



Modélisation du couplage chimico-mécanique d'un béton atteint d'une réaction sulfatique interne

Nizar Baghdadi

► To cite this version:

Nizar Baghdadi. Modélisation du couplage chimico-mécanique d'un béton atteint d'une réaction sulfatique interne. Matériaux. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2008. Français. NNT: . tel-00467845

HAL Id: tel-00467845

<https://pastel.hal.science/tel-00467845>

Submitted on 29 Mar 2010

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

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



THÈSE

Présentée pour l'obtention du grade de
Docteur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
Spécialité : Ouvrages d'art
Par :

Nizar BAGHDADI

Modélisation du couplage chimico-mécanique d'un béton atteint d'une réaction sulfatique interne

Thèse préparée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées à Paris, présentée
à l'ENPC à Champs-sur Marne le 17 Novembre 2008 devant le jury composé
de :

Alain Sellier	Rapporteur
Eduardo Fairbairn	Rapporteur
Antonio Santos Silva	Examineur
Denis Damidot	Examineur
Georges Nahas	Examineur
Jean François Seignol	Membre invité
François Toutlemonde	Directeur de thèse

Remerciements

Je remercie très chaleureusement Monsieur François TOUTLEMONDE pour la confiance qu'il m'a accordée en me permettant de travailler sur un thème riche qui est la durabilité des ouvrages d'arts. J'ai apprécié sa patience tout au long de ce travail et j'ai été fasciné par la richesse de ses idées et par sa rigueur scientifique. Je le remercie aussi pour m'avoir accueilli au sein de la division fonctionnement et durabilité des ouvrages d'art au LCPC, et pour ses qualités humaines, sa bonne humeur et sa sympathie.

Mes plus sincères remerciements vont également à Monsieur-Jean François SEIGNOL. Son expérience, sa clarté d'esprit et sa gentillesse ont été un précieux recours pour mener à bien cette étude. En agissant à titre de conseiller d'étude, il a fortement enrichi ma formation. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Je tiens à exprimer mes remerciements aux membres du jury, qui ont accepté d'évaluer mon travail de thèse.

Merci à Mr Alain SELLIER, Professeur à l'INSA de Toulouse et à Eduardo FAIRBAIRN professeur à l'Université fédérale de Rio de Janeiro, d'avoir accepté d'être les rapporteurs de ce manuscrit. Leurs remarques et suggestions lors de la lecture de mon rapport me permettront d'apporter des améliorations à la qualité de ce dernier.

Merci également à Denis DAMIDOT professeur à l'école des Mines de Douai, Mr Antonio Santos SILVA chercheur au Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) de Lisbonne et à Mr Georges NAHAS chercheur à l'institut de radioprotection et de sûreté nucléaire (IRSN), pour avoir accepté d'examiner mon mémoire et de faire partie de mon jury de thèse.

Je voudrais témoigner ma profonde reconnaissance à Pierre HUMBERT pour ses conseils en programmation et en analyse numérique malgré son emploi du temps surchargé. Je remercie aussi Othman OMIKRINE METALSSI pour son aide dans la validation du modèle, ainsi que pour ses conseils dans les moments difficiles.

Je remercie Renaud-Pierre MARTIN et Jean-Claude RENAUD pour leur aide dans la mise au point de la partie expérimentale et lors des périodes de coulage des éprouvettes en béton et pour leur assistance à la prise des mesures d'expansion.

Je remercie toute l'équipe de la section fonctionnement et ingénierie des ouvrages d'art, pour la bonne ambiance et la sympathie qui a régné durant les trois années de thèse que j'ai passée avec eux. Je remercie aussi Agnès VAILHE et Jean Luc CLEMENT pour m'avoir aidé à effectuer les procédures administratives au sein du LCPC.

Enfin, je voudrais adresser ma gratitude à mes parents pour leur soutien inconditionnel et leur patience pendant toutes ces années. J'exprime ma gratitude aussi à mon frère et mes sœurs pour leur soutien moral et leurs encouragements. Je remercie aussi mon épouse pour m'avoir soutenu et supporté durant ces trois ans de thèse et qui a toujours été présente lorsque j'en ai eu besoin.

Résumé

La réaction sulfatique interne est une pathologie qui affecte certains bétons hydrauliques ayant subi une élévation de température excessive au jeune âge. La formation tardive d'ettringite provoque un gonflement du béton, incompatible avec la rigidité du matériau et sa faible capacité en extension, ce qui engendre des fissurations dans la structure et des déformations différentielles incompatibles avec le fonctionnement en service de l'ouvrage. Le mécanisme de la réaction est assez complexe et il ne fait pas encore l'objet d'un accord complet dans la littérature. La description phénoménologique des gonflements nécessite la prise en compte de nombreux paramètres (composition du béton, conditions environnementales, histoire thermique et hydrique du béton...). Les modélisations proposées sont peu nombreuses, elles cherchent surtout à estimer l'amplitude finale maximale des gonflements et ne permettent pas de calculer l'état actuel d'un ouvrage où la réaction progresse plus ou moins en fonction du couplage avec les différents paramètres influents.

