, de la température, de l'humidité et de la réactivité des granulats. La résistance en traction et le module d'Young du béton sont réduits suivant l'expansion imposée.

Considérons une zone particulière m de n éléments finis où des caractéristiques d'expansion sont attendues. La déformation induite par la RAG selon cette procédure est donnée par :

$$\varepsilon_{asr}^{m} = \beta^{m}(t)[F_C(\sigma_c, t) * F_T(t) * F_M(t) * F_R(t)]^m \tag{2.5}$$

Avec,

$F_C, F_T, F_M\ et\ F_R$: Facteurs d'expansion normalisée (entre 0 et 1) correspondant respectivement à l'état de contraintes de compressions, la température, l'humidité et la réactivité des granulats;

β^m : Facteur de calibration pour ajuster les résultats numériques aux observations.

Ces facteurs d'expansion normalisés sont déterminés avec des méthodes empiriques, voir Figure 2.14.

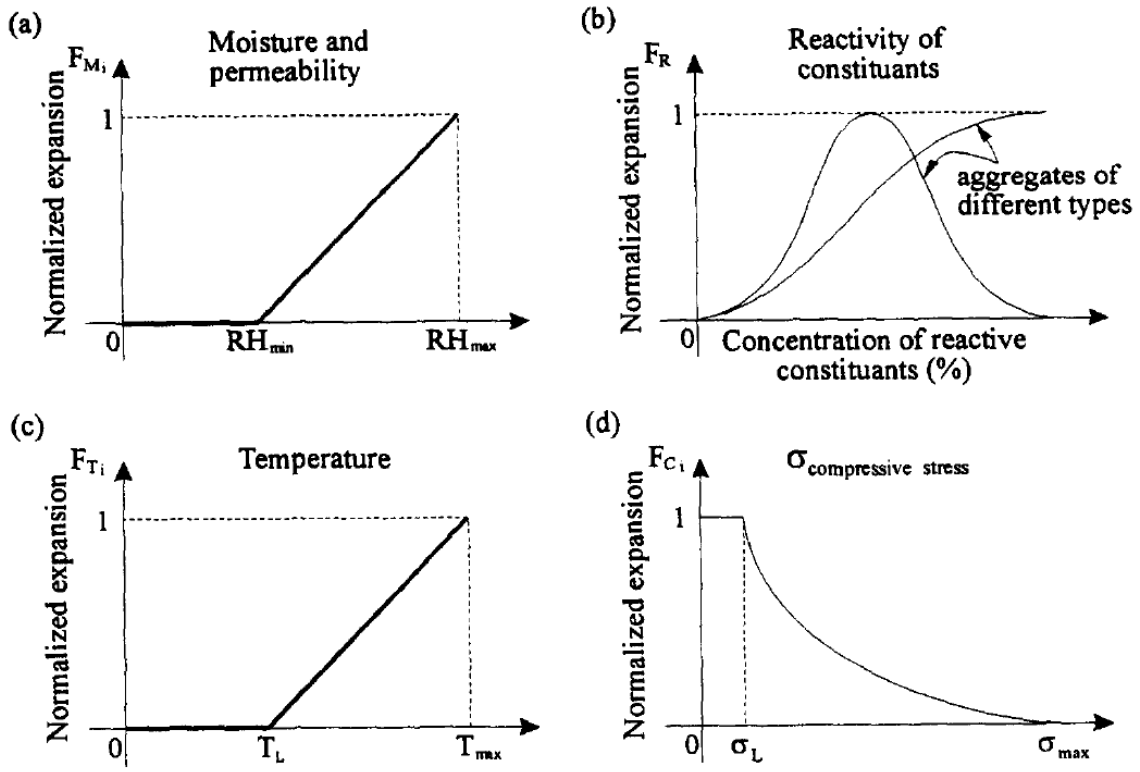


Figure 2.14 : Facteurs qui influencent l'expansion du béton dû à la RAG (tirée de Léger et al. (1996))

Le type d'éléments finis peut aller d'un simple élément linéaire élastique jusqu'à un élément complexe non-linéaire. Le modèle a été appliqué pour l'étude du comportement d'un pilier d'évacuateur de crue d'un aménagement hydroélectrique au Québec.

2.4.3.3 Capra et Sellier (2003)

C'est une approche probabiliste qui a été choisie par Capra et Sellier (2003) pour décrire les principaux paramètres du béton et de la RAG qui est modélisée par une cinétique globale incluant les effets de la température et de l'humidité. Le côté probabiliste intervient compte tenu du caractère aléatoire de l'endroit où se produit la fissuration. La modélisation du béton utilise donc une probabilité d'ouverture de fissure qui est liée au taux d'endommagement du matériau.

Ils parviennent alors à une diminution orthotrope des propriétés élastiques du béton et du gonflement résiduel sous les effets combinés des chargements mécaniques et de la RAG. Les capacités du modèle ont été démontrées sur des échantillons de laboratoire sous contraintes ainsi que sur une poutre en béton armé soumis à un gradient d'humidité.

Notez que cette approche peut être considérée comme le prédécesseur du modèle développé par Grimal et al. (2008a, 2008b) qui sera plus développé par la suite.

2.4.3.4 Larive (1998)

Les travaux de Larive (1998) sur la cinétique de la RAG ont été très souvent repris dans d'autres modèles. Basé sur une grande campagne d'expérimentation où plus de 600 spécimens ont été testés avec des mélanges de béton différents et des conditions mécaniques et ambiantes variées, elle a proposé un modèle numérique de la cinétique de réaction à trois paramètres:

$$\varepsilon_{ch} = \varepsilon^{\infty} \frac{1 - e^{-\frac{t}{\tau_c}}}{1 + e^{-\frac{(t-\tau_l)}{\tau_c}}} \tag{2.6}$$

Avec,

ε_{ch} : Déformation d'origine chimique;

ε^{∞} : Gonflement asymptotique;

τ_l : Temps de latence, correspond au point d'inflexion de la courbe d'expansion;

τ_c : Temps caractéristique, correspond à l'intersection de la tangente à τ_l avec l'asymptote en ε^{∞}.

Cette expression modélise bien la courbe en « S » typique du gonflement asymptotique que l'on retrouve lors des expériences et présentée à la Figure 2.15.

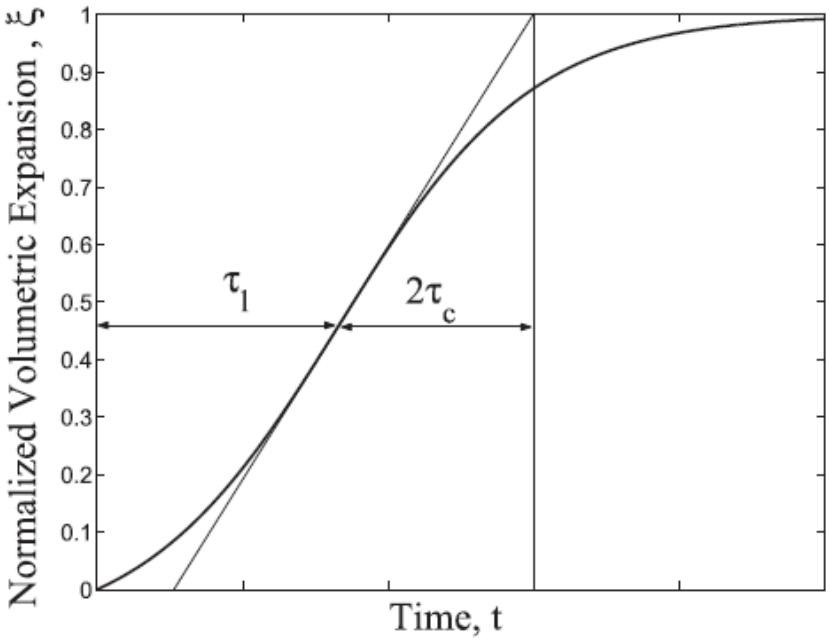


Figure 2.15 : Courbe d'expansion normalisée (tirée de Saouma (2014))

2.4.3.5 Saouma et Perotti (2006)

Saouma et Perotti (2006) ont développé l'un des modèles de RAG les plus importants, très souvent utilisé dans les modèles qui apparaissent après 2006. Leur approche est simple mais assez précise et intuitive. Ils se sont intéressés aux effets de l'état de contraintes sur l'expansion du béton due à la RAG. Leur postulat de départ est que des contraintes de compression ou de traction relativement élevées peuvent freiner l'expansion dû à la RAG à cause de la formation de microfissures ou de macrofissures qui absorbent le gel produit par la réaction. Ils introduisent donc deux fonctions en termes de contraintes de compression et de traction pour prendre en compte cette réduction.

Le modèle a été calibré à partir des tests d'expansion sous confinement réalisés par Multon (2004) puis appliqué sur une analyse en 2D d'un barrage-poids.

2.4.3.6 Grimal et al. (2008a, 2008b)

Le modèle poro-mécanique de Grimal et al. (2008a, 2008b) est classé dans les modèles macroscopiques car il est capable d'être utilisé sur des structures massives mais il est basé sur la production de gel à l'échelle mésoscopique du granulat. Il prend en compte quasiment tous les paramètres possibles pour décrire les différents phénomènes, qu'ils soient chimiques (quantité de gel pour remplir la porosité, effets capillaires…) ou mécaniques (fluage, retrait, fissuration…). C'est un modèle très complet au coût de 32 variables d'entrée dont beaucoup doivent être calibrées sur des expériences, et avec peu de données dans la littérature. Toutes ces variables sont listées à la Figure 2.16.

Phénomènes	Paramètres							Essais
Mécanique	Elasticité							Résistance en compression et en traction piloté en déformation
	E				ν			
	Rupture							
	Compression				Traction			
	R^c	$\varepsilon^c pic$	l_c^c	δ	R^t	$\varepsilon^t pic$	l_c^t	
Fluage	Sphérique				Déviatorique			Fluage endogène avec phase de décharge
	k_1		η_1^s		μ_1		η_1^d	
	k_2		η_2^s		μ_2		η_2^d	
Hydrique	Sr > 1							Retrait endogène
	M_w				b_w			
	Sr < 1							
	a		b			b_w		
RAG	Avancement							Gonflement libre et gonflements sous contraintes
	A_0	α_0	Ea	$T_{ref}(\alpha_0)$		Sr^0		
	Pression							
	b_g		M_g			V_g		
	Déformation viscoplastique							
	ε^0				τ			

Figure 2.16 : Paramètres du modèle de Grimal (tirée de Grimal (2006))

L'approche poro-mécanique de Grimal a prouvé son applicabilité dans la modélisation à l'échelle de la structure, mais le couplage des phénomènes dit « fort » et le grand nombre de variables nécessaire rendent le modèle très complexe à comprendre et à utiliser. Une description plus précise et une critique du modèle sera faite par la suite car c'est un des deux modèles qui est à l'étude dans ce mémoire.

2.4.3.7 Comi et al. (2009)

Le modèle de Comi et al. (2009) couple la cinétique de la RAG avec une approche d'endommagement isotrope. Puis ils ont étendu leur modèle avec une approche d'endommagement anisotrope, Comi et Perego (2011). C'est un modèle relativement plus simple et intuitif que celui précédemment présenté.

Le béton est modélisé par un matériau à deux phases composé d'un gel humide et d'un squelette de béton. La pression due au gonflement provient d'un changement de masse de la phase de gel humide, qui dépend de la température et du degré de saturation. L'endommagement du béton est évalué avec un modèle micromécanique simple. Les endommagements causés par des contraintes de traction et de compressions sont évalués séparément avec deux variables d'endommagements isotropes.

Le modèle a été calibré et validé sur les données des tests des cylindres en béton de Multon et Toutlemonde (2006) et sur les spécimens de Larive (1998). Il a ensuite été utilisé pour simuler le comportement d'un barrage-poids de la centrale de Beauharnois au Québec où quelques résultats sont présentés à la Figure 2.17.

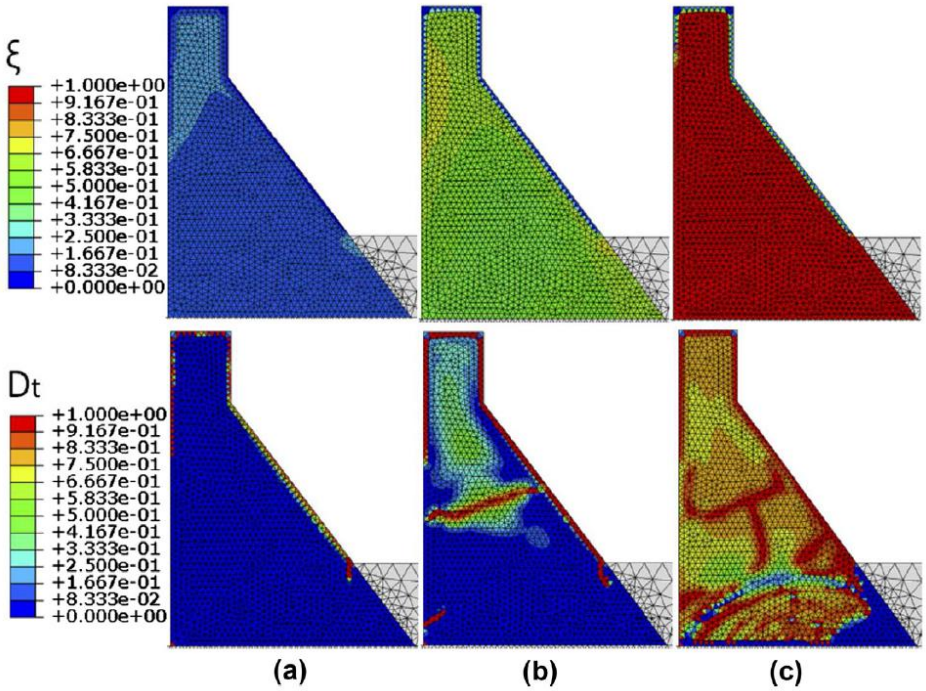


Figure 2.17 : Avancement de la réaction alcali-granulats et endommagement après 3 ans (a), 6 ans (b) et 60 ans (c) (tirée de Comi et al. (2012))

2.4.3.8 Ben Ftima et al. (2016)

L'approche proposée par Ben Ftima et al. (2016) consiste tout d'abord à réaliser deux analyses transitoires. Une première analyse thermique transitoire pour obtenir le champ de température dans la structure, puis une seconde analyse hydrique transitoire pour le champ d'humidité. Ensuite, les évolutions de ces deux champs sont utilisées comme entrées dans l'analyse multi-physique non-linéaire finale qui utilise le modèle de béton EPM3D. L'approche est schématisée à la Figure 2.18. C'est dans cette dernière analyse qu'intervient la cinétique de la RAG basée sur celle de Larive (1998) ainsi que le calcul de la déformation dû à la RAG basé sur le modèle de Saouma et Perotti (2006).

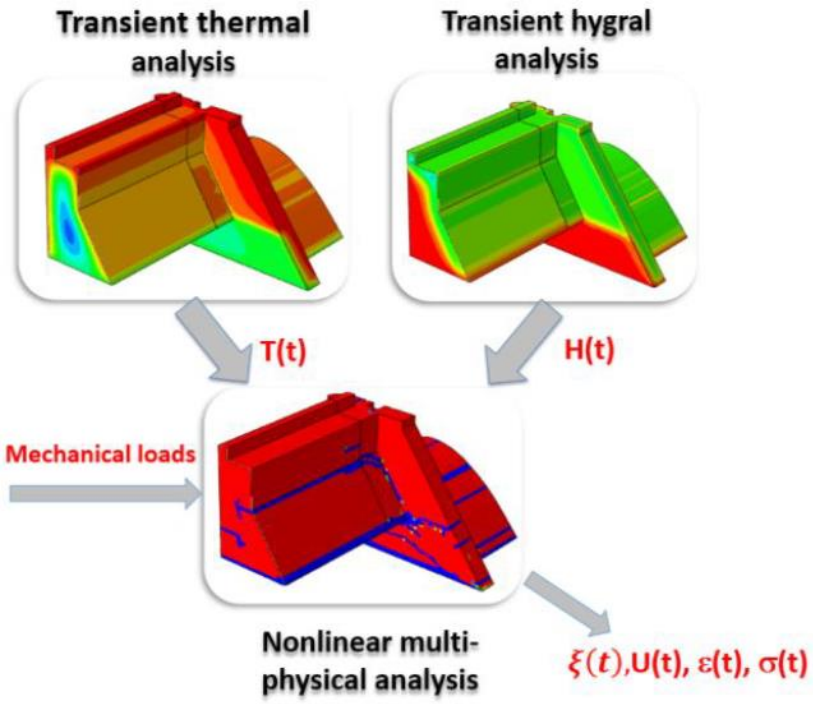


Figure 2.18 : Approche multi-physique (tirée de Ben Ftima et al. (2016))

Les auteurs utilisent un schéma de couplage dit « faible » où la déformation totale est décomposée en la somme des déformations mécanique, thermique, fluage, retrait et RAG selon l'équation suivante dans sa forme incrémentale :

$$\Delta\varepsilon(t,T,H) = \Delta\varepsilon_{mec}(t,T,H) + \Delta\varepsilon_{th}(t,T) + \Delta\varepsilon_{cr}(t,\sigma_0) + \Delta\varepsilon_{sh}(t,H) + \Delta\varepsilon_{aar}(t,\xi,T,H,\sigma_0) \tag{2.7}$$

Le modèle a été vérifié à l'échelle du matériau puis a été appliqué à l'échelle de la structure sur une portion d'une installation hydro-électrique existante qui souffre de la RAG. Le patron de fissuration est présenté à la Figure 2.19.

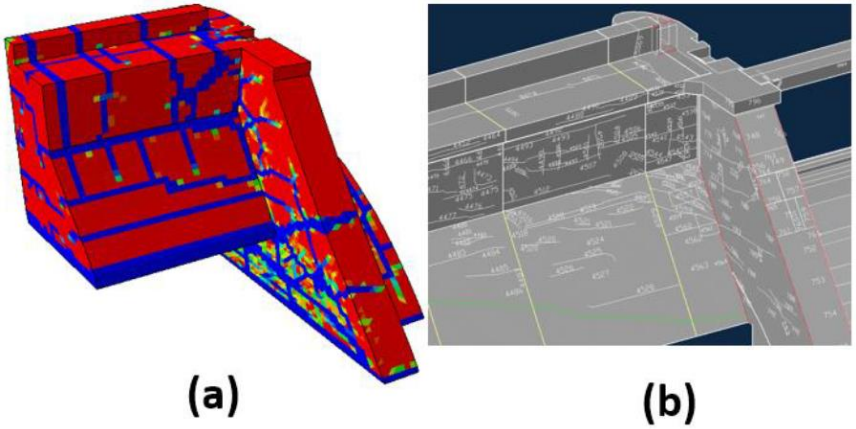


Figure 2.19 : Comparaison entre: (a) le patron d'endommagement du modèle multi-physique et (b) le patron des fissures réellement observé (tirée de Ben Ftima et al. (2016))

De la même façon que le modèle de Grimal et al. (2008a, 2008b), une description plus précise et une critique de ce modèle sera faite par la suite car ce sont les deux modèles qui sont à l'étude et mis en comparaison dans ce mémoire.

2.4.3.9 Gorga (2018)

Gorga (2018) a choisi d'utiliser le modèle de matériau appelé « concrete damaged platicity (CDP) » dans le logiciel d'éléments finis d'Abaqus, pour représenter les non-linéarités et l'endommagement dans le béton.

Concernant la modélisation de la RAG, il utilise une version modifiée de l'équation de la cinétique de Larive. L'auteur introduit des nouveaux coefficients à l'équation de Larive dans le but de donner un caractère plus physique aux variables mathématiques présentes dans l'équation initiale. Voici donc l'équation de Larive modifiée :

$$\varepsilon_{ASR}(t) = \frac{1 - e^{-\frac{t}{\tau_c k_{C,T} k_{C,RH}}}}{1 + e^{-\frac{(t - \tau_l k_{L,T} k_{L,RH})}{\tau_c k_{C,T} k_{C,RH}}}} * \left(k_{\infty,T} k_{\infty,RH} k_{\infty,A}\right) \varepsilon_{ASR}^{\infty} \tag{2.8}$$

Avec,

$k_{C,T}$: Coefficient de modification de la température pour τ_c;

$k_{C,RH}$: Coefficient de modification de l'humidité relative pour τ_c;

$k_{L,T}$: Coefficient de modification de la température pour τ_l;

$k_{L,RH}$: Coefficient de modification de l'humidité relative pour τ_l;

$k_{\infty,T}$: Coefficient de modification de la température pour $\varepsilon_{ASR}^{\infty}$;

$k_{\infty,RH}$: Coefficient de modification de l'humidité relative pour $\varepsilon_{ASR}^{\infty}$;

$k_{\infty,A}$: Coefficient de modification de la teneur en alcali pour $\varepsilon_{ASR}^{\infty}$.

Le modèle à déjà été validé sur des spécimens et des travaux sont en cours pour la validation sur une structure affectée par la RAG.

Finalement, le Tableau 2.1 qui a été fait par Gorga (2018) fait la comparaison de différents modèles et permet de voir rapidement quels phénomènes sont pris en compte dans quels modèles.

Tableau 2.1 : Comparaison de certains modèles de RAG (tirée de Gorga (2018))

		Ulm et al. (2000)	Li & Coussy (2002, 2004)	Capra & Sellier (2003)	Bangert et al. (2004)	Fairbairn et al. (2004) & Farage et al. (2004)	Saouma & Perotti (2006)	Grimal et al. (2008 a, b)	Esposito & Hendrix (2012)	Comi et al. (2012)	Pesavento et al. (2012)	Pan et al. (2013a, b)	Winnicki et al. (2014)	Ben Ftima et al. (2017)	Gocevski & Yildiz (2017)	Gorga et al. (2018)
Kinetics	based on Larive	X	X			X	X		X	X	X	X	X	X		X
	based on chemical equations			X	X			X								
	linear														X	
ASR expansion	Ortho or Anisotropic (stress-state dependent)			X			X	X	X			X		X	X	X
	Isotropic (stress-state independent)	X	X		X	X				X	X		X			
ASR temperature dependency	varying temp over time	X	X			X	X		X	X	X	X	X	X	X	X
	constant temp			X	X			X								
ASR humidity dependency	varying humidity over time				X	X				X	X		X	X	X	X
	constant humidity	X	X	X			X	X	X			X				
mechanical properties	yes - function of ASR expansion or other			X	X		X	X	X	X	X	X	X			X
	no - undamaged values or field measurements only	X	X			X								X	X	
damage propagation (cracking)	smeared cracking approach	X	X	X		X	X	X	X	X	?		X	X		
	damaged plasticity cracking approach										?	X			X	X
	brittle model				X						?			X		
Concrete material type	Porous media			X	X	X		X	X	X	X					
	Continuous (isotropic or anisotropic)	X	X				X					X	X	X	X	X
Creep	yes							X			X	X		X		X
	no	X	X	X	X	X	X		X	X			X		X	
Shrinkage	yes							X			X			X		
	no	X	X	X	X	X	X		X	X		X	X		X	X
Application	Massive structures											X		?	?	
	Slender structures							X		X				?	?	X
	Cores or Specimens			X		X	X	X	X	X	X	X	X	?	?	
Validation	Massive structures	X	X			X	X	X		X		X	X	X	X	X[1]
	Slender structures	X	X	X	X											X
	Cores or Specimens				X											X
Number of dimensions of the	3D		X			X		X		X		X		X	X	X
	2D	X	X	X	X		X		X	X	X		X			

[1] ongoing work

2.5 Phénomènes de transports de l'eau dans le béton et modélisation

Le matériau béton est un milieu poreux qui se compose d'une matrice solide et d'un espace poreux (appelé pore ou vide) qui peut être occupé par un ou des fluides (liquides ou gazeux). Ce milieu poreux contenant les fluides peut être en équilibre (mécanique, thermodynamique, thermique, chimique, électrique) ou non. En dehors de l'équilibre, il peut y avoir des transports de matière. C'est le transport de l'eau dans le béton qui nous intéresse plus particulièrement ici pour nous permettre de modéliser, dans la suite du mémoire, la quantité d'eau présente à chaque instant dans le béton.

2.5.1 Les différents types d'eau dans le béton

Il faut savoir qu'il existe plusieurs types d'eau dans le béton et une classification assez simple a été faite par Baroghel-Bouny (1994), voir Figure 2.20 :

- L'eau chimiquement liée

C'est l'eau qui a été consommée pendant les réactions d'hydratation du ciment et qui est maintenant assemblée avec d'autres composants dans les hydrates.

- L'eau adsorbée

C'est l'eau en couches moléculaires sur la surface solide des pores soumise à des champs de forces superficielles provenant du solide (forces intermoléculaires de Van Der Waals et forces électrostatiques). Plus on s'éloigne de la paroi du solide, plus ces forces diminuent.

- L'eau capillaire

C'est l'eau composée de la phase condensée à l'intérieur des pores. Elle se situe entre la couche adsorbée et la phase gazeuse dont l'interface forme un ménisque.

- L'eau libre

L'eau libre est un cas particulier de l'eau capillaire pour les plus gros pores et est très souvent comprise avec l'eau capillaire quand on parle de cette dernière. C'est l'eau composée de la phase condensée mais qui n'est plus dans le champ d'influence des forces superficielles. Elle est en équilibre avec la phase gazeuse et l'interface entre les deux phases est une surface plane.

Cette classification est parfois uniquement factice car la différenciation entre ces différentes eaux n'est pas simple. Le plus important à retenir est que l'état hydrique est parfaitement défini par la thermodynamique. À l'équilibre, cet état est déterminé de façon unique par le paramètre d'humidité relative h qui est souvent choisi comme variable d'état caractérisant le système thermodynamique.

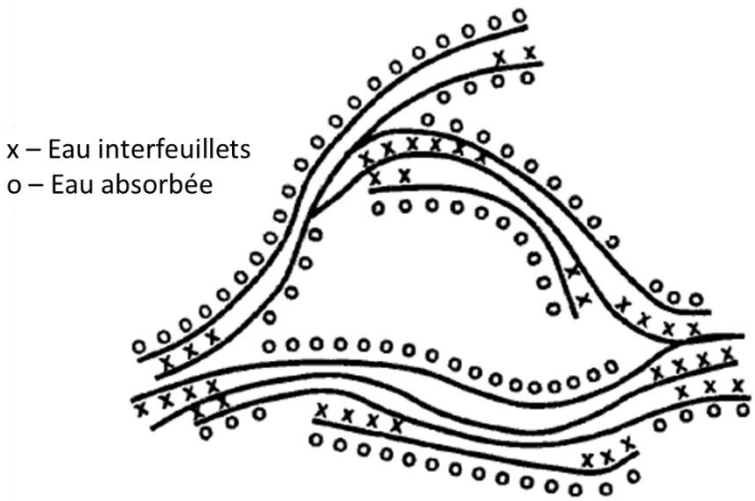


Figure 2.20 : Modèle des grains de C-S-H (modifiée de Baroghel-Bouny (1994))

2.5.2 Relation entre l'humidité relative « h » et le degré de saturation « s »

Dépendamment des auteurs, certains préfèrent utiliser le paramètre d'humidité relative et d'autres celui du degré de saturation. Le passage d'un paramètre à l'autre se fait en utilisant l'équilibre isotherme des potentiels chimiques de la vapeur et de l'eau liquide :

$$\frac{dp_v}{\rho_v} = \frac{dp_l}{\rho_l} \tag{2.9}$$

Avec,

p_v : Pression de la vapeur;

p_l : Pression de l'eau liquide;

ρ_v : Masse volumique de la vapeur;

ρ_l : Masse volumique de l'eau liquide.

En utilisant également la loi des gaz parfaits :

$$p_v M_v = RT\rho_v \tag{2.10}$$

Avec,

M_v : Masse molaire de vapeur (kg.mol^{-1});

R : Constante des gaz parfaits, R=8,3144621 J/K/mol;

T : Température (Kelvins);

ρ_v : Masse volumique (kg.m^3).

Par définition, la pression capillaire p_c en Pa est la différence de pression entre la pression dans le fluide non mouillant (ici le gaz : p_g) et la pression du fluide mouillant (ici le liquide : p_l) :

$$p_c(s_r) = p_g - p_l \tag{2.11}$$

et l'humidité relative est le rapport de la pression de vapeur d'eau p_v sur la pression de vapeur saturante p_{vs} :

$$H = \frac{p_v}{p_{vs}} \tag{2.12}$$

On obtient ainsi l'équation de Kelvin exprimant l'équilibre liquide-vapeur qui nous donne la valeur de la pression capillaire p_c dans le pore lorsqu'il y règne une humidité relative h :

$$p_c(s_r) = -\rho_l \frac{RT}{M_v} \ln(H) \tag{2.13}$$

Ce cheminement est plus détaillé dans Daïan (2013) pour les lecteurs qui souhaitent plus d'information.

De l'autre côté, le degré de saturation du liquide S_r peut être calculé à partir de la teneur en eau massique w dans le béton :

$$S_r = \frac{w\rho_s}{\Phi\rho_l} \tag{2.14}$$

Avec,

ρ_s : Masse volumique apparente du béton;

ρ_s : Masse volumique du liquide;

Φ : Porosité du béton.

La courbe de l'isotherme de désorption est trouvée expérimentalement et donne l'humidité relative H en fonction de la teneur en eau massique w. De cette courbe et avec les équations préalablement énoncées, il est possible d'arriver à la courbe capillaire p_c en fonction du degré de saturation S_r qui est un paramètre d'entré du modèle utiliser dans Abaqus sur lequel on reviendra dans la suite de ce mémoire. Les liens entre les différents paramètres sont schématisés à la Figure 2.21.

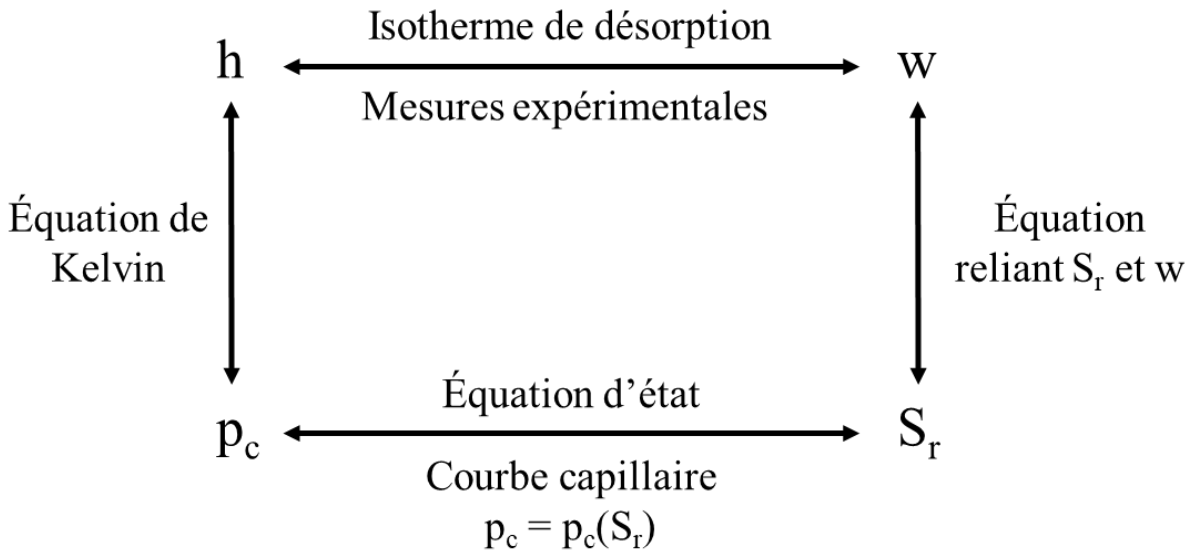


Figure 2.21 : Lien entre les paramètres expérimentaux et les variables du modèle d'Abaqus (modifiée de Baroghel-Bouny et al. (1999))

2.5.3 Les isothermes de sorption

La relation précédemment établie entre H et S_r nous a permis d'introduire les isothermes de sorption. Revenons un peu plus en détail sur ce que sont ces isothermes.

On appelle isothermes de sorption de vapeur d'eau, les courbes donnant les valeurs à l'équilibre de la teneur en eau massique w (d'autres auteurs proposent plutôt la teneur en eau molaire ou volumique), du matériau en fonction de l'humidité relative de l'air ambiant, pour une température T fixée. Lorsque la courbe est obtenue par humidité relative croissantes, c'est un isotherme d'adsorption et lorsque celle-ci est obtenue par humidité relative décroissantes, c'est un isotherme de désorption. L'allure générale d'une isotherme de sorption est présentée à la Figure 2.22. Les raisons de l'existence d'une hystérésis entre ces deux courbes proviennent de la forme en « bouteille d'encre » des pores et de l'interconnexion particulière de pores de tailles différentes. Les lecteurs souhaitant plus d'informations peuvent se référer au chapitre I.3.1 de Daian (1986) et au chapitre III.3.5, partie cinq, de Baroghel-Bouny (1994).

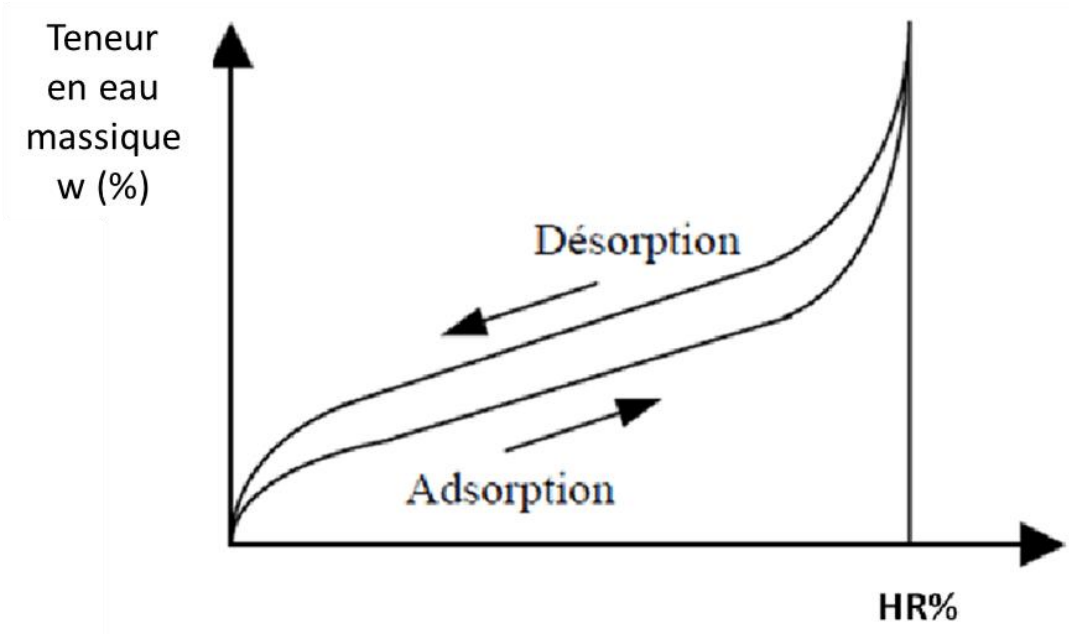


Figure 2.22 : Allure générale d'une isotherme de sorption (modifiée de Betene Ebanda (2012))

Ces isothermes de sorption s'obtiennent par le biais d'expériences. La méthode qu'a choisi Baroghel-Bouny (1994) est de soumettre des échantillons de matériau à des ambiances de différentes humidité relatives, obtenues par des solutions salines saturées. En résumé, le mode opératoire est le suivant :

- Mettre l'échantillon dans une enceinte où une solution saline (correspondant à une certaine valeur d'humidité relative, voir Figure 2.23) est présente;
- Peser l'échantillon régulièrement (chaque jour au début de chaque palier puis ensuite chaque semaine);
- L'équilibre hygrométrique est atteint lorsque la masse de l'échantillon ne varie quasiment plus (un Δm est choisi);
- Recommencer la procédure avec une nouvelle solution saline.

Chaque palier (solution saline) donne un point sur la courbe d'isotherme de sorption. Une isotherme de désorption ou d'adsorption est complète avec une dizaine de points. Atteindre l'équilibre hygrométrique est un processus très lent. Suivant le palier considéré et l'humidité relative à laquelle est soumis un échantillon de béton de quelques millimètres d'épaisseur, il peut mettre jusqu'à un an pour atteindre cet équilibre.

Sel utilisé pour la solution saline saturée		H.R. (en %) au-dessus de la solution saline saturée
Chlorure de Lithium	$LiCl, x\ H_2O$	12
Acétate de Potassium	$KCH_3CO_2, 1,5\ H_2O$	22,8
Chlorure de Magnésium	$MgCl_2, 6\ H_2O$	33
Carbonate de Potassium	$K_2CO_3, 2\ H_2O$	44
Nitrate de Magnésium	$Mg(NO_3)_2, 6\ H_2O$	53,5
Nitrate d'Ammonium	NH_4NO_3	63,2
Chlorure de Strontium	$SrCl_2, 6\ H_2O$	71,5
Sulfate d'Ammonium	$(NH_4)_2SO_4$	80,1
Chlorure de Baryum	$BaCl_2, 2\ H_2O$	90,4
Sulfate de Potassium	K_2SO_4	97

Figure 2.23 : Correspondance entre les solutions salines utilisées et l'humidité relative (tirée de Baroghel-Bouny (1994))

2.5.4 Phénomènes de transport et équations

Ce qui va nous intéresser dans le chapitre 5 de ce mémoire est de modéliser l'humidité relative (ou le degré de saturation) en fonction de l'espace et du temps. Pour cela, il est nécessaire d'établir les équations de transport dans les milieux poreux partiellement saturés qui vont servir en partie dans le modèle développé. Cependant le couplage des processus dans les milieux non saturés est très complexe. Le transfert de chaleur, d'humidité et d'air dans un milieu poreux déformable et partiellement saturé implique une interaction de trois processus différents (thermique, mécanique et fluide) et de trois phases différentes (solide, liquide et gazeux). L'eau présente dans les pores du béton peut exister sous forme d'eau liquide ou de vapeur d'eau, et des changements de phase peuvent se produire. Tout ceci rend le système très complexe et il est difficile d'établir un modèle mathématique général et complet incluant tous les phénomènes qui peuvent se produire.

Tous les modèles d'équilibre et de transport dans les milieux poreux que l'on a pu voir dans la littérature se ressemblent tous plus ou moins. Ils partent tous de la même théorie de conservation de la masse et de quantité de mouvement mais l'écrivent de façon différente ou avec plus ou moins de complexité et d'hypothèses. Ce qui diffère par la suite sont les lois constitutives du matériau et des fluides qui ne sont pas forcément les mêmes d'un modèle à l'autre. Dans cette section, seulement les principes et les équations générale seront présentés.

Après de nombreuses étapes qui sont détaillées aux chapitres 2 et 3 de Pinder et Gray (2008), on obtient l'équation de conservation de la masse pour les deux phases fluides, w désignant la phase de fluide mouillante et n la phase de fluide non-mouillante. L'équation qui suit, décrit le concept fondamental énoncé par Lavoisier en 1789 : « Rien ne se perd, rien ne se crée, tout se transforme » :

$$\frac{\partial(s^{\alpha}\varepsilon\rho^{\alpha})}{\partial t} + \nabla(s^{\alpha}\varepsilon\rho^{\alpha}v^{\alpha}) = e_{\alpha s}^{\alpha} + e_{wn}^{\alpha} + \sum_{W=1}^{N_W} \rho_W^{\alpha}\, Q_W^{\alpha}\delta(x - x^W) \quad \alpha = w, n \tag{2.15}$$

Avec,

ε : Porosité du milieu;

ρ^{α} : Masse volumique de la phase α;

s^{α} : Degré de saturation de la phase α;

v^{α} : Vitesse de la phase α dans le pore, (est relié à la vitesse de Darcy par : $q^{w} = \varepsilon(v^{w} - v^{s})$;

$e_{\alpha s}^{\alpha}$: Échange de masse entre la phase α et la phase s;

e_{wn}^{α} : Échange de masse entre la phase w et la phase n;

$\sum_{W=1}^{N_W} \rho_W^{\alpha} Q_W^{\alpha} \delta(x - x^{W})$: Terme de puit d'injection (sources extérieures).

Les équations de conservation de la masse ne suffisent pas pour décrire entièrement les phénomènes. On a donc besoin d'équations constitutives pour ajouter des conditions nécessaires pour spécifier mathématiquement le comportement du solide et des phases fluides dans un milieu poreux.

La loi de Darcy relie la vitesse d'écoulement d'un fluide, dans un milieu poreux, au gradient de pression du fluide, Pinder et Gray (2008) :

$$q^{w} = -\frac{k^{s}}{\mu^{w}} * (\nabla p^{w} - \rho^{w} g) \tag{2.16}$$

Avec,

w : Indique que l'on fait référence à la phase fluide (liquide ou gaz);

q : Vitesse de Darcy (m/s);

k^{s} : Perméabilité intrinsèque du matériau (m^2), l'indice s indique que cette perméabilité est une propriété du matériau solide;

μ^{w} : Viscosité dynamique du fluide (kg/m/s);

p^{w} : Pression du fluide (Pa);

ρ^{w} : Masse volumique du fluide (kg/m^3);

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

Cette loi de Darcy est appliquée aux deux phases fluides présentes dans le milieu poreux : l'eau liquide et la phase gazeuse.

La perméabilité intrinsèque k^s varie en fonction de la porosité du milieu. Cependant, il n'y a pas de relation simple entre les deux paramètres. Certains auteurs ont travaillé sur des modèles qui donnent la perméabilité en fonction de l'endommagement du matériau car il est évident qu'elle est fonction des fissures présentent dans le béton. Picandet (2001) et Dufour (2007) présentent chacun leur modèle de couplage entre la perméabilité et l'endommagement.

Le processus de diffusion de la vapeur d'eau et de l'air sec est généralement décrit par une équation de diffusion obéissant à la loi de Fick, Baroghel-Bouny et al. (1999) :

$$\Phi_g(v_j - v_g) = -F(S_l)\frac{D_{va}(T)}{p_g C_j} grad(C_j) \tag{2.17}$$

Avec,

$$D_{va}(T) = 0.217 p_{atm}\left(\frac{T}{T_0}\right)^{1.88} \tag{2.18}$$

j : Indice qui peut être « a » pour l'air sec ou « v » pour la vapeur d'eau;

Φ_g : Fraction du volume de matériau occupé par le gaz g;

v : Vitesse du fluide;

$F(S_l)$: Tient compte des effets de tortuosité (qui décrit à quel point le parcours dans le matériau est sinueux) et de la réduction de l'espace offert à la diffusion gazeuse;

C_j : Fraction molaire du constituant j;

$\frac{D_{va}(T)}{p_g}$: Coefficient de diffusion de la vapeur d'eau dans l'air (en cm^2/s avec T en K, T_0 = 273 K et p_{atm} = 101325 Pa).

Les équations de conservation de la masse, de Darcy et de Fick doivent être complétées par les équations d'état 2.11 et 2.13 préalablement établis.

2.5.5 Modélisation des phénomènes de transport dans Abaqus

Un des objectifs du chapitre 5 sera de simuler l'évolution du degré de saturation en fonction du temps dans une structure. Cette analyse de type poro-mécanique est disponible dans Abaqus et sera alors utilisée. Elle s'appelle : « Coupled pore fluid diffusion and stress analysis » et est présentée au chapitre 6.8.1 du guide d'utilisation des analyses d'Abaqus de Hibbitt et al. (2014). L'analyse s'appuie sur les équations précédemment énoncées. Les paramètres d'entrée du modèles et son utilisation seront détaillés au chapitre 5. Présentons assez succinctement les grandes lignes de ce modèle qui permet d'analyser les cas suivants :

- Écoulement totalement saturé à travers un milieu poreux (rencontré dans beaucoup d'applications géotechnique);
- Écoulement partiellement saturé (rencontré dans des problèmes d'irrigation et d'hydrologie);
- Une combinaison des deux types d'écoulements précédents (calcul de la surface d'une nappe phréatique).

Les structures d'ouvrages hydrauliques se trouvent généralement dans le troisième cas où il y a une partie totalement saturée et une autre partiellement saturée. La limite entre ces deux parties est ce qu'on appelle la surface phréatique. L'évolution du gradient de saturation au cours du temps est un des aspects les plus importants qui nous intéresse pour la suite de ce mémoire. La Figure 2.24 présente un résultat typique sur l'exemple 10.1.2 de la documentation d'Abaqus.

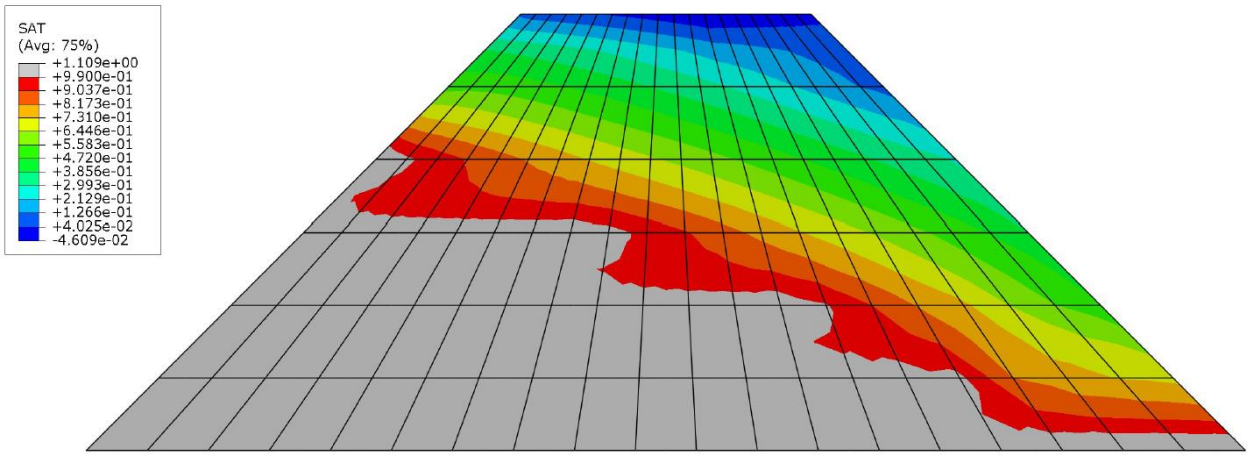


Figure 2.24 : Barrage en terre qui montre a) la zone totalement saturée en gris b) la surface phréatique à l'interface entre le gris et le rouge c) le gradient décroissant de saturation du rouge au bleu (Exemple 10.1.2 modifié de la documentation d'Abaqus de Hibbitt et al. (2014))

Dans Abaqus, le milieu poreux est modélisé en attachant le maillage d'éléments finis à la phase solide et le liquide peut s'écouler à travers ce maillage. La partie mécanique du modèle est basée sur le principe des contraintes effectives :

$$\bar{\sigma} = \sigma + \chi p^{w} I \tag{2.19}$$

Avec,

$\bar{\sigma}$: Contraintes effectives;

σ : Contraintes totales agissant en un point;

p^{w} : Pression moyenne de l'eau dans les pores;

χ : Facteur qui dépend de la saturation du milieu. $\chi(S_r)$ peut être mesuré expérimentalement mais en général, on assume que $\chi = S_r$ et c'est ce qui est fait dans l'analyse d'Abaqus.

Des équations d'équilibre et de continuité de l'écoulement sont utilisés comme celles présentées précédemment à la différence qu'Abaqus ignore la phase de vapeur dans la formulation de l'écoulement partiellement saturé. Le modèle ne prend donc pas en compte la loi de Fick mais

uniquement la loi de Darcy pour les écoulements (ou la loi de Forchheimer qui est une extension de la loi de Darcy pour des vitesses d'écoulement élevées).