S'appuyant sur ces constats et la nécessité de gérer les ouvrages atteints en prévoyant leur évolution, la présente recherche vise à développer une modélisation des effets mécaniques de la formation différée d'ettringite qui permette d'estimer l'état mécanique d'une structure atteinte. On présente donc une modélisation chimico-mécanique, formulée à l'échelle macroscopique. Le modèle est basé sur une approche thermodynamique décrivant la formation d'un cristal à l'intérieur d'un milieu poreux. Le comportement mécanique se trouve couplé à l'évolution d'une variable chimique décrivant l'avancement de la réaction, ce qui se traduit à chaque pas de temps par une déformation chimique imposée. L'amplitude et l'évolution de cette déformation sont décrites par une loi sigmoïdale modifiée dont les paramètres sont liés à la composition du béton et peuvent être identifiés expérimentalement dans des conditions standardisées.

La valeur de calcul de la déformation chimique imposée tient également compte de l'histoire thermique au jeune âge du béton (qui a un effet sur le gonflement potentiel) et des conditions environnementales (température et humidité) qui ont un effet sur l'amplification des gonflements à chaque pas de temps. Un programme expérimental spécifique a permis de confirmer quantitativement le couplage proposé entre le potentiel d'expansion et l'histoire thermique au jeune âge. Le modèle est également écrit pour tenir compte de l'effet de la contrainte sur l'anisotropie du gonflement, qui constitue un phénomène important à l'échelle des ouvrages atteints, du retrait de séchage et de l'endommagement du module de Young en fonction de la déformation chimique induite par la réaction.

Ce modèle a été implémenté dans le code de calcul CESAR-LCPC sous le nom RGIB, en intégrant et élargissant les fonctionnalités du module ALKA destiné aux structures atteintes d'alcali-réaction et constituant ainsi un nouveau module destiné au recalcul des structures atteintes de réaction de gonflement d'origine interne. On a appliqué ce module au recalcul de deux ouvrages ou parties d'ouvrages réels, afin de prédire leur comportement. On a adopté dans notre présentation des résultats une démarche progressive qui permet d'illustrer les différentes fonctionnalités du module. Les résultats trouvés sont satisfaisants et leur comparaison aux résultats *in-situ* montre une bonne coïncidence.

Si le modèle proposé dans ce module RGIB rend compte des connaissances actuelles sur la RSI et ses effets, il met aussi en évidence les manques de connaissance quantitative sur cette réaction et les couplages qui l'influencent et l'importance de calibrages appropriés pour un recalcul précis des ouvrages atteints.

Mot clés : Modélisation macroscopique, réaction sulfatique interne, gonflement, avancement de la réaction, potentiel, anisotropie, endommagement, calcul de structures, couplage, béton.

Abstract

Internal sulfate attack (ISA) is a pathology which may affect concrete exposed to excessive temperature at early age. The manifestation of ISA in concrete structures is characterized by series of closely spaced, tight map cracks with wide cracks appearing at regular intervals and excessive tensions in rebars. This phenomenon is alarming for affected structure managers as it deals with people safety and structures operation. Moreover, there is no way to stop reaction. Prediction of concrete expansion, structural degradation and assessment of efficiency and periodicity of repair works are crucial issues.

The mechanism of ISA is complex and it is a subject of disagree in the researcher community due to the important number of involved parameters influencing the initiation and the evolution of ISA (concrete mix-design, environmental conditions, thermal and hydric history of the concrete). Several modelling approaches have been presented in literature in order to predict the evolution of swelling, some authors proposed empirical models to predict the final expansion of concrete as a function of the composition of the cement used, other proposed chemical model or mesoscopical model to predict the expansion of the reaction.

In this thesis, with the aim of supporting owners for the management of affected structure, a phenomenological model has been formulated from a macroscopic level of observation, to predict the swelling evolution of concrete structures affected by internal sulfate attack. The proposed modelling is based on thermodynamic theory describing the delayed formation of ettringite crystals in a porous media. It takes into account the early age temperature history in concrete, environmental conditions (temperature, moisture) and stress influence on ISA expansion. Parameters related to the concrete chemical susceptibility to ISA can be easily identified experimentally. A specific experimental program helped quantifying the coupling between the temperature evolution at early age and the induced chemical potential.

This model has been implemented into the finite element code CESAR-LCPC with the name RGIB, this new module is an evolution of ALKA which is a module dedicated to prediction of the consequences of alkali-silica reaction in concrete. We used this module to recalculate two real structures or part of structures affected by ISA. We present the different steps of numerical calculation carried out to predict the evolution of ISA in a progressive way which allows us to distinguish the influence of the different coupling laws. We discuss the role of thermal history at early age, humidity and effect of mechanical loading on swelling. The result of the numerical simulation are presented and compared to data measured in situ.

The numerical simulations carried out show a good agreement with in situ monitoring in terms of three-dimensional swelling. These results highlight the need for having a realistic description of the various physical mechanisms which influence ISA. Such calculations can be helpful for the choice of a method to repair ISA affected structures.

Key words: Macroscopical model, Internal sulphate attack, swelling, reaction advancement, potential, anisotropy, damage, Structure calculation, couplings, concrete.

Sommaire

Remerciements	3
Résumé	5
Abstract	6
Sommaire	7
Liste des tableaux	11
Liste des figures	12
Introduction générale.....	15
Partie 1. La réaction sulfatique interne : état des connaissances pour la gestion des ouvrages	19
Chapitre 1. Connaissances générales sur la réaction sulfatique interne	21
I. Introduction	21
II. Formation d'ettringite dans la vie du béton	21
III. Formation différée de l'ettringite	22
IV. Hypothèses sur les mécanismes de la RSI	25
V. Facteurs déterminants de la formation différée de l'ettringite	27
Chapitre 2. Problèmes posés par les ouvrages atteints de RSI	33
I. Bilan des ouvrages touchés par la RSI :	33
II. Gestion des ouvrages atteints	35
Chapitre 3. Modélisation des réactions de gonflement du béton d'origine interne	37
I. Introduction	37
II. Modélisation de la RSI.....	37
III. Modélisation macroscopique des réactions alcali-silice	43
IV. Bilan de la partie bibliographique	59
Partie 2. Modélisation chimico-mécanique des effets de la réaction sulfatique interne	61
Chapitre 4. Modèle développé	63
I. Introduction	63
II. Base thermodynamique du modèle	63
III. Modèle chimico-élastique	65
IV. Modèle chimico-élastoplastique	67
V. Modèle chimico-élastoplastique tridimensionnel	70
VI. Extension pour tenir compte d'autres déformations	72
VII. Loi d'avancement	72
VIII. Couplage avec la température au jeune âge	75

IX.	Couplage avec l'état hydrique.....	77
X.	Influence de la température de conservation.....	79
XI.	Couplage avec l'état de contrainte.....	79
XII.	Anisotropie intrinsèque de gonflement	88
XIII.	Influence de la RSI sur la rigidité du béton.....	89
XIV.	Couplage de la déformation hydrique avec le degré de saturation	92
XV.	Récapitulatif des différentes lois du modèle proposé.....	93
XVI.	Bilan du travail de modélisation.....	96
Chapitre 5.	Etude expérimentale pour le calibrage du modèle liant l'histoire thermique au potentiel d'expansion.....	97
I.	Principe	97
II.	Formulation du béton.....	97
III.	Conditions de mise en œuvre, conditionnement et mesures	98
IV.	Résultats.....	103
V.	Calibrage du modèle	108
VI.	Conclusion de l'étude expérimentale.....	110
Partie 3.	Méthode de diagnostic et recalcul d'ouvrages réels	111
Chapitre 6.	Le recalcul de structures dans une démarche d'expertise	113
I.	Introduction	113
II.	Analyse des informations collectées	114
III.	Procédure de calage du modèle.....	115
IV.	Présentation de la démarche de calcul	118
V.	Implémentation de la procédure de calcul dans CESAR-LCPC.....	121
VI.	Description des données	123
VII.	Algorithme du module RGIB.....	124
VIII.	Bilan	126
Chapitre 7.	Modélisation numérique du chevet du viaduc de Fozzière	127
I.	Introduction	127
II.	Présentation de l'ouvrage.....	127
III.	Calage des paramètres de gonflement.....	135
IV.	Calculs numériques préliminaires.....	138
V.	Calcul mécanique RGIB	142
VI.	Conclusion	153
Chapitre 8.	Modélisation numérique d'un pylône de pont à haubans	155
I.	Introduction	155
II.	L'ouvrage et sa pathologie.....	155
III.	Caractérisation du gonflement de l'ouvrage	156

IV. Calculs préliminaires	160
V. Calculs chimico-mécaniques RGIB	165
VI. Etude du comportement de l'ouvrage à long terme	183
VII. Conclusion.....	184
Conclusion générale	185
Bibliographie	189
Annexes	197
Annexe 1. Analyse au MEB	199
I. Cas de l'éprouvette 3 jours à 80°C	199
II. Cas de l'éprouvette 5 jours à 80°C conservée à 38°C	201
Annexe 2. Un exemple de jeu de données RGIB.	203
Annexe 3. Jeux de données des calculs effectués.	207
I. Cas du pont à haubans	207
II. Cas du Viaduc de Fozière	211
Annexe 4. Test de validation de la programmation de RGIB	215
I. Extrait du plan des tests	215
II. Fiches de test.....	219
III. Résultats des calculs préliminaires :	224
IV. Calcul RGIB activant les différents couplage.....	230