Pour mieux comprendre le modèle d'Abaqus, voici les équations de Newton résultantes en un point qui nous montrent l'analogie faite avec la mécanique concernant les degrés de libertés.

$$\begin{bmatrix} K_{dd} & K_{du} \\ K_{ud} & K_{uu} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_c \\ p^w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_r \\ \Delta V_r \end{bmatrix} \tag{2.20}$$

Avec,

d_c : Vecteur déplacements	$\longleftrightarrow$	p^w : Pression de pore
F_r : Forces résiduelles conjuguées aux déplacements	$\longleftrightarrow$	ΔV_r : Variation résiduelle du volume de fluide au cours de l'incrément de temps conjuguée à la pression de pore

2.6 Conclusion

Diverses approches de modélisation ont été développées au fil des années pour la modélisation numérique du phénomène de RAG dans le béton. Elles ont été formulées à différentes échelles avec différents degrés de complexité. Cependant, la faisabilité de ces approches dans le contexte présent de ce travail (ouvrages hydrauliques existants atteints par la RAG) n'est pas garantie. Les modèles macroscopiques impliquant la cinétique de la RAG ou modèles physico-chimiques semblent avoir un potentiel pour être utilisables dans le contexte d'étude. Cette cinétique est physiquement liée aux conditions thermiques et hydriques locales dans le béton qui sont influencées par les conditions environnementales de la structure. Il est donc possible via des simulations transitoires hydriques et/ou thermiques de reproduire l'historique thermique et hydrique dans l'ouvrage. La prise en compte des phénomènes de transport de l'eau dans le béton est à ce niveau très importante pour les ouvrages hydrauliques, et notamment les processus de diffusion de la vapeur d'eau sur les faces exposées à l'aire, d'adsorption et de perméabilité de l'eau liquide pour les faces en contact avec l'eau. L'analyse pour la prédiction du comportement final de

l'ouvrage (fissuration, résistance, déplacement) est dite multi-physique puisqu'elle fait intervenir plusieurs champs : mécanique, thermique, hydrique et chimique. Le choix a été fait dans ce travail sur deux modèles macroscopiques fonctionnant sur deux plateformes numériques différentes. Il s'agit du modèle de Grimal et al. (2008a, 2008b) programmé dans le code Aster, développé par EDF (Électricité de France) et du modèle de Ben Ftima et al. (2016) programmé dans le logiciel commercial ABAQUS. Ces deux modèles seront repris, comparés et critiqués dans le Chapitre 3, dans l'objectif de développer une nouvelle approche au Chapitre 4 qui tient compte de la spécificité des ouvrages hydrauliques atteints par la RAG. Une portion de l'aménagement hydraulique à l'étude (Figure 1.1) sera utilisée comme application dans le Chapitre 5.

CHAPITRE 3 COMPARAISON DES MÉTHODOLOGIES

3.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est tout d'abord d'introduire les deux méthodologies à l'étude dans ce projet qu'on appellera tout au long de ce mémoire : méthodologie EPM et méthodologie code Aster. Ces deux méthodologies seront successivement présentées et détaillées en mettant plus d'emphase sur les modules qui traitent de la RAG.

À la suite de la présentation des deux méthodologies, elles seront alors confrontées dans le but de comparer les paramètres qui les composent ainsi que les performances de chacune d'elles sur des benchmarks mécaniques issus de la littérature.

Pour finir, les principaux problèmes rencontrés durant les analyses seront mis en évidence et une critique de ces deux méthodologies sera réalisée dans l'objectif d'en choisir une pour la poursuite du développement et des applications dans les chapitres 4 et 5.

3.2 Méthodologie EPM

Cette méthodologie a été développée par Ben Ftima et al. (2016) à l'École Polytechnique de Montréal. Elle utilise la loi mécanique EPM3D implémentée dans la sous-routine USERMAT disponible dans le logiciel commercial Abaqus (Massicotte et Ben Ftima (2017)). La loi de comportement qui décrit la RAG est basée sur le modèle de Saouma et Perotti (2006) pour la distribution anisotrope et le gonflement volumétrique, ainsi que sur le modèle de Larive (1998) pour la partie cinétique. Les différents phénomènes multi-physiques et les couplages existants sont passés en revue dans les sections suivantes.

3.2.1 Champ thermique

L'expansion due à la température est causée par la dilatation thermique dont l'incrément de déformation est donné par l'équation suivante :

$$\Delta\epsilon_{th}(t,T) = \alpha * (T(t) - T_{ini}) * \delta \tag{3.1}$$

Avec,

α : Coefficient d'expansion thermique;

T_{ini} : Température de référence initiale;

δ : Symbole de Kronecker.

3.2.2 Fluage

C'est le modèle viscoélastique de Kelvin-Voigt qui est utilisé :

$$\Delta\varepsilon_{cr}(t,\sigma_0) = \left(e^{\frac{-E_{ve}}{\eta_{ve}}} - 1\right) * \left(\varepsilon_{cr}(t-\Delta t) - \frac{[A] * \sigma_0}{E_{ve}}\right) \tag{3.2}$$

Avec,

η_{ve} : Amortissement;

E_{ve} : Ressort élastique;

$$[A] = \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2*(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2*(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2*(1+\nu) \end{bmatrix};$$

ν : Coefficient de Poisson.

3.2.3 Retrait

On considère le retrait analogue à une dilatation thermique avec un coefficient de retrait :

$$\Delta\varepsilon_{sh}(t,H) = \alpha_{sh}(H) * \big(H(t) - H(t-\Delta t)\big) * \delta \tag{3.3}$$

Avec,

α_{sh} : Coefficient de retrait qui dépend non linéairement du champ d'humidité relative H;

δ : Symbole de Kronecker.

3.2.4 RAG

Ce sont les modèles de Saouma et de Larive qui ont choisis d'être utilisés pour la loi de comportement qui reproduit l'effet de la RAG. L'équation suivante donne la déformation dû à la RAG :

$$\Delta\varepsilon_{aar_i}(t,\xi,T,H,\sigma_0) = \Gamma_t(COD_{max}) * \Gamma_c(\sigma_0) * g(H) * W_i(\sigma_0) * \Delta\xi(t,T,\sigma_0) * \varepsilon_{v\infty} \quad (3.4)$$

Avec,

i : Direction principale de contrainte;

Γ_t et Γ_c : Facteurs de retard qui dépendent des dommages en traction/compression et du champ de contraintes (détaillés par la suite);

$g(H)$: Fonction de réduction qui tient compte de l'influence du champ de l'humidité relative H;

$W_i(\sigma_0)$: Poids pour redistribuer l'expansion volumétrique de la RAG dans les directions principales i. Les poids dépendent du champ de contraintes (uniaxial, biaxial, triaxial);

$\varepsilon_{v\infty}$: Déformation volumétrique asymptotique due à la RAG;

$\Delta\xi(t,T,\sigma_0)$: Taux d'avancement de la RAG donné par l'équation suivante issue des travaux de Larive :

$$\Delta\xi(t,T,\sigma_0) = \frac{e^{\frac{t}{\tau_c}} * (e^{\frac{\tau_l}{\tau_c}} + 1)}{\tau_c * (e^{\frac{t}{\tau_c}} + e^{\frac{\tau_l}{\tau_c}})^2} * \Delta t \quad (3.5)$$

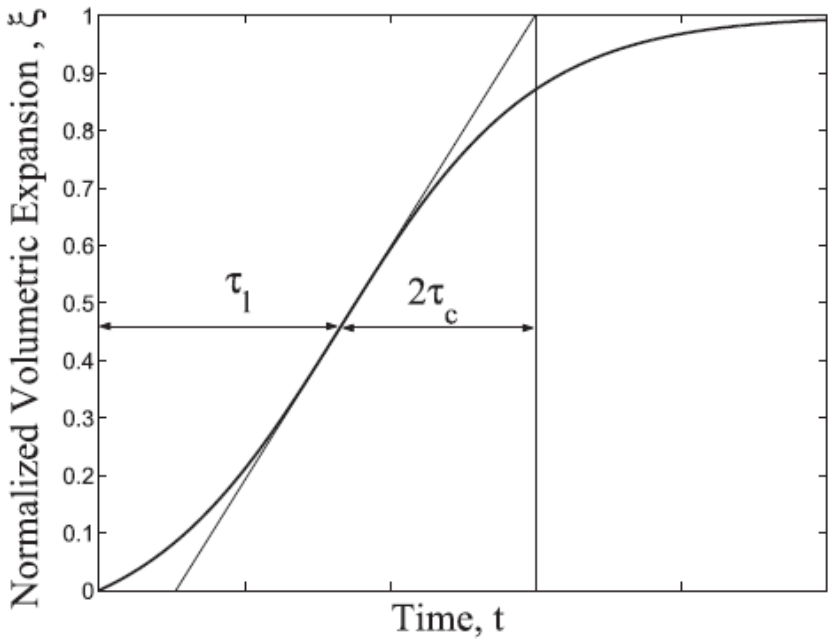
Avec,

τ_l : Temps de latence, correspond au point d'inflexion de la courbe d'expansion (Figure 3.1);

$$\tau_l(T,T_0,I_\sigma,f'_c) = f(I_\sigma,f'_c) * \tau_l(T_0) * e^{U_l*(\frac{1}{T}-\frac{1}{T_0})} \quad (3.6)$$

τ_c : Temps caractéristique, correspond à l'intersection de la tangente à τ_l avec l'asymptote;

$$\tau_c(T, T_0) = \tau_c(T_0) * e^{U_c*(\frac{1}{T}-\frac{1}{T_0})} \tag{3.7}$$



(a) Normalized Expansion Curve ($\xi(t) = \epsilon^{AAR}_{F,Vol}(t)/\epsilon(\infty)$)

Figure 3.1 : Courbe d'expansion normalisée (tirée de Saouma (2014))

Avec,

U_l et U_c : Énergie d'activation pour les temps de latence et caractéristique, déterminée à partir des travaux de Larive :

$$U_l = 9400 \mp 500K$$
$$U_c = 5400 \mp 500K \tag{3.8}$$

$$f(I_\sigma, f'_c) = \begin{cases} 1 \text{ si } I_\sigma \geq 0 \\ 1 + \alpha * \dfrac{I_\sigma}{3 * f'_c} \text{ si } I_\sigma < 0 \end{cases} \tag{3.9}$$

$I_\sigma = \frac{1}{3} * (\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III})$: Premier invariant du tenseur de contraintes;

f'_c : Résistance à la compression du béton;

$\alpha = \frac{4}{3}$: Basé sur une analyse de Multon (2004).

Concernant la fonction de réduction $g(H)$ qui tient compte de l'influence de l'humidité relative, un modèle simple proposé par Capra et Bournazel (1998) est utilisé dans lequel m est exposant :

$$g(H) = H^m \tag{3.10}$$

Un autre modèle qui est souvent utilisé dans la littérature est celui de Li et Coussy (2004) :

$$g(H) = ae^{b.H} \tag{3.11}$$

C'est deux modèles illustrés à la Figure 3.2 sont assez identique. La courbe de Li et al. est tracée pour $a = 0{,}0002917$ et $b = 8{,}156$.

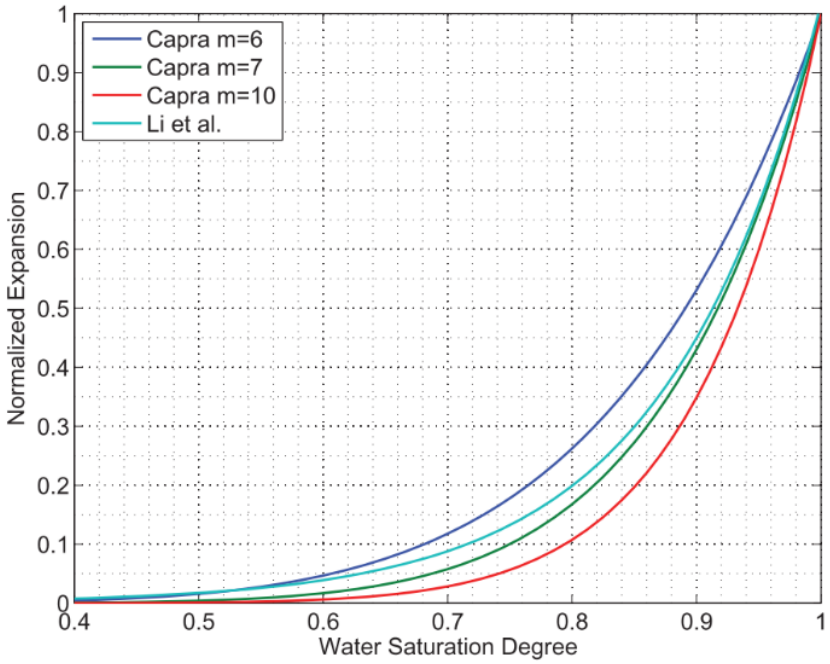


Figure 3.2 : Comparaison des modèles d'humidité relative de Capra et Bournazel (1998) et Li et Coussy (2004) (tirée de Saouma (2014))

Les différents auteurs de la littérature sont en accord avec le fait qu'une humidité relative minimum est nécessaire pour que la RAG s'amorce et se développe. Cependant, cette valeur minimum, qui est parfois prise à 80%, est très controversée. Dans la méthodologie d'EPM, il a été choisi de prendre la fonction de réduction suivante :

$$g(H) = H^8$$

Γ_t tient compte de la réduction de l'expansion volumétrique finale due à la fissuration en traction (porosité connectée due aux macro-fissures de traction). C'est l'approche « smeared crack » (fissuration diffuse) qui a été choisie dans la méthodologie d'EPM.

$$\Gamma_t = \begin{cases} 1 \text{ si } COD_{max} \leq \gamma_t * w_c \\ \Gamma_r + (1 - \Gamma_r) * \dfrac{\gamma_t * w_c}{COD_{max}} \text{ si } COD_{max} > \gamma_t * w_c \end{cases} \quad (3.12)$$

Avec,

γ_t : Fraction de la résistance à la traction au-delà de laquelle le gel est absorbé par la fissure;

Γ_r : Facteur de rétention de RAG résiduel pour une réaction sous tension;

COD_{max} : Déplacement maximum de l'ouverture de fissure au point de Gauss;

w_c : Déplacement maximal de l'ouverture de fissure sur la courbe d'adoucissement en tension.

Γ_c tient compte de la réduction de l'expansion volumétrique finale sous des contraintes de compression (porosité connectée due aux microfissures de compression diffuses).

$$\Gamma_c = \begin{cases} 1 \text{ si } \bar{\sigma} \leq 0 \text{ (tension)} \\ -\dfrac{e^{\beta} * \bar{\sigma}}{1 + (e^{\beta} - 1) * \bar{\sigma}} \text{ si } \bar{\sigma} > 0 \text{ (compression)} \end{cases} \quad (3.13)$$

Avec,

$\bar{\sigma} = \dfrac{\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}}{3 * \text{f'c}}$

$\beta = 0.5$ Basé sur les expérimentation de Multon et Toutlemonde (2006).

3.2.5 Mécanique

Pour la prédiction non-linéaire du comportement des structures en béton armé, la méthodologie d'EPM utilise une approche de fissuration diffuse (« smeared crack » en anglais) qui

modélise le comportement du béton du point de vue de la fissuration. L'implémentation d'une telle approche dans un logiciel d'analyse par éléments finis est simple et plus pratique par comparaison au modèle de fissuration discrète.

En traction, les fissures entraînent localement une perte totale de résistance après avoir atteint une certaine valeur de déformation. Ceci provoque l'apparition de zones de faiblesse où le béton se dégrade tout en atténuant le chargement dans les zones voisines. L'approche de fissuration diffuse est basée sur le concept d'équivalence énergétique qui est un principe fondamental dans la modélisation de la rupture en traction. L'effet d'une fissure est supposé réparti de façon uniforme dans l'élément de béton qui la contient. Ainsi, l'effet de la fissuration est modélisé par une relation contrainte-déformation appelée courbe d'adoucissement qui permet de représenter le comportement moyen du béton fissuré en traction. Cependant, cette formulation ne peut pas donner directement des informations sur les ouvertures réelles des fissures.

La courbe contrainte-déformation (Figure 3.3) se décompose en deux parties. Dans la partie pré-pic, le comportement du béton est supposé linéaire. La seconde partie, post-pic, débute après l'initiation de la fissure. Le béton entre alors dans une phase d'adoucissement où il y a une réduction de la résistance jusqu'à atteindre une déformation maximum pour laquelle la fissure ne peut plus transmettre de contrainte de traction.

Tout ceci se modélise avec la fonction suivante :

$$\sigma_t = f_t * exp\left(-\frac{\varepsilon - \varepsilon_e}{\varepsilon_a}\right) \tag{3.14}$$

Avec,

$$\varepsilon_a = \frac{G_{F1}}{h_t * f_t} \tag{3.15}$$

$$G_{F1} = G_F - \frac{h_t * {f_t}^2}{2 * E_0} \tag{3.16}$$

$$\varepsilon_e = \frac{f_t}{E_0} \tag{3.17}$$

f_t : Contrainte de traction uniaxiale;

E_0 : Module d'élasticité;

G_F : Énergie de fissuration consommée par la fissure par unité de surface;

h_t : Longueur caractéristique de l'élément en traction (automatiquement calculée par Abaqus).

L'utilisation de la longueur équivalente h_t permet d'obtenir des résultats quasi-indépendants du raffinement du maillage (en dessous d'un certain niveau de raffinement). La limite supérieure de la taille du maillage est décrite avec l'inégalité :

$$h_t \leq \frac{2 * G_F * E_0}{{f_t}^2} \tag{3.18}$$

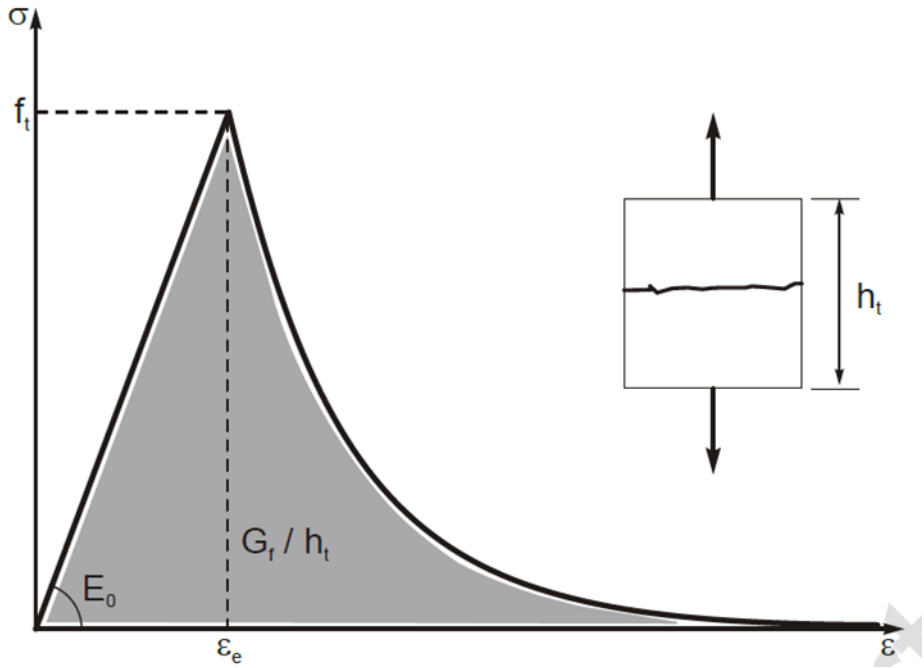


Figure 3.3 : Courbe contrainte-déformation typique pour un élément de béton en tension (tiré de Massicotte et Ben Ftima (2017))

Concernant la compression, elle ne sera pas détaillée ici mais on peut retrouver plus d'informations dans Massicotte et Ben Ftima (2017). La loi constitutive EPM3D tient compte entre-autres, du

comportement anisotrope du béton, de l'endommagement sous cycle de chargement et déchargement, du point de transition qui sépare le comportement fragile et ductile d'un béton soumis à un confinement, et de l'effet de dilatance.

3.2.6 Couplage des phénomènes physiques

Le couplage des différents phénomènes réalisé dans la méthodologie d'EPM est dit « faible ». La déformation totale est décomposée en la somme des déformations mécanique, thermique, fluage, retrait et RAG selon l'équation suivante dans sa forme incrémentale :

$$\Delta\varepsilon(t,T,H) = \Delta\varepsilon_{mec}(t,T,H) + \Delta\epsilon_{th}(t,T) + \Delta\varepsilon_{cr}(t,\sigma_0) + \Delta\varepsilon_{sh}(t,H) + \Delta\varepsilon_{aar_i}(t,\xi,T,H,\sigma_0) \tag{3.19}$$

Le schéma de couplage à la Figure 3.4 montre les principales interactions entre les phénomènes qui sont pris en compte dans cette méthodologie.

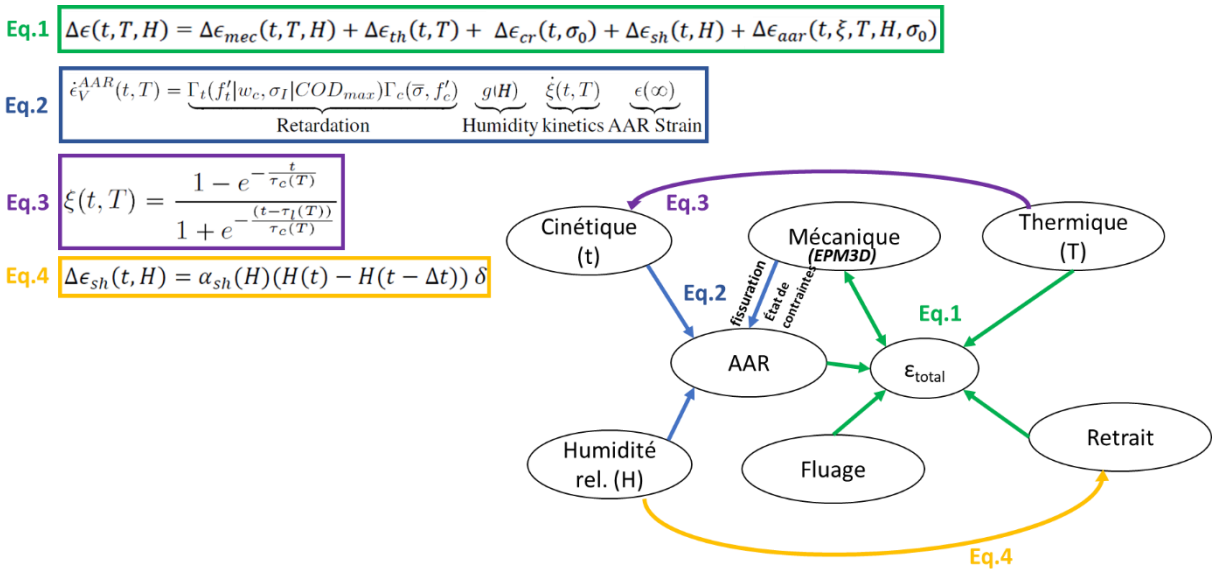


Figure 3.4 : Schéma de couplage des phénomènes physique dans la méthodologie d'EPM

Ainsi, les deux analyses thermique et hydrique sont réalisées au préalable d'une analyse mécanique finale, dite multi-physique (voir Figure 2.18). Une première analyse thermique transitoire pour obtenir le champ de température dans la structure (T(t)), puis une seconde analyse hydrique

transitoire pour le champ d'humidité relative (H(t)). Il est à noter que cette seconde analyse sera au centre des modifications apportées à cette méthodologie dans le Chapitre 4.

3.3 Méthodologie Code Aster

Cette méthodologie a été développée principalement par le département « Analyses Mécaniques et Acoustiques » du service recherche et développement d'EDF (Électricité de France). Elle est disponible dans un code *Open Source* appelé **code Aster** (version 13.4 utilisée pour ce projet) et via une interface graphique, appelée **Salome-Méca** (version 2017 utilisée pour ce projet), fonctionnant sous Linux. Cette méthodologie intègre un module appelé « BETON_RAG » dont la loi de comportement est principalement basée sur la thèse de Grimal (2006). C'est un modèle très complexe, principalement dû à son couplage fort qui fait intervenir de nombreux paramètres. Il faut aussi mentionner que la documentation décrivant ce modèle est assez limitée, comparativement à celle disponible dans Abaqus.

On retiendra principalement le module visco-élasto-plastique endommageable (VEPD), schématisé à la Figure 3.5,qui est celui qui est le plus intéressant ici car il contient la partie concernant la RAG. Il est divisé en deux niveaux complémentaires :

- Le module VD^t correspondant à la déformation ε^{vdt}qui fait la relation entre le gonflement dû à la RAG et l'endommagement.

- Le module visco-élasto-platique VEP correspondant à la déformation ε^{vep}qui modélise d'autres comportements du béton comme l'élasticité et le fluage.

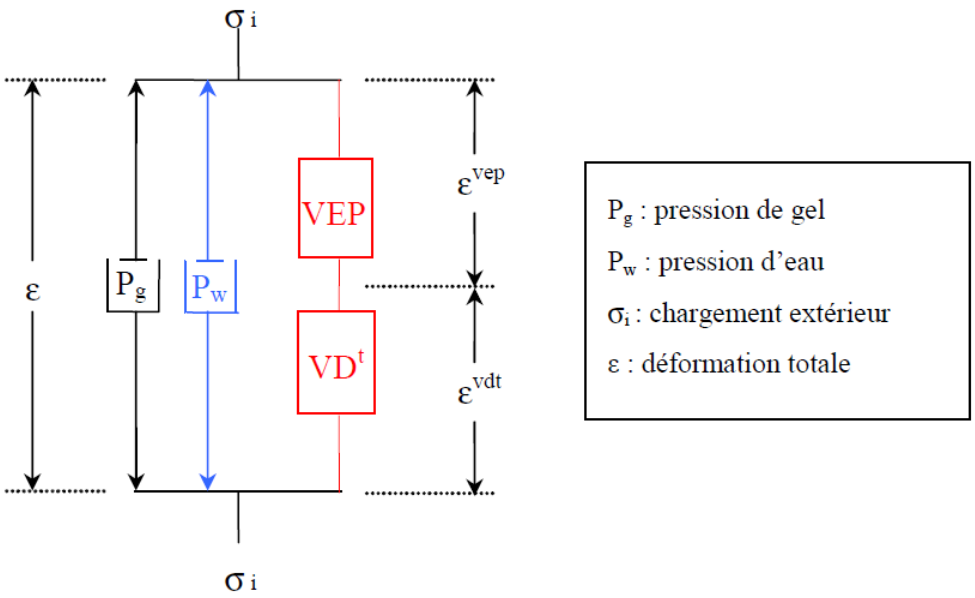


Figure 3.5 : Module visco-élasto-plastique endommageable (tirée de Grimal (2006))

Dans cette section, les grands principes de la méthodologie concernant le module portant sur la RAG ainsi qu'une partie du module sur la mécanique seront expliqués. Les modules sur le fluage et le retrait ne seront pas mentionnés dans ce mémoire. Cependant un schéma de couplage entre tous ces phénomènes sera établi à la fin de cette section.

3.3.1 RAG : module VD^t

Ce module contient trois équations qui permettent d'établir trois paramètres qui sont, dans l'ordre d'apparition dans le modèle, l'avancement de la réaction A, la pression de gel P_g et finalement la déformation viscoplastique due à la RAG ε_i^{vdt}.

3.3.1.1 Avancement de la réaction

L'avancement de la réaction est principalement contrôlé par la température et le degré de saturation du béton. Une loi d'Arrhenius est utilisée ici :

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \alpha_0 * exp\left[\frac{E_a}{R} * \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T}\right)\right] * \frac{\langle Sr - Sr^0 \rangle}{(1 - Sr^0)} * \langle Sr - A \rangle \tag{3.20}$$

Avec,

α_0 : Paramètre de cinétique;

E_a : Énergie d'activation de la réaction alcali-granulats;

R : Constante des gaz parfaits (8.31 J/mol);

T_{ref} : Température absolue du test permettant l'identification de α_0 (en Kelvin);

T : Température du point matériel étudié;

Sr : Degré de saturation;

Sr^0 : Seuil de saturation à partir duquel l'évolution de la réaction chimique devient possible;

$\langle Sr - A \rangle$: Représente la fraction de porosité connectée au granulat réactif, susceptible de provoquer la réaction. L'asymptote de la réaction est donc proportionnelle au degré de saturation Sr. Si le béton reste dans un état non saturé ($Sr < 1$), la réaction n'est jamais complète ($A < 1$);

$\frac{\langle Sr - Sr^0 \rangle}{(1 - Sr^0)}$: Terme pour tenir compte de la proportionnalité entre la longueur du chemin parcouru par les ions pour atteindre la silice réactive et le degré de saturation.

Note : $\langle \quad \rangle$ Désigne la partie positive d'une grandeur.

3.3.1.2 Pression de gel

Le paramètre d'avancement de la réaction établi précédemment est ensuite utilisé dans l'équation suivante, qui définit la pression exercée par le gel produit par la RAG :

$$P_g = M^g * \left\langle A * V^g - \langle A_0 * V^g + b^g * tr(\varepsilon) \rangle \right\rangle \tag{3.21}$$

Avec,

V^g : Volume maximum de gel qui peut être créé par la réaction chimique; il correspond au volume théorique de gel crée par volume unitaire de béton maintenu dans des conditions saturées pendant un temps infini;

A : Avancement de la réaction alcali-granulat;

A_0 : Avancement à partir duquel la porosité existante est comblée;

M^g : Assimilable à un module d'élasticité;

b^g : Assimilable à un coefficient de Biot pour le gel. Il permet une diminution de la pression de gel en fonction de l'expansion volumétrique $tr(\varepsilon)$ induite par la fissuration. C'est une approche analogue à la poroélasticité où la théorie de Biot est très souvent utilisée.

Pour mieux comprendre les paramètres qui interviennent dans cette équation, le Tableau 3.1 et la Figure 3.6 récapitulent le déroulement de la réaction pour expliquer les paramètre mis en jeu dans l'équation de la pression de gel. Ce tableau vient compléter le schéma présenté à la Figure 3.7.

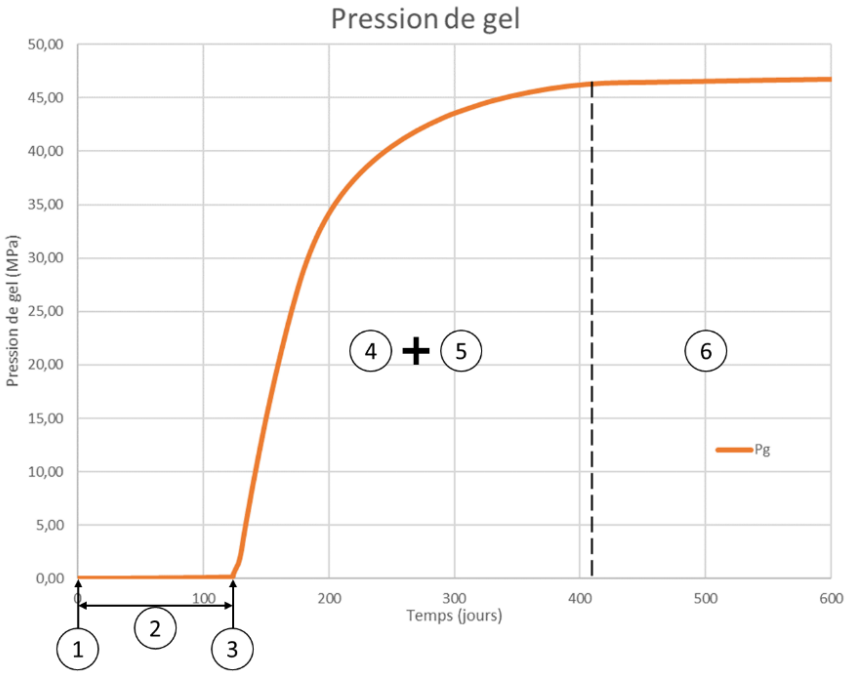


Figure 3.6 : Identification des étapes de la pression de gel

Tableau 3.1 : Déroulement de la RAG pour expliquer l'équation de la pression de gel

Étapes	Actions se déroulant pendant la RAG	Comment se traduit l'action dans l'équation
1	Début de la réaction.	Augmentation de l'avancement A.
2	La production du gel commence et remplit les pores déjà existant. Le volume de gel produit n'a pas encore rempli l'espace disponible initialement (la porosité existante). Le gel n'exerce pas encore de pression	L'avancement A continue d'augmenter. $A * V^g < A_0 * V^g$ Où, $A * V^g$ représente le volume de gel à l'instant t et $A_0 * V^g$ le volume de la porosité existante $P_g = 0$
3	Le gel a rempli totalement les pores déjà existants. Il commence à exercer une pression.	$A * V^g = A_0 * V^g$ P_g commence à augmenter.
4	Cette pression de gel pousse sur les parois des pores et crée de nouveaux pores/microfissurations.	Apparition du terme $b^g * tr(\varepsilon)$.
5	Le gel continue de se produire et remplit ces nouveaux pores. La pression continue d'augmenter.	$A * V^g \geq A_0 * V^g + b^g * tr(\varepsilon)$ P_g augmente.
6	Fin de la réaction.	P_g se stabilise généralement avec une asymptote.

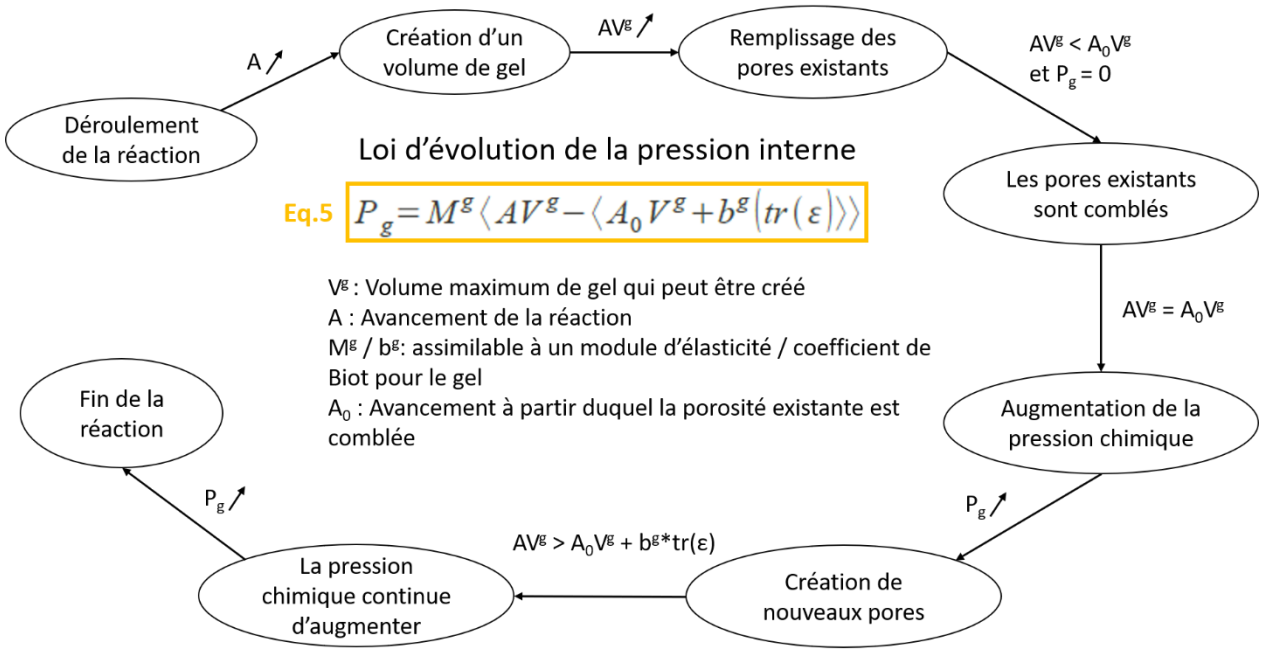


Figure 3.7 : Schéma d'explication de l'équation de la pression de gel

3.3.1.3 Déformation due à la RAG

La déformation due à la RAG ε_i^{vdt} est établie à l'aide d'une relation empirique entre la déformation et l'endommagement :

$$\varepsilon_i^{vdt} = \varepsilon_0 * \frac{d_i^{AAR}}{1 - d_i^{AAR}} \tag{3.22}$$

Avec,

ε_0 : Paramètre identifié sur un grand nombre d'essais. Usuellement, sa valeur est proche de 0,35% d'après Grimal (2006) et proche de 0,3% d'après Capra et Sellier (2003);

d_i^{AAR} : Valeur principale du tenseur des endommagement dus aux contraintes de traction induites par la RAG évalué avec l'équation suivante :

$$d_i^{AAR} = min(d_i^R; d_0^{AAR}) \tag{3.23}$$

d_i^R : Valeur principale du tenseur des endommagements dus aux contraintes de traction induit par la combinaison des contraintes de traction produit par une charge extérieure et la pression de gel de la RAG;

d_0^{AAR} : Endommagement isotrope correspondant à la valeur atteignable dans un béton soumis seulement à la pression de gel interne réelle. Il représente la valeur maximale atteignable par d_i^{AAR}.

On a :

$$d_i^{AAR} = min\left(1 - exp\left(-\frac{1}{m^t}\left(\frac{\sigma_i^R}{\sigma^{ut}}\right)^{m^t}\right); 1 - exp\left(-\frac{1}{m^t}\left(\frac{b_g * P_g}{\sigma^{ut}}\right)^{m^t}\right)\right) \tag{3.24}$$

Avec,

m^t et σ^{ut} : Paramètres de la loi d'évolution de l'endommagement;

$$m^t = \frac{1 - \nu - 2\nu^2 + 2\nu^2 d_{pic}^t}{\ln\,(1 - d_{pic}^t)(\nu - 1)} \tag{3.25}$$

$$\sigma^{ut} = \frac{R_t(1 - \nu - 2\nu^2 + 2\nu^2 d_{pic}^t)}{exp\left(\frac{\ln\left[-\ln\left(1 - d_{pic}^t\right) m^t\right]}{m^t}\right)(1 - \nu - 2\nu^2 - d_{pic}^t + \nu d_{pic}^t + 2\nu^2 d_{pic}^t)} \tag{3.26}$$

$$d_{pic}^t = 1 - \frac{R_t}{E_0 \varepsilon_{pic}^t} \tag{3.27}$$

R_t : Résistance en traction;

E_0 : Module d'Young;

ε_{pic}^t : Déformation au pic en traction;

ν : Coefficient de Poisson.

L'équation 3.24 est très complexe à comprendre et pas très bien expliquée (Grimal (2006)). Selon notre compréhension, elle signifie que les dommages causés par la RAG ne peuvent pas être plus

grands que l'endommagement dû à la traction car ils incluent la combinaison du chargement extérieur et la pression de gel de la RAG (considérée comme une pression interne).

Par exemple, si un chargement extérieur de traction est présent (e.g. d'origine mécanique) en même temps que le développement de la RAG. Il se peut que le gel ne puisse pas créer de pression si les fissures s'ouvrent plus rapidement par rapport à la production de gel.

L'équation 3.25 n'est pas présente dans la thèse de Grimal (2006), ni dans la documentation du code Aster. Il est à noter que les deux équations 3.25 et 3.26 présentées ici proviennent directement des fichiers Fortan (langage de programmation utilisé par le code Aster) fournis par Hydro-Québec.

3.3.2 Mécanique

Dans sa thèse, Grimal (2006) utilise un modèle d'endommagement anisotrope basé sur un critère de fissuration réaliste pour simuler le comportement du béton affecté par la RAG. Son modèle d'endommagement est formulé dans le cadre de la thermodynamique. Identiquement à la méthodologie EPM, c'est aussi la fissuration diffuse qui est utilisée.

Seule la loi de comportement en traction sera présentée ici, ainsi que les paramètres utilisés qui nous seront utiles ultérieurement pour pouvoir les comparer avec ceux de la méthodologie EPM.

Pour gérer le comportement adoucissant en post pic du béton, l'auteur utilise un paramètre lct pour la traction et lcc pour la compression. Ces deux paramètres ont le même objectif que l'énergie de fissuration G_f, autrement dit assure la quasi-indépendance du maillage en cas d'adoucissement. L'équation 3.28, donnée par l'auteur, devrait faire le lien entre les deux paramètres. Cependant, on estime qu'il y a une erreur dans cette équation, dans la thèse de Grimal (2006). Comme on peut le voir sur la Figure 3.8, l'aire sous la partie de courbe avant le pic (hachurée en vert) est celle qui devrait apparaître dans l'équation. Néanmoins, c'est l'aire encadrée en rouge qui est réellement écrite dans l'équation 3.28 (écrite en rouge). On estime que l'auteur souhaitait approximer cette aire par un triangle et donc il manquerait un coefficient de division par 2 dans l'équation 3.28.

De plus, il n'y a pas de lien direct qu'on peut facilement établir entre lct et G_f en raison du dénominateur sous forme intégrale de l'équation 3.28. Une méthode pour contourner ce problème a alors été établie est présentée à la section 3.4.2.2.

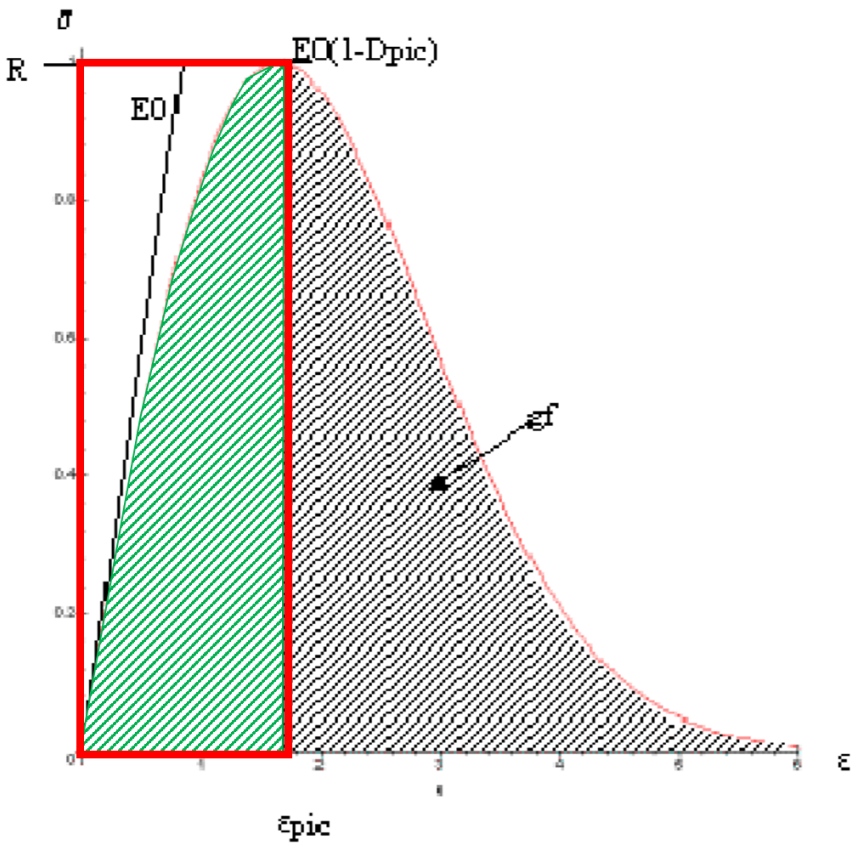


Figure 3.8 : Courbe contrainte-déformation en traction (modifiée de Grimal (2006))

$$lc_i^r = \frac{Gf_i^r - l_i\left(\frac{(R_i^r)^2}{E_0\left(1 - D_{i\,pic}^r\right)}\right)}{\int_{\varepsilon_{pic}}^{\infty} \sigma_i^r(\varepsilon)d\varepsilon} \tag{3.28}$$

Où i peut être t pour la traction et c pour la compression.

3.3.3 Couplage

Le couplage des différents phénomènes, réalisé dans la méthodologie du code Aster est dit « fort ». Des variables qui se calculent dans le module d'endommagement sont nécessaires dans des équations du module de RAG comme $tr(\varepsilon)$ dans l'équation de la pression de gel où encore d_i^R dans l'équation de la déformation due à la RAG. C'est ce qui rend cette méthodologie très complexe. Le schéma à la Figure 3.9 résume, de façon simplifiée, les enchaînements des différents phénomènes et les couplages qui existent entre eux. Ce schéma est présenté selon notre meilleure compréhension, en raison du manque de détails dans la thèse de Grimal (2006).

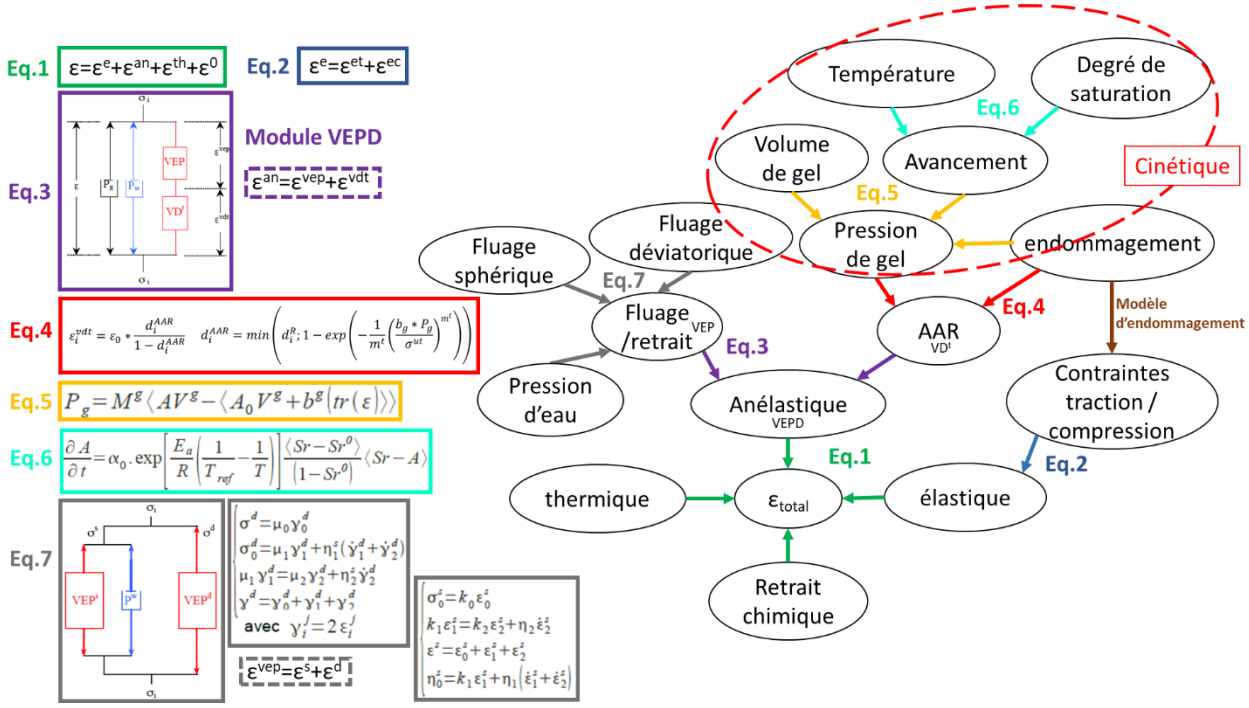


Figure 3.9 : Schéma de couplage des phénomènes physique dans la méthodologie du code Aster

3.4 Comparaison des deux approches

3.4.1 Mise en parallèle de certains paramètres d'entrée et variables intermédiaires

Dans le but de comparer les deux méthodologies, les Tableau 3.2 et Tableau 3.3 permettent de directement voir les principaux paramètres et variables intermédiaires de la partie cinétique et mécanique de chaque méthodologie et l'équivalence entre ces paramètres quand cela est possible. Ces tableaux permettent de mettre en évidence deux remarques très importantes :

- La méthodologie du code Aster utilise beaucoup plus de paramètres que celle d'EPM. Ceci la rend plus complexe car ces paramètres ne peuvent pas être tous identifiés par des essais.
- De nombreux paramètres d'une méthodologie n'ont pas d'équivalence dans l'autre méthodologie. Ce qui rend plus difficile la comparaison.
- La méthodologie EPM est basée sur l'humidité relative au niveau des analyses hydriques, celle du code Aster est basée sur le degré de saturation.