Liste des tableaux

Tableau 4-1 Calibration de la loi proposée sur des courbes d'expansion d'éprouvette	74
Tableau 4-2 Résultats expérimentaux de (Brunetaud 2005)	76
Tableau 4-3 Résultats de calibrage.....	76
Tableau 4-4 Potentiel de gonflement pour différentes histoires thermiques.....	76
Tableau 4-5 Résultats de calibrage.....	77
Tableau 4-6 Estimation du coefficient d'anisotropie dans le cas d'une éprouvette soumise à une contrainte uni-axiale	83
Tableau 4-7 Récapitulation des résultats trouvés après 400 jours d'expansion.....	88
Tableau 4-8 Résultats de calibrage de la loi d'endommagement proposée	92
Tableau 5-1 La formulation du béton utilisé	98
Tableau 5-2 Composition du ciment utilisé	98
Tableau 5-3 Résultats calibrage des différents paramètres loi de gonflement.....	109
Tableau 5-4 Paramètres de la loi de couplage.....	109
Tableau 6-1 Ensemble des routines composant le module RGIB.....	124
Tableau 7-1 Formulation théorique du béton du viaduc de Fozière	130
Tableau 7-2 Composition chimique du ciment utilisé pour le du béton du chevet du viaduc	130
Tableau 7-3 Composition minéralogique selon la formule de Bogue.....	131
Tableau 7-4 Ensemble de groupe de paramètres chimico-mécaniques.....	136
Tableau 7-5 Groupe de paramètres à prendre en compte dans le calcul	136
Tableau 7-6 Tableau récapitulatif des résultats trouvé en quelques points de la structures...	151
Tableau 8-1. Evolution des déformations globales annuelles pour les deux périodes de mesure considérées	157
Tableau 8-2. Formulation du béton reconstitué utilisée dans l'essai d'expansion.....	158
Tableau 8-3 résultats de calibrage des paramètres de gonflement	160
Tableau 8-4 Tableau récapitulatif des résultats trouvé en quelques points de la structures...	184

Liste des figures

Figure 1-1 Effet de l'expansion à 700 jours sur la résistance en compression d'un béton affecté par la RSI (Brunetaud 2005)	25
Figure 1-2 Expansion d'un mortier chauffé pendant 12 heures à 90°C et 80°C (Fu et al. 1997)	28
Figure 1-3 Expansion d'un béton conservé dans l'eau et entre 90% - 100% d'humidité (Famy et al. 2001).....	29
Figure 1-4 Variation de l'expansion selon le degré d'humidité.....	29
Figure 1-5 Expansion de mortier avec et sans ajout d'alcalin (Lewis et al. 1995).....	30
Figure 2-1 Vue générale du pont d'Onde Figure 2-2 Désordres sur la culée du pont d'Onde	34
Figure 2-3 Exemple de désordre induit par la RSI sur les structures	34
Figure 3-1 Les phases du modèle	40
Figure 3-2 Variation de la pression de cristallisation en fonction de la température de conservation(Flatt et Scherer 2007)	43
Figure 3-3 Modélisation des courbes de gonflement en "S" par Larive (Larive, 1998)	45
Figure 3-4 Modèle macroscopique de chimico-élasticité du gonflement	47
Figure 3-5 Modèle macroscopique de chimico-élastoplastique de gonflement et le modèle équivalent	48
Figure 3-6 Modèle unidimensionnel – état élastique	58
Figure 3-7 Modèle unidimensionnel – état endommagé	58
Figure 4-1 Description de la formation du cristal d'ettringite.....	65
Figure 4-2 Modèle rhéologique associé	65
Figure 4-3 Description de la formation du cristal d'ettringite.....	67
Figure 4-4 Modèle rhéologique associé	67
Figure 4-5 Représentation rhéologique du modèle cas élastoplastique	68
Figure 4-6 Représentation rhéologique du modèle cas élastoplastique induite	69
Figure 4-7 Forme géométrique de l'équation (52).....	73
Figure 4-8 Comparaison des deux modèles de cinétique d'expansion	74
Figure 4-9 Comparaison entre les valeurs expérimentales est ceux prédites par le modèle	76
Figure 4-10 Comparaison entre les valeurs expérimentales est ceux prédites par le modèle ..	77
Figure 4-11 Allure de la fonction $f_{\infty}(Sr)$	79
Figure 4-12 Evolution du coefficient d'anisotropie en fonction de la contrainte déviatorique	82
Figure 4-13 Variation du gonflement volumique libre	83
Figure 4-14 Comparaison entre les résultats du modèle et expérimentaux dans le cas d'une éprouvette soumise à une contrainte axiale.....	84
Figure 4-15 Variation des coefficients d'anisotropie en fonction du temps.....	85
Figure 4-16 Comparaison entre les résultats du modèle et expérimentaux.....	86
Figure 4-17 Variation du coefficient d'anisotropie au cours du temps cas d'une éprouvette confinée avec des anneaux de 3mm en soumise à une compression de 20MPa.....	86
Figure 4-18 Comparaison entre les résultats du modèle et expérimentaux.....	87
Figure 4-19 Variation de la variable d'endommagement en fonction du gonflement	90
Figure 4-20 Variation de l'endommagement en fonction de l'avancement de la réaction.....	91
Figure 4-21 Calage de la loi proposée sur les résultats expérimentaux de (Brunetaud 2005) .	92
Figure 5-1 Bain en eau contrôlé thermiquement.....	99

Figure 5-2 Histoire thermique imposée au jeune âge.....	100
Figure 5-3 Conservation des éprouvettes dans un bain.....	101
Figure 5-4 Instrumentation des éprouvettes	101
Figure 5-5 Mesure d'expansion à l'aide d'un distancemètre	101
Figure 5-6 Expansion des éprouvettes conservées à 38°C.....	103
Figure 5-7 Expansion des éprouvettes conservées à 20°C.....	104
Figure 5-8 Courbes de gonflement des éprouvettes 80°C_1jour conservées à 38°C et 20°C.....	105
Figure 5-9 Courbes de gonflement des éprouvettes 85°C_3jours conservées à 38°C et 20°C.....	105
Figure 5-10 Gain de masse des éprouvettes conservées à 38°C	106
Figure 5-11 Gain de masse des éprouvettes conservées à 20°C	106
Figure 5-12 Ettringite en aiguille formée dans une cavité	107
Figure 5-13 Ettringite comprimée formée sur un granulat.....	107
Figure 5-14 Ettringite comprimée formée dans les fissures.....	108
Figure 5-15 Comparaison entre résultats expérimentaux et prédiction du modèle (amplitude ε_{pc})	110
Figure 7-1 Vue du viaduc de Fozière	128
Figure 7-2 Réseau de fissures au niveau du chevêtre de la pile sud (Divet 2001).....	129
Figure 7-3 Détail d'une fissure observée sur le chevêtre de la pile sud. (Divet 2001)	129
Figure 7-4 Relevé comparatif de fissures sur le chevêtre de la pile Sud en rouge 1997 et Noir 1989	130
Figure 7-5 Schéma d'implantation des plots de distancemétrie.....	131
Figure 7-6 Relevé de distancemétrie dans la partie Est du chevêtre (face Nord)	132
Figure 7-7 Zone d'extraction des éprouvettes	132
Figure 7-8 Expansion résiduelle des éprouvettes en béton extraites de l'ouvrage.....	133
Figure 7-10 Observation effectué par le MEB d'une ettringite comprimé à l'interface pate granulats (Pavoine 2003).....	134
Figure 7-9 Détail des aiguilles d'ettringite formées dans la porosité du béton extrait du viaduc de Fozière (Divet 1999).....	134
Figure 7-11 Histoire hydrique de l'éprouvette extraite de l'ouvrage.....	135
Figure 7-12 Calage au niveau de la structure	136
Figure 7-13 Variation de la température $T_s(t)$ reconstituée par le calcul au point d'extraction de l'éprouvette.....	137
Figure 7-14 Modèle numérique développé pour les calculs de diffusion et mécanique	138
Figure 7-15. Iso-valeurs de la température dans le chevêtre 54h après le coulage.....	139
Figure 7-16 Variations de la température au jeune âge dans le chevêtre	139
Figure 7-17 Isotherme de sorption-désorption pour un béton ordinaire (Baroghel-Bouny 1994)	141
Figure 7-18 Etat de saturation dans l'ouvrage après 10 ans (a) après 20 ans (b).....	141
Figure 7-19 Eléments barres du modèle numérique.....	142
Figure 7-20 Répartition des charges sur le chevêtre du viaduc.....	143
Figure 7-21 Iso-valeurs des déplacements selon x.....	144
Figure 7-22 Iso-valeurs des déplacements selon l'axe z	144
Figure 7-23 Iso-valeurs des contraintes sigma xx.....	144
Figure 7-24 Iso-valeurs du potentiel de gonflement	145
Figure 7-25 Iso-valeurs de déplacement vertical dans la structure	146
Figure 7-26 Iso-valeurs du déplacement selon l'axe x.....	146
Figure 7-27 Iso-valeurs des déplacements selon l'axe vertical z	147
Figure 7-28 Iso-valeurs des déplacements verticaux	148
Figure 7-29 Isovaleurs de la contrainte sigma xx dans le chevêtre.....	148
Figure 7-30 Variation de la contrainte en quelques points des chevêtres	149

Figure 7-31 Localisation des armatures	150
Figure 7-32 Evolution de la contrainte dans les armatures	150
Figure 7-33 Déformation irréversible sur la face extérieur du chevetre	153
Figure 8-1. Vue d'un des pylônes du pont à haubans étudié.....	156
Figure 8-2 Implantation des distancemètres sur piles et entretoises	157
Figure 8-3. Cycle thermique simulant l'échauffement de différentes parties de l'ouvrage ...	158
Figure 8-4 Ajustement du modèle de gonflement sur des courbes d'expansion libre des éprouvettes en béton reconstitué	159
Figure 8-5 Maillage	161
Figure 8-6 Relevé de la température de la rivière lors des coulages.....	162
Figure 8-7 Evolution de la température en différents points de la structure	163
Figure 8-8 Variation du degré de saturation en différents points de la structure	164
Figure 8-9 Modélisation des armatures dans la structure.....	165
Figure 8-10 Forces équivalentes à la précontrainte de l'entretoise inférieure	166
Figure 8-11 Iso-valeurs de déplacement dans les différentes directions.....	168
Figure 8-12 Contraintes de compression dans la structure.....	168
Figure 8-13 Variation du potentiel de gonflement dans le quart de l'embase	169
Figure 8-14 Avancement de la réaction de gonflement dans la structure	170
Figure 8-15 Variation de l'avancement de la réaction en cinq points de la structure	171
Figure 8-16 Déplacements de la structure.....	172
Figure 8-17 Déplacement vertical en quelques points de la structure.....	172
Figure 8-18 Déplacement net induit par la RSI en différents points de la structure	173
Figure 8-19 Variation de la contrainte sigma yy dans la structure.....	174
Figure 8-20 Variation de la contrainte dans la semelle et dans l'embase	174
Figure 8-21 Déplacement en différents points en tenant compte de retrait	175
Figure 8-22 Iso-valeurs des déplacements en considérant l'anisotropie du gonflement	176
Figure 8-23 Iso-valeurs de contrainte dans la structure	177
Figure 8-24 Isovaleurs de déplacement dans différentes directions.....	178
Figure 8-25 Iso-valeurs des contraintes dans la structure en tenant compte de l'anisotropie du gonflement et de l'endommagement	179
Figure 8-26 Isovaleurs des contraintes dans l'embase et la semelle.....	179
Figure 8-27 Emplacement des différents points choisis.....	180
Figure 8-28 Evolution de la contrainte Sigma yy au cours du temps en quatre points de la structure	180
Figure 8-29 Isovaleurs de contraintes sigma yy dans l'entretoise inférieure	181
Figure 8-30 Evolution de la contrainte dans les armatures horizontales et verticales	181
Figure 8-31 Comparaison entre les résultats prédits par le modèle et les valeurs relevées par le distance mètre D7.....	182
Figure 8-32 Isovaleurs de déplacement à 25 ans de vie de l'ouvrage	183