Tableau 3.2 : Comparaison des paramètres de la cinétique des deux méthodologies

Méthodologie EPM		Méthodologie code Aster	
Nom	Symbole	Nom	Symbole
Avancement de la réaction	ξ	Avancement de la réaction	A
Température	T	Température	T
Temps de latence	τ_{lat}		
Temps caractéristique	τ_{car}		
Énergie d'activation	U_{lat} et U_{car}	Énergie d'activation	Ea
		Avancement pour combler la porosité existante	A_0
		Seuil de saturation pour rendre la réaction possible	Sr^0
		Pression dû à la formation de gel	P_g
		Volume maximum de gel qui peut être crée	V^g
		Assimilable au module d'élasticité du gel	M^g
		Assimilable à un coefficient de Biot pour le gel	b^g
		Paramètre de cinétique	α_0
Humidité relative	$H = \frac{Pression\ vapeur\ deau}{Pression\ vapeur\ saturante}$	Degré de saturation	$Sr = \frac{teneur\ en\ eau\ libre}{teneur\ en\ eau\ du\ béton\ saturé}$

Pas d'équivalence

Tableau 3.3 : Comparaison des paramètres principaux de la mécanique des deux méthodologies

Méthodologie EPM		Méthodologie code Aster	
Nom	Symbole	Nom	Symbole
Module d'Young	E_0	Module d'Young	E_0
Energie de fissuration	G_f	Longueur caractéristique de traction	lct
		Longueur caractéristique de compression	lcc
Résistance en traction	f'_t	Résistance en traction	Rt
Résistance en compression	f'_c	Résistance en compression	Rc
		Déformation au pic en traction	ε_{pic}^{t}
Déformation au pic en compression	ε_{co}	Déformation au pic en compression	ε_{pic}^{c}

Pas d'équivalence

3.4.2 Vérifications du comportement mécanique

3.4.2.1 Variation des paramètres lct et lcc

Dans le but de pouvoir comparer la performance des deux méthodologies sur différents modèles, il fallait tout d'abord s'assurer qu'on pouvait rentrer des paramètres matériaux similaires dans les deux logiciels. Cependant, ceci n'était pas possible directement pour le paramètre G_F qui est l'énergie de fissuration. La méthodologie d'EPM est capable de prendre directement la valeur de ce paramètre contrairement à la méthodologie du code Aster qui utilise les paramètre lct et lcc pour contrôler l'adoucissement des courbes contraintes-déformations. Les Figure 3.10 et Figure 3.11 permettent de mieux comprendre comment ces paramètres affectent la partie post-pic de ces courbes. Plus lct et lcc augmentent, plus il y a de résistance en post-pic pour une même valeur de déformation.

La Figure 3.10 met également en évidence que les deux méthodologies ont une façon de penser assez différente concernant le comportement à la fissuration du béton en traction. D'un côté, la méthodologie d'EPM assume que la fissuration ne débute qu'à partir du pic. Ainsi, la courbe avant le pic est donc linéaire avec pour pente le module d'Young. De l'autre côté, la méthodologie du code Aster assume qu'il y a déjà de la fissuration avant d'atteindre le pic. C'est pour cela que l'on observe un comportement différent avant le pic sur l'ensemble des analyses à venir.

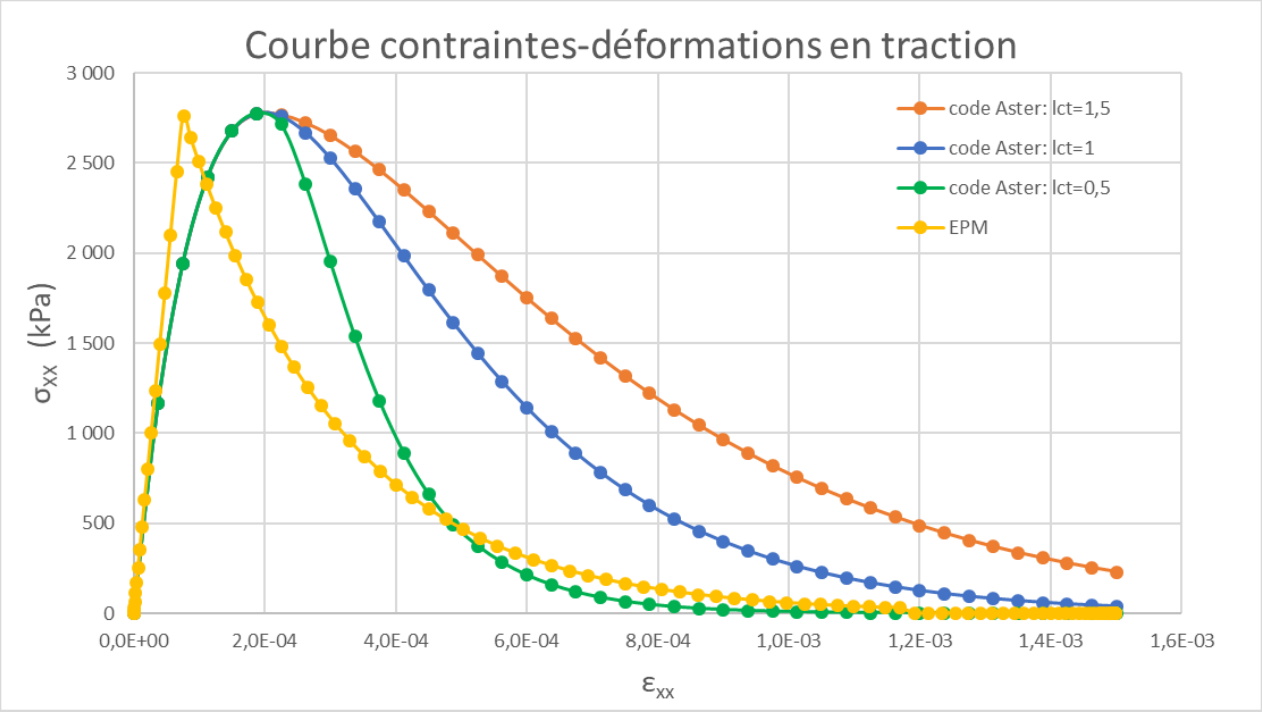


Figure 3.10 : Influence du paramètre "lct" du code Aster

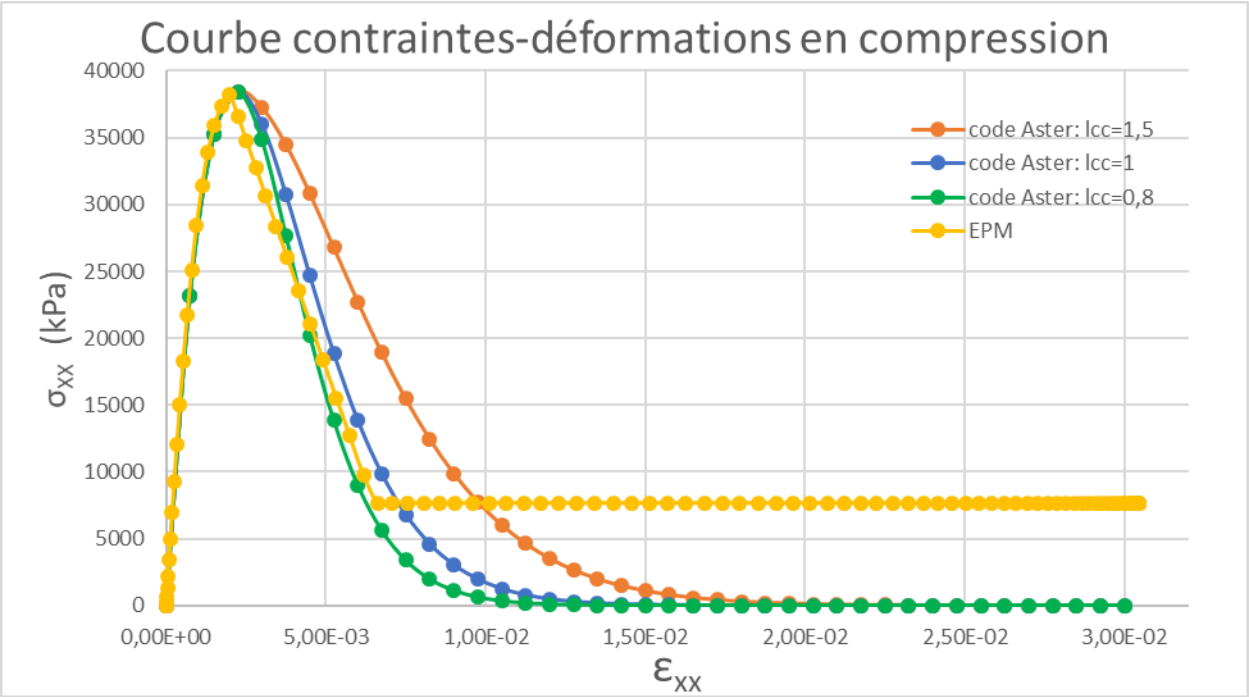


Figure 3.11 : Influence du paramètre "lcc" du code Aster

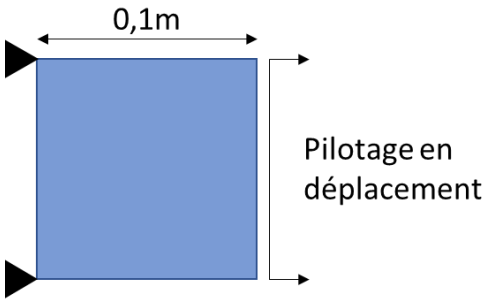
3.4.2.2 Méthode pour faire correspondre le paramètres lct avec le G_F

Par conséquent, il a fallu trouver un moyen de choisir quel lct prendre pour que ça corresponde au G_F du béton utilisé dans la méthodologie EPM et qui est très souvent le paramètre donné pour les bétons de la littérature. Dans un premier temps, une analyse simple est réalisée avec la méthodologie d'EPM sur un cube de 0,1 mètre comportant une seule maille. Le modèle est présenté à la Figure 3.12, les paramètres utilisés sont issus des expériences des spécimens de Multon et al. (2005). Un pilotage en déplacement dans une seule direction est effectué pour ainsi obtenir la courbe en jaune de la Figure 3.13.

Ensuite, un modèle similaire est analysé avec la méthodologie du code Aster. Plusieurs analyses successives sont réalisées en faisant varier le paramètre lct. L'objectif est de trouver le lct qui permet d'obtenir une courbe contraintes-déformations avec le même comportement adoucissant en post-pic que pour la courbe d'EPM. Pour cela, il a été choisi de faire correspondre l'aire sous la courbe à partir du pic (du fait que les deux méthodologies se comportent différent avant d'atteindre le pic) avec l'aire sous la courbe d'EPM. Dans l'exemple présenté à la Figure 3.13, la courbe verte, obtenue avec un $lct = 0.587$, est celle qui possède la même aire sous la courbe après le pic (aire hachurée en verte) que l'aire sous la courbe jaune, donc la même énergie de fissuration. Ainsi, les deux courbes ont un comportement similaire dans leur phase d'adoucissement.

Cette méthode a été utilisée pour comparer la performance des deux méthodologies sur plusieurs benchmarks issus de la littérature et dont certains résultats sont présentés dans ce qui suit.

Modèle:



Paramètres utilisés:

E = 37300 MPa
ν = 0,2
f'c = 38,4 MPa
f't = $\frac{f't\ fendage}{1,15}$ = $\frac{3,2}{1,15}$ = 2,78 MPa
ϕmax = 16mm (hypothèse)
$G_F = G_{F0} * \frac{fcm}{fcm0}^{0,7} = 0,03 * \frac{38,4}{10}^{0,7}$ = 0,077 N/mm

Figure 3.12 : Modèle et paramètres utilisés pour illustrer la méthode pour faire correspondre le lct et le G_F

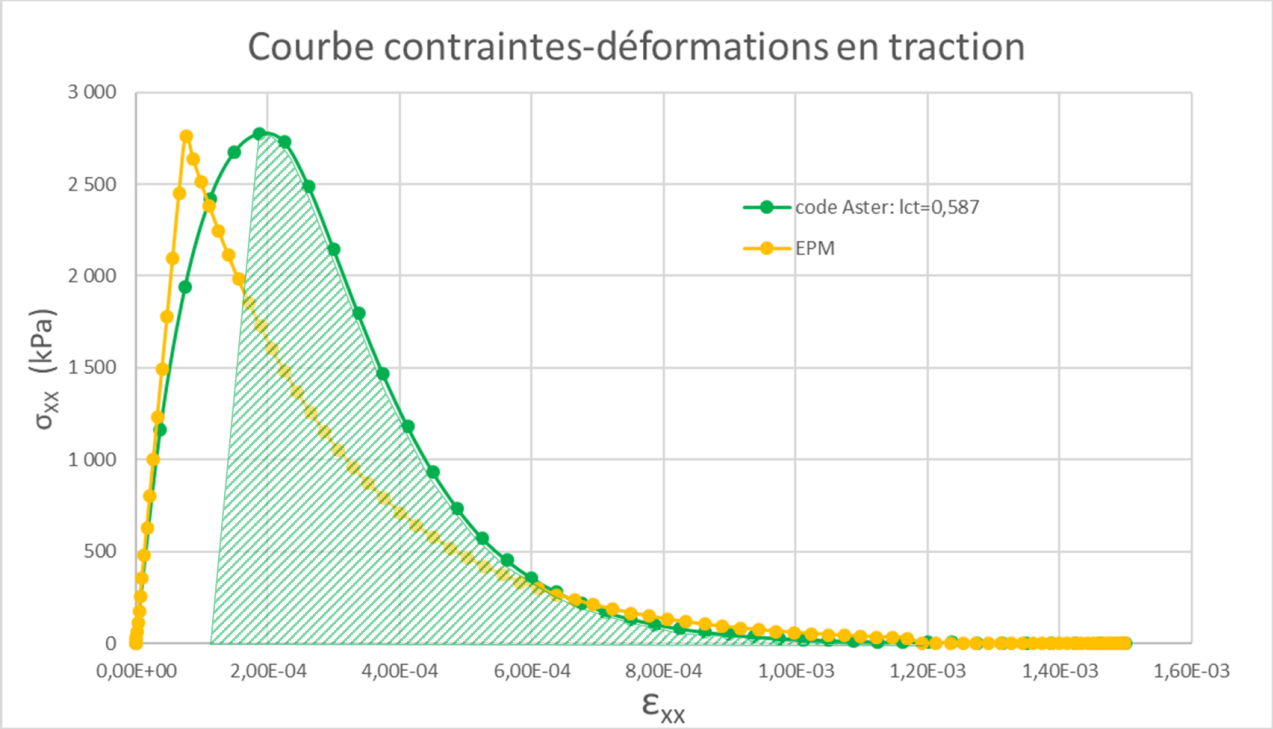


Figure 3.13 : Correspondance entre le paramètre lct du code Aster et le G_F d'EPM

3.4.2.3 Comparaison des deux méthodologies sur différents benchmarks mécaniques

Pour étudier les performances des deux lois de comportements utilisées dans les deux méthodologies, 16 benchmarks mécaniques issus de la littérature ont été considérés. Plusieurs types de chargements sont testés : uniaxial, biaxial, triaxial, cyclique sans et avec confinement. Les

benchmarks sont listés au Tableau 3.4. Seuls quelques-uns sont présentés ici mais l'ensemble des modèles et des résultats sont disponibles à l'annexe A.

Tableau 3.4 : Liste des benchmarks utilisés

Symbole	Description	Référence
Bi_410	Chargement biaxial de traction-compression	Kupfer et al. (1969)
Bi_411		
Bi_412		
Uni_413	Chargement uniaxial de compression	
Bi_414	Chargement biaxial de compression-compression	
Bi_415		
Tri_417	Chargement triaxial de compression-compression-compression	Schickert et Winkler (1977)
Tri_418		
Tri_419		
Nonprop_420	Chargement triaxial non proportionnel de compression-compression-compression	Bouzaiene et Massicotte (1995)
Nonprop_421		
Cyc_422	Chargement uniaxial de compression avec plusieurs cycles de chargement et déchargement	Spooner et Dougill (1975)
Cyc_423	Chargement de compression sous confinement avec plusieurs cycles de chargement et déchargement	Bouzaiene et Massicotte (1995)
Cyc_424		

Tableau 3.4 : Liste des benchmarks utilisés (fin)

Symbole	Description	Référence
Edf_a	Séquence de chargement uniaxial en déplacement composée de 7 étapes	Ghavamian et al. (2003)
Edf_b	Séquence de chargement biaxial en déplacement composée de 2 étapes	

Le benchmark bi_412 présenté à la Figure 3.14 montre que les deux lois se comportent correctement lors de cet essai de chargement biaxial. De façon générale, les résultats sont plutôt corrects pour toutes les analyses des chargements biaxiaux, triaxiaux et triaxiaux non proportionnels.

Lorsque l'analyse comporte plusieurs cycles de chargement et déchargement uniaxial et sans confinement, comme pour le benchmark cyc_422, les deux méthodologies ont un comportement assez similaire. Cependant quand les cycles de chargement et déchargement sont combinés avec un confinement comme le benchmark cyc_423 à la Figure 3.15, la méthodologie du code Aster présente une défaillance et des problèmes de convergences vers la fin de l'analyse.

Les benchmarks edf_a et edf_b sont deux benchmarks fictifs (sans résultats expérimentaux) extraits d'un concours lancé par EDF en 2000. À l'époque, 11 équipes de recherche académique et des compagnies commerciales ont confronté leurs résultats de simulation numérique.

Les résultats du benchmark edf_a sont présentés aux Figure 3.16 et Figure 3.17. Le test est composé d'une séquence de chargement uniaxial/cyclique piloté en déplacement. L'objectif principal de ce benchmark était de vérifier la cohérence entre les paramètres matériaux du béton (input de l'analyse) et les résultats issus des modèles. La méthodologie du code Aster présente un problème lors de cette analyse. Comme on peut le voir au Tableau 3.5, le paramètre d'énergie de fissuration du béton G_F que l'on peut identifier avec l'aire sous la courbe en traction est très éloigné pour la méthodologie du code Aster contrairement à celle d'EPM dont l'aire sous la courbe est exactement le G_F rentré. La loi EPM3D quant à elle démontre des anomalies pour le post-pic en compression.

Le benchmark edf_b est un essai fictif dans lequel le matériau est soumis à une traction biaxiale et représenterait le comportement du matériau à la pointe d'une fissure dans le béton. Le plus important dans ce benchmark (d'après ses auteurs) est d'avoir un adoucissement pour les contraintes dans les directions 1, 2 et aussi de cisaillement 12. Les résultats du benchmark edf_b sont présentés à la Figure 3.18. On observe des réponses différentes du fait du comportement pré-pic différent des deux méthodologies. Toutefois, les deux lois de comportement montrent bien l'adoucissement au niveau des trois contraintes montrées à la Figure 3.18.

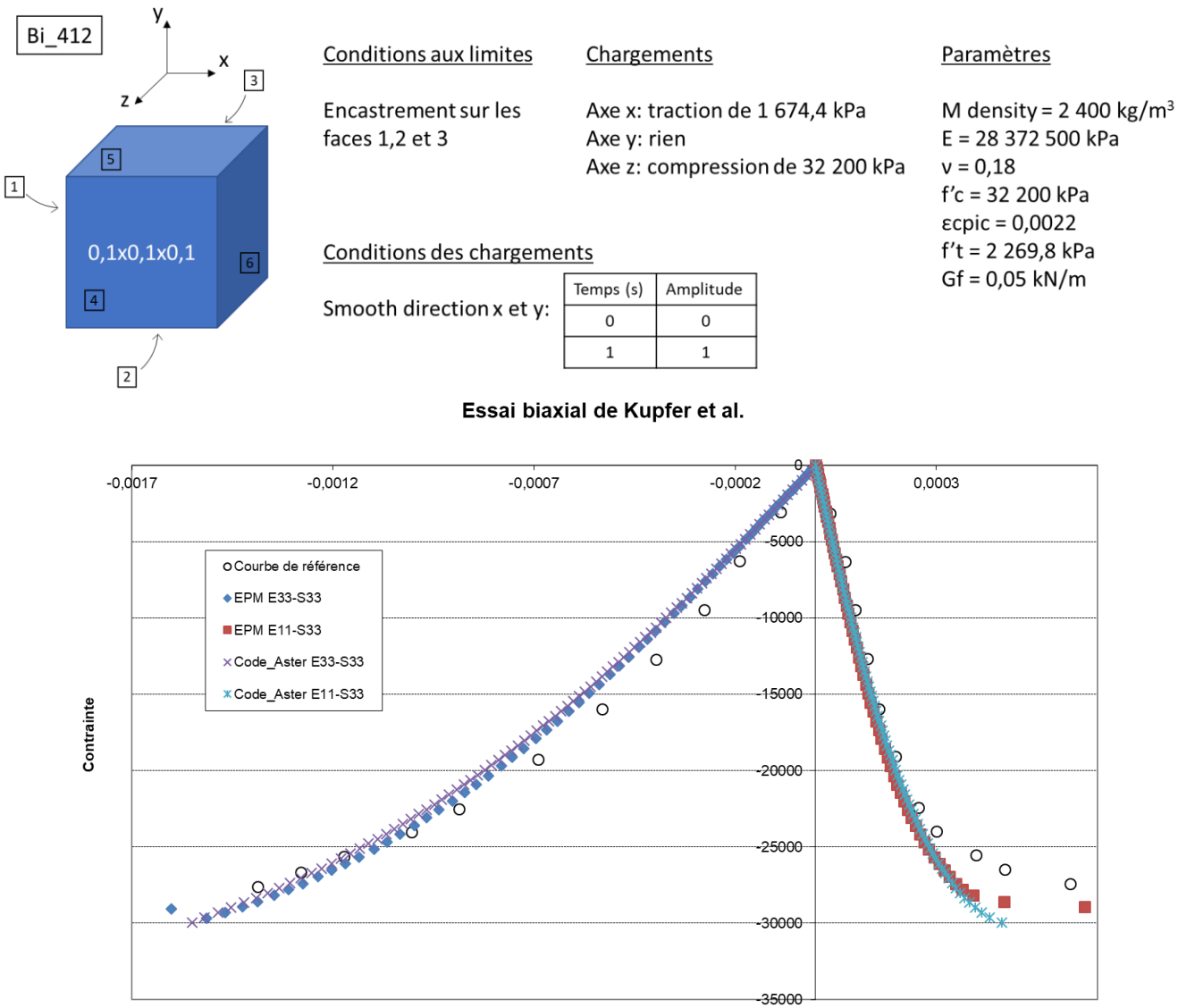
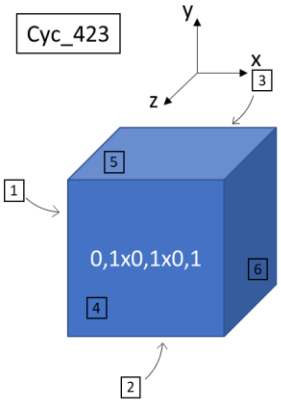


Figure 3.14 : Modèle et résultats du benchmark bi_412



Conditions aux limites

Encastrement sur les faces 1,2 et 3

Chargements

Axe x: compression de 57 400 kPa
Axe y: compression de 6 900 kPa
Axe z: compression de 6 900 kPa

Paramètres

M density = 2 400 kg/m³
E = 33 541 000 kPa
ν = 0,18
f'c = 45 000 kPa
εcpic = 0,0022
f't = 2 683,28 kPa
Gf = 0,05 kN/m

Conditions des chargements

Smooth direction x:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,1428	1
0,2857	0,01
0,4286	1,15
0,5714	0,01
0,7143	1,26
0,8571	0,01
1	1,42

Smooth direction y et z:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,1428	1
1	1

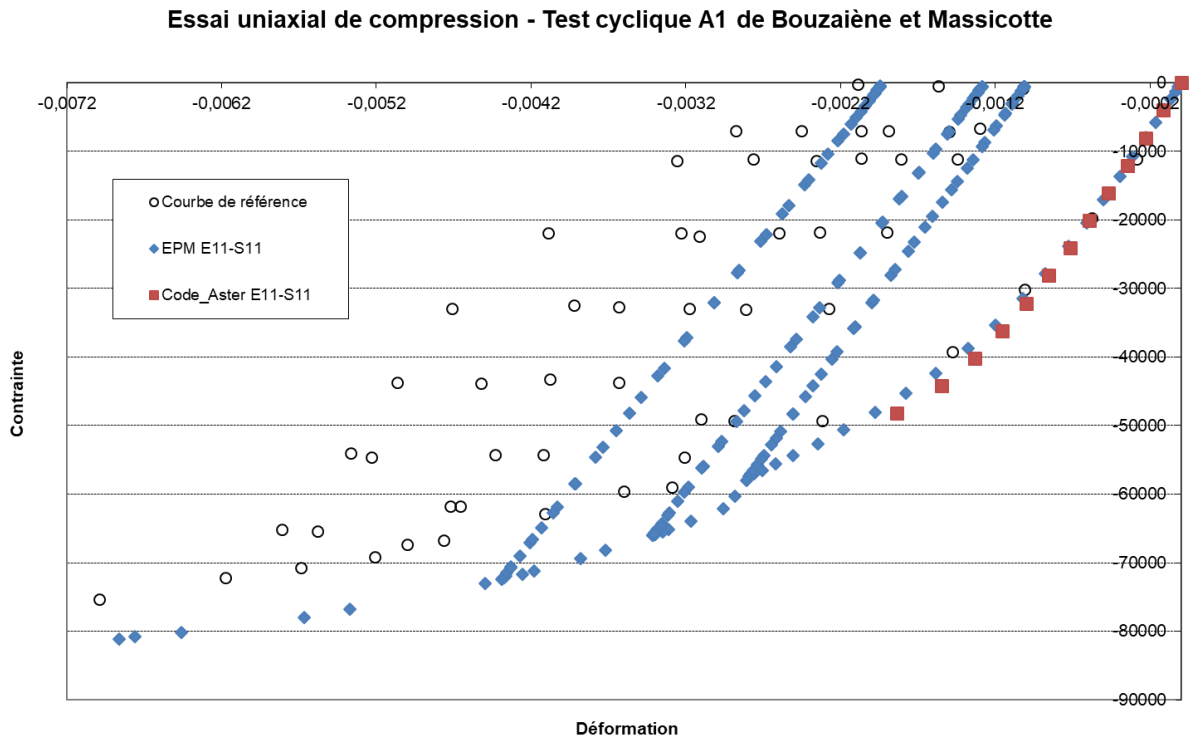
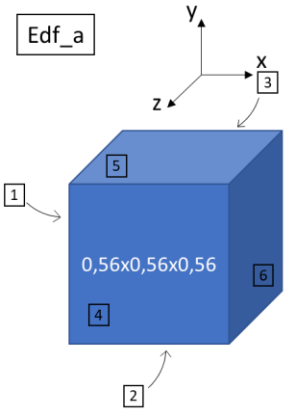


Figure 3.15 : Modèle et résultats du benchmark cyc_423



Conditions aux limites

Encastrement sur les faces 1,2 et 3

Chargements

Axe x: ΔL imposé de $2{,}8.10^{-3}$ m
Axe y: rien
Axe z: rien

Paramètres

M density = 2 400 kg/m³
E = 32 000 000 kPa
ν = 0,2
f'c = 38 300 kPa
εcpic = 0,002
f't = 3 000 kPa
Gf = 0,11 kN/m

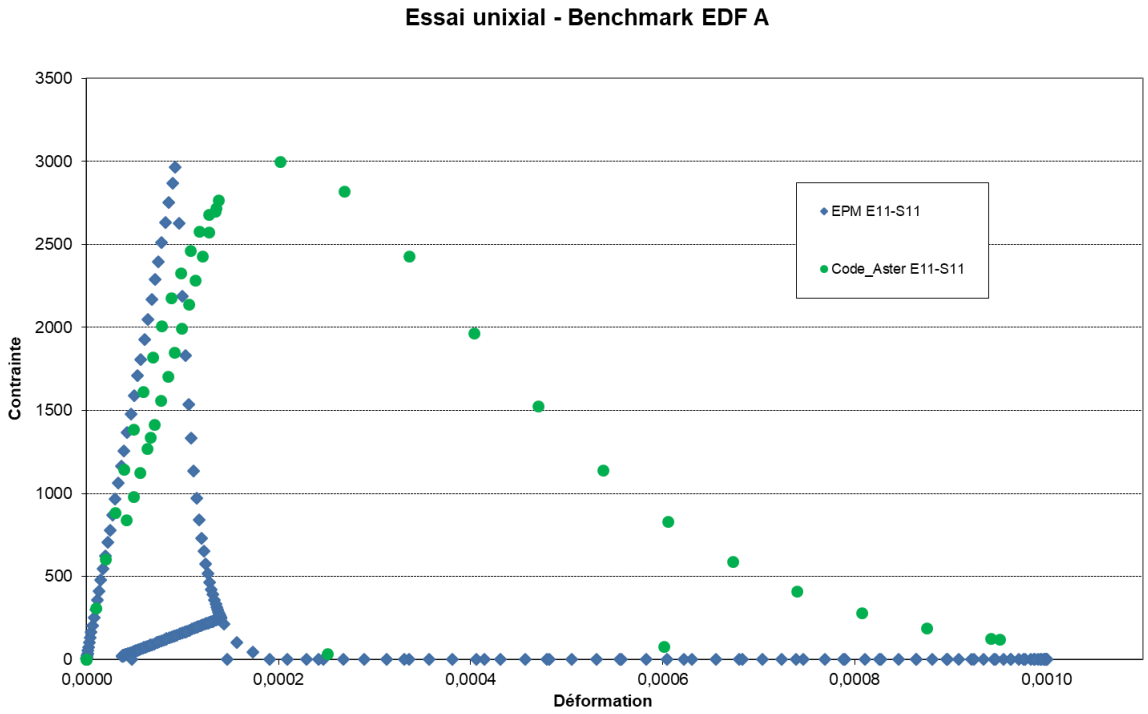


Figure 3.16 : Modèle et résultats du benchmark edf_a

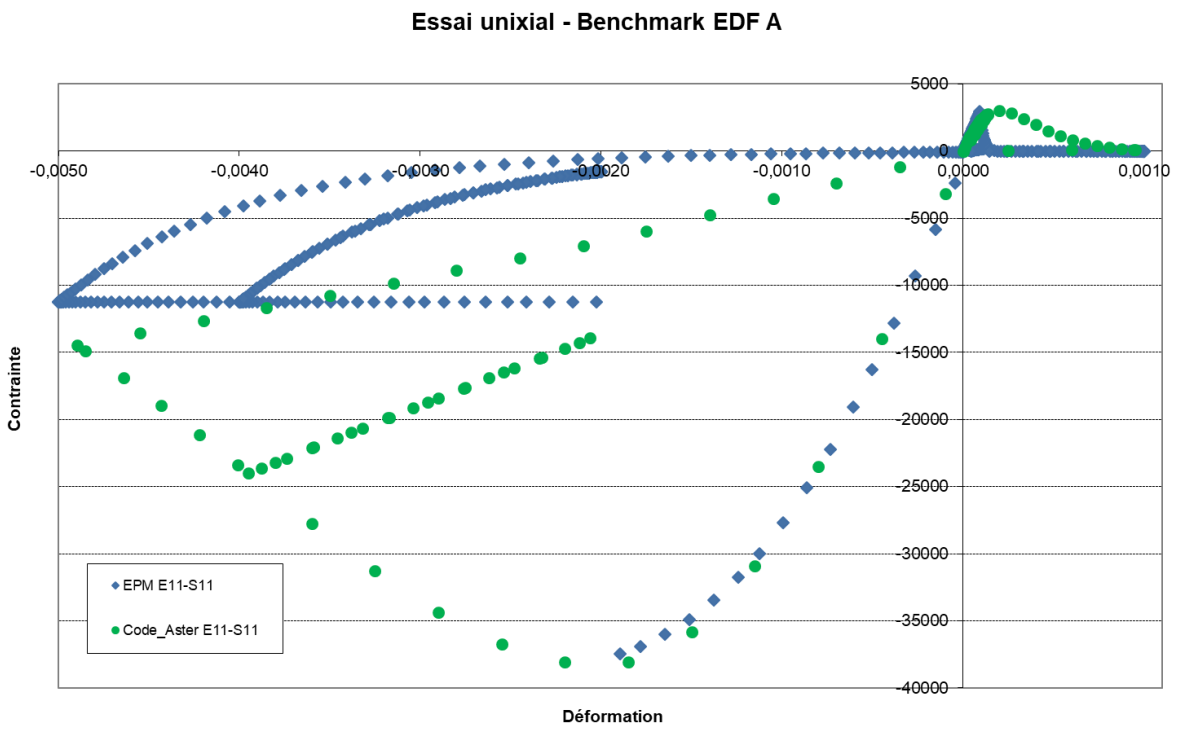
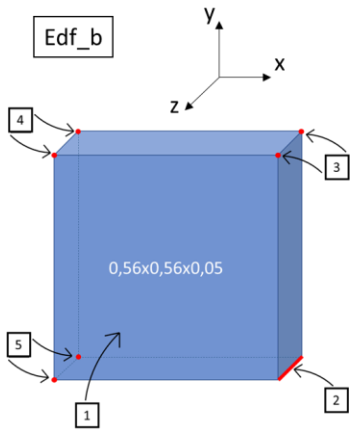


Figure 3.17 : Modèle et résultats du benchmark edf_a (suite)

Tableau 3.5 : Comparaison du paramètre G_F

	G_F (kN/m)
Input	0,11
EPM	0,11
Code Aster	0,75



Conditions aux limites

1: Bloqué sur z
2: Bloqué sur x et y
3: Bloqué sur x

Chargements

3: ΔL imposé de $5{,}6.10^{-5}$ m sur y
4: ΔL imposé de $-5{,}6.10^{-5}$ m sur x
4bis: ΔL imposé de $5{,}6.10^{-5}$ m sur y
5: ΔL imposé de $-5{,}6.10^{-5}$ m sur x
5bis: ΔL imposé de $-5{,}6.10^{-5}$ m sur y

Paramètres

M density = 2 400 kg/m^3
E = 32 000 000 kPa
ν = 0,2
f'c = 38 300 kPa
εcpic = 0,002
f't = 3 000 kPa
Gf = 0,11 kN/m

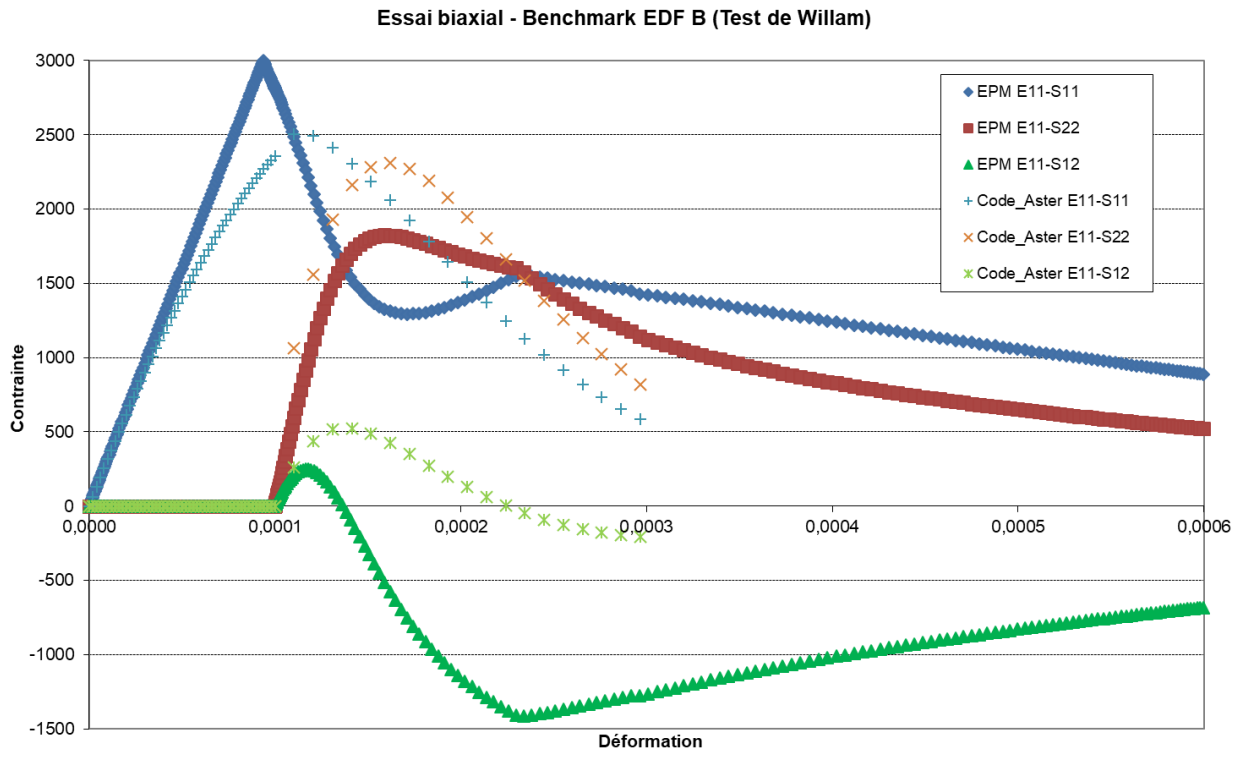


Figure 3.18 : Modèle et résultats du benchmark edf_b

3.4.2.4 Problèmes rencontrés lors de l'utilisation de la méthodologie du code Aster

Lors des nombreuses analyses réalisées avec le code Aster, deux problèmes ont été rencontrés. Le premier concerne les paramètres ε_{pic}^{t} et ε_{pic}^{c} qui sont les déformations au pic en traction et en compression. À la Figure 3.19, on observe qu'à partir d'une certaine valeur de ε_{pic}^{t} rentrée (de l'ordre de 9,0E-05), la réponse uniaxiale en traction devient incohérente avec les paramètres rentrés et plus spécifiquement: la résistance en traction et la valeur de déformation au pic.

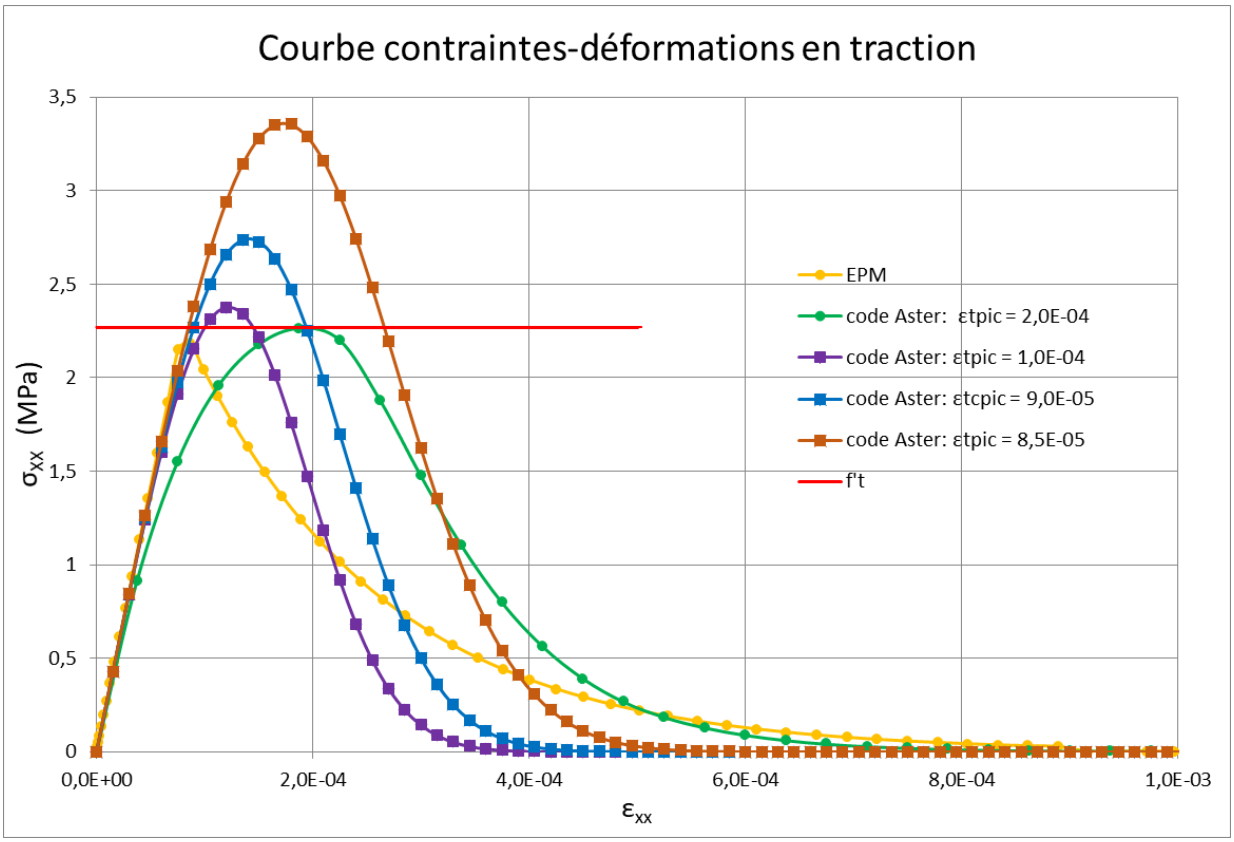


Figure 3.19 : Variation du paramètre ε_{pic}^{t} du Code Aster

Le deuxième problème rencontré concerne l'indépendance du maillage dans le cas d'adoucissement. Il était très important de vérifier si les deux méthodologies donnaient des résultats

similaires indépendamment de la taille des mailles utilisées. Ceci est primordial lorsque l'on veut ensuite passer à des modèles plus complexes avec un maillage raffiné.

Pour vérifier cela, des analyses ont été réalisées sur un modèle similaire à celui de la Figure 3.12 où plusieurs tailles de maillage ont été testées. La courbe de réponse macroscopique de force en fonction du déplacement devrait être normalement indépendante ou quasi-indépendante de la taille de maillage utilisé. La Figure 3.20 montre effectivement ce comportement pour les deux lois.

Note : la syntaxe des légendes des figures est la suivante : Nom de la méthodologie / Taille du cube en mètre / Taille des mailles en mètre.

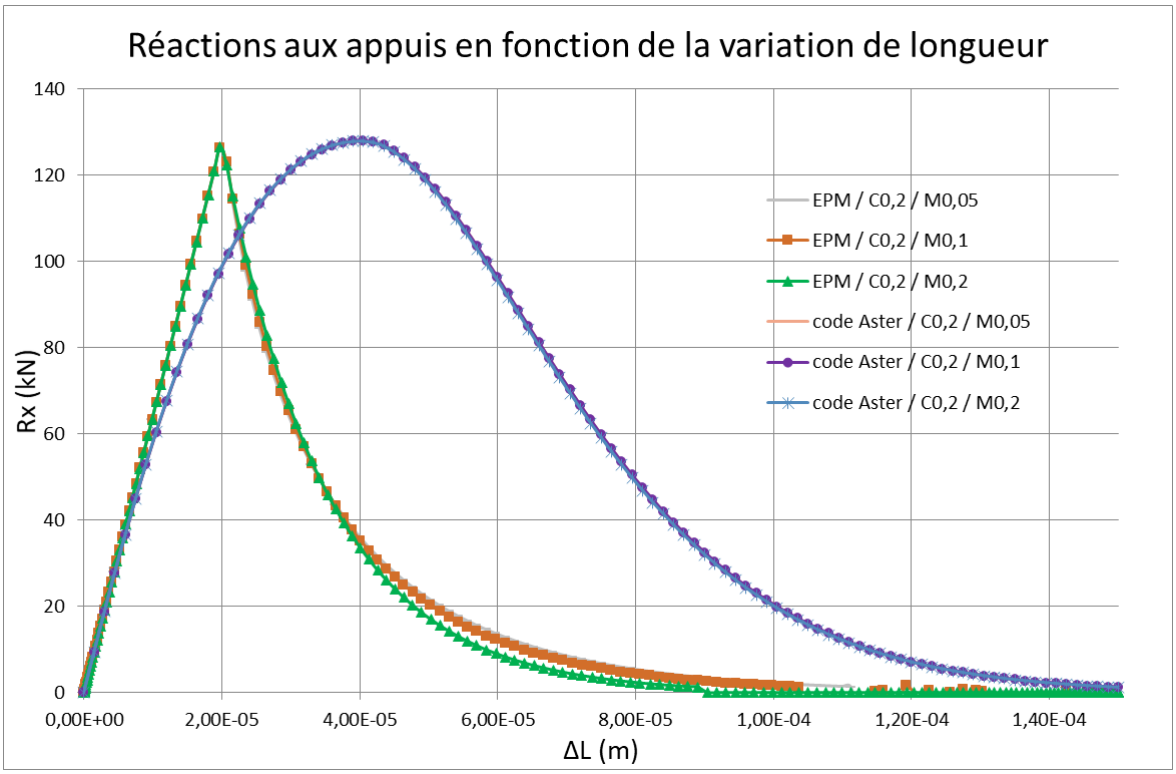


Figure 3.20 : Analyse de l'indépendance du maillage (Réactions aux appuis en fonction de la variation de longueur)

Dans un second temps, on trace les courbes des contraintes en fonctions des déformations. Rappelons que l'aire sous ce type de courbe représente l'énergie de fissuration et est égale au rapport de G_F sur la longueur de la maille, Figure 3.3. Étant donné que deux analyses avec le même G_F sont lancées sur deux tailles de mailles différentes, il est donc cohérent d'obtenir des courbes

différentes et c'est ce qu'on observe à la Figure 3.21 pour la méthodologie d'EPM. Cependant, ce n'est pas le cas pour la méthodologie du code Aster où avec deux tailles de mailles différentes et le même lct, les résultats donnent des courbes identiques.

Ce résultat, incohérent avec celui précédent, apporte un doute quant à la manière dont l'indépendance du maillage est gérée par le code Aster.

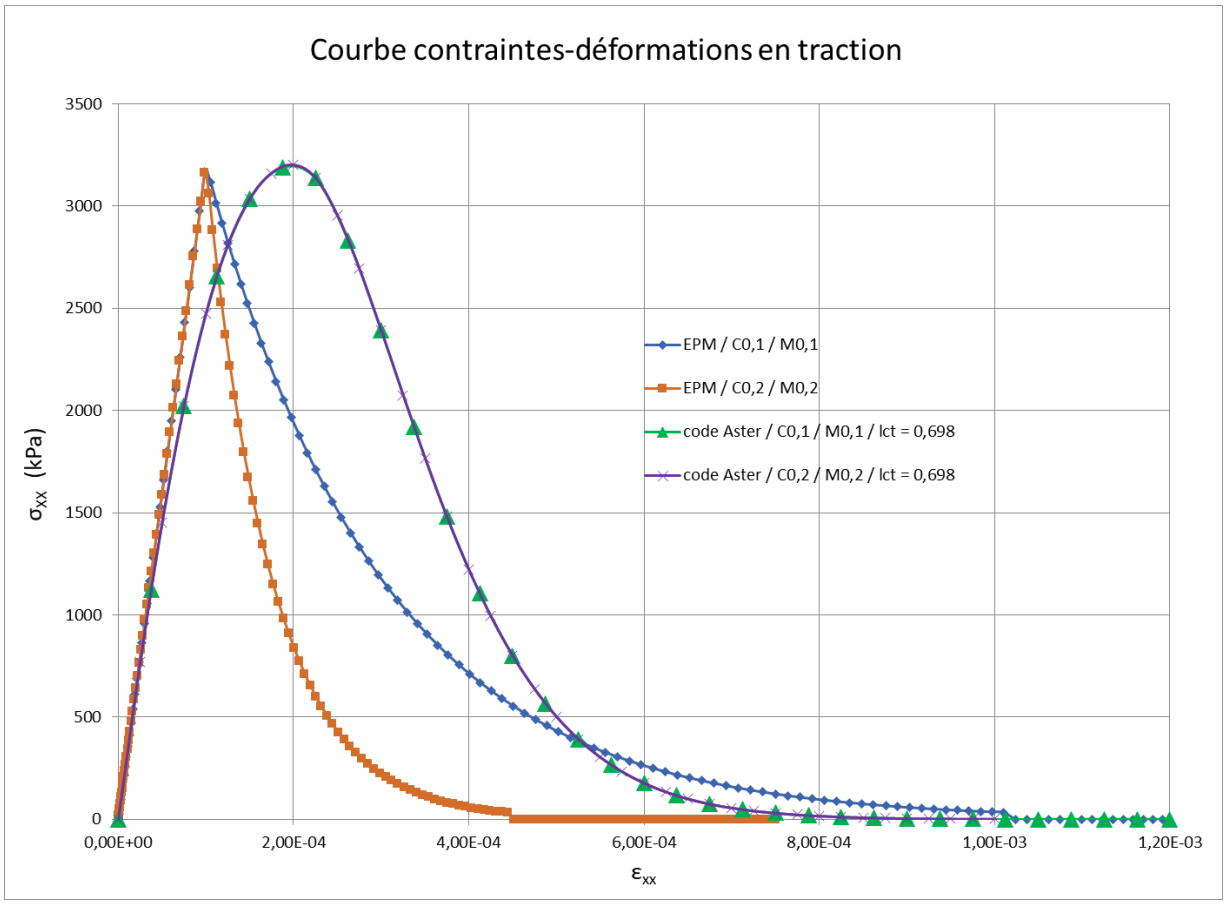


Figure 3.21 : Analyse de l'indépendance du maillage (Contraintes en fonction des déformations)

3.5 Conclusion

La comparaison des deux approches EPM et code Aster, réalisée dans ce chapitre, permet de tirer les conclusions suivantes :

- Il y a des lacunes dans la documentation du code Aster par rapport à celle disponible dans le logiciel Abaqus et pour la loi de comportement EMP3D. Certains détails (surtout pour la partie RAG) mériteraient plus de précision dans la documentation du code Aster, sachant que la loi de comportement est plus complexe;
- Les post et pré processeurs disponibles dans Abaqus sont nettement meilleurs que ceux disponibles dans l'interface Salome-Méca du code Aster. Malgré la simplicité des benchmarks (modèles de cubes + aspect mécanique seulement), il n'a pas été facile de les réaliser avec l'interface du code Aster. Cet aspect est très important, dans la mesure ou des applications plus complexes (modèles multi-physique + aménagement hydrauliques) sont visées dans ce projet. Faute de temps et de documentation, il ne nous a pas été possible, par exemple, de trouver la façon avec laquelle les analyses hydriques sont réalisées dans le code Aster, afin d'estimer le degré de saturation qui alimente la loi sur la RAG;
- À la lumière des benchmarks réalisés, la loi de comportement mécanique du code Aster présente plus de problèmes que la loi EPM3D : problème pour le cas cyclique avec confinement, difficulté à modéliser le comportement post-pic en traction, plus d'intrants nécessaires, bug décelé au niveau de la déformation au pic en traction.