Introduction générale

La réaction sulfatique interne (RSI) est une pathologie des matériaux cimentaires qui a fait l'objet d'un grand nombre de recherches ces dernières années. Cette pathologie est liée à la formation d'un hydrate : l'ettringite. La RSI intervient lorsque l'ettringite, formée de manière partielle pendant les premières heures d'hydratation, se trouve déstabilisée puis vient à se reformer plus tard, lorsque le matériau a durci, sans faire appel à une source extérieure de sulfate. Le mécanisme de la réaction est assez complexe et il est source de plusieurs divergences dans la littérature dans sa description phénoménologique qui nécessite la prise en compte de plusieurs paramètres (composition du béton, conditions environnementales, histoire thermique et hydrique du béton...). Ce phénomène peut se rencontrer principalement dans deux cas : les bétons traités thermiquement et les bétons coulés en place dans des pièces de taille critique (pièce en béton pour les quelles la chaleur dégagée n'est que très partiellement évacuée vers l'extérieur et conduit à une élévation importante de la température du béton)(Divet 2001)(LCPC 2007). Le produit de la RSI étant expansif, son développement au sein du matériau est responsable de déformations importantes et notamment de modifications des caractéristiques mécaniques à l'échelle structurelle les désordres se manifestent par une fissuration en réseau et faïençage (Godart 1999).

Le nombre d'ouvrages d'art atteints en France est de l'ordre d'une trentaine et ce nombre continu à augmenter au cours de ces dernières années. Face à ce problème le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) s'est intéressé à cette pathologie en lançant deux opérations successives. Les travaux de la première opération (1999-2003), nommée « Evaluation et prévention de l'état des ouvrages atteints de réaction de gonflement interne », ont permis de reproduire la RSI en laboratoire et de mettre au point un essai pertinent sur des éprouvettes de béton pour caractériser les risques de développement d'une RSI (Pavoine 2003) (LPC n°59 2003) (LPC n°66 2008).

Les résultats de ces travaux sont exploités lors de la deuxième opération (2005-2009), intitulée « Prévention, modélisation et réparation des ouvrages atteints de RSI ». Comme son nom l'indique, cette opération inclut trois axes de recherche principaux qui sont tout à fait complémentaires. Le premier axe est la prévention contre la RSI dans les ouvrages, pour cela le LCPC a publié des « recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne » en août 2007. L'objet de ces recommandations (LCPC 2007) est de définir des précautions pour la mise en œuvre et la formulation d'un béton vis-à-vis des risques de RSI susceptible de se développer pendant la vie de l'ouvrage.

Le deuxième axe de recherche de l'opération est la réparation et le traitement des ouvrages atteints, ainsi l'objectif de cet axe est d'étudier des solutions possibles de protection, renforcement et traitement d'ouvrage atteint et leur efficacité.

Malgré les recherches dans le domaine de la réparation, il n'existe pas actuellement de méthodologie de traitement autre que la substitution du béton réactif qui soit suffisamment efficace pour garantir de réparer définitivement les ouvrages atteints par la RSI. Vu l'état des connaissances en matière de réparation et les sommes mises en jeu qui sont considérables, un troisième axe de recherche important consiste à trouver des critères pour bien choisir les ouvrages à traiter en priorité et prédire, même approximativement, à quelle échéance un ouvrage « malade » atteindra un seuil de dégradation intolérable. Ceci est d'autant plus intéressant que l'évolution de ce phénomène est lente et que dans certain cas, le développement de la RSI ne nuira pas avant longtemps au comportement de la structure.

L'appréhension des effets structuraux par un modèle numérique est alors un moyen prometteur pour comprendre le fonctionnement de l'ouvrage. Compte tenu de la durée des phénomènes et de leur complexité, il est nécessaire de considérer dans la modélisation plusieurs phénomènes, tels que le comportement non linéaire du béton, ou encore la vitesse d'évolution des réactions chimiques en fonction de la température et de l'humidité. Dans ce but, nous avons décidé de proposer un modèle original incluant les phénomènes non linéaires considérés comme les plus importants pour décrire le comportement des ouvrages atteints, ainsi que leurs interactions. Ce modèle se base sur la connaissance acquise par les équipes d'expertise et de modélisation du LCPC dans le domaine des réactions de gonflement et s'inscrit dans leur continuité. Il s'appuie notamment sur les travaux de (Li 2004) en les enrichissant des conclusions des travaux sur la compréhension et la modélisation de l'alcali réaction (Multon 2004, Seignol et al. 2006, Poyet 2003, Grimal 2007) et les expertises menées parallèlement.

L'implémentation du modèle dans le code de calcul CESAR-LCPC s'efforce de fournir aux gestionnaires d'ouvrages un outil pratique. Cet outil décrit l'évolution de la réaction et ses effets : il renseigne sur l'état actuel de la structure et sa capacité de résistance au chargement appliqué, il donne une idée sur l'évolution de ce gonflement dans le futur, ainsi on a une connaissance sur le mécanisme de fonctionnement de la structure induit par la réaction, enfin il permet de tester des méthodes de réparation, ainsi on peut anticiper par le calcul l'effet de plusieurs possibilités de réparation et choisir la plus satisfaisante.

Le mémoire est composé de trois parties. La première couvre l'étude bibliographique. On présente une vue générale des travaux faits sur la RSI. Après une synthèse des connaissances sur la formation différée de l'ettringite, elle permet d'appréhender la complexité des mécanismes réactionnels du fait des nombreux paramètres impliqués et de leurs probables interactions. On en tire une mise en priorité des principaux paramètres à décrire.

La deuxième partie est composée de deux chapitres, dans le premier chapitre on présente une modélisation chimico-mécanique, formulée à l'échelle macroscopique, qui permet de prédire le comportement du béton dégradé par la RSI. Ce modèle est basé sur une approche thermodynamique décrivant la formation d'un cristal à l'intérieur d'un milieu poreux. Il tient compte de l'histoire thermique au jeune âge du béton et des conditions environnementales (température et humidité). Dans le deuxième chapitre, on présente une étude expérimentale ayant permis de calibrer l'effet de l'échauffement thermique au jeune âge sur les expansions dues à la RSI.

La troisième partie est divisée en trois chapitres, premièrement on présente une méthodologie de recalcul de structure s'appuyant sur le modèle élaboré et implémenté dans le code de calcul CESAR-LCPC (utilisation du nouveau module RGIB). Le deuxième chapitre présente une application du modèle sur un ouvrage réel. Cet ouvrage est le chevrete du viaduc de Fozzière. Cette application permet de mettre en évidence les différents couplages, en particulier le couplage avec l'humidité. Dans le troisième chapitre, on présente une autre application du module sur un pylône de pont à haubans. Cet exemple permet de mettre en évidence l'effet

du gonflement de la RSI sur le mécanisme de fonctionnement global de la structure. L'intérêt d'un outil de calcul tridimensionnel vis-à-vis de l'analyse du fonctionnement dégradé d'un ouvrage complexe est ainsi mis en évidence. L'enjeu de la précision du calibrage des données nécessaires au recalcul apparaît aussi clairement.

Le mémoire se termine par une synthèse des acquis de ce travail et par des propositions de recherche encore nécessaires pour améliorer et fiabiliser le calcul et la gestion des ouvrages en béton atteints de RSI.

*Partie 1. La réaction sulfatique interne : état
des connaissances pour la gestion des
ouvrages*

Chapitre 1. Connaissances générales sur la réaction sulfatique interne

I. Introduction

La réaction sulfatique par formation d'ettringite secondaire ou par formation différée d'ettringite est considérée par le nombre et l'importance des ouvrages atteints comme la deuxième cause chimique provoquant le gonflement du béton, après la réaction alcali-silice. La présence des ions sulfates dans l'environnement extérieur, dans les granulats pouvant se dégrader, ou dans les parties constituant la matrice cimentaire provoque une réaction chimique progressive avec la portlandite. L'origine du gonflement est attribuée à la formation d'ettringite qui présente, sous certaines conditions thermodynamiques, des propriétés expansives. Dans ce chapitre nous allons présenter les différentes formes d'ettringite qui peuvent se former au cours de la vie du béton en nous concentrant sur la formation différée d'ettringite, responsable de la réaction sulfatique interne. On présentera la manifestation de cette pathologie à différentes échelles d'observation. On exposera les mécanismes de cette pathologie ainsi que les différents paramètres l'influençant.

II. Formation d'ettringite dans la vie du béton

L'ettringite, ou trisulfoaluminate de calcium ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot3\text{CaSO}_4\cdot(30 \text{ à } 32)\text{H}_2\text{O}$), est un minéral cristallin de couleur blanche ou peu coloré par les impuretés, d'une apparence transparente et avec une surface vitreuse. Sa formation est due à la réaction entre les sulfates, les aluminates de calcium C_3A et de l'eau. La formation de l'ettringite s'effectue selon la réaction suivante :



Selon le processus de formation de l'ettringite, que ce soit dans la pâte, le mortier ou le béton, différents noms lui sont attribués. Les différents types d'ettringite qu'on peut rencontrer sont les suivants :

L'ettringite bloquante (Michaud et Suderman, 1999), elle se forme lors des premières minutes suivant le contact eau - ciment et une partie de l'ettringite, formée durant la période dormante, précipite sous forme d'aiguilles de très petites dimensions ne dépassant pas 0,25 μm de largeur et 1 μm de longueur (Metha, 1973). L'ettringite bloquante permet de retarder l'hydratation et assure, donc, la maniabilité du béton nécessaire pour sa mise en place.