En raison des points évoqués ci-dessus, le choix a été fait de :

- Poursuivre avec la méthodologie basée sur le logiciel Abaqus et la loi EPM3D;
- Intégrer certains des aspects les plus intéressants de la méthodologie du code Aster dans une nouvelle méthodologie. À titre d'exemple, le paramètre de degré de saturation Sr semble être plus pertinent pour le contexte d'ouvrages hydrauliques que le paramètre d'humidité relative. De plus, son influence sur le gonflement asymptotique n'est pas du tout prise en compte dans la version actuelle issue du modèle de Saouma et Perotti. L'équation 3.4 est donc à revoir.

Ces développements constituent l'objectif du prochain Chapitre 4.

CHAPITRE 4 DÉVELOPPEMENT D'UNE NOUVELLE MÉTHODOLOGIE

4.1 Introduction

Suite à la confrontation des deux méthodologies, EPM et code Aster au chapitre 3, il a été décidé de développer une nouvelle méthodologie de simulation multi-physique adaptée au contexte des ouvrages hydrauliques en béton, en modifiant la méthodologie actuelle EPM, tout en s'inspirant de certains aspects intéressants décelés dans la formulation de RAG dans le code Aster. Ainsi, l'objectif de ce chapitre est de présenter ces développements. Actuellement, la méthodologie EPM utilise une analyse hydrique analogue à une analyse thermique pour le transfert de chaleur. Cette analyse hydrique sera remplacée par une analyse de degré de saturation dans le béton. Ce nouveau champ hydrique permettra ensuite d'ajuster l'asymptote du gonflement dû à la RAG pour une représentation plus pertinente de la réalité physique. Des données issues de résultats expérimentaux de la littérature permettront de réaliser ce couplage. Finalement, des protocoles expérimentaux seront suggérés, afin de caractériser les intrants de matériaux requis par cette nouvelle méthodologie.

4.2 Relation entre le gonflement dû à la RAG et le degré de saturation

4.2.1 Relation entre la prise de poids d'un spécimen et son degré de saturation

Plusieurs auteurs de la littérature comme Larive (1998), Multon (2003) et Multon et al. (2005) ont remarqué que le gonflement asymptotique dû à la RAG d'un spécimen en expansion libre varie selon la quantité d'eau disponible dans le béton. Les spécimens sont soumis à des conditions hydriques différentes. Pour quantifier l'augmentation en eau dans le béton, les auteurs ont pesé les spécimens au cours du temps. Cette variable de prise de poids Pdp est indirectement reliée au degré de saturation Sr qui est le paramètre qui sera utilisé dans la nouvelle méthodologie.

Exemple : Si le spécimen a pris 300 grammes entre l'instant initial et l'instant t, ce poids est forcément de l'eau, il suffit donc d'y rajouter la quantité d'eau initiale déjà présente dans le spécimen pour obtenir le degré de saturation à l'instant t.

L'objectif ici est donc de faire le lien entre la variable de prise de poids Pdp mesurée sur les spécimens et le paramètre du degré de saturation Sr nécessaire dans la méthodologie. L'équation 4.1 fait le lien entre ces deux paramètres. La démonstration de cette équation est présentée en annexe B.

$$Sr_t = \frac{1}{porosité} * \frac{\rho béton}{\rho eau} * \frac{Pdp}{1 + Pdp} + Sr_0 * \frac{1}{1 + Pdp} \tag{4.1}$$

Sr_t : Degré de saturation à l'instant t;

Sr_0 : Degré de saturation à l'instant 0;

Pdp : Prise de poids entre l'instant 0 et l'instant t;

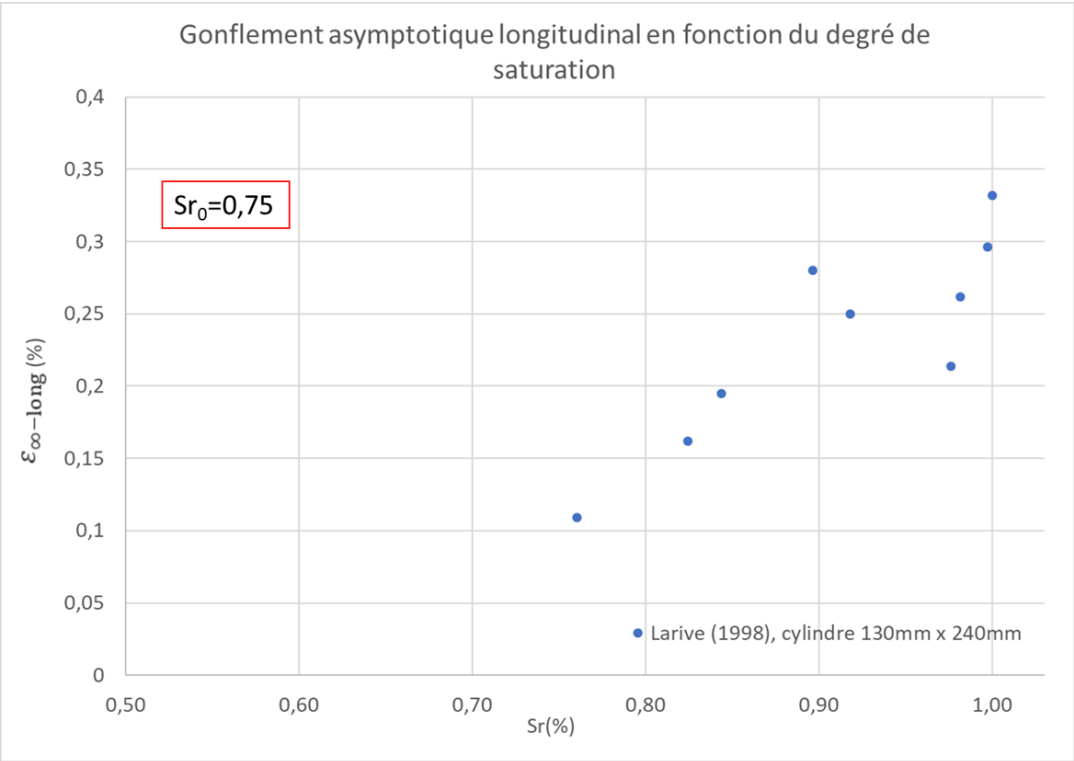
$\rho béton$: Masse volumique du béton;

ρeau : Masse volumique de l'eau;

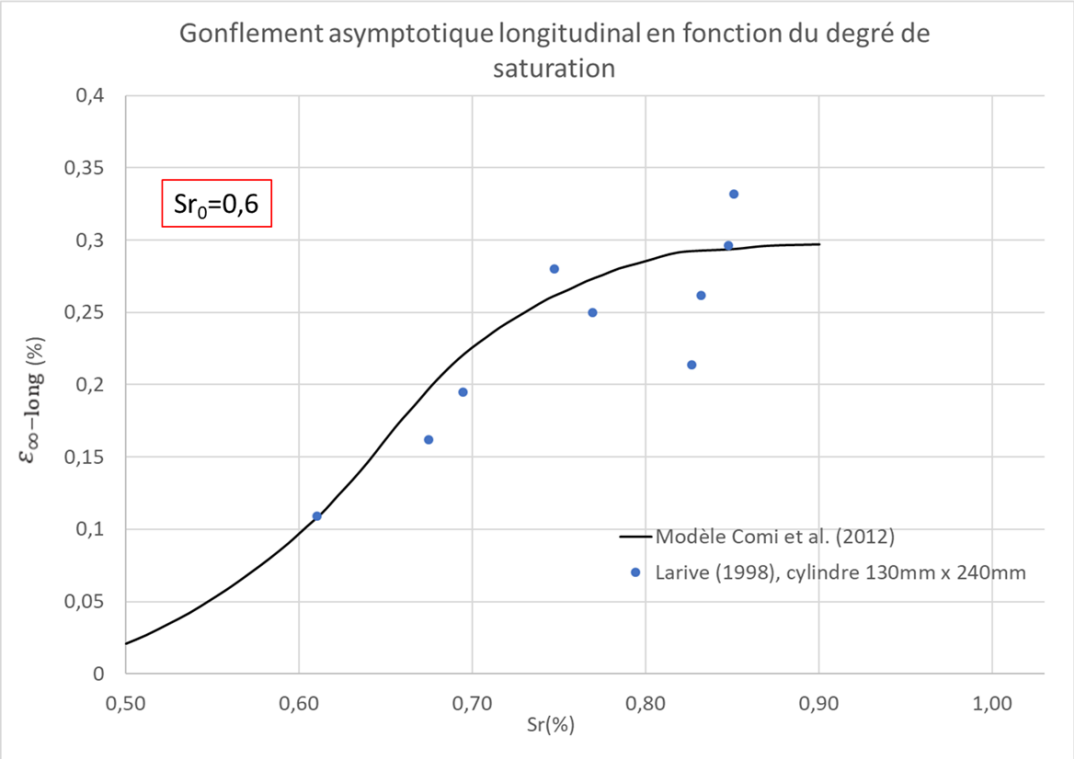
$porosité$: Porosité du béton.

4.2.2 Choix des spécimens des essais de Larive (1998), Multon (2003) et Multon et al. (2005)

Maintenant que la relation pour passer de la prise de poids d'un spécimen à son degré de saturation a été établie, il est possible de trouver une corrélation mathématique entre le gonflement asymptotique longitudinal dû à la RAG et le degré de saturation. La difficulté pour tracer ce graphique réside dans le fait que trois paramètres ($porosité$, $\rho béton$ et Sr_0) pour chaque spécimen sont nécessaires dans l'utilisation de l'équation 4.1. Ces trois paramètres ne sont pas forcément donnés dans les références et des hypothèses devraient donc être formulées. Par exemple, la Figure 4.1 montre les résultats obtenus pour deux degrés de saturation initiale Sr_0 différents. Il est important de mentionner que Comi et al. (2012) ont fait un travail relativement similaire, mais sans réellement détailler la démarche et les hypothèses. Les points obtenus avec un $Sr_0 = 0{,}6$ se superposent relativement bien avec le modèle proposé par les auteurs. Le travail, présenté ici, est basé sur beaucoup plus de données, en présentant également la démarche et les hypothèses nécessaires.



a)



b)

Figure 4.1 : Gonflement asymptotique longitudinal en fonction du degré de saturation pour deux degrés de saturation initial

La Figure 4.2 montre la procédure utilisée pour l'obtention d'un gonflement asymptotique longitudinal pour une valeur donnée d'augmentation de poids, ce qui permet d'obtenir un point de la Figure 4.1. Il faut noter qu'il y a une part de subjectivité dans la lecture des asymptotes qui sont dans certains cas, plus difficiles à identifier.

L'asymptote du gonflement longitudinal donne directement l'ordonnée du point que l'on recherche dans la Figure 4.1. Cependant, pour l'abscisse, il faut utiliser l'équation 4.1 où trois paramètres sont nécessaires. Dans l'exemple choisi ici, aucun des trois paramètres n'est donné par l'auteure. L'hypothèse qui a été faite est de prendre des paramètres correspondant à un béton ordinaire :

$$porosité = 0{,}12$$

$$\rho béton = 2300\ kg.m^{-3}$$

Pour ce qui est du degré de saturation initial, il a été décidé de prendre $Sr_0 = 0{,}6$ lorsqu'aucune information n'est disponible.

Pour l'exemple de la Figure 4.2, l'équation 4.1 donne :

$$Sr_\infty = \frac{1}{0{,}12} * \frac{2300}{1000} * \frac{\frac{0{,}511}{100}}{1 + \frac{0{,}511}{100}} + 0{,}6 * \frac{1}{1 + \frac{0{,}511}{100}} = 0{,}69 \tag{4.2}$$

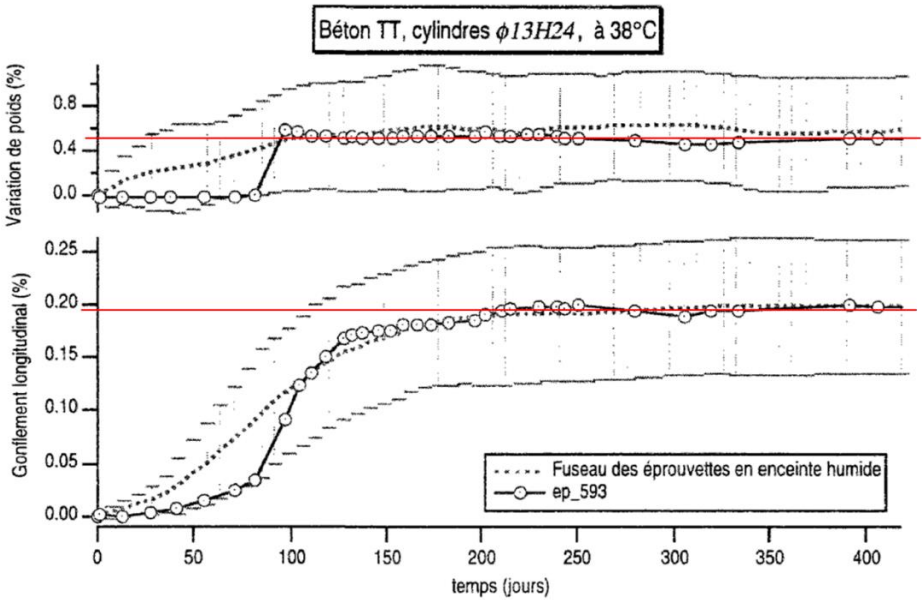


Figure 4.2 : Exemple de l'obtention d'un des points pour la construction du graphique à la Figure 4.3 (modifiée de Larive (1998))

La Figure 4.3 montre une compilation des résultats expérimentaux issus des travaux de Larive et Multon pour des essais en expansion libre. Il est à noter que deux points sont entourés sur cette figure.

Le point P1 provient d'un essai de Larive (1998) sur un cylindre 160mm x 320mm. L'auteure met en doute la fiabilité des résultats pour cette taille de cylindre du fait qu'ils ont été plus difficile à manipuler, comparativement à la taille de cylindre 130mm x 240mm utilisée pour tous les autres points.

Le point P2 provient d'un essai de Multon et al. (2005). Le spécimen considéré était recouvert d'aluminium pour empêcher tout échange d'eau avec l'extérieur. Cependant, une perte de poids a été remarquée durant l'essai, par manque d'étanchéité de la couverture en aluminium. Ainsi, le gonflement du spécimen est bien plus faible qu'il ne devrait l'être.

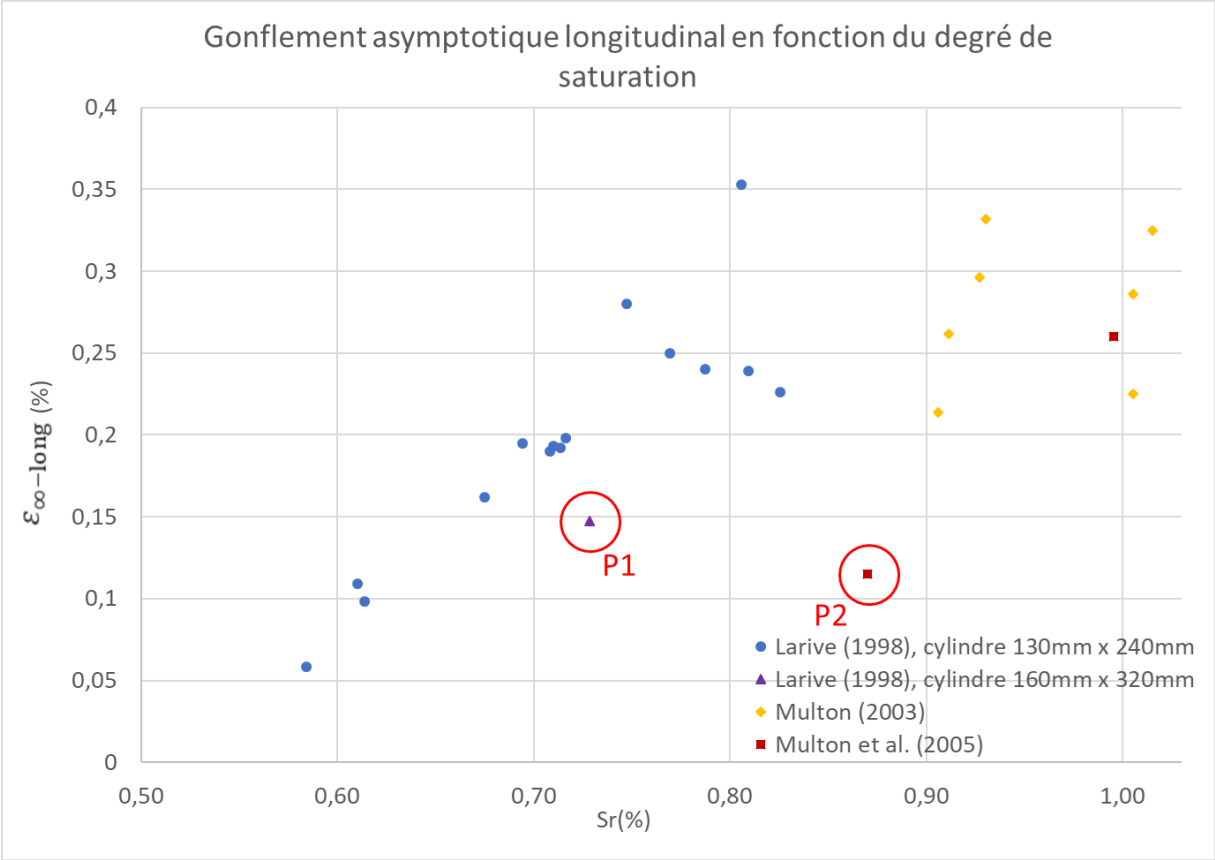


Figure 4.3 : Gonflement asymptotique longitudinal en fonction du degré de saturation

4.2.3 Équation des courbes du gonflement longitudinale asymptotique dû à la RAG en fonction du degré de saturation

Le nuage de points établis à la Figure 4.3 montre qu'il existe une relation entre le gonflement asymptotique longitudinal dû à la RAG et le degré de saturation présent dans les spécimens en béton. En raison de la dispersion des points, il a été décidé de construire un fuseau de courbes. Notons que les points P1 et P2 n'ont pas été pris en compte pour construire le fuseau et ne sont pas montrés à la Figure 4.4.

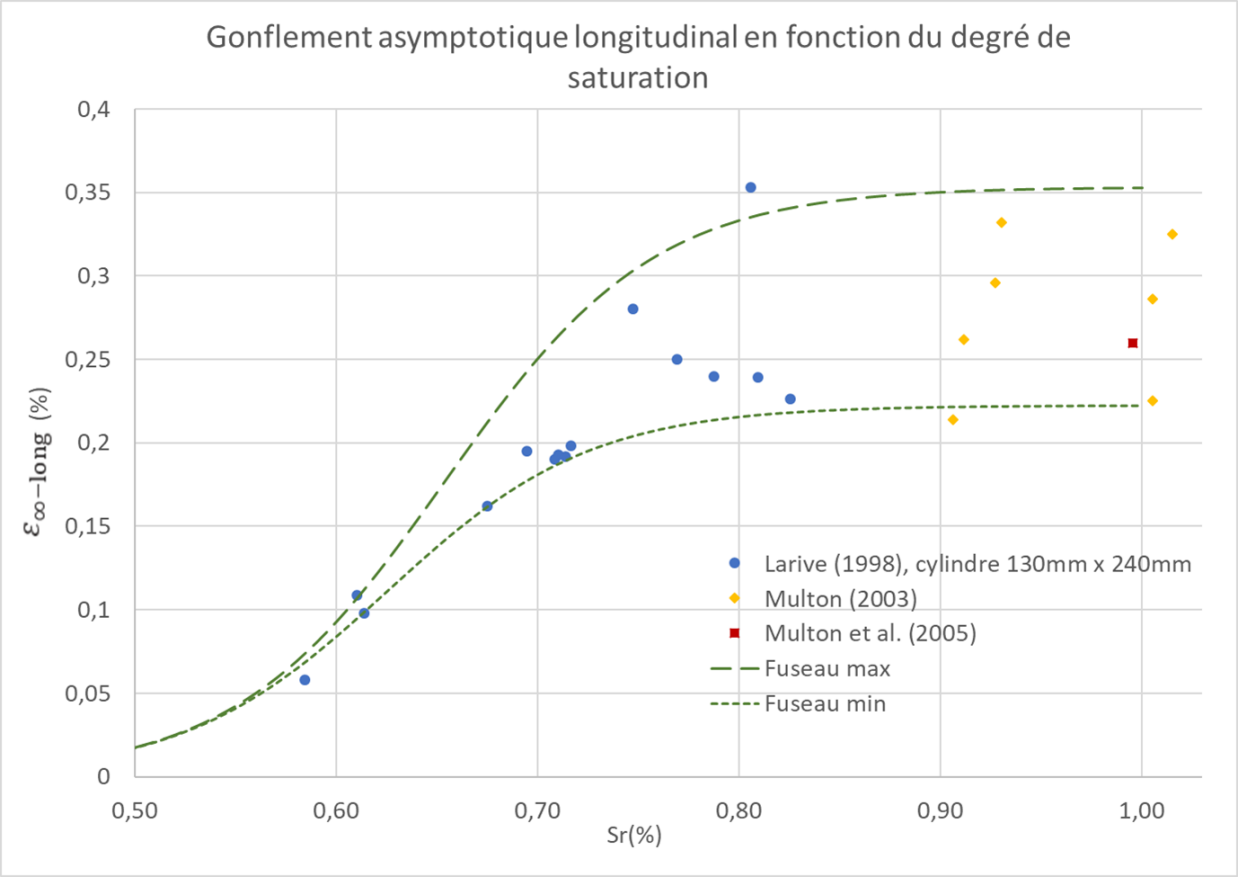


Figure 4.4 : Fuseau du gonflement asymptotique longitudinal en fonction du degré de saturation

Comme mentionné précédemment, Comi et al. (2012) ont fait un travail relativement similaire mais en utilisant moins de données (avec deux fois moins de points) et sans réellement détailler la démarche et les hypothèses. La Figure 4.5 montre que la courbe des auteurs se superpose relativement bien avec ce qui a été fait dans ce projet.

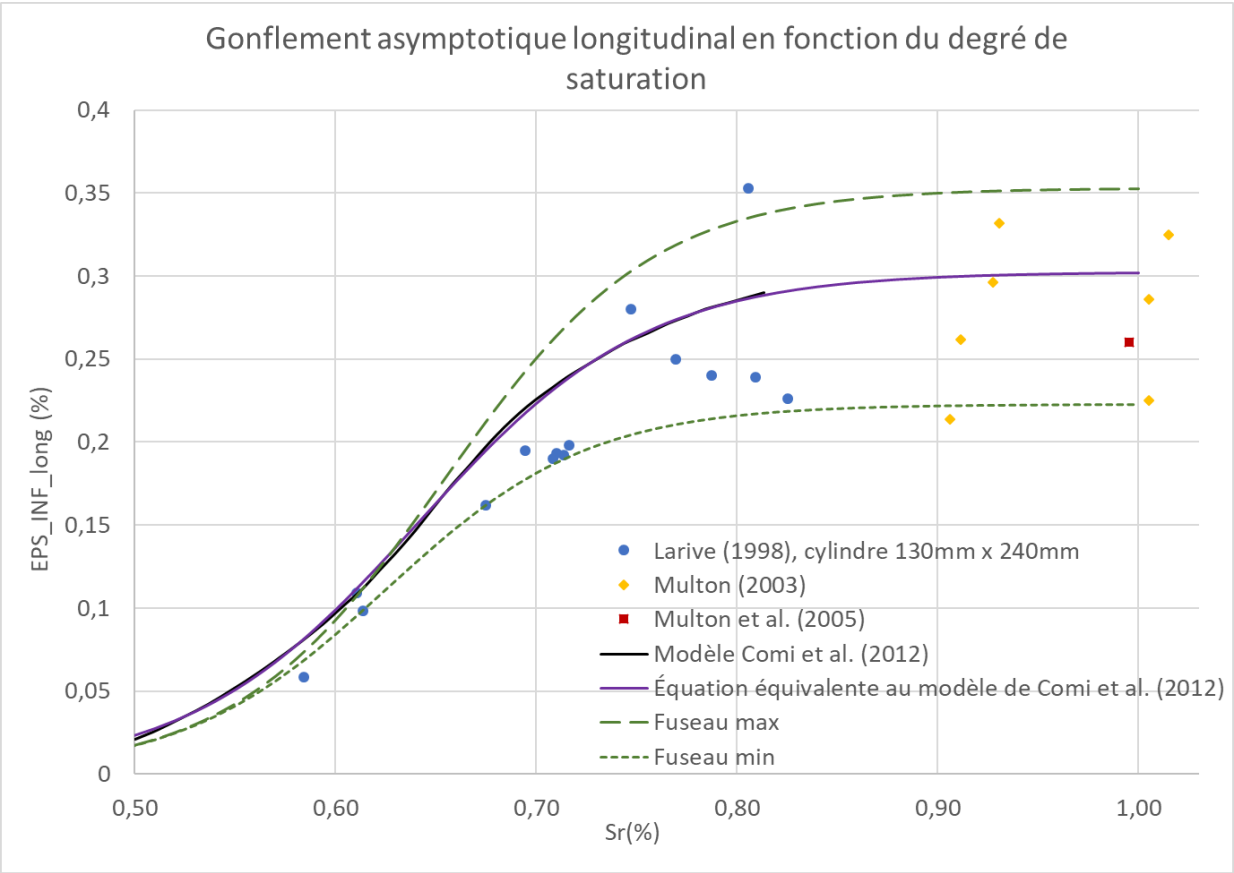


Figure 4.5 : Courbe de Comi et al. (2012) superposée au fuseau du gonflement asymptotique longitudinal en fonction du degré de saturation

Curieusement, la forme des fuseaux obtenue correspond à la forme en « S » obtenue des essais de Larive (Figure 2.15). Ceci nous amène à utiliser une équation similaire à celle présentée dans le modèle de Larive à la section 2.4.3.4 (Équation 2.6).

L'équation qui contrôle toutes ses courbes est de la forme :

$$\varepsilon_{\infty-\text{long}}(Sr) = \alpha \frac{1 - e^{-\frac{Sr(x,y,z,t)}{\tau_{c,Sr}}}}{1 + e^{-\frac{(Sr(x,y,z,t)-\tau_{l,Sr})}{\tau_{c,Sr}}}} \tag{4.3}$$

C'est une équation relativement simple à trois paramètres qui permet d'obtenir les courbes typiques en « S ». Cette équation sera utilisée dans la nouvelle méthodologie qui sera présentée par la suite. Le Tableau 4.1 résume les paramètres utilisés dans l'équation pour chaque courbe de la Figure 4.5.

Tableau 4.1 : Paramètres utilisés pour les courbes du gonflement asymptotique longitudinal en fonction du degré de saturation

	Équivalent au modèle de Comi et al. (2012)	Fuseau min	Fuseau max
α (%)	0,303	0,223	0,353
$\tau_{c,Sr}$	0,057	0,051	0,052
$\tau_{l,Sr}$	0,641	0,625	0,653

4.3 Organisation de la nouvelle méthodologie

4.3.1 Modification de l'équation du gonflement dû à la RAG

Rappelons tout d'abord l'équation 3.4 qui donne la déformation dû à la RAG :

$$\Delta\varepsilon_{aar_i}(t,\xi,T,H,\sigma_0) = \Gamma_t(COD_{max}) * \Gamma_c(\sigma_0) * g(H) * W_i(\sigma_0) * \Delta\xi(t,T,\sigma_0) * \varepsilon_{v\infty} \tag{4.4}$$

Deux changements sont requis dans cette équation. Le terme $g(H)$ est éliminé et le couplage hydrique est maintenant introduit directement dans le terme asymptotique $\varepsilon_{v\infty}$ via le degré de saturation (Sr).

Il est important de mentionner que les relations données dans les sections précédentes concernaient la déformation longitudinale d'un cylindre $\varepsilon_{\infty-\text{long}}$ et non volumétrique $\varepsilon_{v\infty}$ (tous deux pour l'expansion libre).

Quelques auteurs de la littérature ont trouvé expérimentalement qu'il existe une anisotropie en expansion libre d'un cylindre et donc un lien entre le gonflement longitudinal et transversal du type :

$$\varepsilon_{\infty-\text{long}}(Sr) = \lambda * \varepsilon_{\infty-\text{trans}}(Sr) \tag{4.5}$$

Avec,

λ : Coefficient d'anisotropie ($\lambda = 1$ si c'est isotrope).

Ainsi, on a :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{v\infty}(Sr) &= \varepsilon_{\infty-\text{long}}(Sr) + 2 * \varepsilon_{\infty-\text{trans}}(Sr) \\ &= \left(1 + \frac{2}{\lambda}\right) * \varepsilon_{\infty-\text{long}}(Sr) \\ &= \left(1 + \frac{2}{\lambda}\right) * \alpha \frac{1 - e^{-\frac{Sr(x,y,z,t)}{\tau_{c,Sr}}}}{1 + e^{-\frac{(Sr(x,y,z,t) - \tau_{l,Sr})}{\tau_{c,Sr}}}}\end{aligned} \tag{4.6}$$

Larive (1998) et Multon (2003) ont observé sur leurs essais d'expansion libre que le coefficient d'anisotropie est voisin de 2. Ce facteur possède une certaine variabilité entre 1,3 et 2,8 selon les essais. Pour les analyses réalisées au Chapitre 5, il a été choisi de prendre $\lambda = 2$.

Voici donc l'équation 4.4 modifiée :

$$\Delta\varepsilon_{aar_i}(t, \xi, T, Sr, \sigma_0) = \Gamma_t(COD_{max}) * \Gamma_c(\sigma_0) * W_i(\sigma_0) * \Delta\xi(t, T, \sigma_0) * \varepsilon_{v\infty}(Sr) \tag{4.7}$$

4.3.2 Étapes de la nouvelle méthodologie

Le fonctionnement général de la nouvelle méthodologie est assez similaire à la méthodologie EPM présentée succinctement à la section 2.4.3.8 puis détaillé au Chapitre 3. Tout d'abord deux analyses sont réalisées. Une première analyse thermique transitoire pour obtenir le champ de température dans la structure, puis une seconde analyse hydrique transitoire pour estimer cette fois ci le degré de saturation et non l'humidité relative. Ensuite, les évolutions de ces deux champs sont entrées dans l'analyse multi-physique non-linéaire finale qui utilise la loi de béton EPM3D. Le fonctionnement général est schématisé à la Figure 4.6.

Pour les analyses qui seront présentées au Chapitre 5, le retrait, le fluage et le thermique sont négligés de la même façon que dans Ben Ftima et al. (2016). En effet, les déformations due à la RAG sont d'un ordre de grandeur beaucoup plus grand que les déformations d'origine retrait, fluage et thermique. L'analyse thermique transitoire de la Figure 4.6 est uniquement nécessaire pour ajuster les paramètres de la cinétique de Larive (équation 3.6 et 3.7). Elle est basée sur un processus de diffusion avec la loi de Fourier. Ainsi, l'équation incrémentale devient :

$$\Delta\varepsilon(t,T,Sr) = \Delta\varepsilon_{mec}(t,T,Sr) + \Delta\varepsilon_{aar_i}(t,\xi,T,Sr,\sigma_0) \tag{4.8}$$

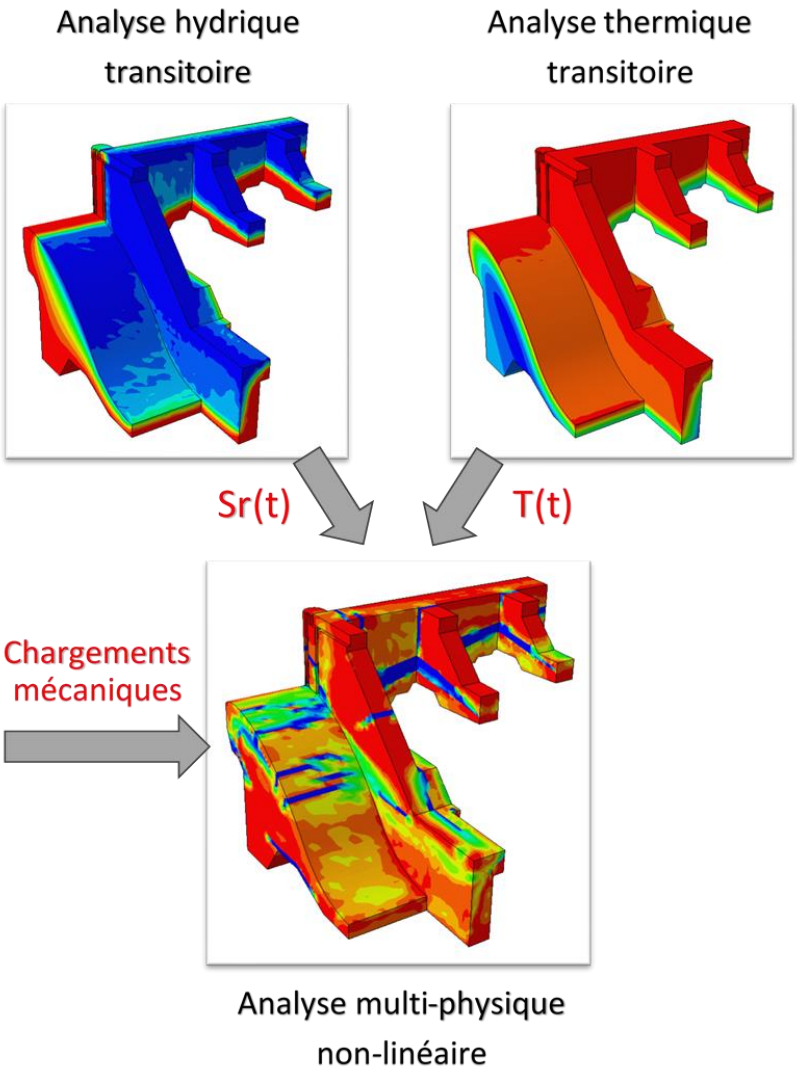


Figure 4.6 : Schéma du fonctionnement général de la nouvelle méthodologie

4.3.3 Suggestion d'un protocole expérimental pour la courbe du gonflement longitudinal asymptotique dû à la RAG en fonction du degré de saturation

Un protocole expérimental pourrait être suggéré dans le but de tracer le nuage de points de la Figure 4.3 pour le béton souhaité. Cependant, quitte à refaire des expériences, ils pourraient être envisageable de proposer un protocole qui s'affranchit de l'équation 4.1 et où l'on aurait directement le degré de saturation. Pour un aménagement existant, il s'agit de réaliser une reconstitution du ou des mélanges de béton représentatifs de l'ouvrage en étude. Le protocole à réaliser est montré à la Figure 4.7. Il consiste à mettre plusieurs spécimens en expansion libre soumis à des conditions hydriques différentes (e.g. trois spécimens par condition hydrique), par exemple, dans l'aluminium, dans l'eau ou à l'air libre (en visant par exemple trois degrés de saturation : 0.5, 0.7 et 1.0). Puis de mesurer la déformation longitudinale au cours du temps comme l'ont fait Larive (1998) et Multon (2003). Lorsque l'asymptote du gonflement longitudinal est atteinte, le degré de saturation du spécimen est mesuré de la façon suivante :

M : Masse du spécimen de béton sur lequel on souhaite connaitre le degré de saturation;

A : Masse sèche du spécimen, elle est obtenue en effectuant un séchage au four. Plusieurs pesées sont successivement effectuées jusqu'à ce que la variation de masse soit inférieure à une tolérance préalablement choisie;

B : Masse saturée du spécimen, elle est obtenue en effectuant une immersion du spécimen dans l'eau. Plusieurs pesées sont successivement effectuées jusqu'à ce que la variation de masse soit inférieure à une tolérance préalablement choisie.

Ainsi, on peut calculer le degré de saturation :

$$Sr = \frac{M - A}{B - A} \tag{4.9}$$

Chaque condition hydrique donne ainsi un point sur le graphique du gonflement longitudinal asymptotique dû à la RAG en fonction du degré de saturation. Trois points sont normalement suffisants pour pouvoir estimer les trois paramètres de l'équation 4.3 établie précédemment. La comparaison des déformations longitudinales et transversales permettra aussi d'estimer le paramètre λ d'anisotropie.

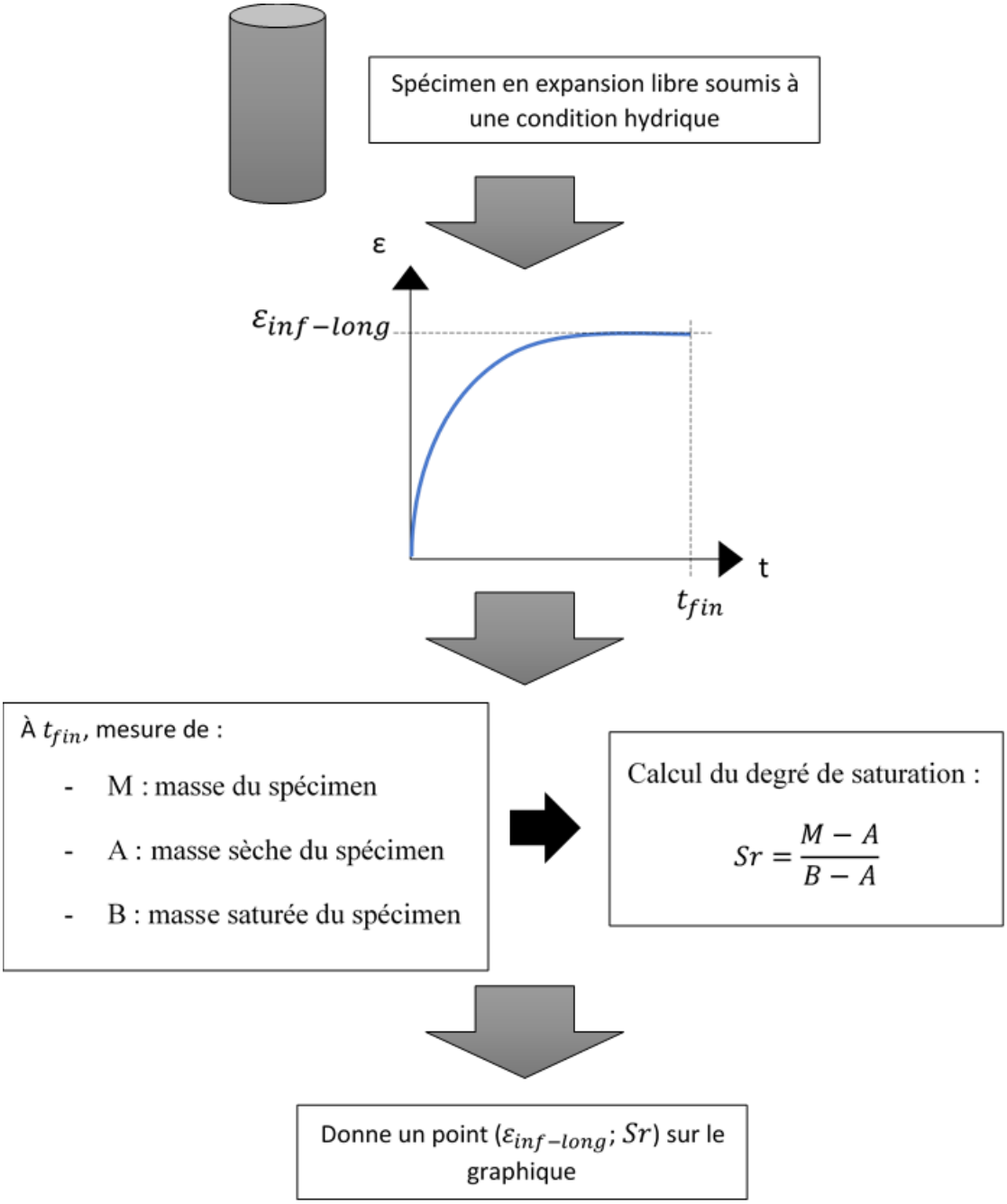


Figure 4.7 : Protocole suggéré pour la courbe du gonflement longitudinale asymptotique dû à la RAG en fonction du degré de saturation

4.4 Conclusion

Une nouvelle méthodologie a été suggérée dans ce chapitre afin d'améliorer la méthodologie EPM actuelle. Elle permet entre autres de faire un couplage entre le gonflement asymptotique dû à la RAG et le contenu d'eau dans le béton exprimé sous la forme de degré de saturation. Une nouvelle équation de couplage (équation 4.3) est suggérée pour la première fois dans la littérature. Le développement de cette équation est issu d'une vingtaine de points expérimentaux de la littérature. Il a nécessité des hypothèses sur le degré de saturation initial et la porosité puisque les essais donnent généralement la prise de poids en fonction de la déformation longitudinale due à la RAG. Pour cette raison, un protocole expérimental est suggéré afin de mieux caractériser les paramètres de l'équation de couplage 4.3. La nouvelle méthodologie développée est basée sur trois analyses avec couplage séquentiel. Deux premières analyses sont réalisées : une analyse thermique transitoire pour estimer le champ thermique et une deuxième analyse hydrique pour analyser le champ de degré de saturation. Ces deux champs sont ensuite importés dans une analyse multi-physique finale, dans laquelle le chargement mécanique est appliqué.

Après avoir intégré ces changements dans le logiciel Abaqus (via les sous-routines FORTRAN), l'objectif sera alors d'observer le comportement de cette nouvelle méthodologie sur différentes analyses et à différentes échelles. Les résultats seront présentés au chapitre suivant.

CHAPITRE 5 VALIDATION ET APPLICATION DE LA NOUVELLE MÉTHODOLOGIE

5.1 Introduction

Ce chapitre porte sur la vérification, validation et application de la nouvelle méthodologie développée. Dans un premier temps, une analyse préliminaire est réalisée sur un modèle simple de barrage en deux dimensions, dans l'objectif de comprendre et de maîtriser les analyses de degré de saturation disponibles dans le logiciel Abaqus. En second lieu, un benchmark issu des travaux de Multon et al. (2005) est considéré pour la validation de la méthodologie suggérée. Finalement, cette méthodologie sera appliquée sur un modèle en trois dimensions d'une portion du barrage introduit à la section 2.3.

5.2 Analyse préliminaire du degré de saturation sur un modèle simple de barrage en deux dimensions

5.2.1 Paramètres d'entrées du modèle Abaqus

La géométrie ainsi que les conditions imposées au modèle simple de barrage en deux dimensions sont montrées à la Figure 5.1. La géométrie correspond à une section issue du barrage de l'aménagement existant qui sera considéré à la fin de ce chapitre. Seulement les analyses hydriques sont considérées dans cette application, tous les degrés de liberté translationnels du modèle ont été désactivés. Il s'agit d'une analyse poro-mécanique, appelée dans Abaqus *Soils analysis – Transient consolidation*, donc prévue pour les applications en géotechnique. En amont, il y a un niveau d'eau constant de 9 mètres. Le barrage est soumis à des conditions environnementales externes ou l'humidité relative H varie de façon sinusoïdale entre 65% et 90% sur une période de 365 jours. Une durée d'analyse totale de 100 ans a été considéré, en utilisant le système d'unité de jour pour la variable de temps.

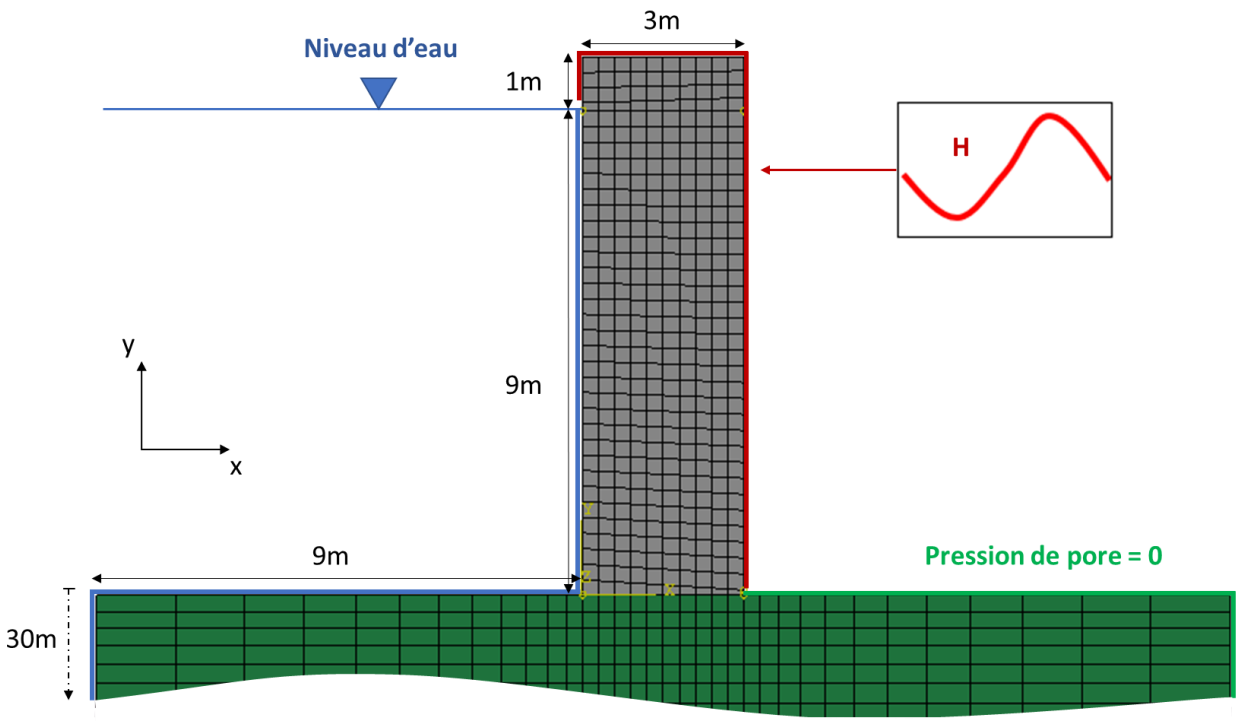


Figure 5.1 : Géométrie et conditions appliquées au modèle de barrage simple en deux dimensions

Cette analyse a pour but d'observer le comportement de l'analyse du degré de saturation sur un barrage et un roc en deux dimensions.

Les paramètres qui ont été utilisés pour cette analyse sont les suivants :

- Paramètres issus du béton de Baroghel-Bouny (1994)
  - $E = 45\,198\,000\ kPa$;
  - $\nu = 0{,}25$;
  - Courbe capillaire de la Figure 5.3 avec valeur du Tableau 5.1 expliquée plus en détail au paragraphe suivant
  - Porosité de 12 %;
  - Perméabilité du béton $k = 2{,}592.10^{-9}\ m.jour^{-1}$.

- Paramètre supplémentaire choisi pour le béton
    - Pression de pore initiale $p_0^w = -15\,000\ kPa$ (Correspondant à un degré de saturation initial, $Sr_0 = 0{,}8$).

- Paramètres choisis pour le roc
    - $E = 30\,000\,000\ kPa$;
    - $\nu = 0{,}2$;
    - Perméabilité $k = 0{,}864\ m.jour^{-1}$;
    - Porosité de 10 %;
    - Pression de pore initiale $p_0^w = 0\ kPa$ (Correspondant à $Sr_0 = 1$).

Tel qu'expliqué au chapitre 2, des isothermes de sorption sont requises pour faire le lien entre l'humidité relative et le degré de saturation. Dans ce projet, ces isothermes sont utilisées pour la conversion des conditions environnementales qui sont données en humidité relative, en des conditions applicables pour les analyses hydriques. Des isothermes provenant de la littérature ont été choisies. Il y a très peu d'expériences donnant ce type de courbes en raison de la difficulté pour la réalisation de tels essais.

Baroghel-Bouny et al. (1999) ont réalisé ces essais de sorption dont le protocole a été présenté à la section 2.5.3. La Figure 5.2 montre l'isotherme de sorption obtenue pour un béton ordinaire. Il est à noter que pour l'ensemble de ce projet, le phénomène d'hystérésis présenté à la Figure 2.22 est négligé. Les courbes d'adsorption et de désorption sont ainsi confondues et appelées courbe de sorption.

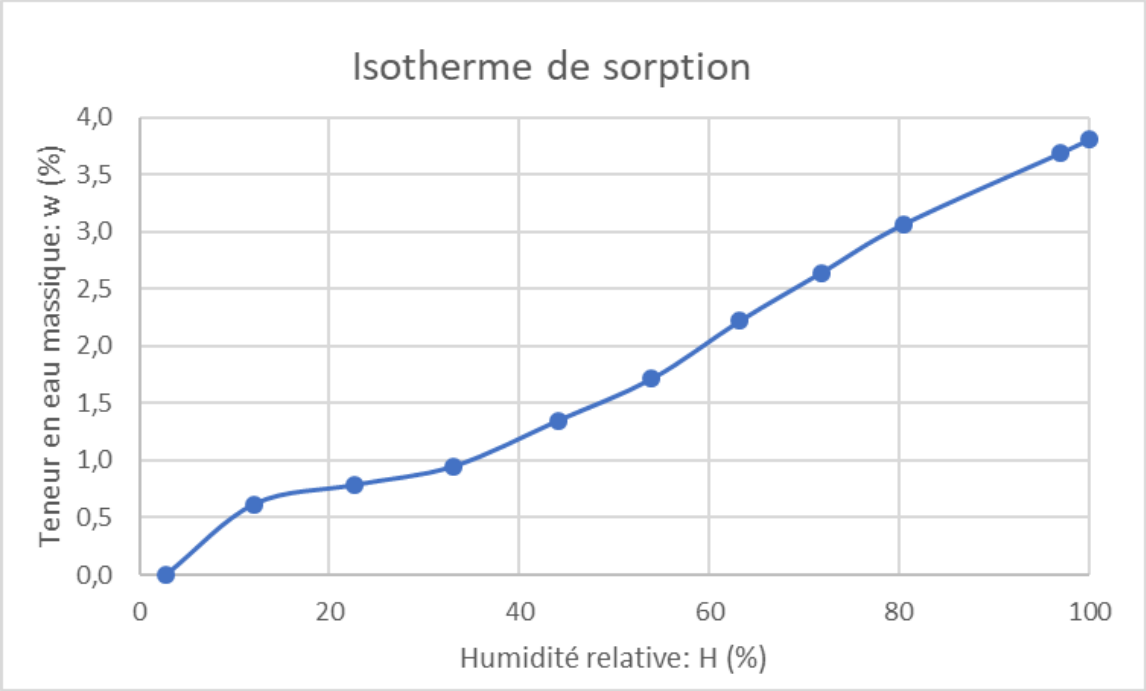


Figure 5.2 : Isotherme de sorption obtenue expérimentalement (modifiée de Baroghel-Bouny et al. (1999))

La courbe capillaire $p_c(s_r)$ qui relie la pression capillaire au degré de saturation peut ainsi être déduite de l'isotherme de sorption expérimentale à l'aide des équations 2.13 et 2.14 et de la Figure 2.21. En conformité avec les essais de Baroghel-Bouny et al. (1999), une température de 23°C a été utilisée. Elle est présentée à la Figure 5.3. Les auteurs donnent également un modèle de cette courbe expérimentale en précisant que les données expérimentales correspondant aux pressions capillaires les plus basses (correspondant à l'humidité relative les plus élevées) n'ont pas été prises en compte en raison de leurs faibles fiabilités.

Le modèle est le suivant :

$$p_c(s_r) = a\left({S_r}^{-b} - 1\right)^{1-\frac{1}{b}} \tag{5.1}$$

Avec,

$a = 18{,}6237\ MPa$;

$b = 2{,}2748$.

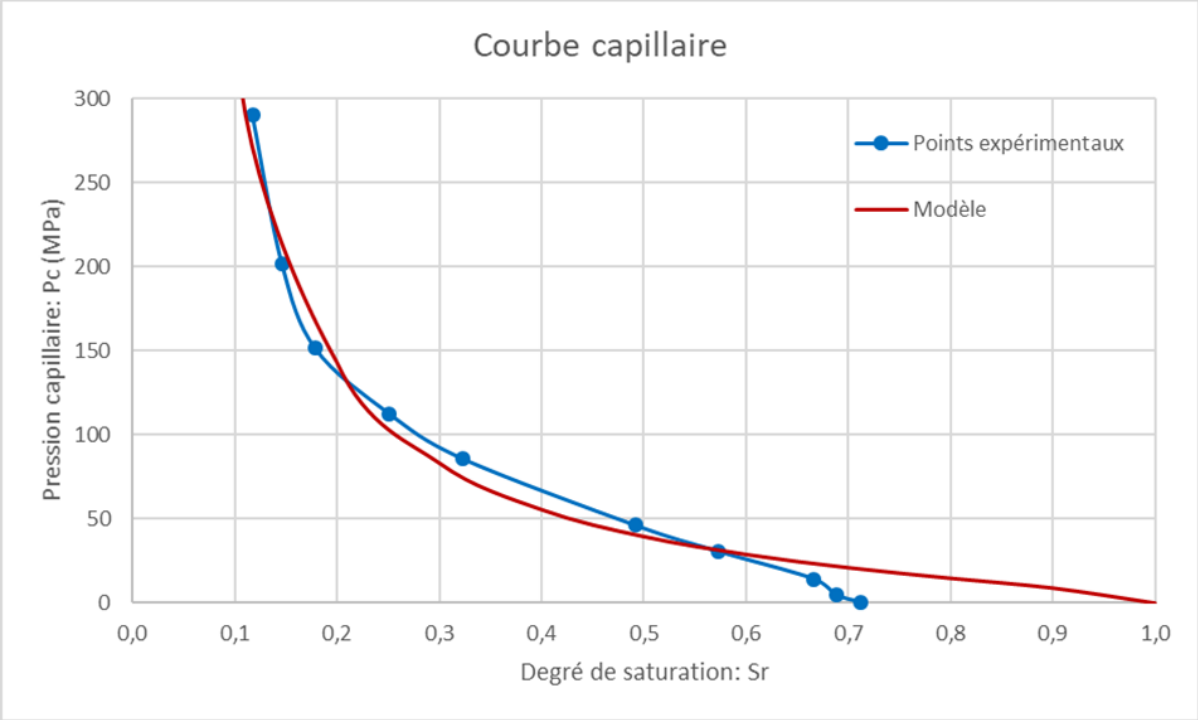


Figure 5.3 : Courbe capillaire (modifiée de Baroghel-Bouny et al. (1999))

Finalement, la courbe capillaire rentrée dans Abaqus doit être en termes de pression de pore p^w où $p_c(s_r) = -p^w$ (la pression du liquide non mouillant de l'équation 2.11 est prise comme une référence par Abaqus). Les valeurs rentrées ont été résumées dans le Tableau 5.1.

Tableau 5.1 : Équivalence pression de pore – degré de saturation (courbe capillaire)

p^w (kPa)	Sr
-6 602 000	0,01
-350 000	0,1
-143 000	0,2
-83 000	0,3
-56 000	0,4
-40 000	0,5
-29 000	0,6
-21 000	0,7
-15 000	0,8
-9 000	0,9
0	1

Il est important de mentionner que dans Abaqus, les pressions de pore sont négatives et que lorsque la saturation est atteinte ($S_r = 1.0$), elles deviennent positives.

De la même façon, l'isotherme de sorption permet d'établir le lien entre le degré de saturation et l'humidité relative qui sera parfois utilisé pour transformer des conditions aux limites des essais. La Figure 5.4 montre le lien entre ces deux paramètres.

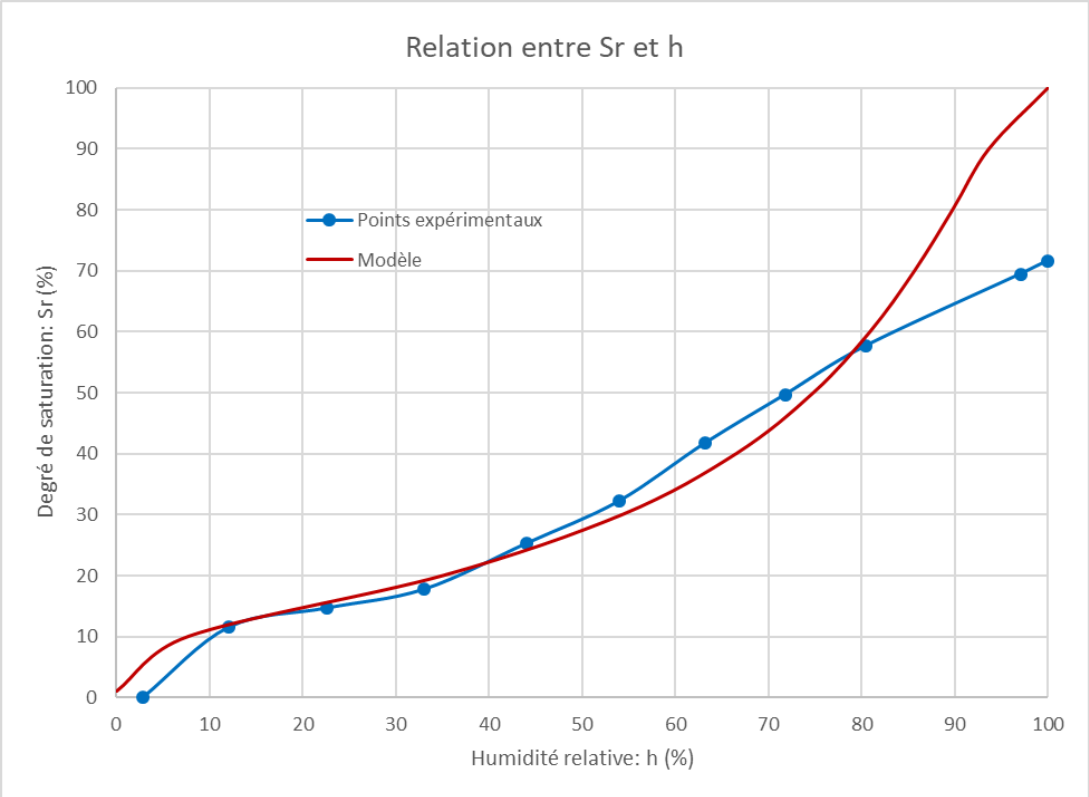


Figure 5.4 : Relation entre le degré de saturation et l'humidité relative

5.2.2 Conditions aux limites

Une condition de pleine compatibilité est utilisée pour l'interface béton/roc.

La condition pour le niveau d'eau en amont du barrage est une pression hydrostatique linéaire conventionnelle ($p = \rho g h$). Elle est appliquée sur les surfaces de béton et roc colorées en bleu sur la Figure 5.1.

La condition sur le roc en aval du barrage est une pression de pore nulle qui permet de garder le roc saturé. Elle est appliquée sur les surfaces colorées en vert de la Figure 5.1.

Concernant la condition aux limites appliqué sur une surface du barrage en contact avec l'extérieur (surfaces en rouge sur la Figure 5.1), des conditions différentes ont été explorées et sont détaillées ci-dessous.

La première condition possible (appelée « condition directe ») est d'imposer directement sur cette surface, une pression de pore équivalente à la condition d'humidité relative externe, en utilisant les équilibres montrés dans la Figure 2.21. Le Tableau 5.1 est utilisé pour l'équivalence entre le degré de saturation et la pression capillaire imposée aux facettes colorées en rouge.

La deuxième condition possible (appelée « condition de convection ») est une condition similaire à une convection libre si l'on fait une analogie avec les analyses de transfert thermiques. Cette condition disponible dans Abaqus est présentée à la section 34.4.7 (*Pore fluid flow*) de la documentation du logiciel (Hibbitt et al. (2014)). Elle est schématisée sur un élément à 4 nœuds à la Figure 5.5 et s'exprime selon les notations d'Abaqus de la façon suivante :

$$v_n = k_s(p^w - p_\infty^w) \tag{5.2}$$

Avec,

v_n : Composante de la vitesse du fluide dans les pores dans la direction normale à la surface vers l'extérieur;

k_s : Coefficient de « suintement » (*seepage coefficient*);

p^w : Pression de pore actuelle en un point de la surface;

p_∞^w : Pression de pore de référence à l'infini.

Où,

$$k_s = \beta * \frac{k}{\gamma_w * c} \tag{5.3}$$

Avec,

β : Coefficient de proportionnalité;

k : Perméabilité;

γ_w : Poids spécifique du fluide;

c : Longueur caractéristique de l'élément.

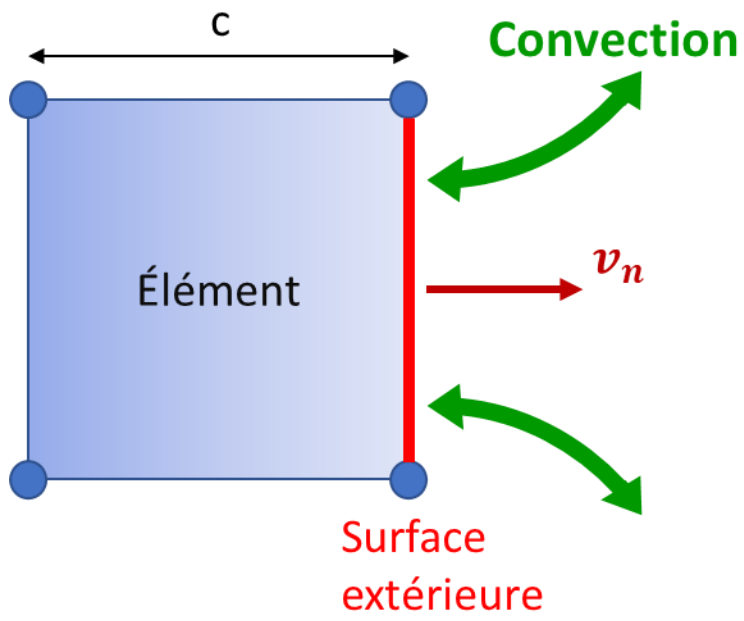


Figure 5.5 : Phénomène de convection sur une surface extérieure

L'utilisation de cette équation nécessite la détermination du paramètre β qui caractérise la convection entre le béton et l'air (paramètre matériau). Il n'a pas été possible de trouver des valeurs typiques de ce paramètre dans la littérature, raison pour laquelle des études paramétriques ont été réalisées dans l'objectif de comprendre l'influence de ce paramètre.

5.2.3 Résultats

La Figure 5.6 montre le degré de saturation (paramètre SAT dans Abaqus), à la fin de l'analyse hydrique et pour la condition dite directe des facettes en aval du barrage. Plusieurs zones sont identifiables : la zone totalement saturée (en grise), la surface phréatique (interface entre gris et rouge) et un gradient (du rouge au bleu). La Figure 5.7 montre l'évolution temporelle du degré de saturation des éléments sélectionnés à travers l'épaisseur du barrage, identifiés Figure 5.6. Les éléments proches de la face aval (éléments 121 et 122) présentent un comportement oscillatoire et sont donc affectés par les variations saisonnières de l'humidité relative. Cette même figure montre également que les degrés de saturation des éléments qui se situent en amont atteignent leurs

asymptotes dans les 20 premières années de l'analyse. Cependant cette durée est fortement dépendante de la perméabilité du béton.

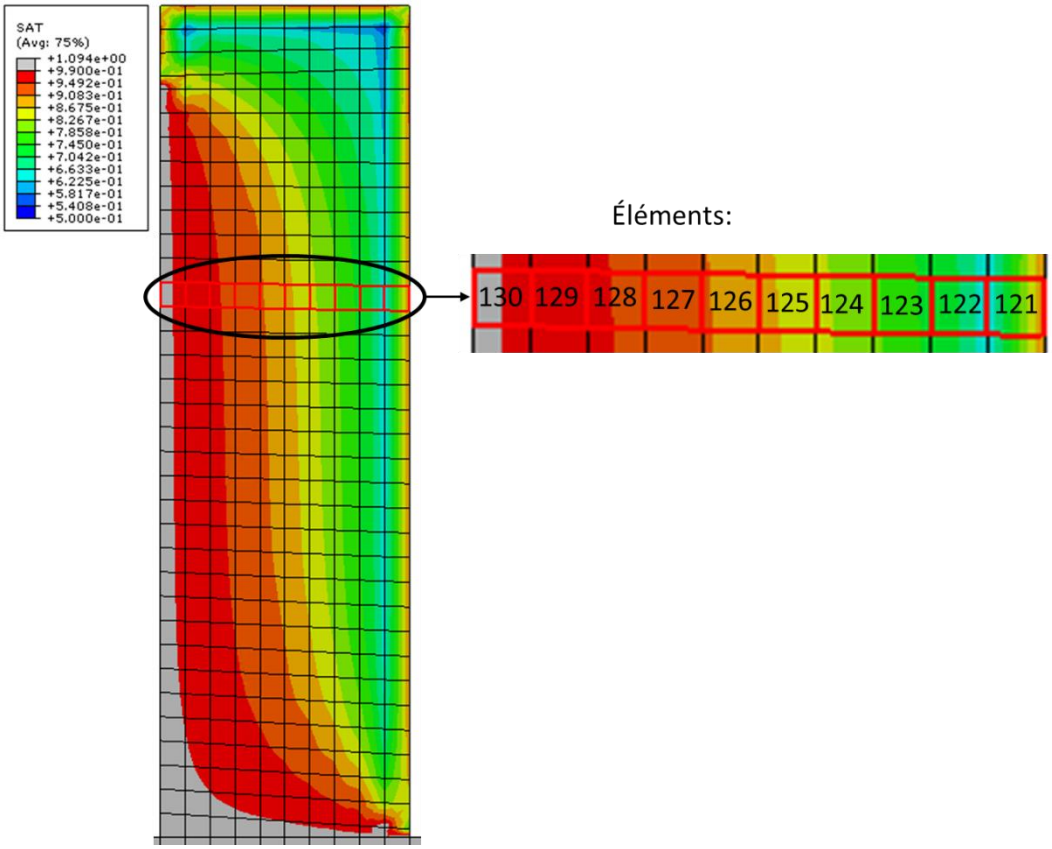


Figure 5.6 : Degré de saturation du barrage sous condition directe à t = 100 ans

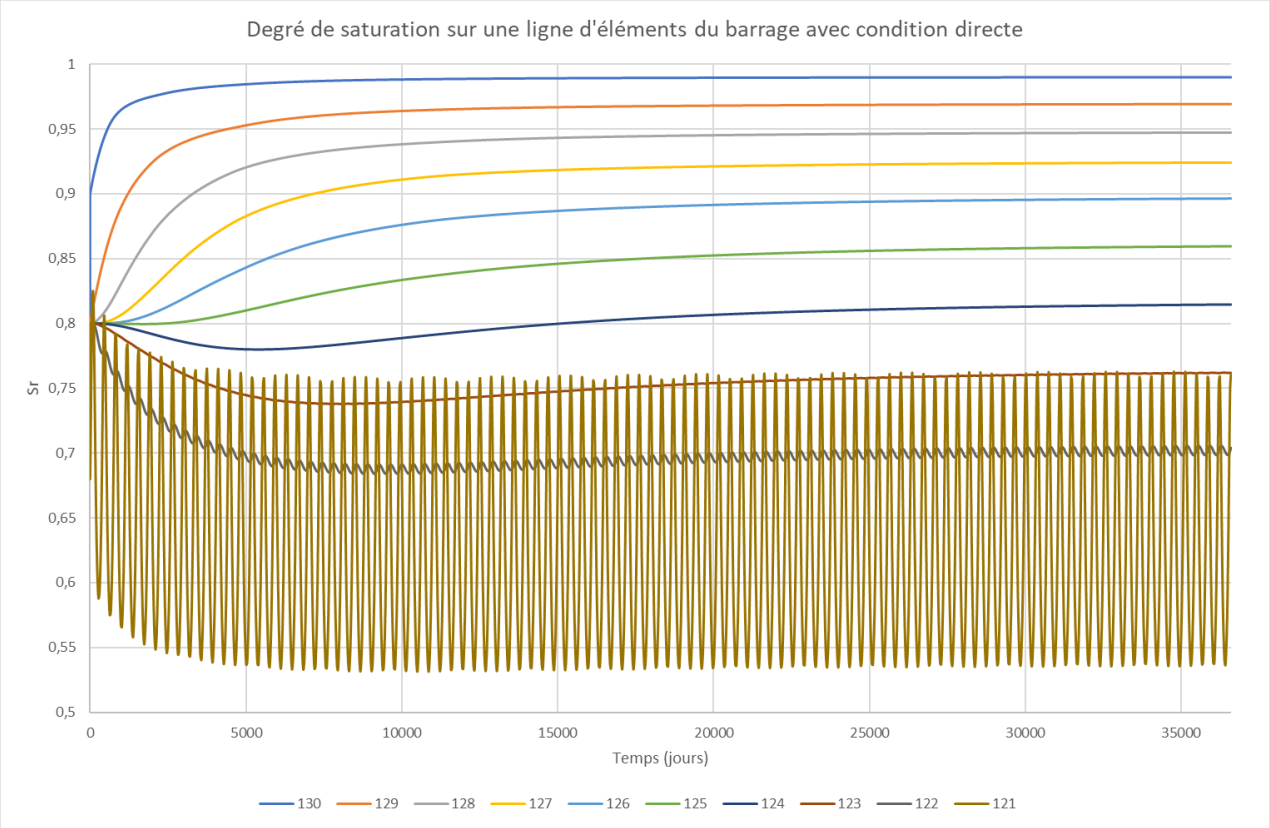


Figure 5.7 : Degré de saturation sur une ligne d'éléments montrée à la Figure 5.3

Concernant le paramètre β de la condition de convection, une étude paramétrique a été réalisée. Les résultats comparatifs du degré de saturation en fin d'analyse sont montrés à la Figure 5.8. Les conditions de convection avec β = 1 à 100 donnent des résultats assez similaires de la condition directe, tandis que pour des faibles valeurs de β ($\beta \ll 1$), la condition de convection tend plus à une condition 'adiabatique' ou imperméable sans échange avec le milieu extérieur et les résultats convergent vers la pleine saturation du barrage. Ce résultat est assez compréhensible si l'on considère l'analogie thermique et si on assimile k_s à un coefficient de convection thermique. Des résultats additionnels concernant cette étude de sensibilité sont donnés à l'annexe C.

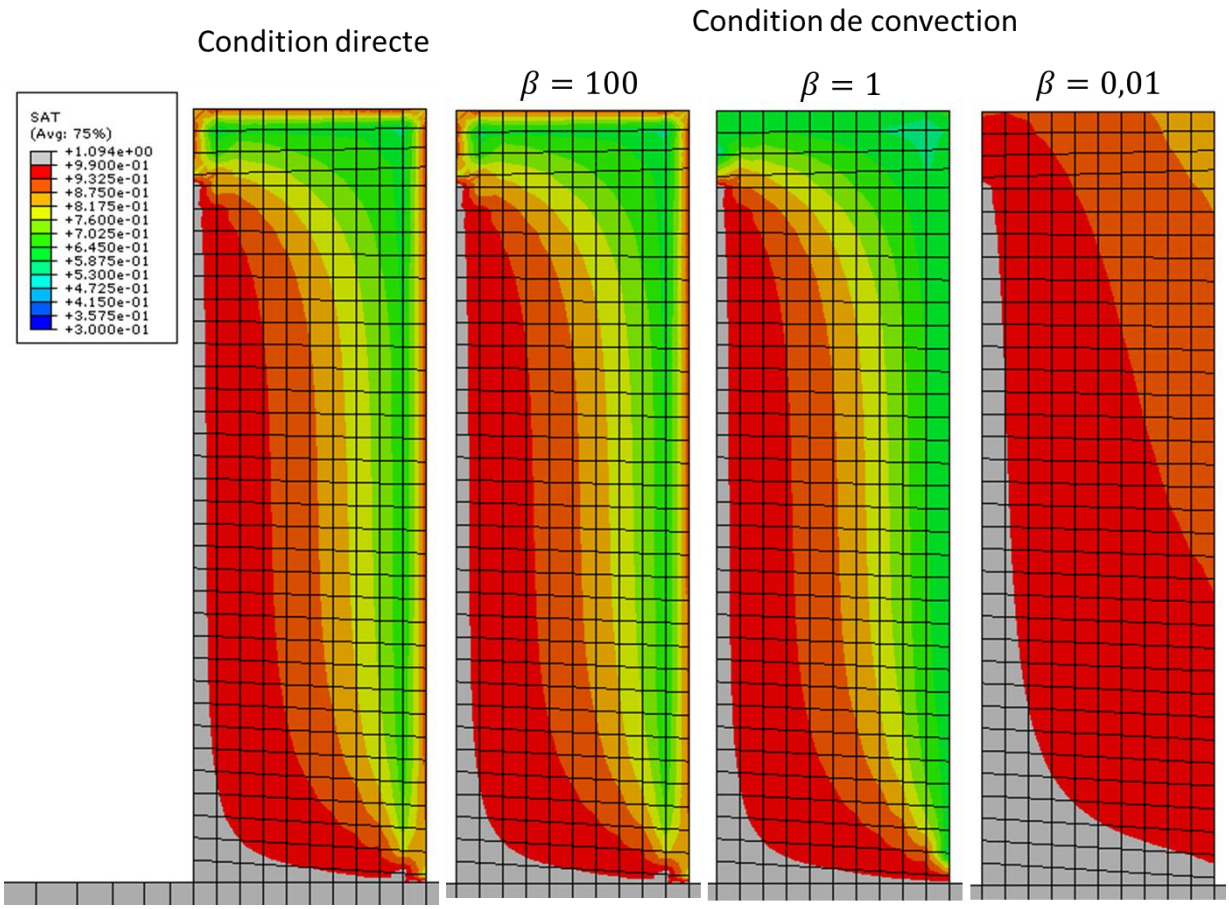


Figure 5.8 : Comparaison de la condition directe avec plusieurs B de la condition de convection à t = 100 ans

La Figure 5.9 montre le profil de sous-pression en dessous du barrage à l'interface barrage/fondation, obtenu avec les différentes variantes de conditions aux limites. Toutes les conditions donnent le même profil, qui est assez proche du profil linéaire théorique, souvent utilisé dans les calculs de stabilité. Ce résultat montre aussi que le béton est tellement peu perméable (ou quasiment imperméable) par rapport au roc, que les conditions aux limites qui lui sont imposées n'ont aucune influence sur l'écoulement qui se fait dans le roc. En effet, une condition d'imperméabilité est généralement utilisée dans les analyses géotechniques d'écoulement dans les sols et l'ouvrage en béton n'est même pas modélisé.

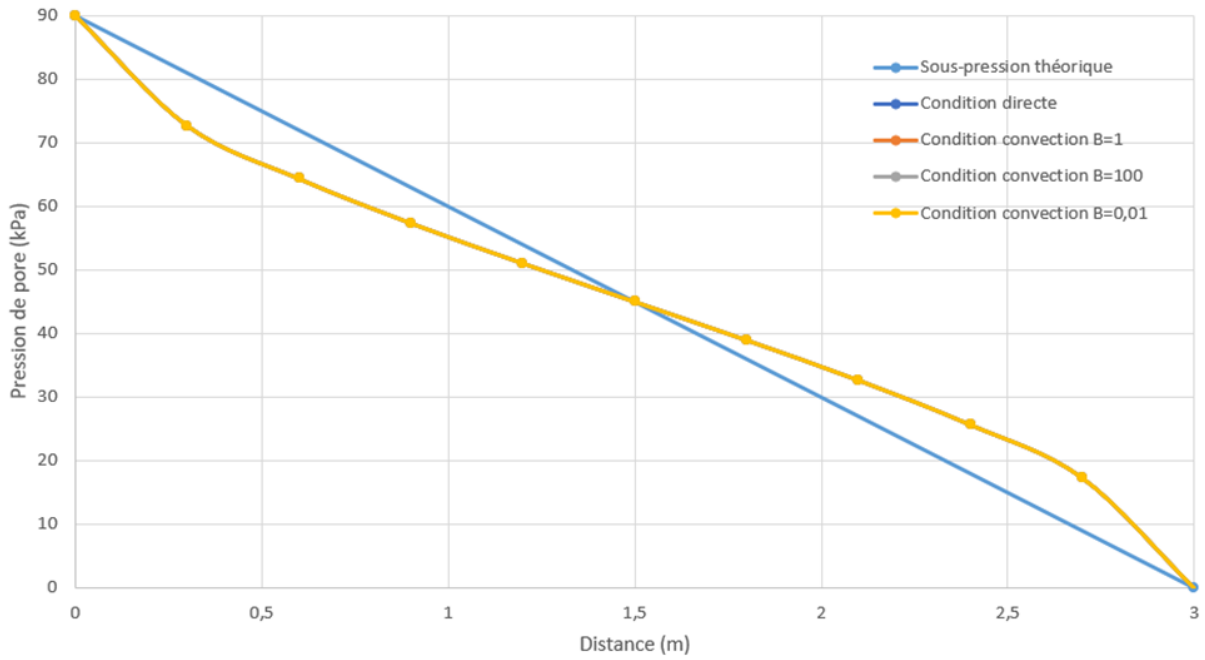


Figure 5.9 : Comparaison des sous-pressions à l'interface barrage/fondation à t = 100 ans

5.3 Validation de la nouvelle méthodologie sur un benchmark de poutres de Multon et al. (2005)

Multon et al. (2005) ont réalisé des essais sur une poutre en béton réactif soumise à un gradient d'humidité relative sur sa hauteur. Ces essais sont très intéressants et constituent un excellent Benchmark pour la méthodologie développée. Tel que décrit à la Figure 5.10, la surface inférieure de la poutre est immergée dans l'eau et la surface supérieure est en contact avec une humidité relative de 30%. Les parois latérales sont quant à elles recouvertes d'aluminium pour éviter tout échange. Un gradient d'humidité relative unidirectionnel est donc simulé par cet essai qui dure 430 jours. Contrairement à l'exemple précédent du barrage, ou le phénomène prépondérant de transport de l'eau est la perméabilité, gérée par le gradient de pression (loi de Darcy), le phénomène de transport d'eau le plus prépondérant ici est l'absorption (géré entre autres par les isothermes de sorption/désorption).

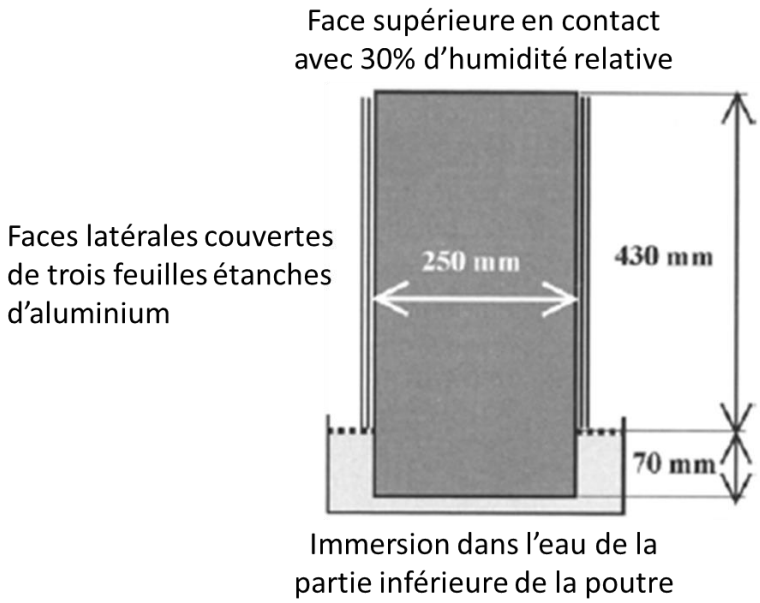


Figure 5.10 : Essais de poutres en béton réactif soumises à un gradient d'humidité (modifiée de Multon et al. (2004))

5.3.1 Sélection des paramètres d'entrée

La sélection des paramètres d'entrée des analyses multi-physiques pour fins de validation de Benchmarks, constitue un grand problème. En effet, les chercheurs ne font pas généralement tous les essais de caractérisation requis et se concentrent sur un aspect physique donné (mécanique, chimique, hydrique, …). Il est donc nécessaire de faire des hypothèses sur certains des paramètres d'entrée. Les paramètres nécessaires pour l'analyse hydrique sont présentés ci-dessous :

- La perméabilité k

La perméabilité du béton n'a pas été caractérisée par Multon et al. (2005), les équations semi-empiriques suggérés par le CEB-FIP 90 (*CEB-FIP MODEL CODE 1990*) ont donc été utilisées. La perméabilité est estimée à partir de la résistance moyenne en compression qui est de 38,4 MPa à 28 jours. Le code donne la relation suivante :

$$log\left(\frac{k}{K_{wo}}\right) = -0{,}7\,\frac{f_{ck}}{fcko} \tag{5.4}$$

Avec,

k : Coefficient de perméabilité (m/s);

f_{ck} : Résistance en compression caractéristique (MPa);

$K_{wo} = 10^{-10}\ m.s^{-1}$;

$f_{cko} = 10\ MPa$.

Et,

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \tag{5.5}$$

Avec,

f_{cm} : Résistance en compression moyenne (MPa) de 38,4 MPa d'après la référence;

$\Delta f = 8$ MPa.

Ce qui donne une perméabilité $k = 7{,}45.10^{-13}\ m.s^{-1}$ qui sera celle utilisée dans le modèle.

- La courbe de pression capillaire

Cette courbe pour le béton de Multon et al. (2005) n'étant pas donnée, c'est la courbe capillaire de Baroghel-Bouny et al. (1999) montrée à la Figure 5.3 avec les valeurs du Tableau 5.1 qui a été choisie.

- La porosité et le degré de saturation initiale

Ces deux paramètres sont nécessaires comme paramètres d'entrée du modèle mais ils sont également nécessaires pour pouvoir utiliser l'équation 4.1 dans le but de comparer les résultats des expériences avec ceux de l'analyse. Cependant, ces deux paramètres ne sont pas donnés par les auteurs. La solution envisagée pour choisir ces paramètres comprend quelques hypothèses qu'il est

utile d'expliquer. Le principe est de calibrer l'équation 4.1 sur les résultats expérimentaux montrés à la Figure 5.11 pour ainsi obtenir les paramètres de porosité et de degré de saturation initiale.

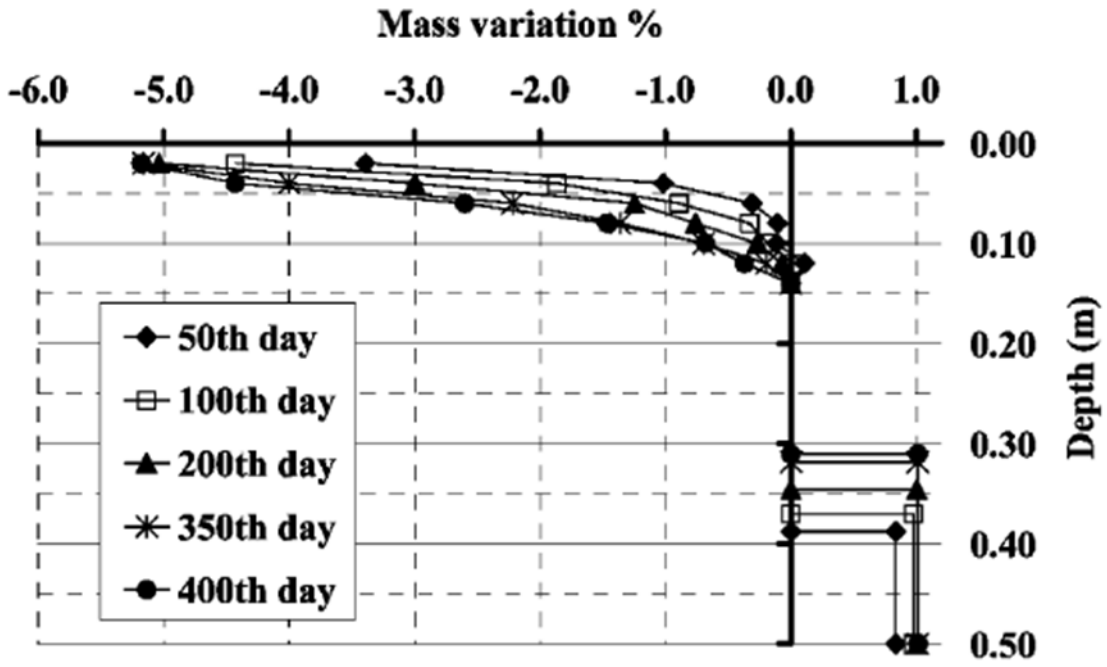


Figure 5.11 : Profils moyens de la variation de masse dans la profondeur de la poutre à plusieurs instants (tirée de Multon et al. (2005))

Rappelons que l'équation 4.1 comporte 3 inconnues : la masse volumique du béton $\rho béton$, la porosité du béton $porosité$ et le degré de saturation initiale Sr_0.

$$Sr_t = \frac{1}{porosité} * \frac{\rho béton}{\rho eau} * \frac{Pdp}{1 + Pdp} + Sr_0 * \frac{1}{1 + Pdp} \tag{5.6}$$

La première hypothèse est de fixer la masse volumique du béton qui est estimée comme le paramètre le plus fiable, ainsi le choix qui a été fait est $\rho béton = 2300\ kg.m^{-3}$ pour un béton ordinaire.

La deuxième hypothèse est sur la variation de masse positive maximum appelé Pdp_+ et d'après la Figure 5.11, $Pdp_+ = 1\%$. Cette prise de poids de 1% se situe dans la partie inférieure de la poutre qui est dans l'eau. Cette partie ne prend pas plus de masse pendant les 300 derniers jours de

l'expérience, on peut donc supposer que les pores ne peuvent plus se remplir d'eau car ils sont déjà saturés. Cette prise de poids correspond donc à $Sr_+ = 1$

La troisième hypothèse est sur la variation de masse négative maximum appelé Pdp_- et d'après la Figure 5.11, $Pdp_- = -5{,}2\%$. Cette prise de poids négative (en réalité perte de poids due au retrait) de -5,2% se situe assez proche de la surface supérieure de la poutre. La masse ne varie quasiment plus dans les 200 derniers jours de l'expérience. On peut donc supposer qu'il y a un équilibre avec la condition extérieure de 30% d'humidité relative imposée sur cette surface. Cette prise de poids correspond donc à $Sr_- = 0{,}1797$ (d'après la Figure 5.4).

Ainsi, on a un système de deux équations à deux inconnues :

$$\begin{cases} Sr_+ = \dfrac{1}{porosité} * \dfrac{\rho béton}{\rho eau} * \dfrac{Pdp_+}{1 + Pdp_+} + Sr_0 * \dfrac{1}{1 + Pdp_+} \\ Sr_- = \dfrac{1}{porosité} * \dfrac{\rho béton}{\rho eau} * \dfrac{Pdp_-}{1 + Pdp_-} + Sr_0 * \dfrac{1}{1 + Pdp_-} \end{cases} \tag{5.7}$$

La résolution de ce système donne donc les deux paramètres recherchés :

$$\begin{cases} Sr_0 = 0{,}87 \\ porosité = 0{,}1698 \end{cases} \tag{5.8}$$

Ces deux paramètres ne peuvent pas être rentrés directement dans l'analyse d'Abaqus. Les paramètres qui sont réellement rentrés sont :

$$\begin{cases} p_0^w = -10800\ kPa \\ e = 0{,}2045 \end{cases} \tag{5.9}$$

Le passage du degré de saturation initial Sr_0 à la pression de pore initiale p_0^w se fait avec la Figure 5.3. Pour le passage de la $porosité$ au taux de vide e, on utilise l'équation :

$$e = \frac{porosité}{1 - porosité} \tag{5.10}$$

- Béton (loi EPM3D)
  - $E = 37\,300\ MPa$;
  - $\nu = 0{,}2$;
  - $densité = 2300\ kg/m^3$;
  - Résistance en compression : $f'_c = 38.4\ MPa$;
  - Résistance en traction : $f'_t = 2\ MPa$;
  - Énergie de fissuration : $G_F = 0{,}15\ kN.m^{-1}$;
  - $\alpha = 0{,}260\ \%$, $\tau_{c,Sr} = 0{,}052$, $\tau_{l,Sr} = 0{,}635$ (Selon équation 4.3 et la Figure 5.12).

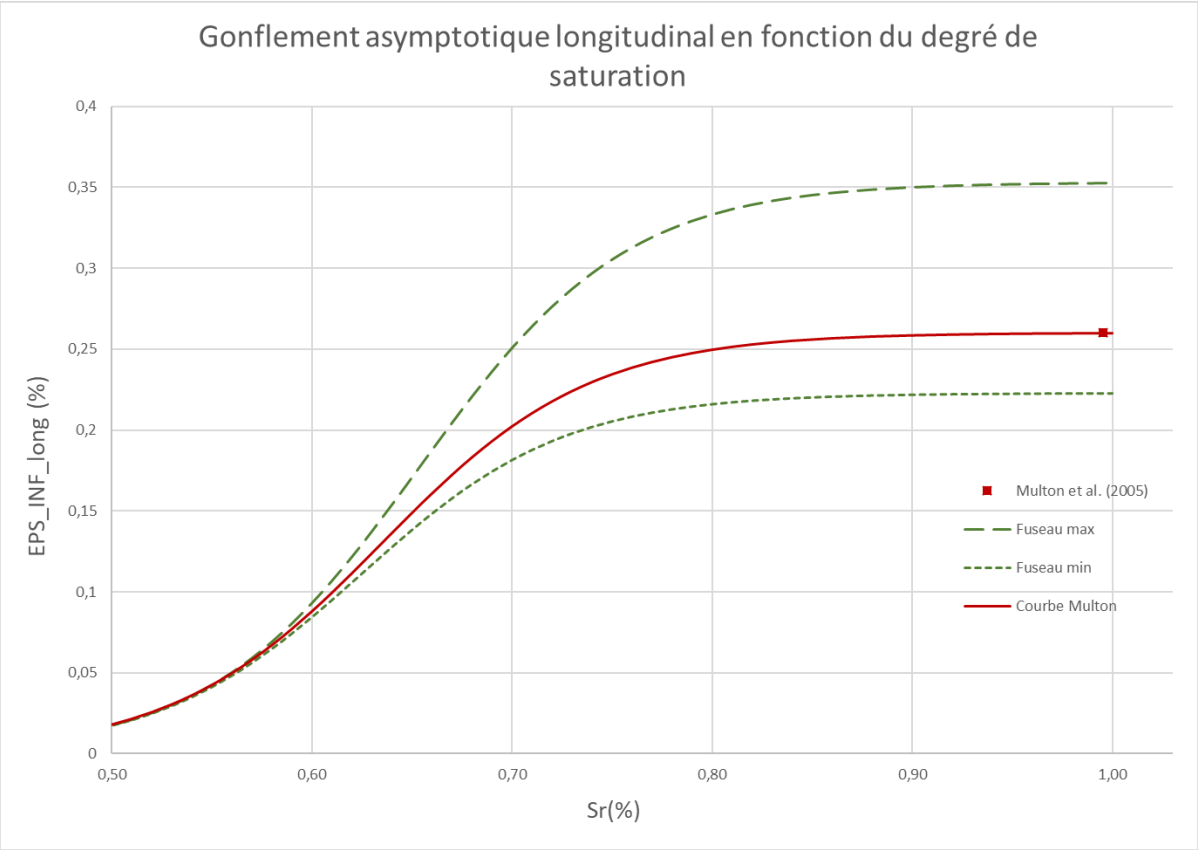


Figure 5.12 : Courbe du gonflement asymptotique longitudinal en fonction du degré de saturation pour la poutre de Multon et al. (2005)

5.3.2 Conditions aux limites

Deux conditions aux limites sont nécessaires pour reproduire cet essai :

Pour les surfaces inférieures en contact avec l'eau, la condition qui est mise est une pression hydrostatique suivant le niveau de l'eau : $\rho g h$.

Pour la surface supérieure en contact avec une humidité relative de 30%, une étude paramétrique similaire à celle de l'exemple précédent a été menée. La pression de pore équivalente à l'humidité relative selon les Figure 5.3 et Figure 5.4 est de – 185 021 kPa.

Aucune condition supplémentaire n'est nécessaire pour les parois latérales (condition imperméable).

5.3.3 Résultats

- Analyse hydrique

Les résultats de l'analyse du degré de saturation sont montrés à la Figure 5.13 pour le 100ème jours. Les résultats des jours 50, 200, 350 et 400 sont également disponible à l'annexe D. L'allure de la courbe issue de la modélisation semble très correcte comparée à celle expérimentale. Le paramètre le plus influençant de cette analyse est la perméabilité k. Cependant, la valeur de ce paramètre rentrée dans Abaqus est assez peu précise car elle a été calculée à partir d'un code comme expliqué à la section 5.3.1. Par exemple, une perméabilité $k = 1.10^{-14}\ m.s^{-1}$ (perméabilité tout à fait acceptable pour du béton) aurait donné un résultat bien plus proche de l'expérimentale comme on peut le voir sur la Figure 5.14.

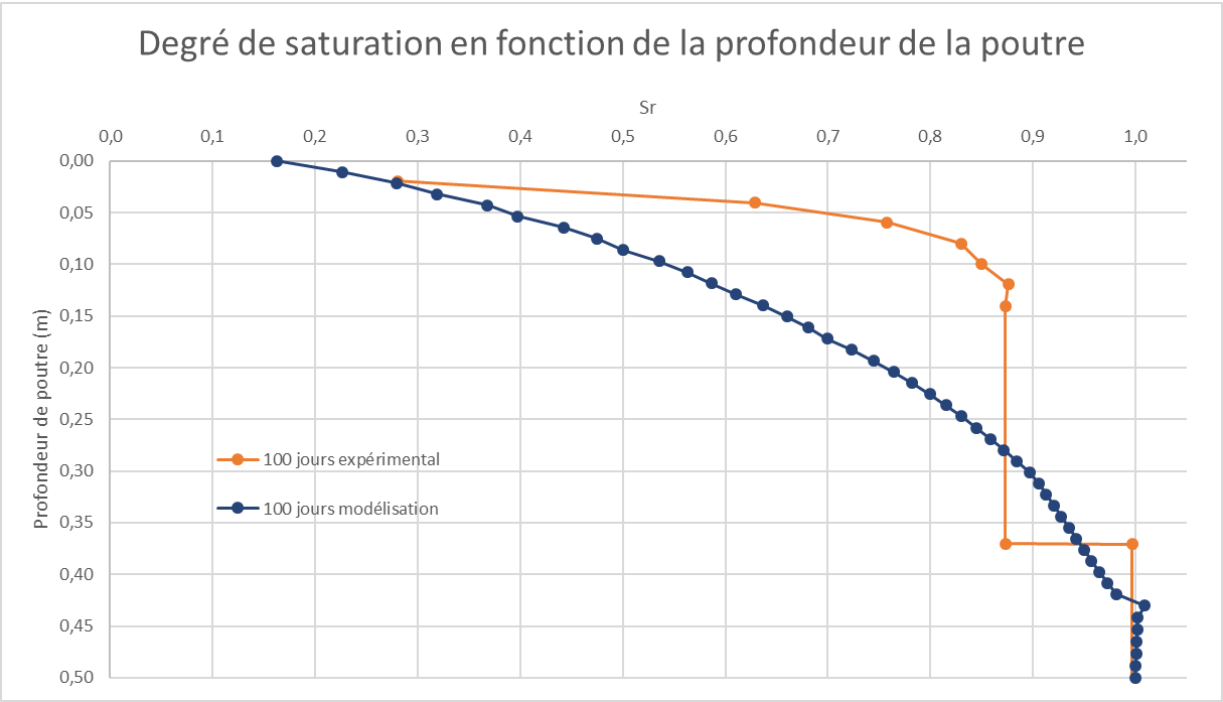


Figure 5.13 : Profil du degré de saturation au jour 100 avec $k = 7{,}45.10^{-13}\ m.s^{-1}$

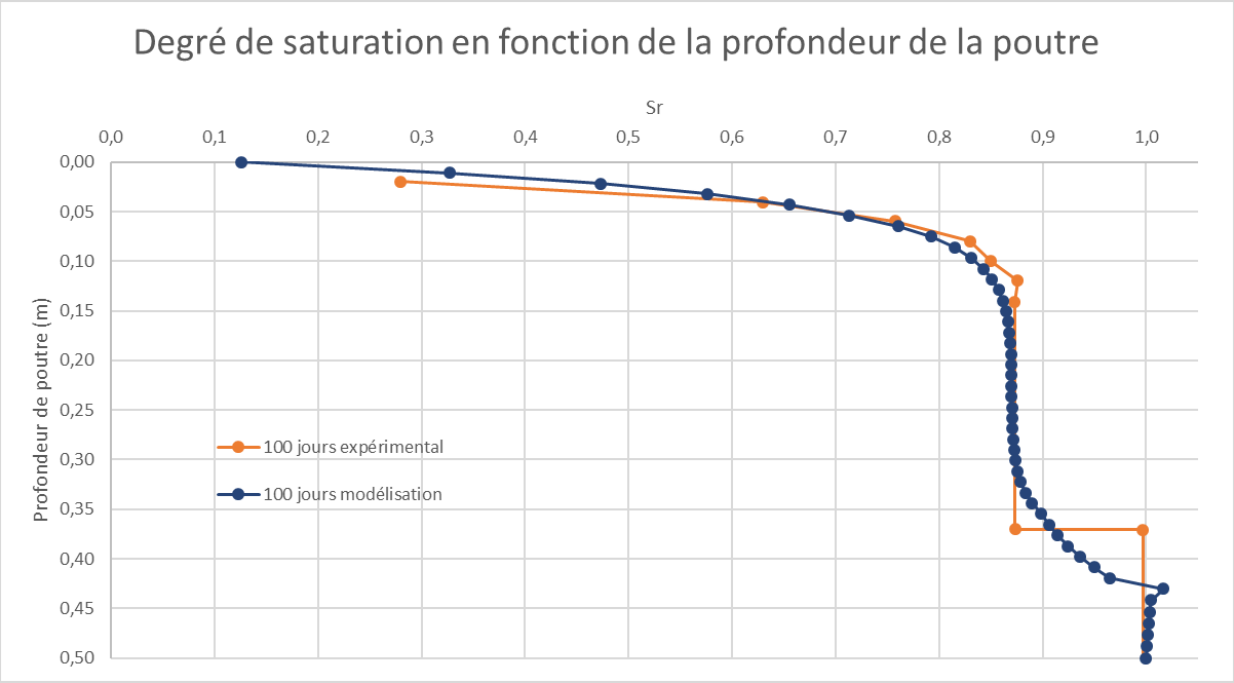


Figure 5.14 : Profil du degré de saturation au jour 100 avec $k = 1.10^{-14}\ m.s^{-1}$

Comme pour le barrage simple en deux dimensions, les deux conditions aux limites possibles sont comparées et une étude paramétrique du β est effectuée. Les résultats montrés à la Figure 5.15 confirment ce qui avait été trouvé pour le barrage simple en deux dimensions de la section précédente. Plus le β est élevé, plus les deux conditions sont proches. La condition de convection avec un $\beta = 1$ donne un résultat identique à la condition directe.

Ainsi, pour la suite des analyses, on continuera avec la condition directe pour s'affranchir du paramètre β.

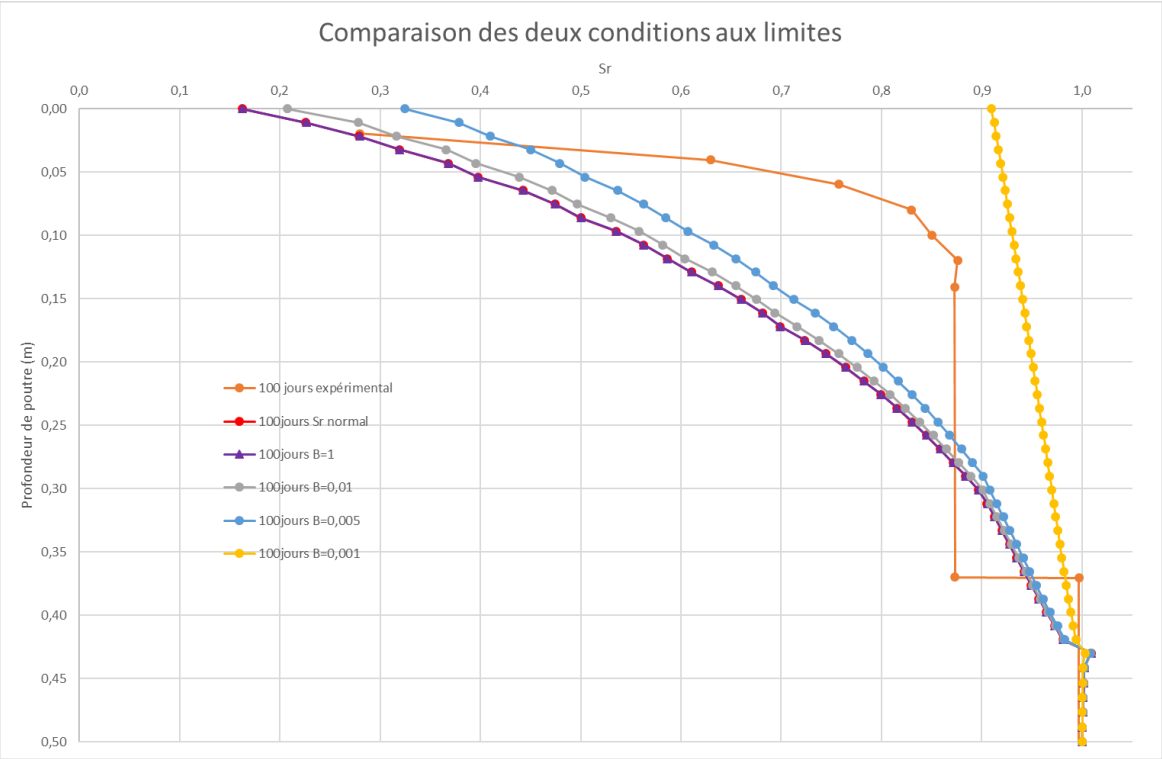


Figure 5.15 : Comparaison des deux conditions aux limites à 100 jours

- Analyse multi-physique

Le benchmark de Multon et al. (2005) fourni d'excellents points de comparaison facilement exploitable comme la flèche en milieu de portée et des patrons de fissurations. Les résultats de la simulation numériques sont impressionnants. Tout d'abord, la Figure 5.16 montre que la flèche en milieu de portée obtenus par la simulation est vraiment très proche des mesures de l'essai

expérimental. Les déformations et le profil d'endommagement de l'ensemble de la poutre sont présentés à la Figure 5.17 et sont très cohérent. On observe que la variable SDV66 de la Figure 5.17.a, qui est le paramètre de déformation volumétrique asymptotique due à la RAG $\varepsilon_{v\infty}(Sr)$ de l'équation 4.7, suit le gradient du degré de saturation dans la profondeur de la poutre. Pour faire un parallèle, ce paramètre aurait été constant dans toute la poutre avec la méthodologie EPM précédente. En ce qui concerne le profil d'endommagement dû à la RAG, une photo de la face immergée de la poutre est disponible dans ce benchmark. Comme le montre les résultats de la Figure 5.18, le profil d'endommagement obtenu par la simulation correspond relativement bien à celui de l'essai et plus particulièrement l'espacement entre les fissures.

Tous ces résultats sont à la fois impressionnants mais aussi surprenants au vu du nombres d'hypothèses faites pour la simulation. Ceci est tout de même très encourageant pour la suite et pour des travaux futurs pour améliorer certains paramètres.

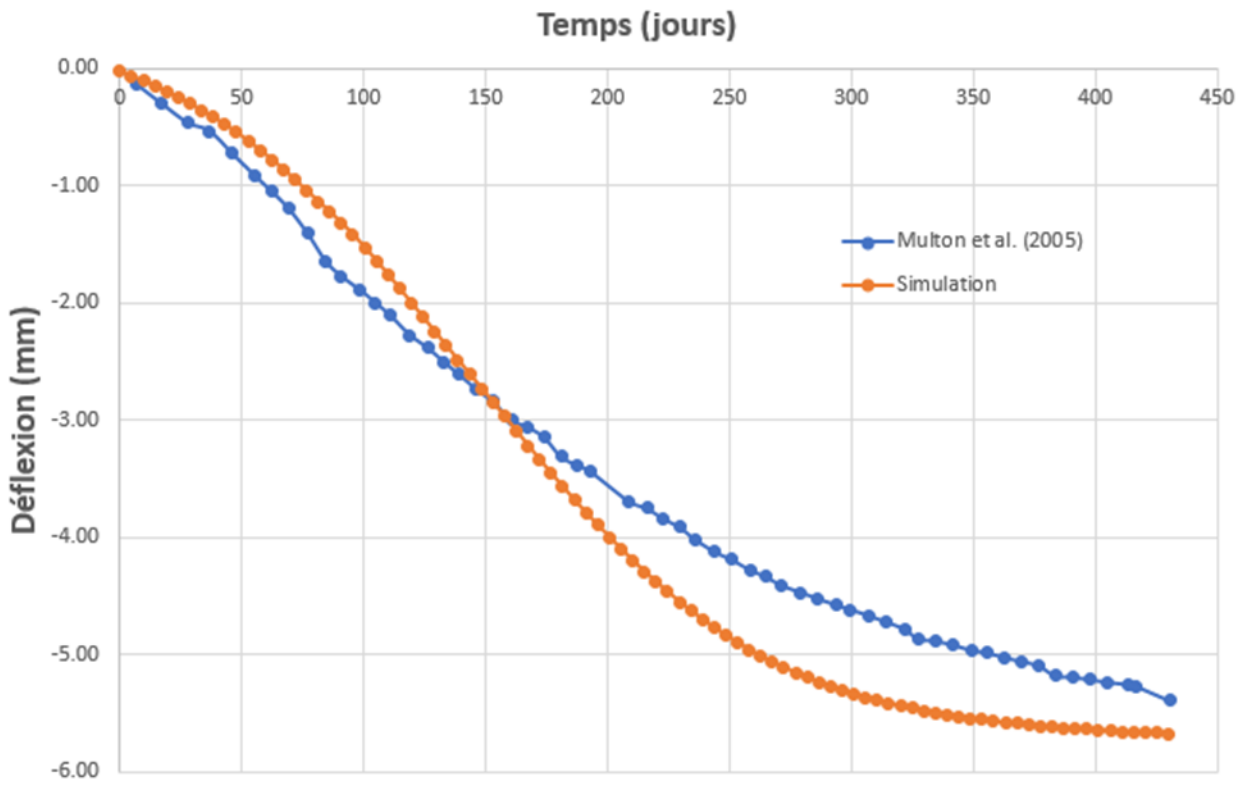


Figure 5.16 : Comparaison de l'évolution de la flèche en milieu de portée

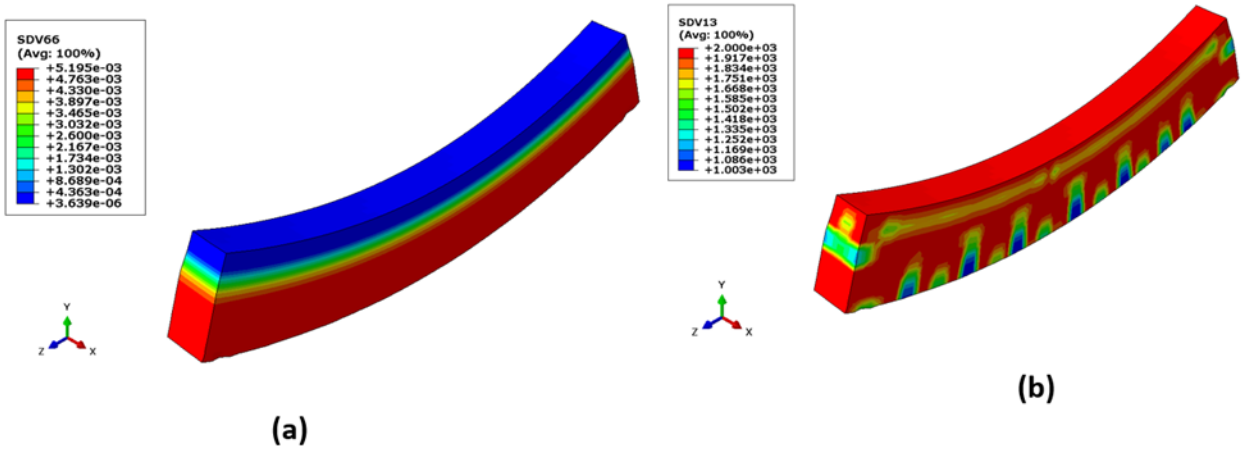


Figure 5.17 : Représentation des résultats de simulation à t = 430 jours (déformée x 50) : (a) Déformation volumétrique asymptotique due à la RAG; (b) Profil d'endommagement

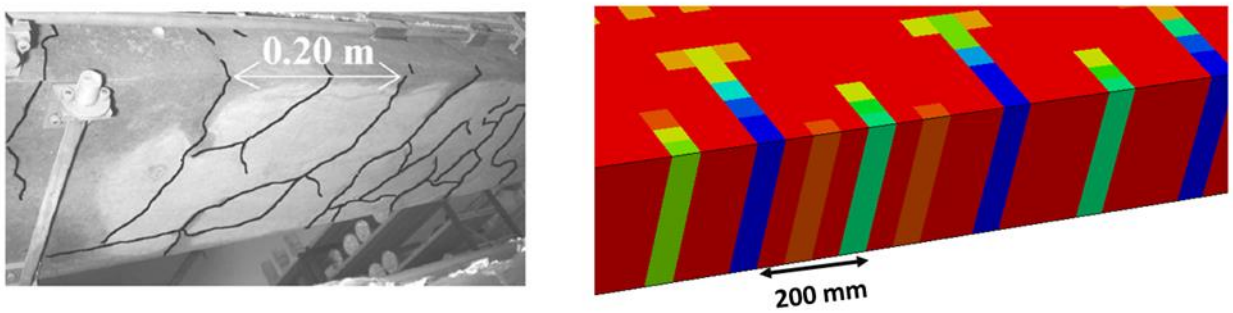


Figure 5.18 : Comparaison des profils d'endommagement pour la face immergée

5.4 Application de la nouvelle méthodologie sur un modèle en trois dimensions d'une portion d'aménagement existant

La portion de barrage à l'étude est montrée à la Figure 5.19. Elle mesure 50 mètres de longueur et comporte un barrage à contreforts avec une portion d'évacuateur de crue (un pilier + un coursier). La vanne de l'évacuateur (non montrée à la figure) est assumée fermée pour toute la durée de la simulation de 100 ans, à partir de la construction. Il est important de mentionner qu'en raison de limitations du logiciel Abaqus, le maillage doit être le même entre les trois analyses hydrique, thermique et multi-physique. Ainsi les résultats aux nœuds des deux premières analyses

sont importés directement aux nœuds de l'analyse multi-physique finale (Figure 4.6). Pour toutes ces analyses, une condition de pleine compatibilité a été assumée entre le béton et le roc.

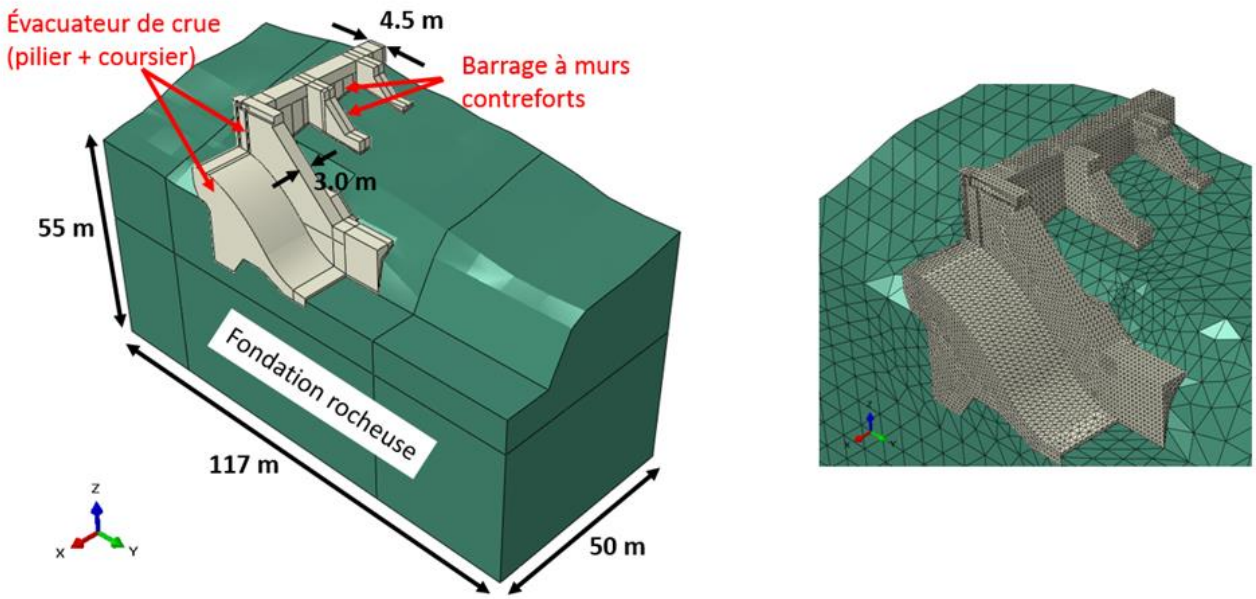


Figure 5.19 : Géométrie et maillage de la portion de barrage à l'étude

5.4.1 Paramètres d'entrée

Les paramètres utilisés pour l'analyse du degré de saturation sont les suivants :

- Paramètres issus de rapports d'auscultations du barrage à l'étude :
  - $E = 25\,000\ MPa$;
  - $\nu = 0{,}22$;
  - Porosité de 13,5%;
  - Perméabilité $k = 3{,}22.\,10^{-7}\ m.jour^{-1}$ (Calculée avec les équations 5.4 et 5.5 pour une résistance moyenne en compression de 28,4 MPa).

- Paramètres supplémentaires pour le béton
  - Courbe capillaire de la Figure 5.3 avec valeur du Tableau 5.1;
  - Pression de pore initiale $p_0^w = -15\,000\ kPa$ (Correspondant à $Sr_0 = 0{,}8$).

- Paramètres pour le roc
  - $E = 27\,500\ MPa$;
  - $\nu = 0{,}2$;
  - $k = 0{,}864\ m.jour^{-1}$;
  - Porosité de 10%;
  - Pression de pore initiale $p_0^w = 0\ kPa$ (Correspondant à $Sr_0 = 1$).

Les paramètres utilisés pour l'analyse multi-physique sont les suivants :

- Béton (loi EPM3D)
  - $E = 25\,000\ MPa$;
  - $\nu = 0{,}22$;
  - $densité = 2400\ kg/m^3$;
  - Résistance en compression : $f'_c = 28{,}4\ MPa$;
  - Résistance en traction : $f'_t = 2\,000\ kPa$;
  - Énergie de fissuration : $G_F = 0{,}65\ kN.m^{-1}$;
  - $\alpha = 0{,}303\ \%$, $\tau_{c,Sr} = 0{,}057$, $\tau_{l,Sr} = 0{,}641$ (Choix de prendre les paramètres équivalents au modèle de Comi et al. (2012) du Tableau 4.1).

Il est important de mentionner que la valeur de l'énergie de fissuration utilisée correspond à l'énergie de fissuration asymptotique, évaluée pour cette portion d'aménagement d'après les travaux expérimentaux de Lemery (2018).

- Roc (loi linéaire élastique)
  - $E = 27\,500\ MPa$;
  - $\nu = 0{,}2$;
  - $densité = 2400\ kg/m^3$.

5.4.2 Conditions aux limites

- Analyse hydrique

Les conditions aux limites appliquées au barrage en trois dimensions sont très similaires à celle du barrage en deux dimensions.

Une condition de pleine compatibilité est mise à l'interface entre le béton et le roc.

La pression hydrostatique avec un niveau amont est assumée pour les faces de béton et de roc montrées à la Figure 5.20.a. Une pression hydrostatique constante avec le niveau d'eau aval est montrée pour les faces de roc à la Figure 5.20.b. Pour les faces de béton exposées à l'air extérieur (Figure 5.20.c), une condition de pression de pores sinusoïdale (condition directe) et équivalente à l'humidité relative externe, est appliquée.

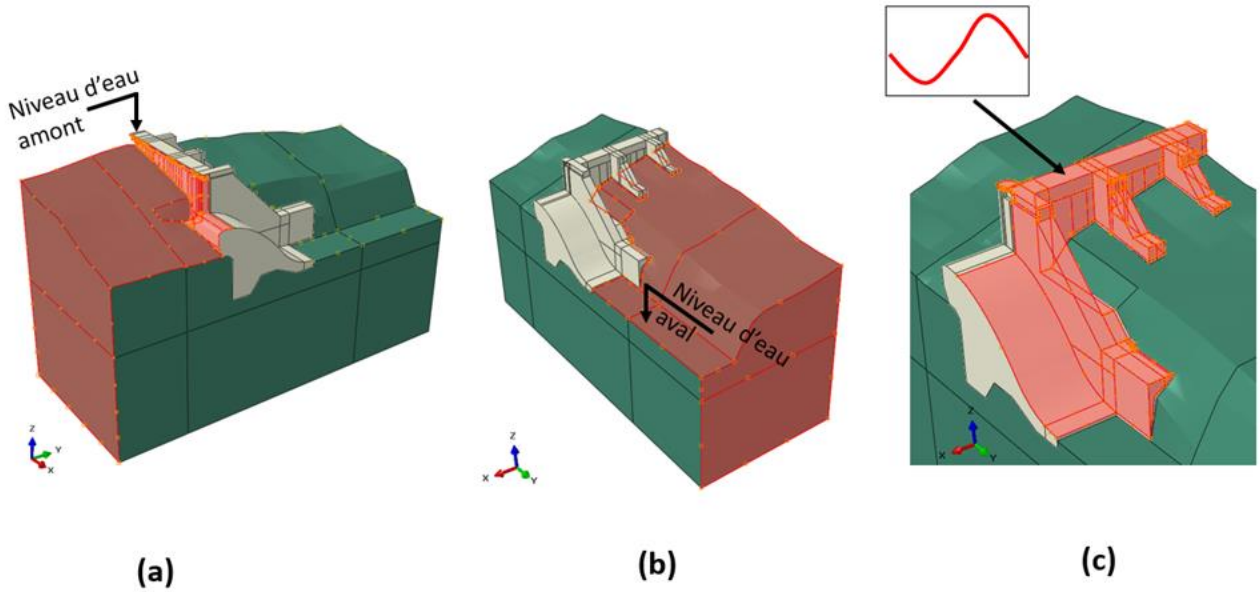
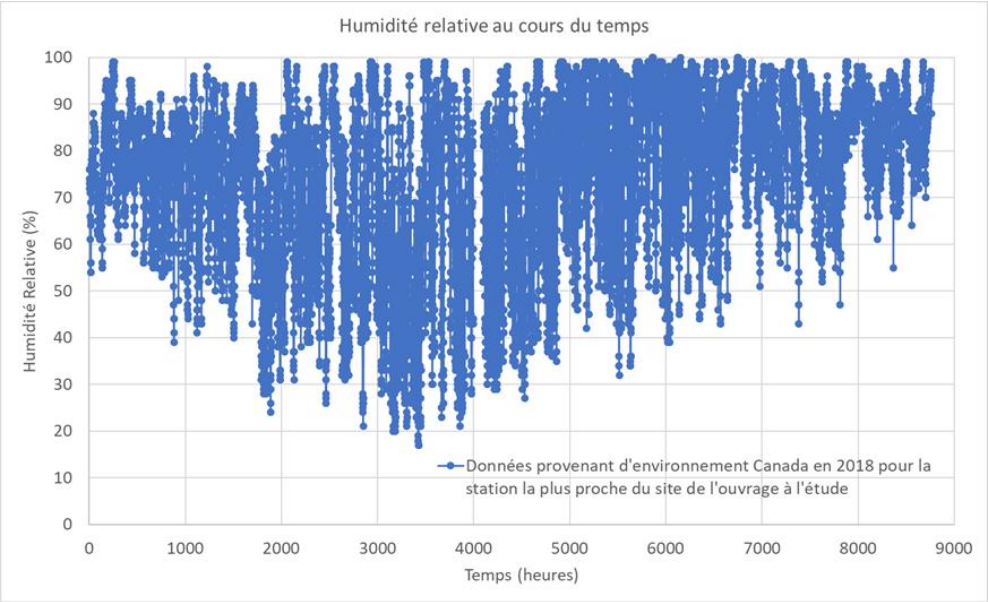
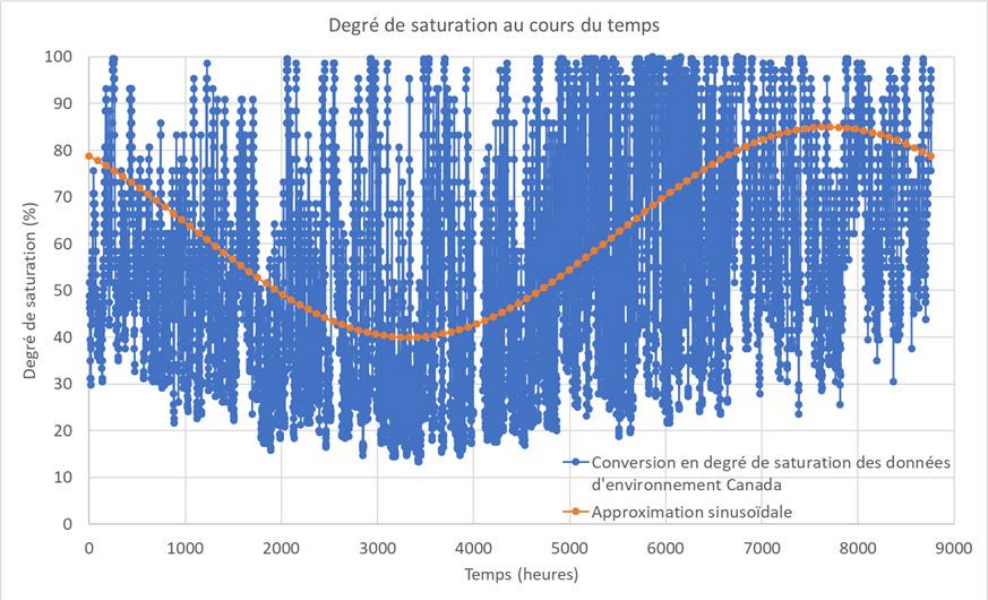


Figure 5.20 : Conditions aux limites hydriques : (a) Pression hydrostatique amont; (b) Pression hydrostatique aval; (c) Condition des faces exposées de béton

Les données d'humidité relative provenant d'environnement Canada en 2018 pour la station la plus proche du site du barrage à l'étude ont été utilisées (Figure 5.21.a). Ces données ont été converties en degré de saturation à l'aide de la Figure 5.4 et une approximation sinusoïdale a été réalisée (Figure 5.21.b). Ainsi, le choix qui a été fait est de prendre un sinus variant entre $Sr = 0{,}4$ et $Sr = 0{,}85$ avec une période de 365 jours (correspondant à une humidité relative externe variant entre 65% et 90%).



a)



b)

Figure 5.21 : Données d'environnement Canada et approximation sinusoïdale

- Analyse multi-physique

Concernant l'analyse multi-physique finale, une condition de pleine compatibilité est assumée entre le béton et le roc. Le roc est encastré à sa base. Des conditions de déformation plane sont imposées sur les faces verticales du roc et du béton aux extrémités amont, aval et aux cotés.

Le chargement mécanique : poids propre béton + pressions hydrostatiques mécaniques, est appliqué en début de l'analyse multi-physique. Une pression hydrostatique équivalente à la vanne fermée est appliquée sur une rainure verticale du coté amont du pilier (Figure 5.22). L'analyse multi-physique est réalisée sur une période de 100 ans.

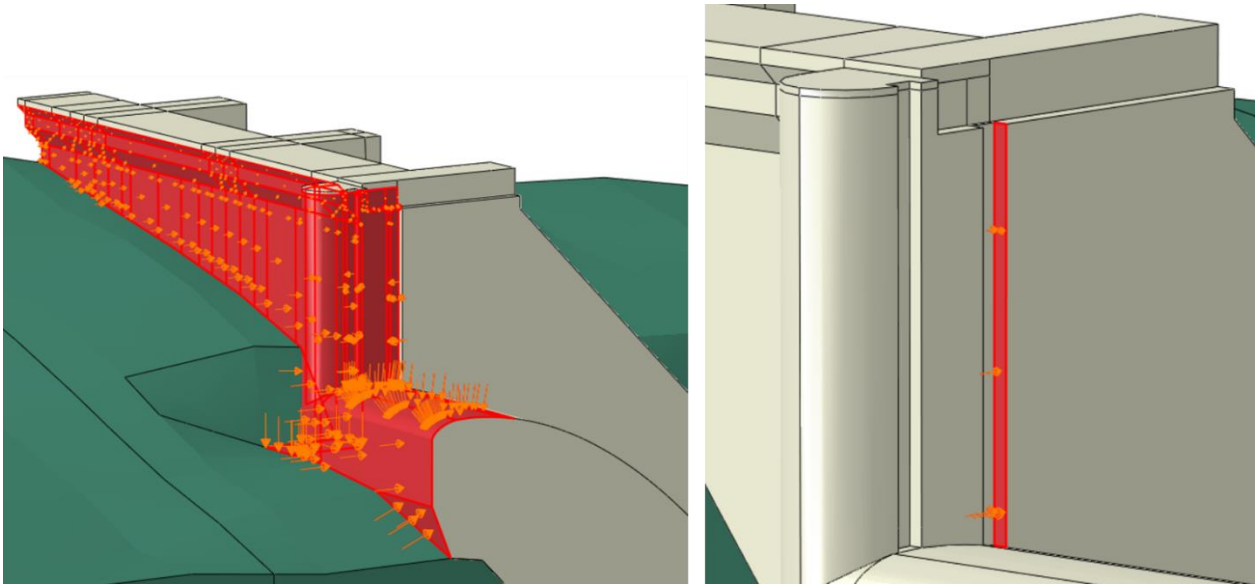


Figure 5.22 : Conditions de la pression de l'eau sur le barrage (gauche) et de la pression équivalente à la vanne (droite)

5.4.3 Résultats

- Analyse hydrique

L'analyse hydrique lancée sur un des 24 cœurs d'une station de travail XEON CPU E5-2960 @ 2,6 GHz a duré 11 heures. Comme attendu, un gradient du degré de saturation se forme au fil des années comme on peut le voir sur l'ensemble de la portion de barrage à la Figure 5.23 et plus

particulièrement dans le pilier et dans le mur du barrage à la Figure 5.24. L'allure de ce gradient ressemble fortement à celui obtenu sur la Figure 5.6 de l'analyse préliminaire en deux dimensions. Les résultats ne sont pas totalement identiques du fait que les paramètres d'entrées sont différents mais également que le raffinement du maillage est différent (un maillage moins raffiné est utilisé pour le modèle 3D).

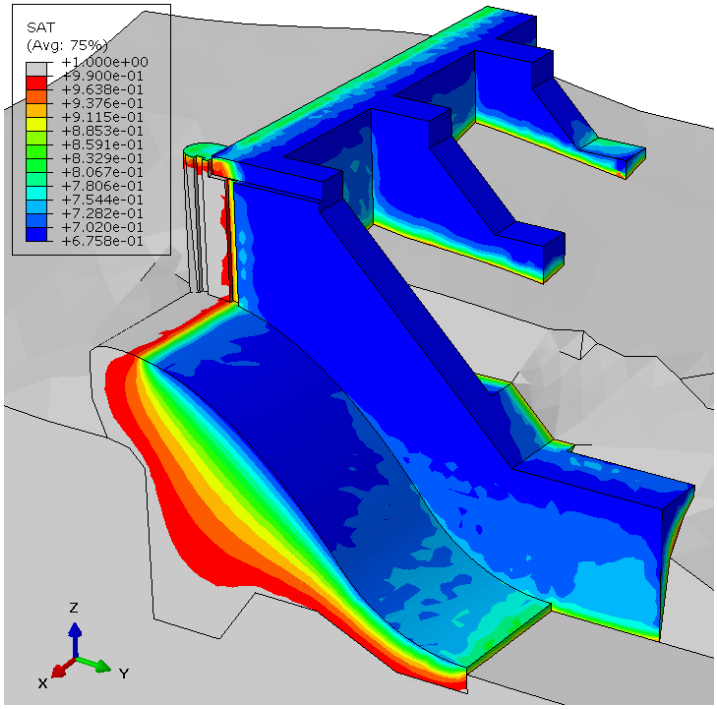


Figure 5.23 : Degré de saturation à t = 100 ans

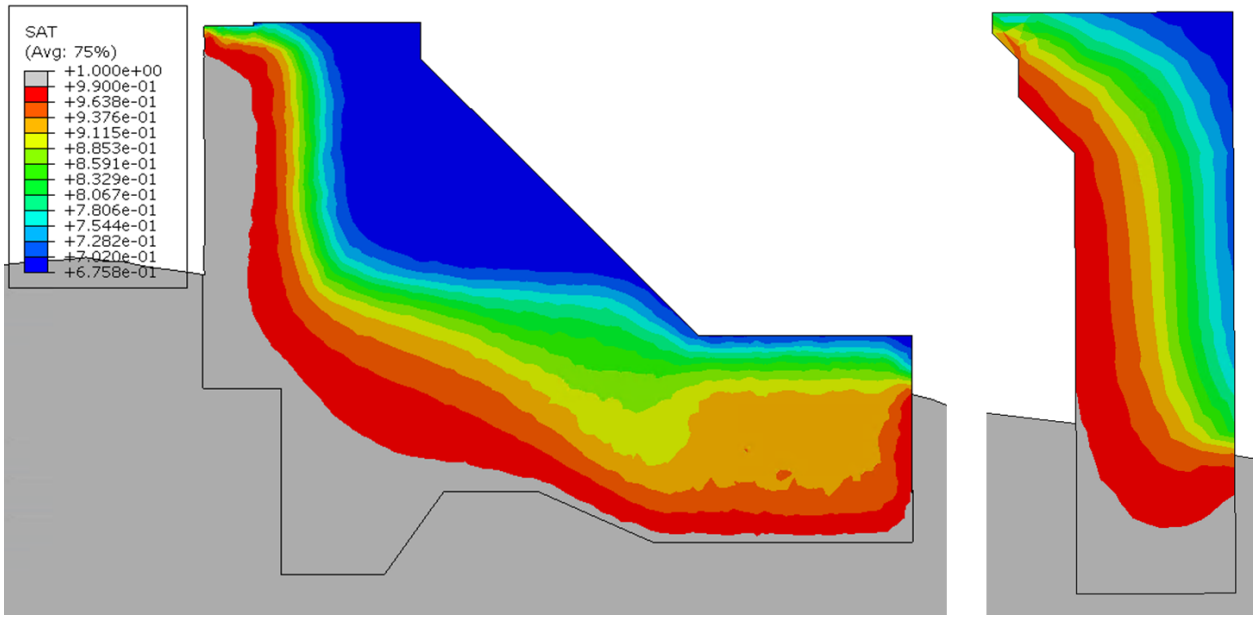


Figure 5.24 : Degré de saturation à t = 100 ans dans le pilier d'évacuateur (gauche) et d'un mur de barrage (droite)

- Analyse multi-physique

L'analyse multi-physique lancée sur 10 des 24 cœurs d'une station de travail XEON CPU E5-2960 @ 2,6 GHz a duré 9 heures. Il est intéressant de comparer les zones d'endommagement numérique avec ce qui est visuellement observable sur l'aménagement réel où quelques photos sont disponibles. La Figure 5.25, prise à la jonction mur de barrage/pilier d'évacuateur, montre une telle comparaison. Les zones bleues sur le résultat de la simulation sont les zones complètement fissurées. En effet, la variable montrée (SDV13) donne la résistance résiduelle en traction, donc un élément non fissuré (en rouge) possède une résistance résiduelle égale à la résistance traction (f'_t rentré comme donnée); et un élément complètement fissuré (en bleu) a une résistance résiduelle en traction nulle. Il y a une ressemblance assez remarquable entre l'endommagement simulé et le profil de fissuration réel. Plus spécifiquement, on peut distinguer dans les deux cas la fissure plongeante dans le mur, qui rejoint le pilier et se prolonge inclinée vers l'aval. Cette fissure est due à la poussée inclinée provenant du gonflement du barrage. Curieusement, cette fissuration du côté du barrage a un caractère assez diffus (et non localisée), que ce soit pour la simulation ou pour l'ouvrage réel.

L'analyse permet également de mettre en évidence un des problèmes causés par la RAG sur ce type d'ouvrage. Le gonflement du barrage en rive gauche provoque un désalignement et un blocage des vannes. En 2012, des travaux de réfection ont été réalisés sur l'aménagement à l'étude où les déformations causées par la RAG ont rendu inopérantes les vannes. Ce phénomène est observable dans la Figure 5.26 qui montre la déformée du modèle, amplifiée par un facteur de 100. La variable montrée SDV66 est le paramètre de déformation volumétrique asymptotique due à la RAG $\varepsilon_{v\infty}(Sr)$ de l'équation 4.7. La Figure 5.26 montre donc un gradient de gonflement asymptotique de la RAG qui est causé par le gradient de degré de saturation montré précédemment. Plus il y a d'eau contenue dans le béton, plus cette déformation est importante. Ceci n'était pas possible avec l'ancienne méthodologie EPM où ce paramètre était constant.

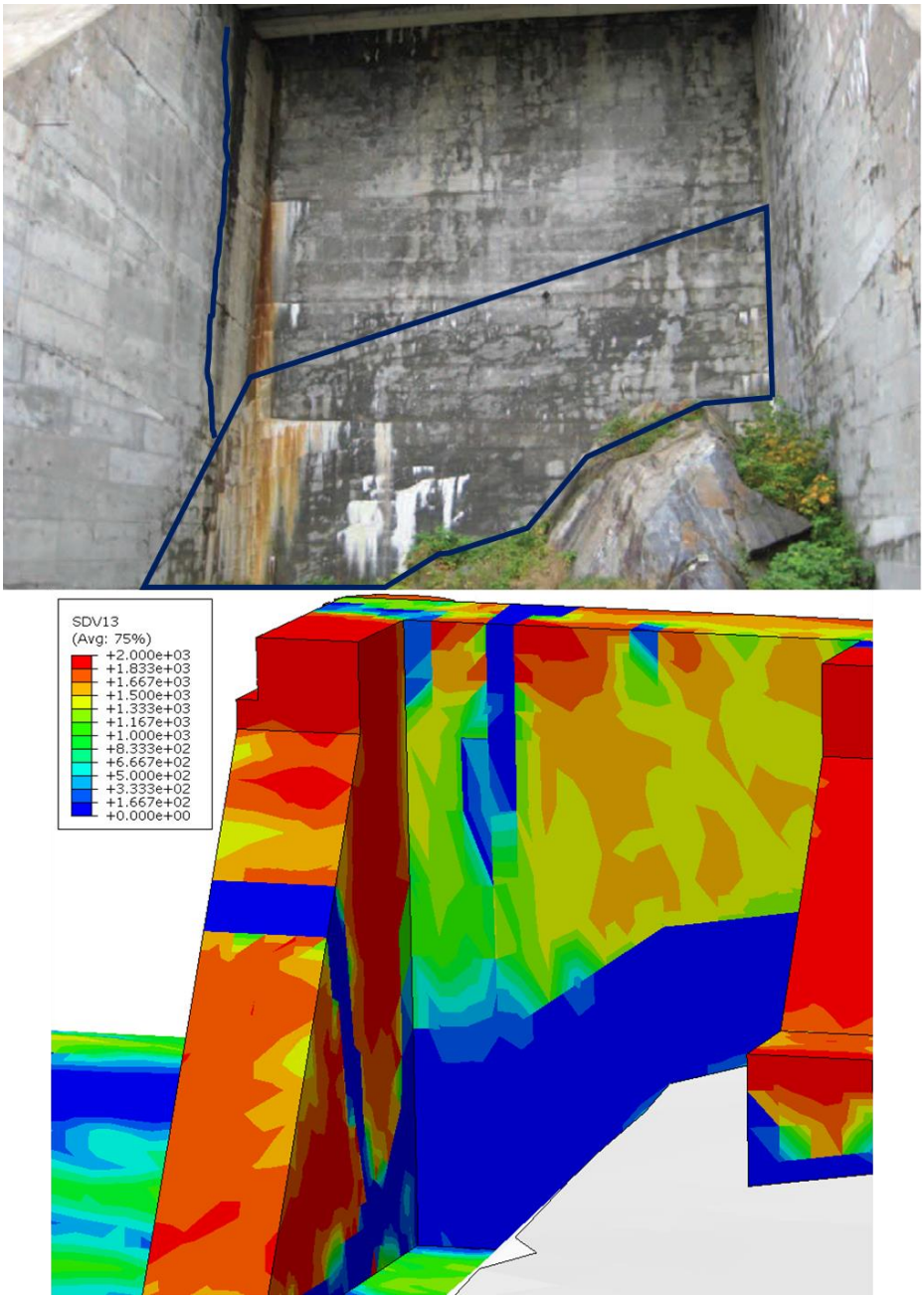


Figure 5.25 : Comparaison d'un patron de fissuration entre l'ouvrage réel et la simulation numérique où les zones bleues sont les zones fissurées

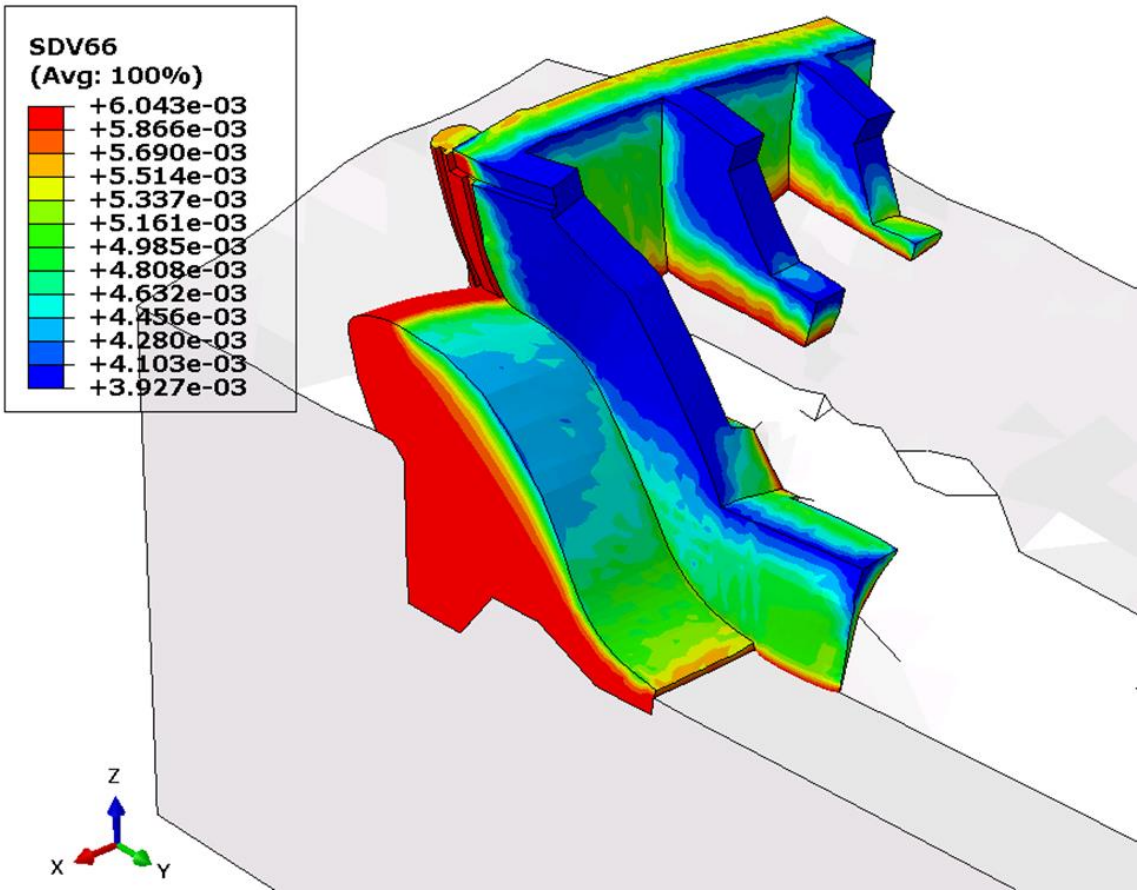


Figure 5.26 : Déformée (x100) et champ de la déformation volumétrique asymptotique à t = 100 ans

5.5 Conclusion

Une série d'analyses montrée dans ce chapitre a permis de vérifier, valider et d'appliquer la nouvelle méthodologie.

Dans un premier temps, l'analyse préliminaire sur un modèle 2D simple a aidé à la compréhension des analyses de degré de saturation. Les résultats préliminaires ont été très satisfaisants concernant l'allure du gradient du degré de saturation qui se forme entre l'amont et l'aval du barrage.

À la suite de cela, le benchmark de Multon et al. (2005) a permis d'effectuer une validation de cette nouvelle méthodologie, tant sur l'analyse du degré de saturation que sur les déformations finales. Cependant, cette validation nous a montré que des paramètres nécessaires pour le modèle sont très souvent indisponibles. Par exemple, la perméabilité est un paramètre rarement donné, qui doit être

approximé ou bien calculé à l'aide de code alors qu'il peut être assez influent dans l'analyse hydrique. Malgré plusieurs hypothèses faites sur certains paramètres, les résultats numériques de la flèche en milieu de portée et du profil de fissuration sont assez impressionnants et encourageants.

Finalement, cette méthodologie a été appliquée sur un modèle plus complexe en trois dimensions d'une portion de l'aménagement à l'étude. Cette analyse est considérée comme préliminaire par manque de données, à cette étape du projet, mais elle montre clairement la faisabilité de l'approche (du moins en termes de temps de calcul). La similarité entre le profil d'endommagement simulé et le profil de fissuration réel est assez encourageante. Les déformations obtenues lors de la simulation numérique montrent également le problème de blocage des vannes qui a causé des travaux de réfection sur cet ouvrage.

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

6.1 Conclusions

Ce projet s'intéresse à la modélisation numérique d'ouvrages hydrauliques en béton, atteints par la réaction alcali-granulats (RAG). S'agissant d'un phénomène multi-physique complexe, plusieurs approches de modélisation ont été suggérées dans la littérature : microscopiques, mésoscopiques et macroscopiques.

La finalité étant l'application sur un aménagement hydraulique existant, le choix a été fait, par souci de faisabilité, sur deux approches macroscopiques existantes : une première approche développée à l'École Polytechnique de Montréal (approche EPM utilisant le logiciel Abaqus et la loi mécanique EPM3D) et une deuxième développée par Électricité de France (approche utilisant le code Aster). Les paramètres des deux approches ainsi que leurs performances sur des benchmarks mécaniques ont été comparés. Ceci a permis de tirer plusieurs conclusions :

- La documentation du code Aster qui concerne la partie RAG n'est pas aussi complète que celle disponible dans le logiciel Abaqus.
- Les post et pré processeurs disponibles dans Abaqus (méthodologie EPM) sont nettement meilleurs que ceux disponibles dans l'interface Salome-Méca du code Aster. Une réelle difficulté a été éprouvée pour réaliser des benchmarks simples (modèles de cubes + aspect mécanique seulement) avec l'interface du code Aster. Il paraissait donc peu envisageable d'utiliser cette interface pour la suite de ce projet qui visait des applications plus complexes en utilisant des modèles multi-physiques sur un aménagement hydraulique.
- 16 benchmarks mécaniques ont été réalisés afin de comparer les lois constitutives mécaniques disponibles dans les deux approches. Ils ont permis de montrer que la loi de comportement mécanique du code Aster présente plus de problèmes que la loi EPM3D: problème pour le cas cyclique avec confinement, difficulté à modéliser le comportement post-pic en traction, plus d'intrants nécessaires, bug décelé au niveau de la déformation au pic en traction.

- La méthodologie multi-physique présente dans le code Aster présente un couplage fort, plus complexe que le couplage faible utilisé dans la méthodologie EPM. Certes, le couplage fort nécessite plus d'intrants qui ne sont pas facilement mesurables, mais il montre des aspects très intéressants qui représentent des lacunes pour la méthodologie EPM : couplage entre le degré de saturation et la déformation volumétrique due à la RAG, interaction entre endommagement d'origine mécanique et endommagement d'origine chimique, endommagement en expansion libre.
- Pour la suite du projet, il a été décidé de poursuivre avec la méthodologie EPM, basée sur le logiciel Abaqus et la loi EPM3D, tout en considérant certaines des lacunes identifiées au niveau du couplage multi-physique.

Une nouvelle méthodologie a donc été développée dans l'environnement Abaqus. Elle permet de réaliser un couplage entre le gonflement asymptotique dû à la RAG et la quantité d'eau dans le béton exprimée sous la forme de degré de saturation. Cette méthodologie tire profit des analyses poro-mécaniques disponibles dans Abaqus et utilisées généralement en géotechnique/mécanique du sol. L'équation de couplage originalement suggérée par Saouma et Perotti a été modifiée. Pour la première fois dans la littérature, une nouvelle équation de couplage entre l'expansion volumétrique et le degré de saturation (équation 4.3) a été suggérée. Elle a été développée à partir d'une vingtaine de points expérimentaux issus de la littérature. Cette nouvelle méthodologie développée, est basée sur trois analyses avec couplage séquentiel. Deux premières analyses sont réalisées dans l'environnement Abaqus-Standard: une analyse thermique transitoire pour estimer le champ thermique et une deuxième analyse hydrique transitoire pour analyser le champ de degré de saturation. Ces deux champs sont ensuite importés dans une analyse multi-physiques finale (Abaqus-Explicit), dans laquelle le chargement mécanique est appliqué.

Afin d'appliquer cette nouvelle méthodologie sur un aménagement hydraulique existant, une approche progressive de vérification et validation a été suivie :

- Une analyse préliminaire sur un modèle simple de barrage en deux dimensions a permis de mieux comprendre le fonctionnement de l'analyse du degré de saturation disponible dans Abaqus, ainsi que d'identifier les différents mécanismes de transports présents dans une

analyse hydrique d'un ouvrage hydraulique. Une approche originale est suggérée, afin de tenir compte de l'influence des conditions environnementales extérieures en termes d'humidité relative et des études de sensibilité ont été réalisées sur la condition des éléments de barrage en contact avec l'air.

- Une validation de cette nouvelle méthodologie a été effectuée sur un benchmark de la littérature qui présente une poutre en béton réactif soumise à un gradient hydrique. Les résultats ont été satisfaisants tant sur l'analyse du degré de saturation que sur les déformations finales et le profil de fissuration. Cependant, cette validation a montré que les paramètres nécessaires pour la modélisation multi-physique sont très souvent incomplets dans les benchmarks expérimentaux. Des choix et des hypothèses doivent être faits afin d'estimer des paramètres parfois très sensibles tel que la perméabilité à l'eau du béton.
- La méthodologie développée a été appliquée sur une portion d'un aménagement hydraulique existant et avec une géométrie complexe en trois dimensions et pour une durée de vie de 100 ans de l'ouvrage. Les temps de calcul montrent bien la faisabilité de l'approche dans le cadre industriel de modèles numériques à plusieurs degrés de liberté. Les résultats des analyses hydriques en 3D sont assez consistants avec les analyses 2D préliminaires et montrent l'établissement d'un gradient de degré de saturation qui a une influence directe sur la déformation volumétrique asymptotique due à la RAG. Les résultats de l'analyse multi-physique, montrent un patron d'endommagement assez similaire au patron de fissuration de l'ouvrage. Les déformations obtenues lors de la simulation numérique montrent le problème de poussée du barrage contre le pilier d'évacuateur et donnent donc une explication au problème de blocage des vannes survenu pour cet aménagement et qui a nécessité des travaux de réfection en 2012.

6.2 Recommandations

Pour les études à venir sur ce sujet, et à la lumière des résultats et difficultés rencontrées pendant ce travail, les recommandations suivantes sont proposées :

- La nouvelle équation de couplage proposée a été développée à partir d'une vingtaine de points expérimentaux issus de la littérature où des paramètres manquants ont dû être choisis. Il serait pertinent de réaliser une campagne expérimentale pour confirmer ou corriger cette équation de couplage. Un protocole pour réaliser ces essais a été suggéré à la section 4.3.3.
- Dans la méthodologie développée, la perméabilité du béton a été prise comme constante tout au long de l'analyse. En réalité, elle évolue en fonction du degré de saturation mais également en fonction de l'endommagement du béton selon des travaux issus de la littérature. Du fait que la perméabilité est un paramètre sensible, des recherches pourraient être faites pour prendre en compte ces couplages dans la méthodologie.
- La courbe de pression capillaire qui a été choisie pour l'ensemble des analyses provient d'un béton évidemment différent de celui présent dans l'aménagement hydraulique à l'étude. Il y a également très peu d'expériences à ce sujet dans la littérature pour le béton. Il serait donc intéressant de réaliser des essais de sorption sur une reconstitution du mélange du béton à l'étude. Ces essais pourraient être réalisés à plusieurs températures différents pour tenir également compte de ce couplage. On peut retrouver des informations sur le protocole expérimental à la section 2.5.3.
- Des travaux en cours de réalisation vont permettre de mettre en évidence l'évolution de l'énergie de fissuration G_F en fonction de l'avancement de la RAG. Rappelons que par manque de données, ce paramètre est choisi constant dans ce travail. Il serait donc possible d'inclure cette dépendance dans les analyses, afin de mieux reproduire le comportement des ouvrages hydrauliques en béton atteints par la RAG.

RÉFÉRENCES

Baroghel-Bouny, V. (1994). *Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons : méthodes, analyse, interprétations*. Paris: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Baroghel-Bouny, V., Mainguy, M., Lassabatere, T., & Coussy, O. (1999). Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials. *Cement and Concrete Research, 29*(8), 1225-1238. doi:Doi 10.1016/S0008-8846(99)00102-7

Bažant, Z. P., & Steffens, A. (2000). Mathematical model for kinetics of alkali–silica reaction in concrete. *Cement and Concrete Research, 30*(3), 419-428. doi:10.1016/s0008-8846(99)00270-7

Bažant, Z. P., Zi, G., & Meyer, C. (2000). Fracture Mechanics of ASR in Concretes with Waste Glass Particles of Different Sizes. *Journal of Engineering Mechanics, 126*(3), 226-232. doi:10.1061/(asce)0733-9399(2000)126:3(226)

Ben Ftima, M., Sadouki, H., & Brühwiler, E. (2016). *Development of a computational multi-physical framework for the use of nonlinear explicit approach in the assessment of concrete structures affected by alkali-aggregate reaction*.

Bérubé, M.-A., Durand, B., Vézina, D., & Fournier, B. (2000). Alkali-aggregate reactivity in Québec (Canada). *Canadian Journal of Civil Engineering, 27*(2), 226-245. doi:10.1139/l99-076

Betene Ebanda, F. (2012). *Investigation of mechanical and thermal properties of trpical plant fibers reinforced plaster*. (Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II). (2012CLF22298). Tiré de https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01153478

Bouzaiene, A., & Massicotte, B. (1995). *Caractérisation et modélisation du comportement non linéaire d'éléments en béton armé et non armé sous sollicitations multiaxiales*. École polytechnique (Montréal, Québec). Département de génie civil. Section structures.: Rapport n° EPM/GCS-1995-13.

Capra, B., & Bournazel, J. P. (1998). Modeling of induced mechanical effects of alkali-aggregate reactions. *Cement and Concrete Research, 28*(2), 251-260. doi:Doi 10.1016/S0008-8846(97)00261-5

Capra, B., & Sellier, A. (2003). Orthotropic modelling of alkali-aggregate reaction in concrete structures: numerical simulations. *Mechanics of Materials, 35*(8), 817-830. doi:10.1016/S0167-6636(02)00209-0

CEB-FIP MODEL CODE 1990.

Charlwood, R. G., Steele, R. R., Solymar, Z. V., & Curtis, D. D. (1992). *A review of alkali-aggregate reactions in hydro-electric plants and dams*. Communication présentée à International Conference on Alkali-Aggregate Reactions in Hydro-Electric Plants and Dams, Fredericton, New Brunswick, Canada,.

Comby-Peyrot, I., Bernard, F., Bouchard, P. O., Bay, F., & Garcia-Diaz, E. (2009). Development and validation of a 3D computational tool to describe concrete behaviour at mesoscale.

Application to the alkali-silica reaction. *Computational Materials Science, 46*(4), 1163-1177. doi:10.1016/j.commatsci.2009.06.002

Comi, C., Fedele, R., & Perego, U. (2009). A chemo-thermo-damage model for the analysis of concrete dams affected by alkali-silica reaction. *Mechanics of Materials, 41*(3), 210-230. doi:10.1016/j.mechmat.2008.10.010

Comi, C., Kirchmayr, B., & Pignatelli, R. (2012). Two-phase damage modeling of concrete affected by alkali-silica reaction under variable temperature and humidity conditions. *International Journal of Solids and Structures, 49*(23-24), 3367-3380. doi:10.1016/j.ijsolstr.2012.07.015

Comi, C., & Perego, U. (2011). Anisotropic Damage Model for Concrete Affected by Alkali-Aggregate Reaction. *International Journal of Damage Mechanics, 20*(4), 598-617. doi:10.1177/1056789510386857

Daian, J.-F. (1986). *Processus de condensation et de transfert d'eau dans un matériau meso et macroporeux : étude expérimentale du mortier de ciment.* (Université Scientifique et Médicale de Grenoble). Accessible par Cnrs. Tiré de https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00686400

Daïan, J.-F. (2013). Equilibre et transferts en milieux poreux I- Etats d'équilibre.

Dufour, F. (2007). *Contributions à la modélisation numérique de la fissuration des structures en béton avec prise en compte du fluage et estimation de la perméabilité.* (Université de Nantes). Accessible par Cnrs. Tiré de https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00334031

Ghavamian, S., Carol, I., & Delaplace, A. (2003). Discussions over MECA project results. *Revue Française de Génie Civil, 7*(5), 543-581. doi:10.1080/12795119.2003.9692509

Gorga, R. V. (2018). *Engineering-Based FE Approach to Appraise Slender Structures Affected by Alkali-Aggregate Reaction (AAR).*

Grimal, E. (2006). Caractérisation des effets du gonflement provoqué par la réaction alcali-silice sur le comportement d'une structure en béton. *Revue Européenne de Génie Civil, 10*(8). doi:10.1080/17747120.2006.9692888

Grimal, E., Sellier, A., Le Pape, Y., & Bourdarot, E. (2008a). Creep, shrinkage, and anisotropic damage in alkali-aggregate reaction swelling Mechanism-Part I: A constitutive model. *ACI MATERIALS JOURNAL, 105*, 227-235.

Grimal, E., Sellier, A., Le Pape, Y., & Bourdarot, E. (2008b). Creep, shrinkage, and anisotropic damage in alkali-aggregate reaction swelling Mechanism-Part II: Identification of model parameters and application. *ACI MATERIALS JOURNAL, 105*, 236-242.

Hibbitt, H. D., Karlsson, B. I., & Sorensen, E. P. (2014). *ABAQUS version 6.14, finite element program*. Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Providence, RI (USA).

Kupfer, H., Hilsdorf, H. K., & Rusch, H. (1969). *Behavior of concrete under biaxial stresses.* Communication présentée à Journal Proceedings (vol. 66, p. 656-666).

Larive, C. (1998). *Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'Alcali-réaction et de ses effets mécaniques.* (Ecole Nationale des Ponts et Chaussées). Tiré de https://pastel.archives-ouvertes.fr/tel-00520676

Léger, P., Côté, P., & Tinawi, R. (1996). Finite element analysis of concrete swelling due to alkali-aggregate reactions in dams. *Computers & Structures, 60*(4), 601-611. doi:10.1016/0045-7949(95)00440-8

Lemarchand, E. (2001). *Contribution de la Micromécanique à l'étude des phénomènes de transport et de couplage poromécanique dans les milieux poreux: Application aux phénomènes de gonflement des géomatériaux.* (Ecole des Ponts ParisTech).

Lemarchand, E., Dormieux, L., & Ulm, F. J. (2005). Micromechanics investigation of expansive reactions in chemoelastic concrete. *Philos Trans A Math Phys Eng Sci, 363*(1836), 2581-2602. doi:10.1098/rsta.2005.1588

Lemery, J. (2018). *Étude expérimentale via l'essai de fendage, de l'énergie de fissuration des bétons des ouvrages hydrauliques*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).

Lesquereux, S. (2006). Réactions alcali-granulats dans le béton. Tiré de http://www.techni.ch/technifin/haupt/batiment/sujet_0003/pdf/alcali_reaction.pdf

Li, K., & Coussy, O. L., C. (2004). *Modélisation chimico-mécanique du comportement des bétons affectés par la réaction d'alcali-silice Expertise numérique des ouvrages d'art déegradés.* Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris: Technical Report 43.

Malla, S., & Wieland, M. (1999). Analysis of an arch-gravity dam with a horizontal crack. *Computers & Structures, 72*(1-3), 267-278. doi:Doi 10.1016/S0045-7949(99)00033-4

Massicotte, B., & Ben Ftima, M. (2017). EPM3D-v3 – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of concrete structures. *Rapport de recherche: SR17-06*.

Meyer, C., & Xi, Y. P. (1999). Use of recycled glass and fly ash for precast concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering, 11*(2), 89-90. doi:Doi 10.1061/(Asce)0899-1561(1999)11:2(89)

Morenon, P. (2017). *Modélisation des réactions de gonflement interne des bétons avec prise en compte des couplages poro-mécaniques et chimiques.*

Multon, S. (2003). *Evaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles.* (Université de Marne-la-Vallée).

Multon, S. (2004). *Évaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles*: LCPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Multon, S., Merliot, E., Joly, M., & Toutlemonde, F. (2004). Water distribution in beams damaged by alkali-silica reaction: global weighing and local gammadensitometry. *Materials and Structures, 37*(269), 282-288. doi:10.1007/bf02481673

Multon, S., Seignol, J. F., & Toutlemonde, F. (2005). Structural behavior of concrete beams affected by alkali-silica reaction. *Aci Materials Journal, 102*(2), 67-76. Tiré de <Go to ISI>://WOS:000227970400001

Multon, S., & Toutlemonde, F. (2006). Effect of applied stresses on alkali-silica reaction-induced expansions. *Cement and Concrete Research, 36*(5), 912-920. doi:10.1016/j.cenconres.2005.11.012

Pan, J. W., Feng, Y. T., Wang, J. T., Sun, Q. C., Zhang, C. H., & Owen, D. R. J. (2012). Modeling of alkali-silica reaction in concrete: a review. *Frontiers of Structural and Civil Engineering, 6*(1), 1-18. doi:10.1007/s11709-012-0141-2

Picandet, V. (2001). *Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons.* (UNIVERSITÉ DE NANTES). Tiré de https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01495714

Pinder, G. F., & Gray, W. G. (2008). *Essentials of Multiphase Flow and Transport in Porous Media*: Wiley.

Poole, A. B., & Sims, I. (2016). *Alkali-Aggregate Reaction in Concrete: A World Review*: Taylor & Francis.

Poyet, S. (2003). *Etude 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.* (Université de Marne la Vallée). Tiré de https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00006479

Riche, M. J., Garcia-Diaz, M. E., Bulteel, M. D., Siwak, M. J. M., & Vernet, C. (2002). Mechanism of Damage for the Alkali-Silica Reaction: Relationships between Swelling and Reaction Degree. Dans *Challenges of Concrete Construction: Volume 3, Repair, Rejuvenation and Enhancement of Concrete* (p. 93-102).

Saouma, V. (2014). *Numerical modeling of AAR*: CRC press.

Saouma, V., & Perotti, L. (2006). Constitutive Model for Alkali-Aggregate Reactions. *ACI Materials Journal, 103*(3), 194-202. doi:10.14359/15853

Saouma, V., & Xi, Y. (2004). Literature review of alkali aggregate reactions in concrete dams. *Report Submitted to Swiss Federal Office for Water and Geology, Bienne, Switzerland*.

Schickert, G., & Winkler, H. (1977). Results of tests concerning strength and strain of concrete subjected to multiaxial compressive stresses. *Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton, Berlin*.

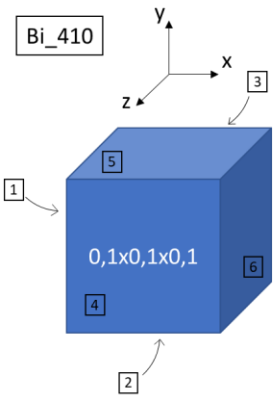
Spooner, D. C., & Dougill, J. W. (1975). A quantitative assessment of damage sustained in concrete during compressive loading. *Magazine of Concrete Research, 27*(92), 151-160. doi:10.1680/macr.1975.27.92.151

Suwito, A., Jin, W., Xi, Y., & Meyer, C. (2002). A mathematical model for the pessimum size effect of ASR in concrete. *Concrete Science and Engineering, 4*(13), 23-34.

Thompson, G. A., Charlwood, R. G., Steele, R. R., & Curtis, D. D. (1994). *Mactaquac generating station intake and spillway remedial measures*. Communication présentée à ICOLD 18th Congress, Durban, South-Africa.

ANNEXE A BENCHMARKS MÉCANIQUES

Pour étudier les performances des deux lois de comportements utilisées dans les deux méthodologies, 16 benchmarks mécaniques issus de la littérature ont été considérés. Les résultats des benchmarks des Tableau 3.4 et Tableau 3, non présentés à la section 3.4.2.3 sont disponibles dans cette annexe.



Conditions aux limites

Encastrement sur les faces 1,2 et 3

Chargements

Axe x: traction de 6 568 kPa
Axe y: rien
Axe z: compression de 32 200 kPa

Paramètres

M density = 2 400 kg/m³
E = 28 372 500 kPa
ν = 0,18
f'c = 32 200 kPa
εcpic = 0,0022
f't = 2 269,8 kPa
Gf = 0,05 kN/m

Conditions des chargements

Smooth direction x et y:

Temps (s)	Amplitude
0	0
1	1

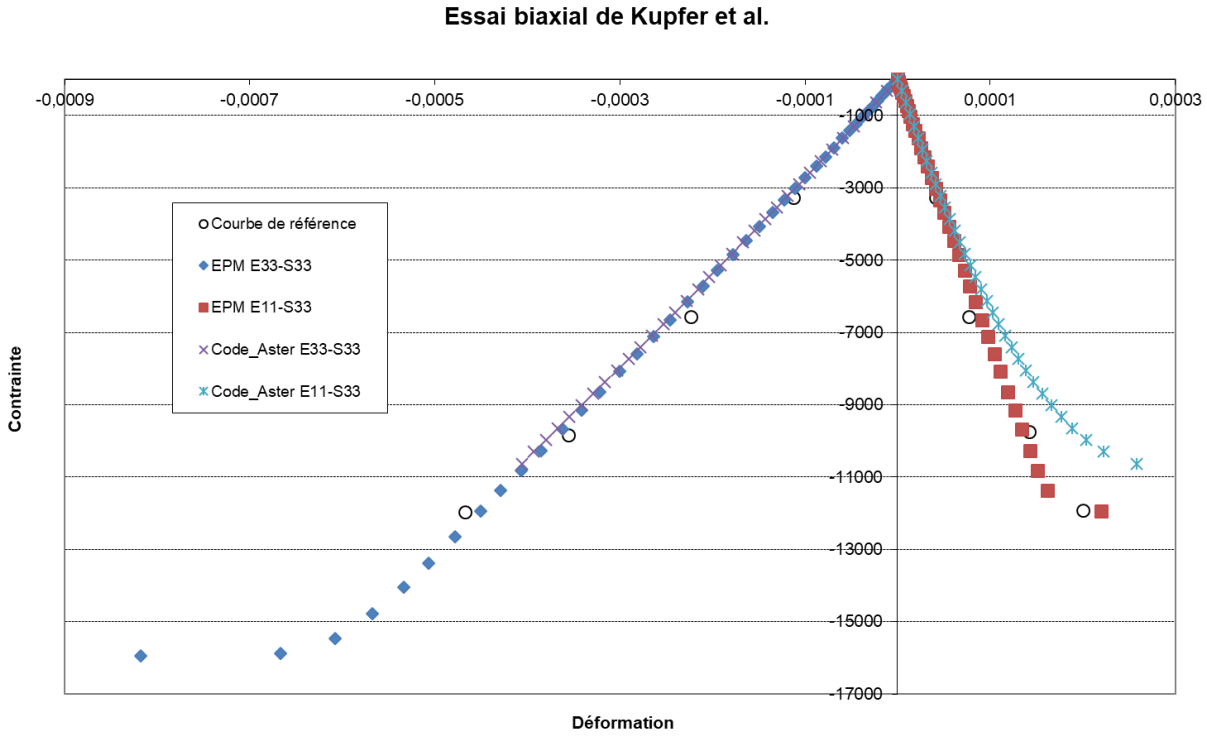
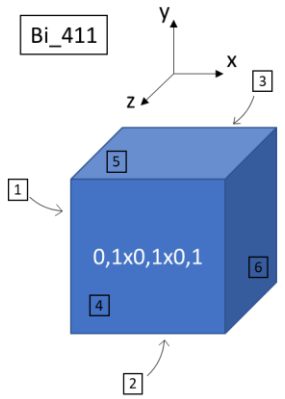


Figure A. 1 : Modèle et résultats du benchmark bi_410



Conditions aux limites

Encastrement sur les faces 1,2 et 3

Chargements

Axe x: traction de 3 316,6 kPa
Axe y: rien
Axe z: compression de 32 200 kPa

Paramètres

M density = 2 400 kg/m³
E = 28 372 500 kPa
ν = 0,18
f'c = 32 200 kPa
εcpic = 0,0022
f't = 2 269,8 kPa
Gf = 0,05 kN/m

Conditions des chargements

Smooth direction x et y:

Temps (s)	Amplitude
0	0
1	1

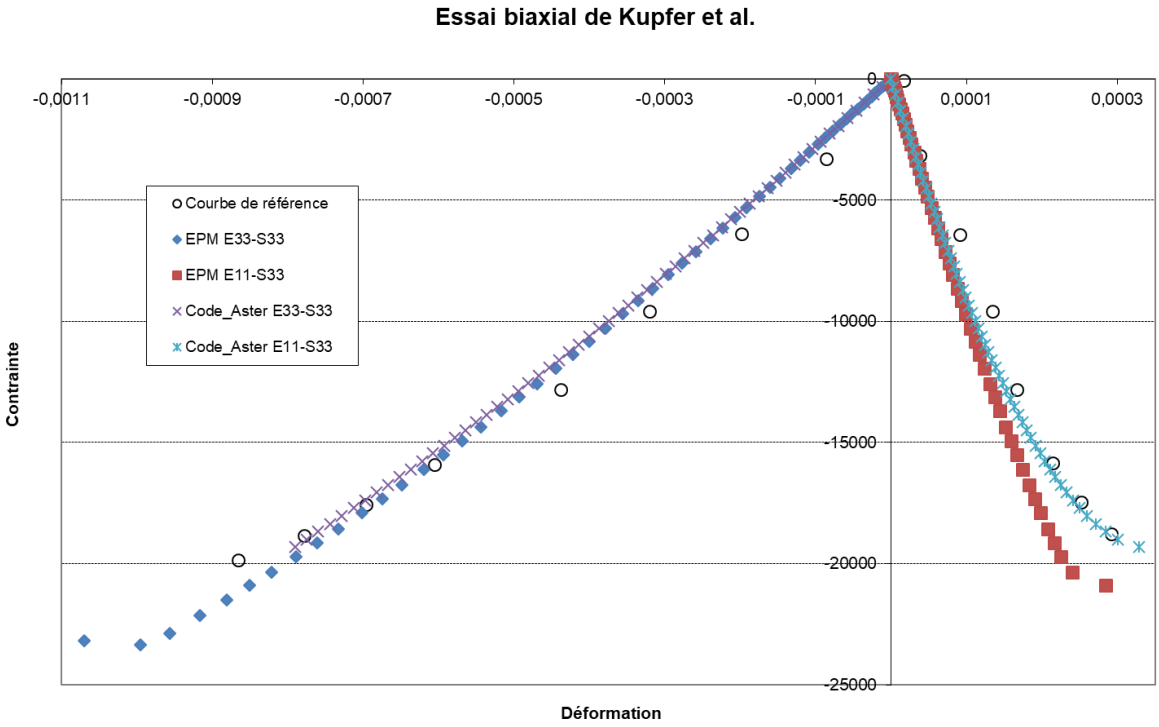
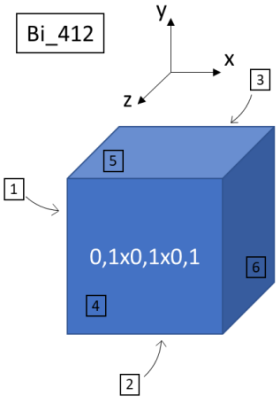


Figure A. 2 : Modèle et résultats du benchmark bi_411



Conditions aux limites

Encastrement sur les faces 1,2 et 3

Chargements

Axe x: traction de 1 674,4 kPa
Axe y: rien
Axe z: compression de 32 200 kPa

Paramètres

M density = 2 400 kg/m³
E = 28 372 500 kPa
v = 0,18
f'c = 32 200 kPa
εcpic = 0,0022
f't = 2 269,8 kPa
Gf = 0,05 kN/m

Conditions des chargements

Smooth direction x et y:

Temps (s)	Amplitude
0	0
1	1

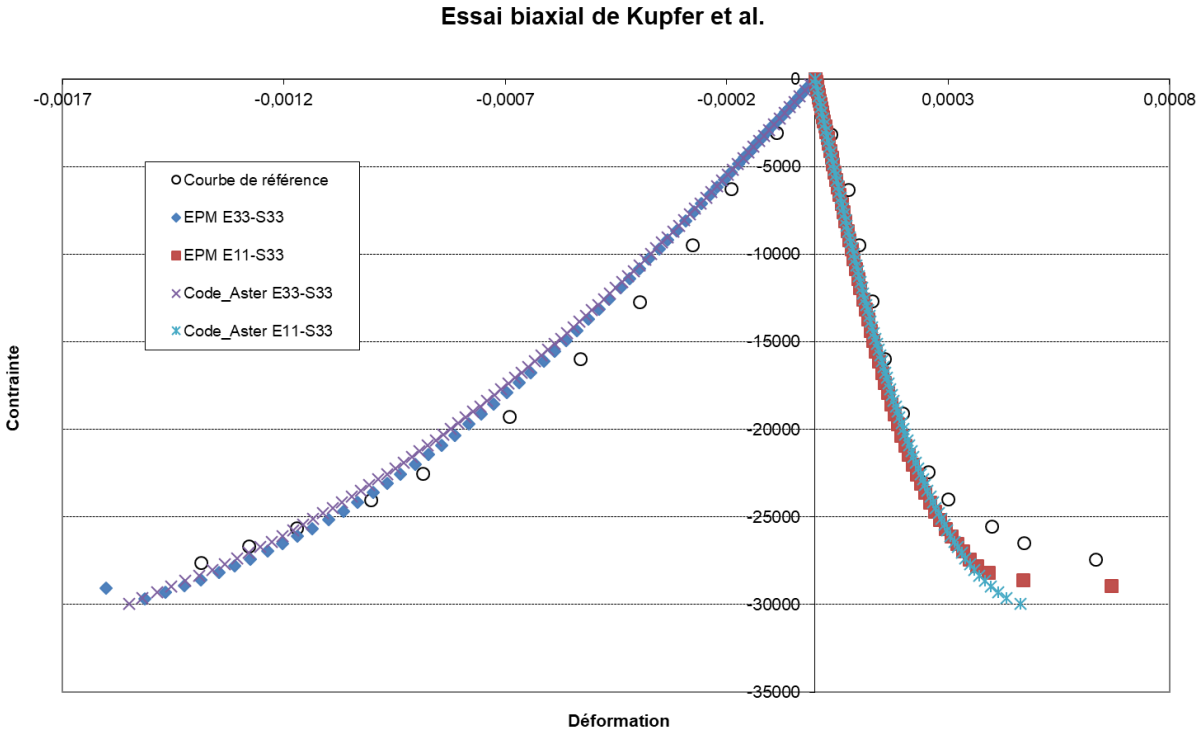
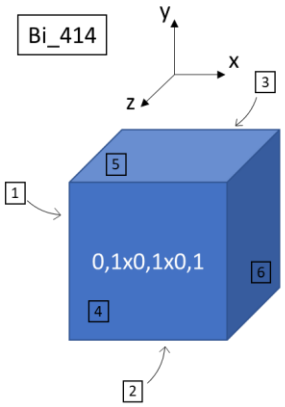


Figure A. 3 : Modèle et résultats du benchmark bi_412



Conditions aux limites

Encastrement sur les faces 1,2 et 3

Chargements

Axe x: compression de 23 943,9 kPa
Axe y: rien
Axe z: compression de 46 046 kPa

Paramètres

M density = 2 400 kg/m³
E = 28 372 500 kPa
ν = 0,18
f'c = 32 200 kPa
εcpic = 0,0022
f't = 2 269,8 kPa
Gf = 0,05 kN/m

Conditions des chargements

Smooth direction x et y:

Temps (s)	Amplitude
0	0
1	1

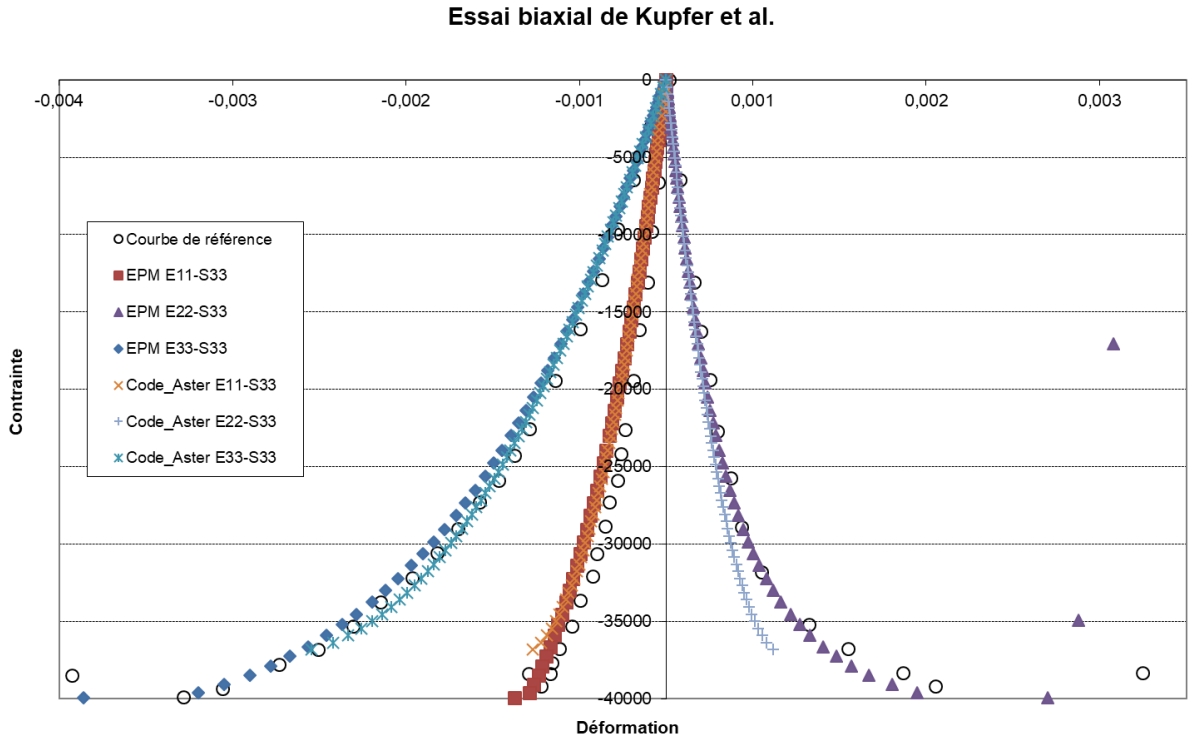
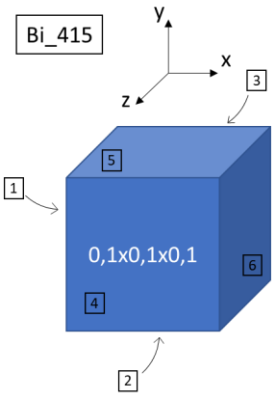


Figure A. 4 : Modèle et résultats du benchmark bi_414



Conditions aux limites

Encastrement sur les faces 1,2 et 3

Chargements

Axe x: compression de 45 080 kPa
Axe y: rien
Axe z: compression de 45 080 kPa

Paramètres

M density = 2 400 kg/m³
E = 28 372 500 kPa
ν = 0,18
f'c = 32 200 kPa
εcpic = 0,0022
f't = 2 269,8 kPa
Gf = 0,05 kN/m

Conditions des chargements

Smooth direction x et y:

Temps (s)	Amplitude
0	0
1	1

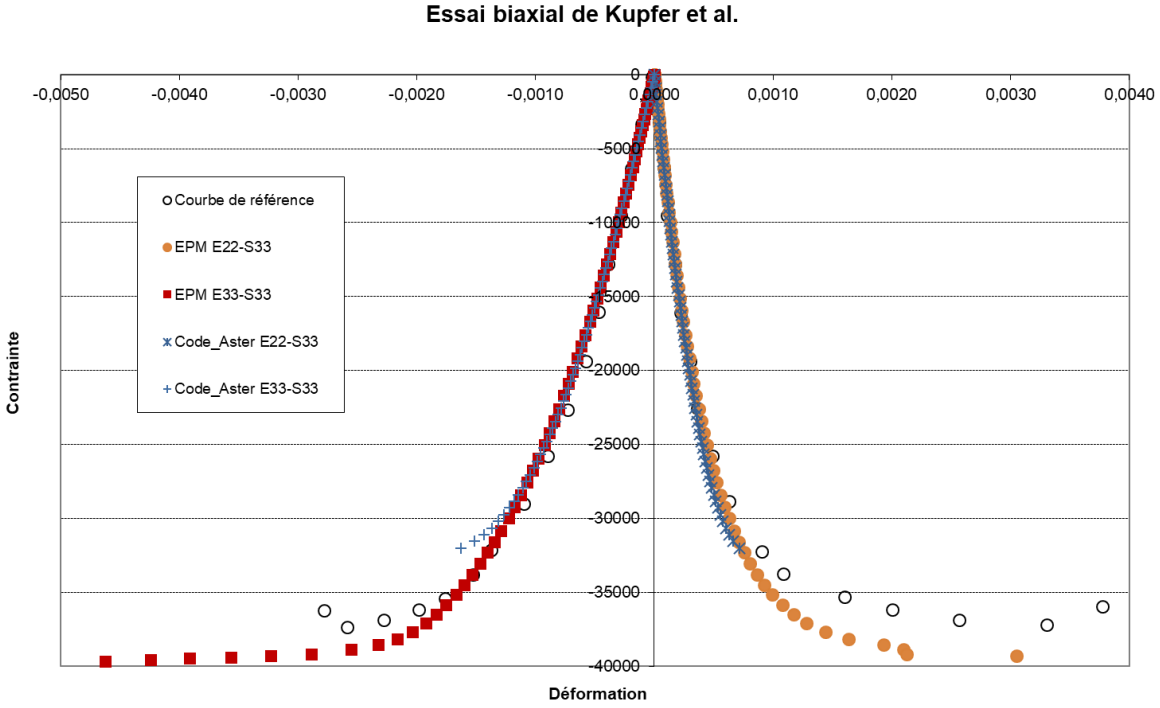
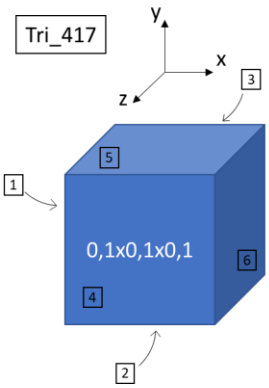


Figure A. 5 : Modèle et résultats du benchmark bi_415



Conditions aux limites

Encastrement sur les faces 1,2 et 3

Chargements

Axe x: compression de 42 500 kPa
Axe y: compression de 42 500 kPa
Axe z: compression de 42 500 kPa

Paramètres

M density = 2 400 kg/m³
E = 27 613 400 kPa
v = 0,18
f'c = 30 500 kPa
εcpic = 0,0022
f't = 2 209,07 kPa
Gf = 0,05 kN/m

Conditions des chargements

Smooth direction x et y:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,5	1
1	1,5176

Smooth direction z:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,5	1
1	-0,0353

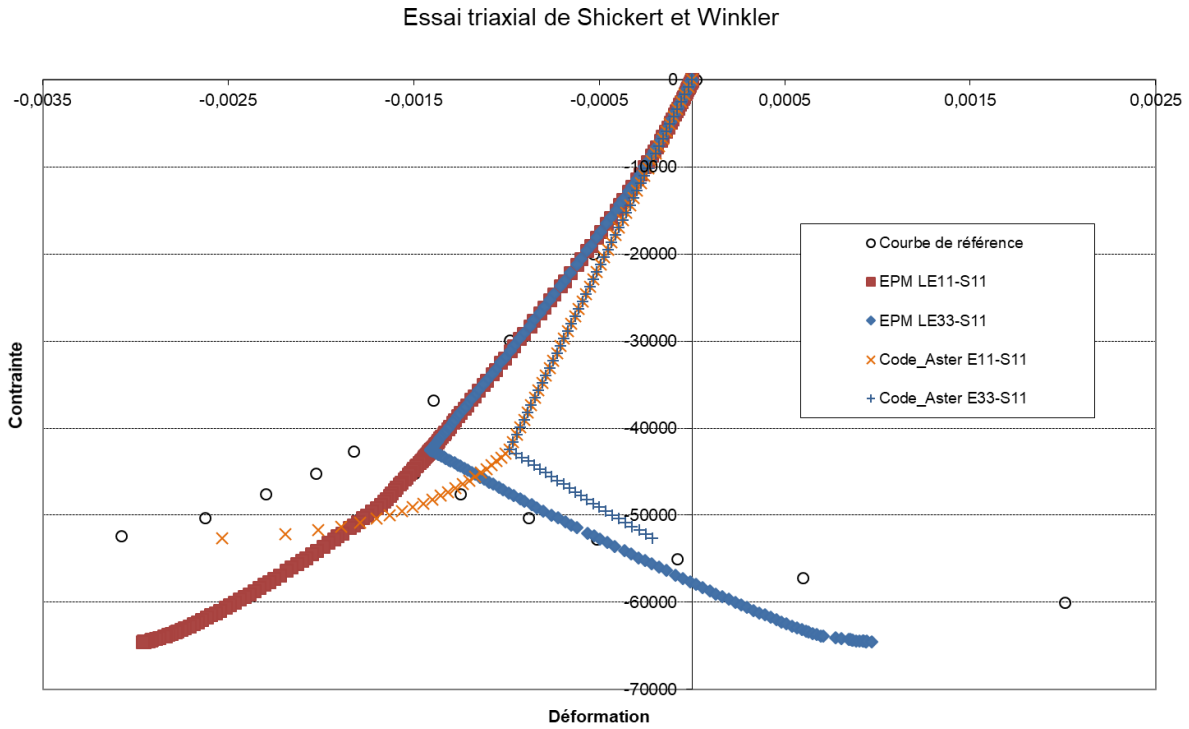
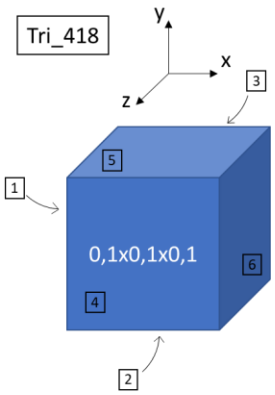


Figure A. 6 : Modèle et résultats du benchmark tri_417



Conditions aux limites

Encastrement sur les faces 1,2 et 3

Chargements

Axe x: compression de 42 500 kPa
Axe y: compression de 42 500 kPa
Axe z: compression de 42 500 kPa

Paramètres

M density = 2 400 kg/m³
E = 27 613 400 kPa
v = 0,18
f'c = 30 500 kPa
εcpic = 0,0022
f't = 2 209,07 kPa
Gf = 0,05 kN/m

Conditions des chargements

Smooth direction x:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,5	1
1	2

Smooth direction z:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,5	1
1	0

Smooth direction y:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,5	1
1	1

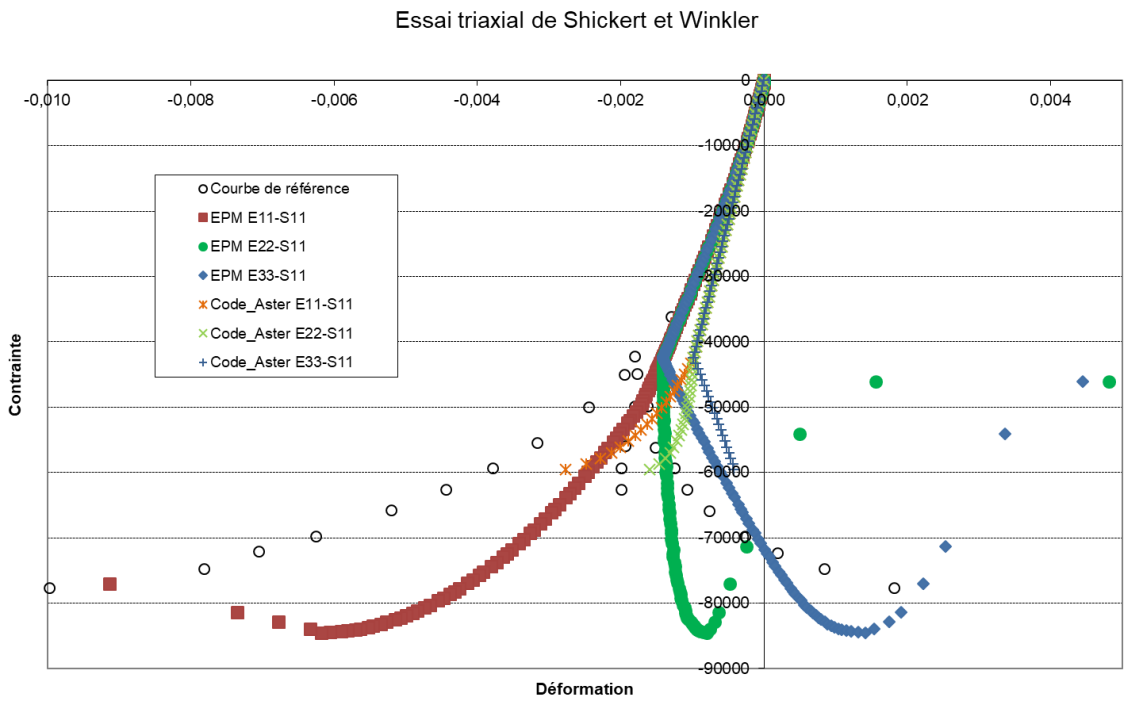
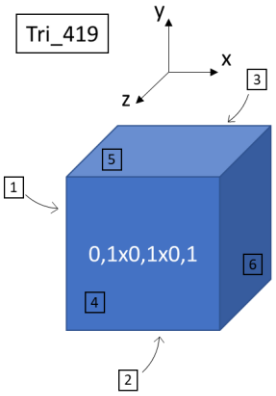


Figure A. 7 : Modèle et résultats du benchmark tri_418



Conditions aux limites

Encastrement sur les faces 1,2 et 3

Chargements

Axe x: compression de 25 400 kPa
Axe y: compression de 25 400 kPa
Axe z: compression de 25 400 kPa

Paramètres

M density = 2 400 kg/m³
E = 27 613 400 kPa
v = 0,18
f'c = 30 500 kPa
εcpic = 0,0022
f't = 2 209,07 kPa
Gf = 0,05 kN/m

Conditions des chargements

Smooth direction x:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,5	1
1	0

Smooth direction z:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,5	1
1	3

Smooth direction y:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,5	1
1	0

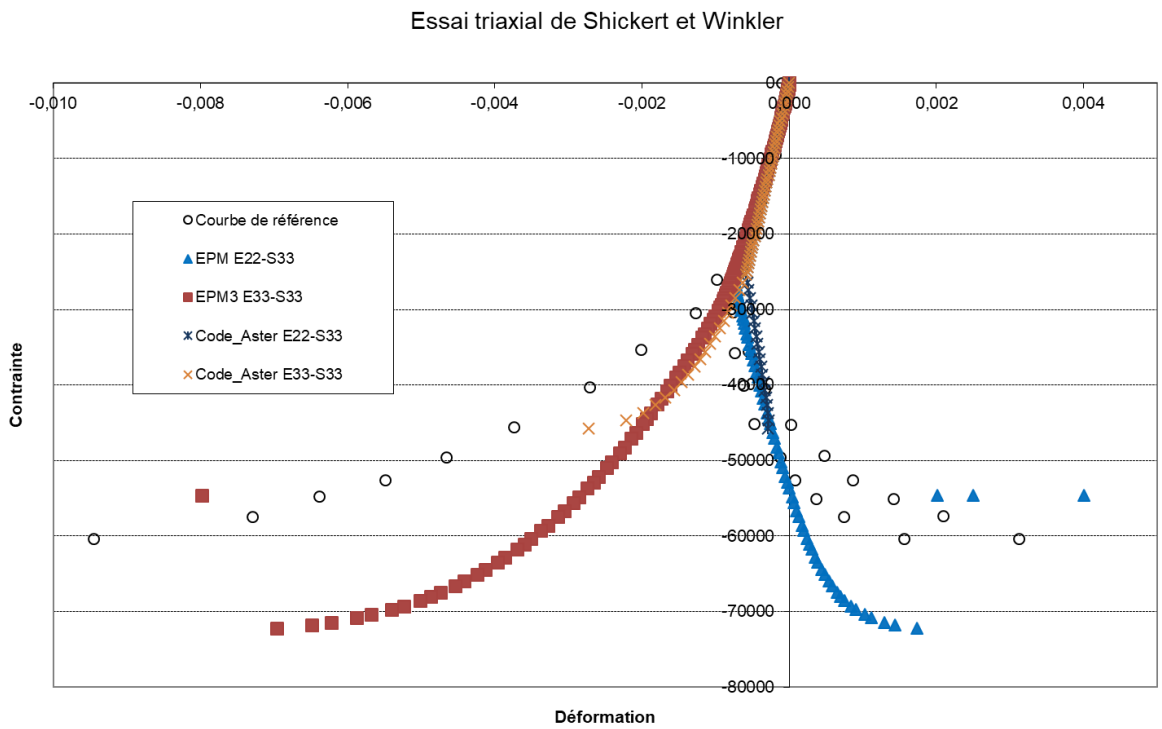
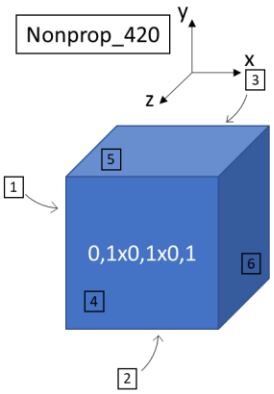


Figure A. 8 : Modèle et résultats du benchmark tri_419



Conditions aux limites

Encastrement sur les faces 1,2 et 3

Chargements

Axe x: compression de 27 600 kPa
Axe y: compression de 27 600 kPa
Axe z: compression de 27 600 kPa

Paramètres

M density = 2 400 kg/m³
E = 31 225 000 kPa
ν = 0,18
f'c = 39 000 kPa
εcpic = 0,0022
f't = 2 498 kPa
Gf = 0,05 kN/m

Conditions des chargements

Smooth direction x:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,333	0,101449
0,667	0,101449
1	2,05797

Smooth direction y et z:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,333	0
0,667	1
1	0,0217391

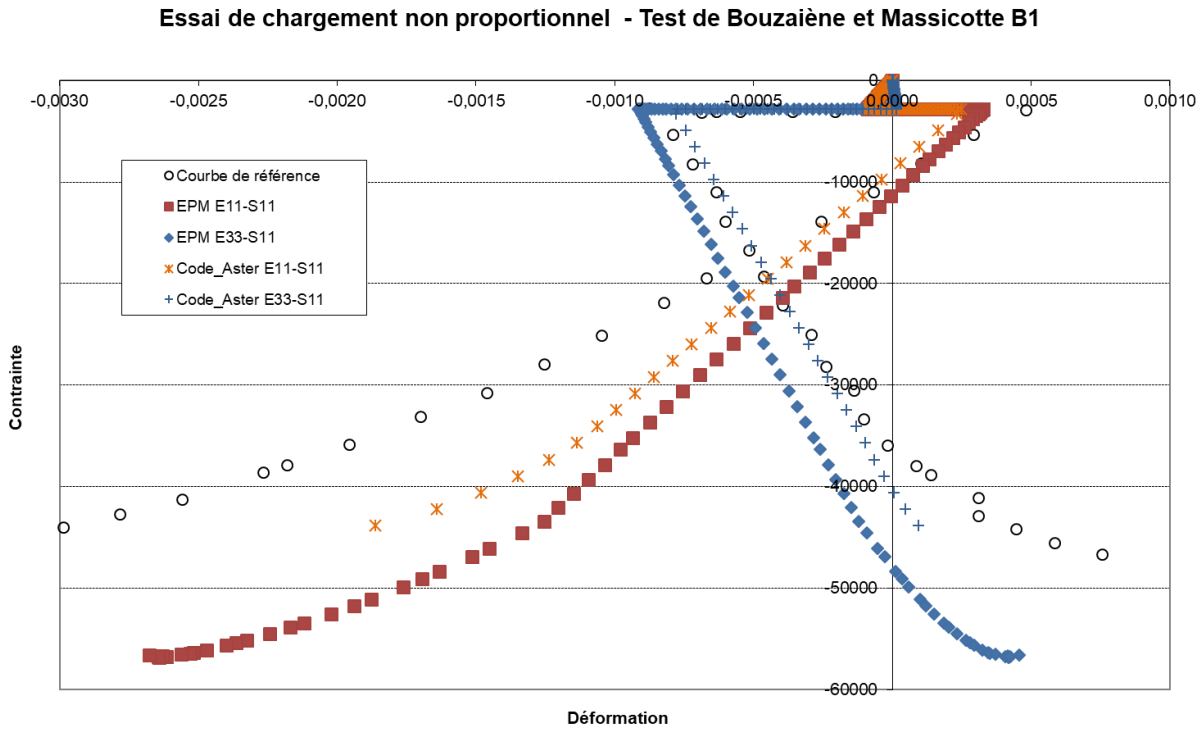
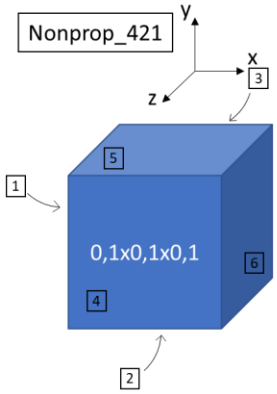


Figure A. 9 : Modèle et résultats du benchmark nonprop_420



Conditions aux limites

Encastrement sur les faces 1,2 et 3

Chargements

Axe x: compression de 27 600 kPa
Axe y: compression de 27 600 kPa
Axe z: compression de 27 600 kPa

Paramètres

M density = 2 400 kg/m³
E = 31 225 000 kPa
ν = 0,18
f'c = 39 000 kPa
εcpic = 0,0022
f't = 2 498 kPa
Gf = 0,05 kN/m

Conditions des chargements

Smooth direction x:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,25	1
0,5	4,34783
0,75	0,00362319
1	1,44928

Smooth direction y et z:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,25	1
0,5	1
0,75	0,00362319
1	0

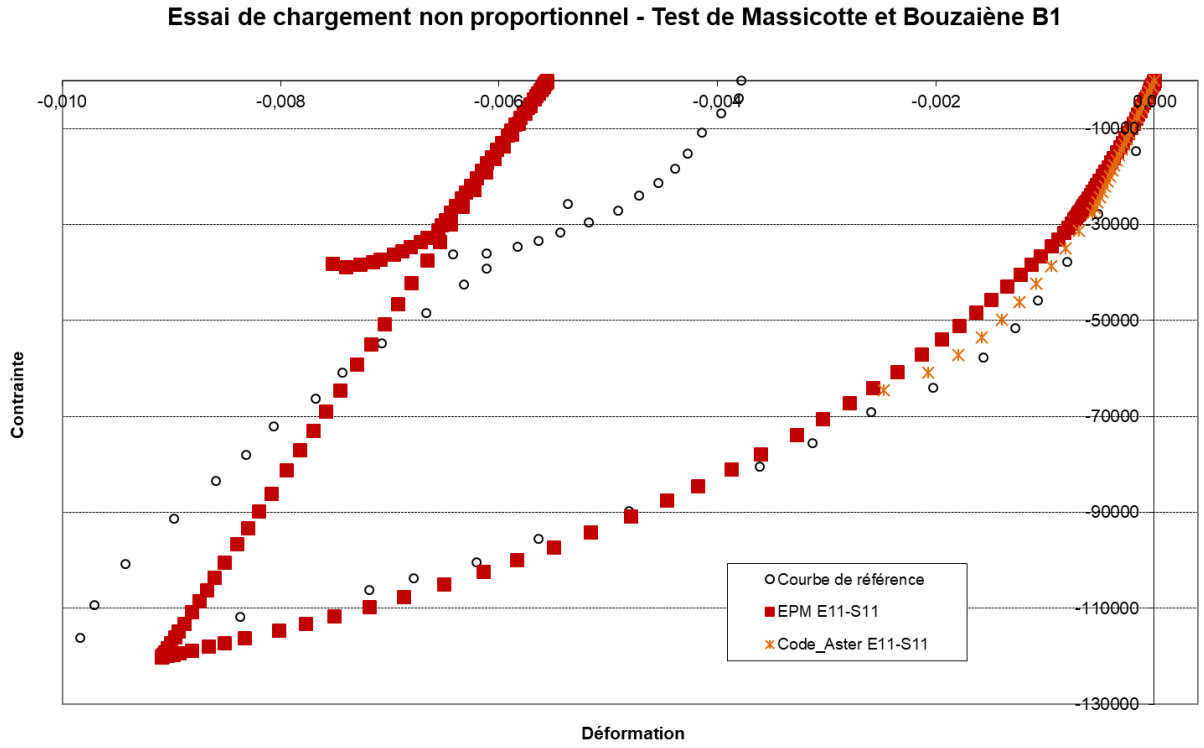
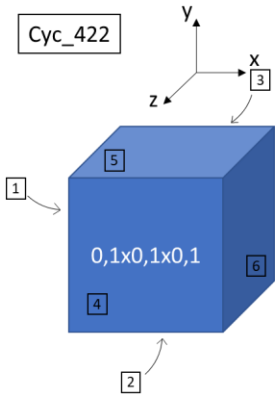


Figure A. 10 : Modèle et résultats du benchmark nonprop_421



Conditions aux limites

Encastrement sur les faces 1,2 et 3

Chargements

Axe x: compression de 11 000 kPa
Axe y: rien
Axe z: rien

Paramètres

M density = 2 400 kg/m³
E = 21 505 800 kPa
ν = 0,18
f'c = 18 500 kPa
εcpic = 0,0022
f't = 1 720,47 kPa
Gf = 0,05 kN/m

Conditions des chargements

Smooth direction x:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,1111	1
0,2222	0,3636
0,3333	1,3636
0,4444	0,6364
0,5555	1,4545
0,6667	0,8182
0,7778	1,6364
0,8889	0,9091
1	1,7273

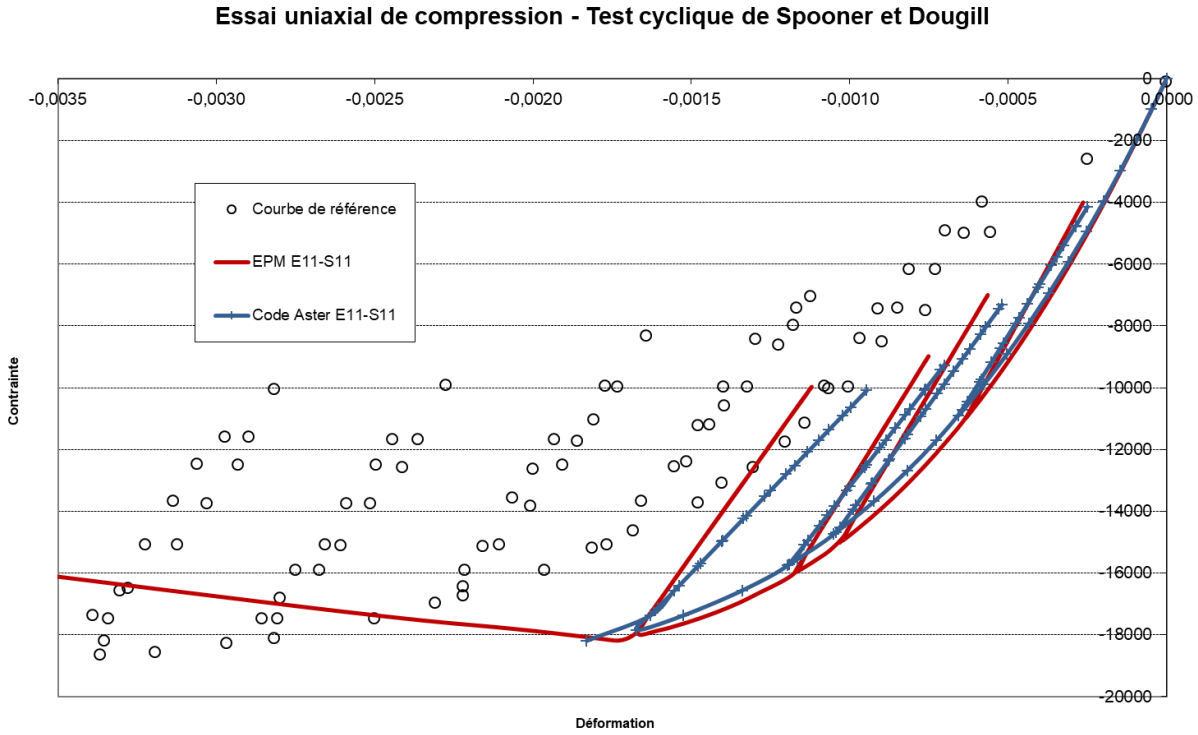
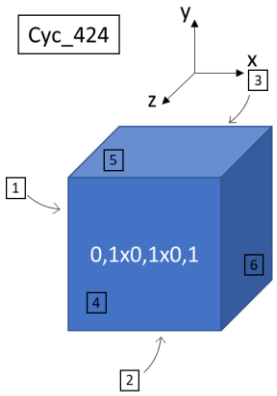


Figure A. 11 : Modèle et résultats du benchmark cyc_422



Conditions aux limites

Encastrement sur les faces 1,2 et 3

Chargements

Axe x: compression de 57 400 kPa
Axe y: compression de 6 900 kPa
Axe z: compression de 6 900 kPa

Paramètres

M density = 2 400 kg/m^3
E = 33 541 000 kPa
ν = 0,18
f'c = 45 000 kPa
εcpic = 0,0022
f't = 2 683,28 kPa
Gf = 0,05 kN/m

Conditions des chargements

Smooth direction x:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,2	1
0,4	0,01
0,6	1,12
0,8	0,01
1	1,26

Smooth direction y et z:

Temps (s)	Amplitude
0	0
0,2	1
1	1

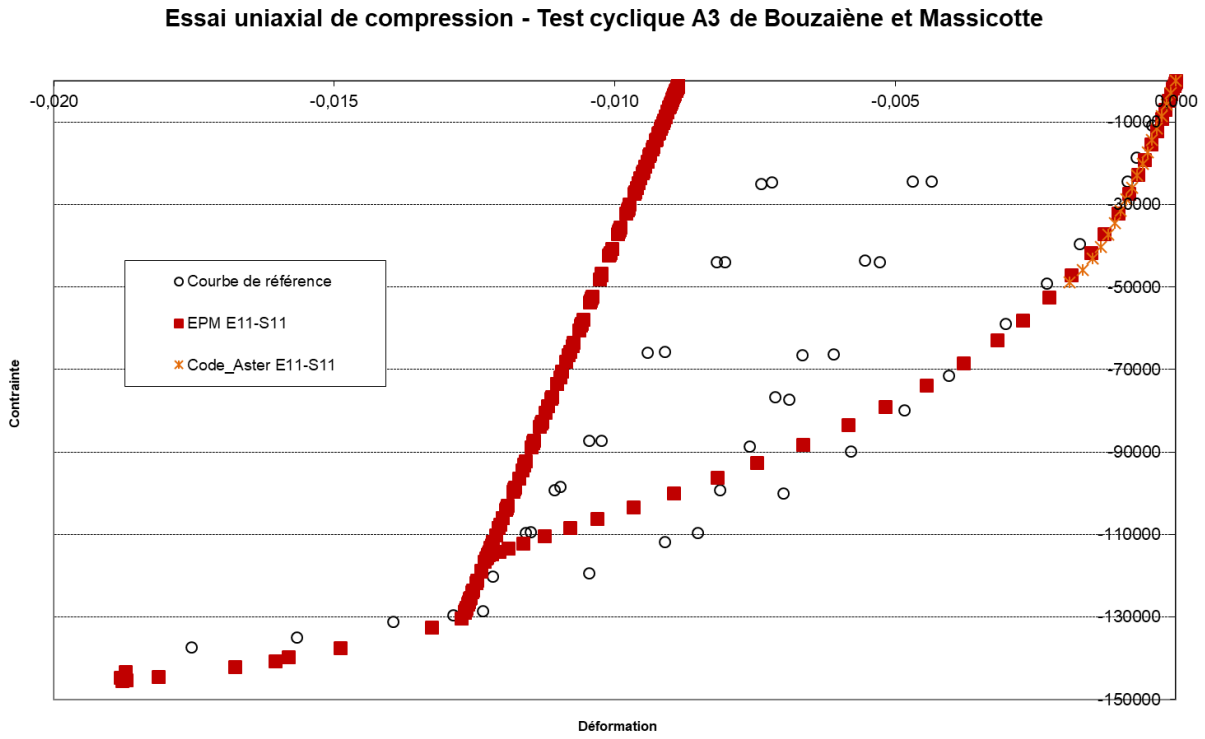


Figure A. 12 : Modèle et résultats du benchmark cyc_424

ANNEXE B DÉMONSTRATION DE L'ÉQUATION POUR PASSER DE LA PRISE DE POIDS D'UN SPÉCIMEN À SON DEGRÉ DE SATURATION

Partons de la définition du degré de saturation :

$$Sr_t = \frac{Veau_t}{Vvide_t} = \frac{Veau_Pdp + Veau_0 - Veau_consommé_hydratation}{Vvide_t}$$

On se place après les 28 premiers jours où la majeure partie de l'hydratation a eu lieu

Hypothèse 1: La consommation en eau causée par la réaction d'hydratation du béton est négligée.

$$Sr_t = \frac{Veau_t}{Vvide_t} = \frac{Veau_Pdp + Veau_0}{Vvide_t} = \frac{Veau_Pdp + Veau_0}{porosité_t * V_t}$$

Avec $porosité_t = \frac{Vvide_t}{V_t}$

De surcroît, le degré de saturation initial peut s'écrire de la même façon :

$$Sr_0 = \frac{Veau_0}{Vvide_0} = \frac{Veau_0}{porosité_0 * V_0}$$

Ainsi,

$$Sr_t = \frac{Veau_Pdp + Sr_0 * porosité_0 * V_0}{porosité_t * V_t}$$

Hypothèse 2 : La porosité est assumée constante, $porosité_0 = porosité_t$.

Donc,

$$Sr_t = \frac{Veau_Pdp}{porosité_t * V_t} + Sr_0 * \frac{V_0}{V_t}$$

Hypothèse 3 : $\rho béton_0 = \rho béton_t$

Donc,

$$\frac{V_0}{V_t} = \frac{\frac{M_0}{\rho béton_0}}{\frac{M_t}{\rho béton_t}} = \frac{M_0}{M_t}$$

Ainsi,

$$Sr_t = \frac{Veau_Pdp}{porosité_t * V_t} + Sr_0 * \frac{M_0}{M_t}$$

De plus, la prise de poids d'un spécimen peut s'écrire :

$$1 + Pdp = \frac{M_t}{M_0}$$

$$M_0 = \frac{M_t}{1 + Pdp}$$

La masse de l'eau dû à la prise de poids est :

$$Meau_Pdp = M_t - M_0 = M_t - \frac{M_t}{1 + Pdp}$$

$$\frac{Meau_Pdp}{M_t} = \frac{Pdp}{1 + Pdp}$$

On a aussi :

$$\frac{Meau_Pdp}{M_t} = \frac{\rho eau * Veau_Pdp}{\rho béton * V_t}$$

Donc,

$$\frac{Veau_Pdp}{V_t} = \frac{\rho béton}{\rho eau} * \frac{Pdp}{1 + Pdp}$$

On avait établi précédemment que :

$$Sr_t = \frac{Veau_Pdp}{porosité_t * V_t} + Sr_0 * \frac{M_0}{M_t}$$

Finalement :

$$Sr_t = \frac{1}{porosité_t} * \frac{\rho béton}{\rho eau} * \frac{Pdp}{1 + Pdp} + Sr_0 * \frac{1}{1 + Pdp}$$

Sr_t : Degré de saturation à l'instant t

Sr_0 : Degré de saturation à l'instant 0

$Veau_t$: Volume d'eau dans les pores du béton à l'instant t

$Veau_0$: Volume d'eau dans les pores du béton à l'instant initial

$Veau_Pdp$: Volume d'eau dû à la prise de poids entre l'instant 0 et l'instant t

$Veau_consommé_hydratation$: Volume d'eau consommé par la réaction d'hydratation du béton

$Vvide_t$: Volume du vide dans le béton à l'instant t

$Vvide_0$: Volume du vide dans le béton à l'instant 0

V_t : Volume du béton à l'instant t

V_0 : Volume du béton à l'instant 0

$porosité_t$: Porosité du béton à l'instant t

$porosité_0$: Porosité du béton à l'instant 0

M_t : Masse du béton à l'instant t

M_0 : Masse du béton à l'instant 0

$Meau_Pdp$: Masse de l'eau dû à la prise de poids

Pdp : prise de poids entre l'instant 0 et l'instant t

$\rho béton_t$: Masse volumique du béton à l'instant t

$\rho béton_0$: Masse volumique du béton à l'instant 0

ANNEXE C RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES DE L'ANALYSE DU DEGRÉ DE SATURATION DU MODÈLE DE BARRAGE SIMPLE EN DEUX DIMENSIONS

La Figure C. 1 : Emplacements des éléments numérotés montre l'emplacement des éléments numérotés. Les Figure C. 2 : Éléments 125 et 126, Figure C. 3 : Éléments 123 et 124 et Figure C. 4 : Éléments 121 et 122 montrent l'influence du paramètre β de la condition de convection par rapport à la condition directe. Plus le β est élevé, plus les deux conditions sont proches. Un $\beta = 1$ est déjà assez proches de la condition directe sauf pour l'élément extérieure.

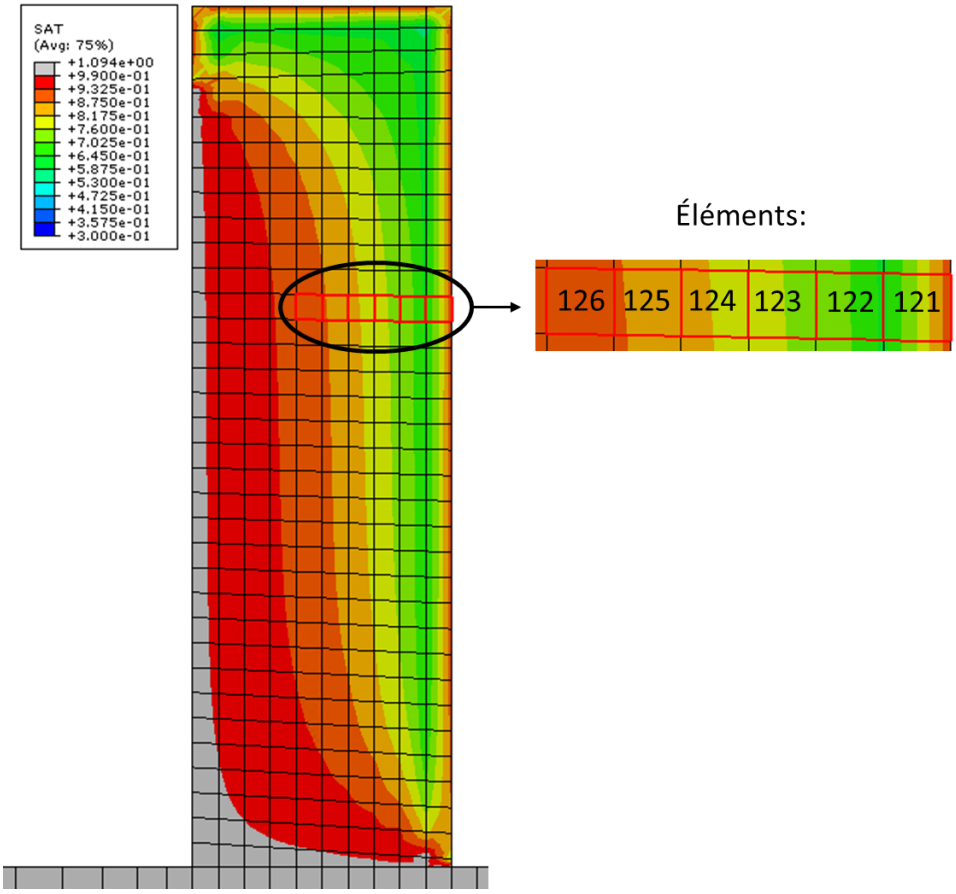
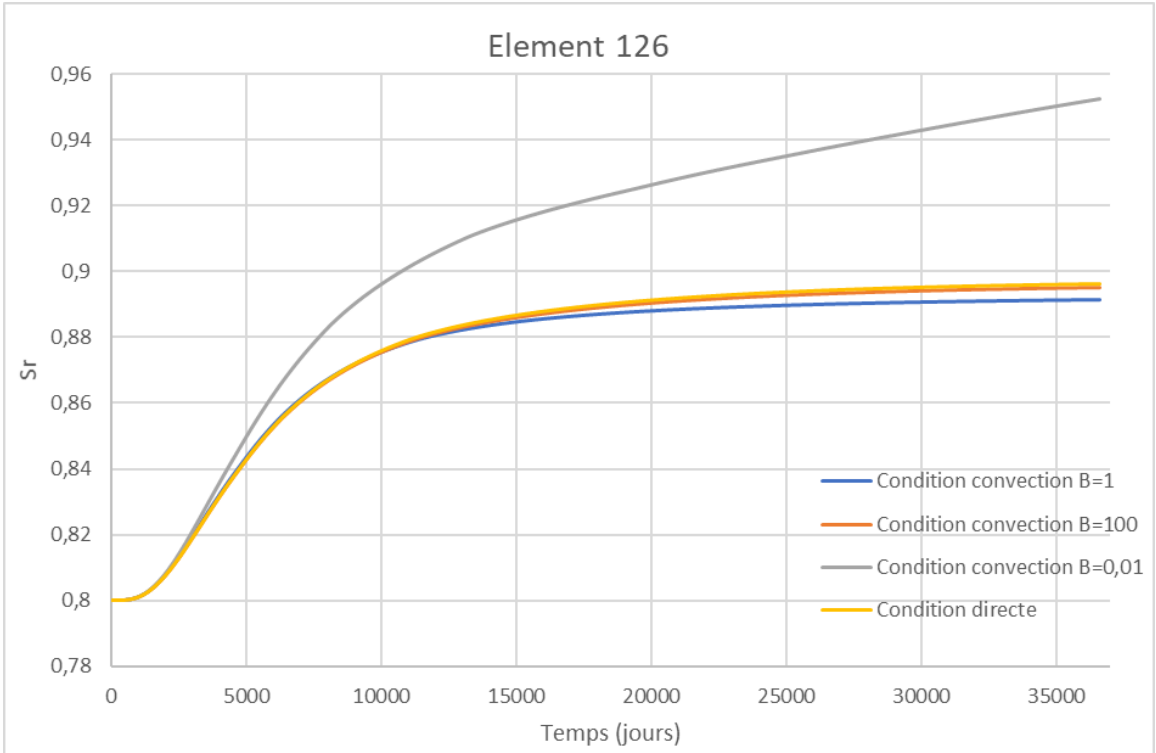


Figure C. 1 : Emplacements des éléments numérotés



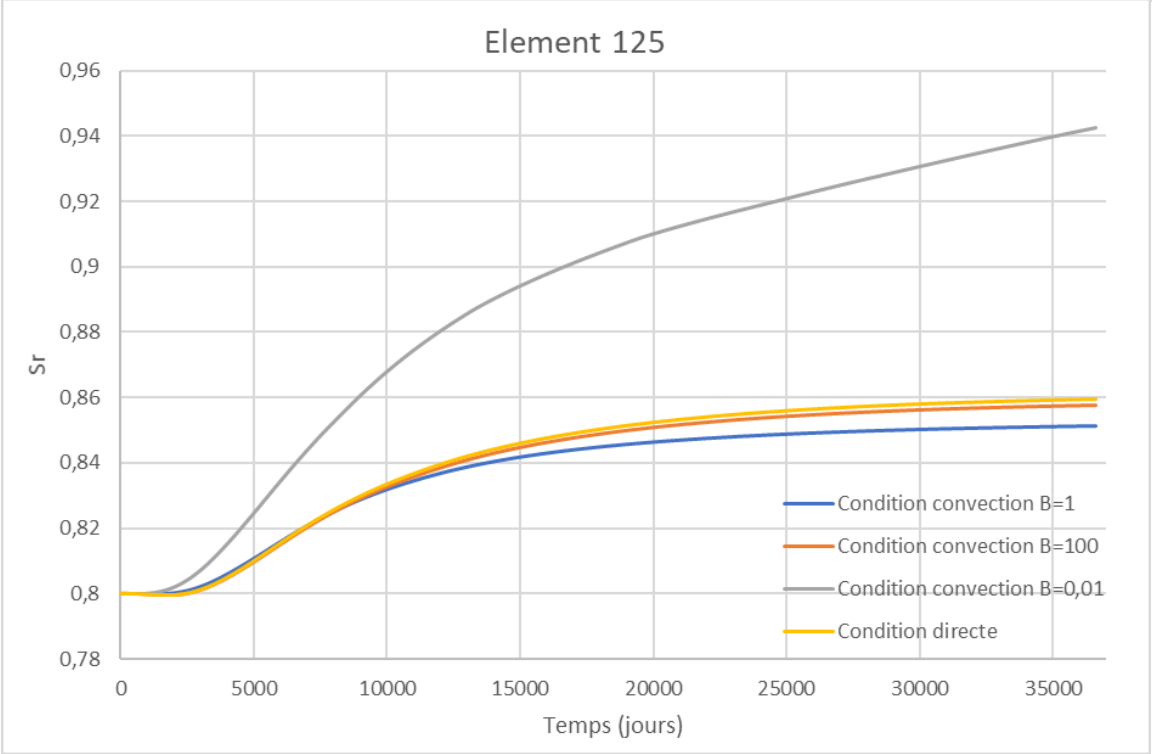


Figure C. 2 : Éléments 125 et 126

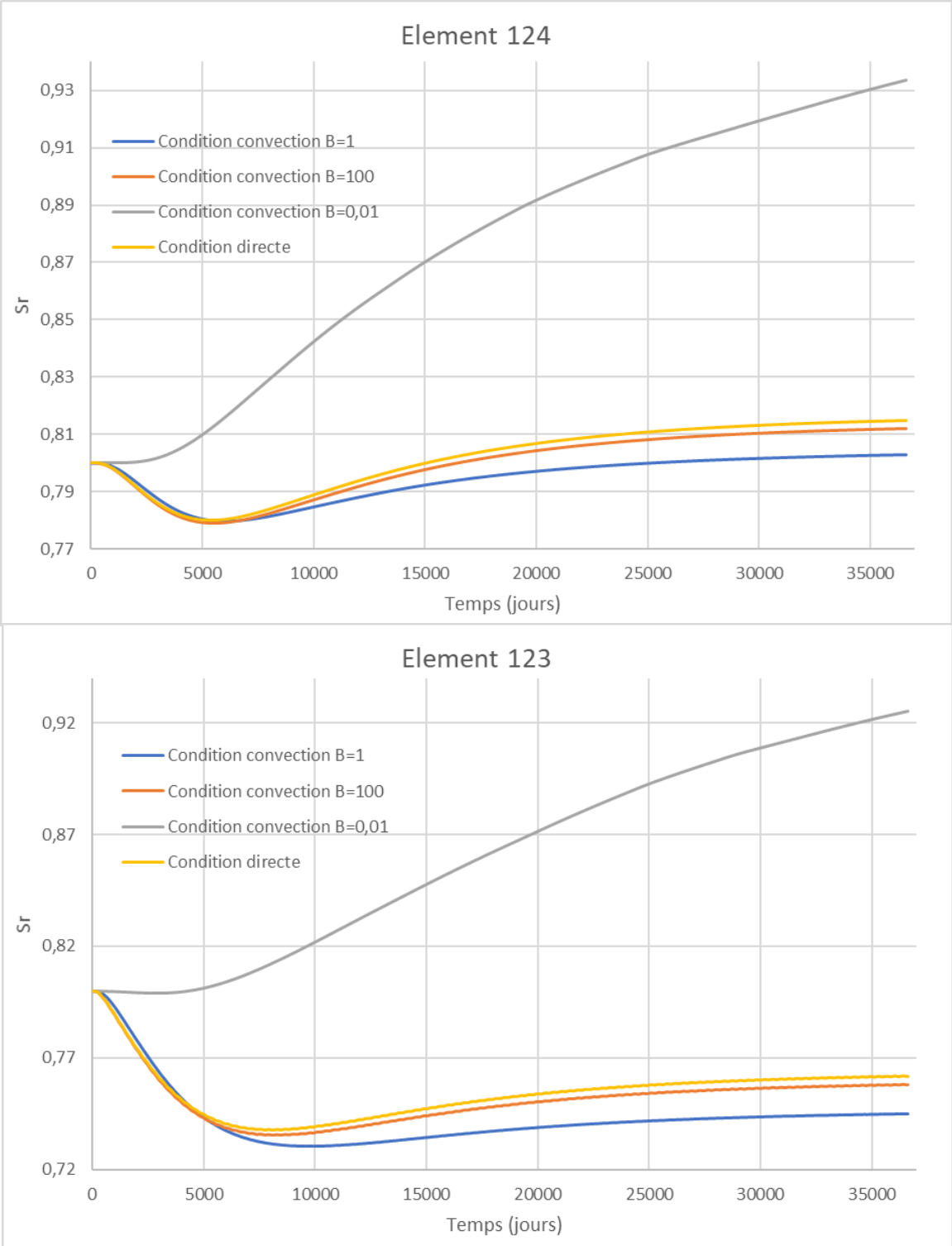


Figure C. 3 : Éléments 123 et 124

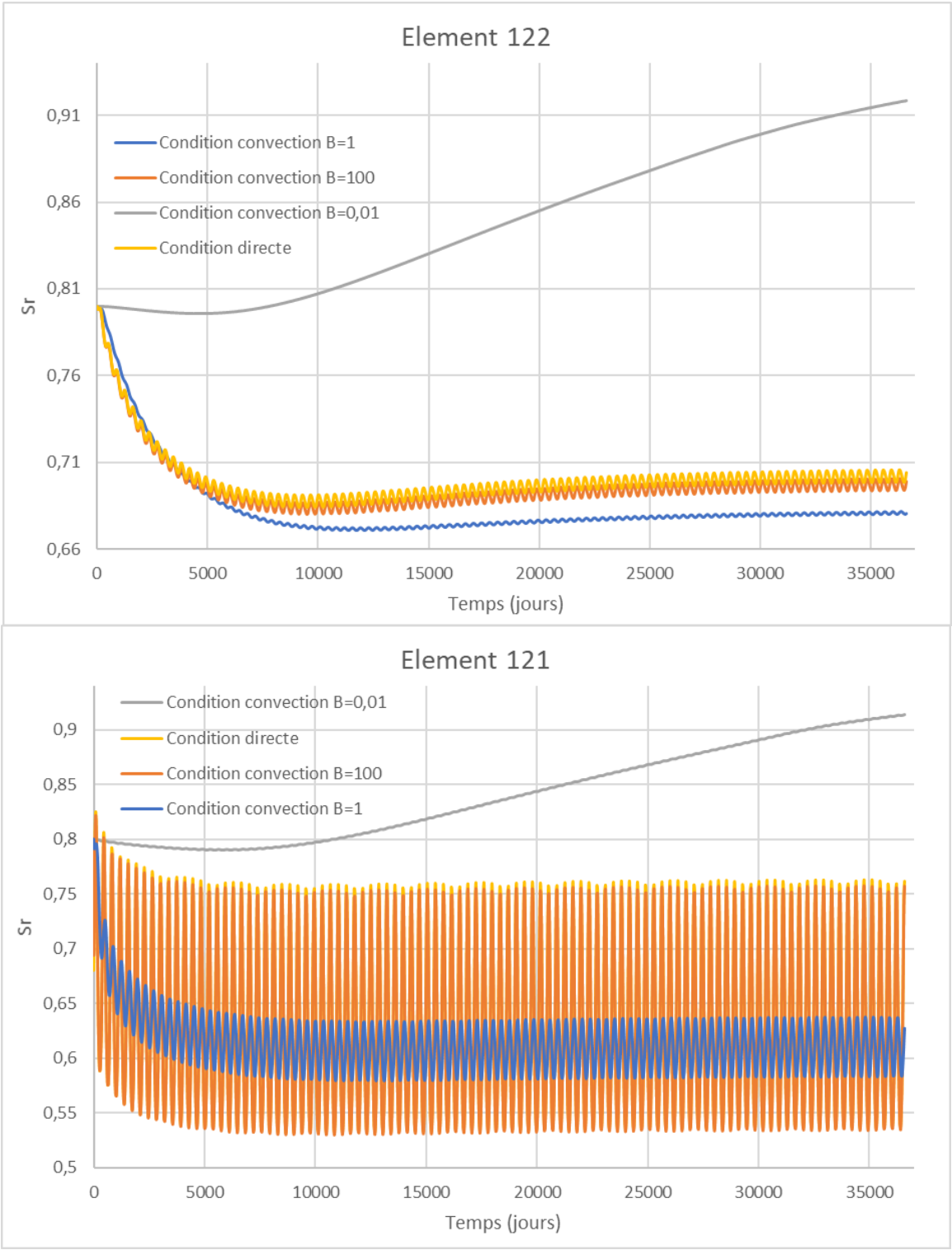


Figure C. 4 : Éléments 121 et 122

ANNEXE D COMPARAISON DES PROFILS DE DEGRÉ DE SATURATION POUR LA POUTRE DU BENCHMARK AVEC DEUX PERMÉABILITÉS DIFFÉRENTES

Les figures suivantes comparent les profils de saturation obtenus avec la perméabilité calculée, une perméabilité acceptable pour un béton ordinaire et expérimentalement par Multon et al. (2005).

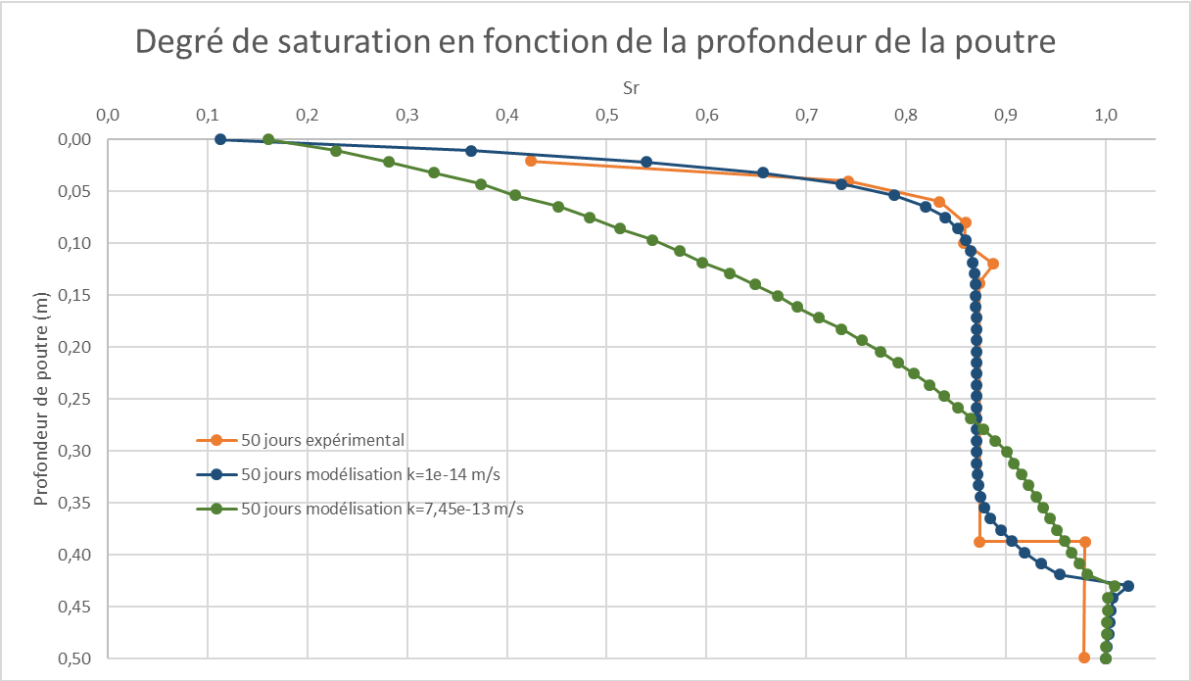


Figure D. 1 : Comparaison des profils du degré de saturation au jour 50

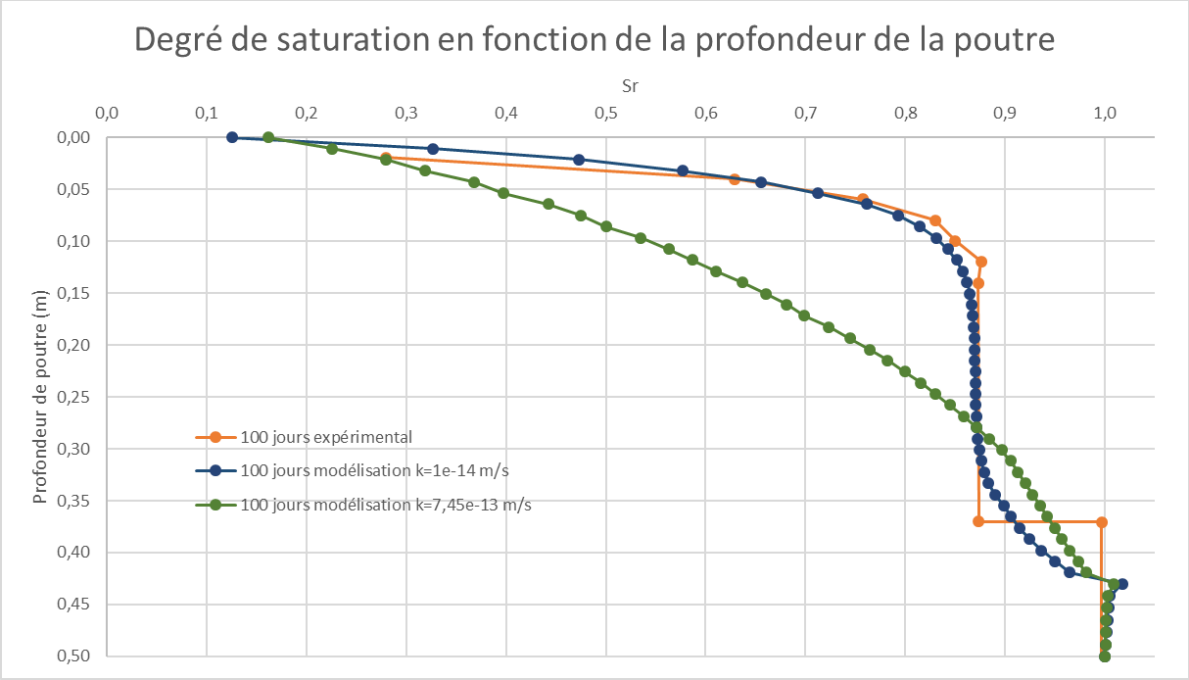


Figure D. 2 : Comparaison des profils du degré de saturation au jour 100

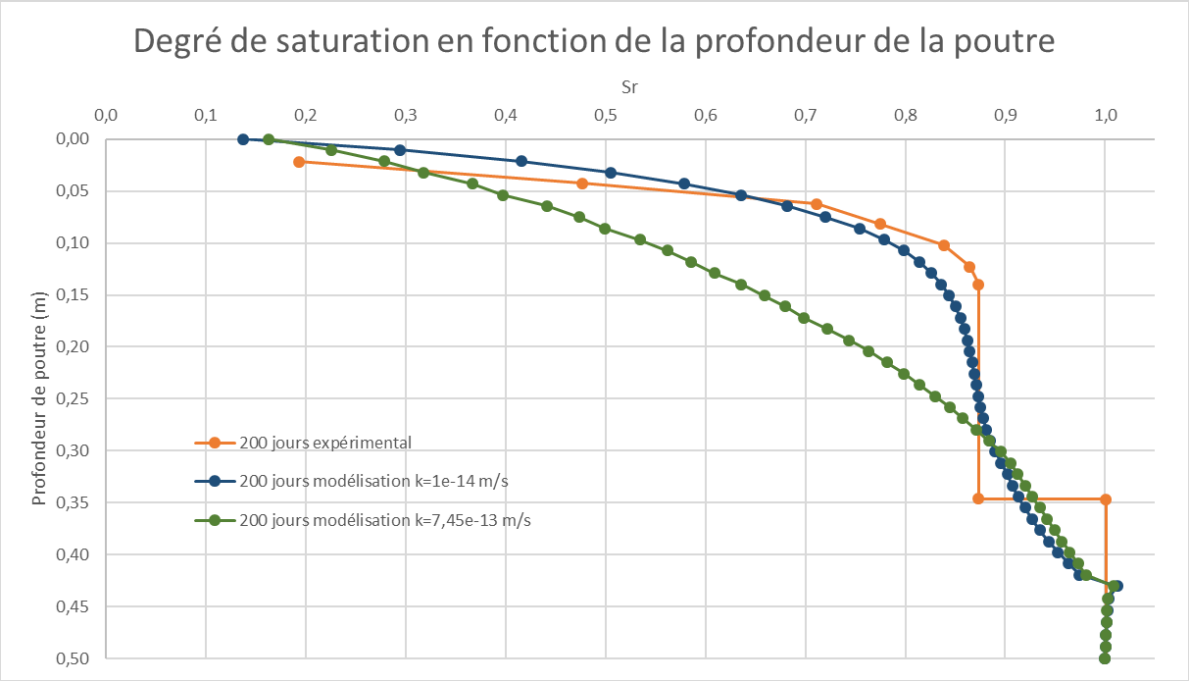


Figure D. 3 : Comparaison des profils du degré de saturation au jour 200

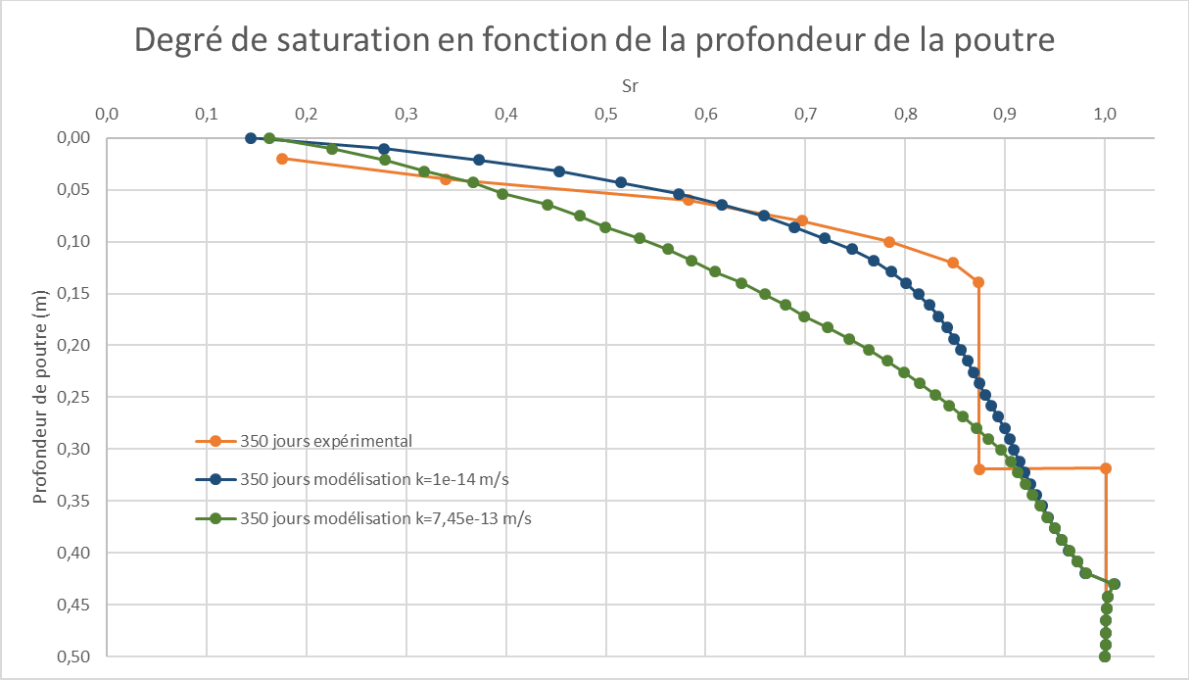


Figure D. 4 : Comparaison des profils du degré de saturation au jour 350

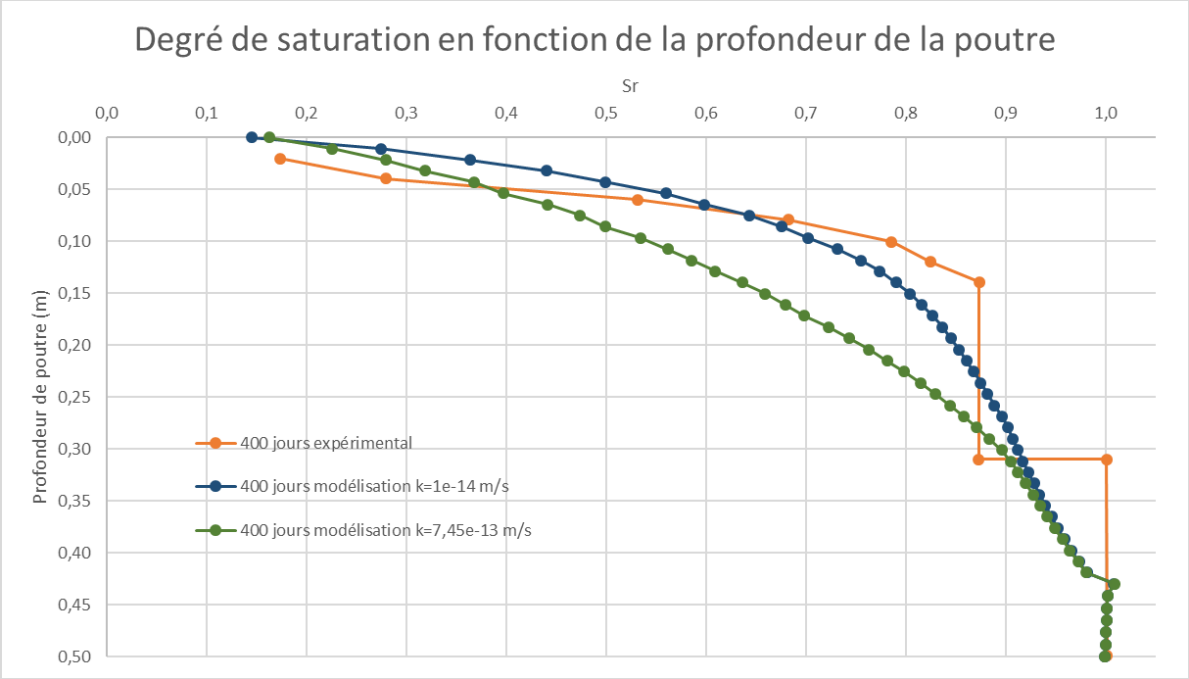


Figure D. 5 : Comparaison des profils du degré de saturation au jour 400