L'ettringite primaire (Scott, 1997), La quantité maximale d'ettringite primaire est en général formée au bout de 24 heures (Odler, 1998). Elle précipite dans la solution interstitielle sous forme d'aiguilles de plus grande dimension que celles de l'ettringite bloquante. L'épaisseur des cristaux d'ettringite primaire est supérieure à 0,5 μm alors que leur longueur est de 6 μm . Des cristaux d'ettringite dont la longueur dépasse 120 μm sont également rapportés dans la littérature (Midgley et Pettifer, 1971). Lors de l'hydratation « normale », à une température ne dépassant pas 60°C lors du pic de température dû au caractère exothermique de la prise du ciment et sous une pression atmosphérique, la majorité des ions SO_4^{2-} se trouve dans la structure cristalline de l'ettringite primaire.

L'ettringite secondaire : elle correspond à une ettringite qui cristallise dans le béton durci, à la faveur de circulations d'eau dans les bétons (phénomène de dissolution/recristallisation) et de sources de sulfates externes (sols, milieu marin...) ou internes (selon la quantité de sulfate dans les constituants du béton). Cette ettringite peut générer des gonflements internes pouvant conduire à l'apparition de désordres dans les ouvrages. Les ions SO_4^{2-} externes ou issus de dissolutions perturbent l'équilibre ionique préexistant et conduisent à une néoformation de gypse et d'ettringite secondaire.

Formation différée de L'ettringite: plus connue sous le nom de DEF – /Delayed ettringite formation/. Cette ettringite se différencie de l'ettringite secondaire essentiellement par l'origine des ions sulfate SO_4^{2-} nécessaire à sa formation. En effet, la source des sulfates pour l'ettringite secondaire peut être le milieu extérieur (sols, milieu marin...) alors que pour la DEF les ions SO_4^{2-} sont relâchés depuis la porosité inter-feuillets des C-S-H il s'agit d'une source interne au béton. La DEF est le sujet de notre recherche ; pour cela on examinera plus en détail sa manifestation aux différentes échelles d'observation, son mécanisme de formation et les différents paramètres intervenant dans ce phénomène. Cette analyse est faite dans la section suivante.

III. Formation différée de l'ettringite

Les réactions sulfatiques internes (RSI) sont des pathologies attribuées à la formation d'ettringite dans un matériau cimentaire déjà durci, sans apport de sulfates par le milieu extérieur. Elles semblent nécessiter en général un apport suffisant en eau. L'étude de la réaction sulfatique interne principalement observée est la formation différée d'ettringite. Ce phénomène concerne uniquement certains bétons ayant subi, au jeune âge, une augmentation de température conduisant à une exposition suffisamment longue à une température supérieure à 65°C-70°C. Au-delà de ce seuil, l'ettringite déjà formée se décompose, tandis que la formation de nouvelle ettringite est empêchée en effet la forme stable des sulfates à cette température est le monosulfoaluminate éventuellement dissocier sous forme ionique. Les ions SO_4^{2-} sont alors principalement adsorbés dans les C-S-H, dont la formation est également accélérée. De telles conditions de température peuvent se produire au cours de traitements par étuvage souvent utilisés pour les éléments préfabriqués en usine, ou dans le cas de pièces massives en béton lors que la chaleur d'hydratation du ciment ne peut pas s'évacuer assez vite. Par la suite, des cristaux d'ettringite peuvent se former dans le béton durci, après retour à la température ambiante. Les ions SO_4^{2-} adsorbés dans les C-S-H, ainsi que ceux des monosulfates présents à l'intérieur du béton, servant de source de sulfates, sont ainsi susceptibles de provoquer des pressions de gonflement conduisant à des phénomènes

d'expansion. Ce processus nécessite la présence d'une humidité élevée et peut s'étaler sur plusieurs années.

Ce qui distingue la RSI des attaques sulfatiques externes, c'est que l'ettringite qui devrait se former durant l'hydratation est déstabilisée du fait d'une augmentation significative de sa solubilité consécutive à un échauffement important. Le phénomène est potentiellement réparti dans la pièce en béton, principalement à cœur, et ne connaît pas de gradient de développement associé à la diffusion d'ion sulfates en provenance de l'extérieur. La RSI est parfois qualifiée d'attaque sulfatique interne engendrée par un échauffement (Skalny et Thaulow 2002). Un échauffement tardif, par exemple celui appliqué par (Barbarulo 2002) (Barbarulo et al. 2005) (85°C pendant un mois, un an après le coulage), peut déstabiliser l'ettringite formée pendant la période de l'hydratation correspondant au durcissement du béton. Si elle a lieu, sous certaines conditions, la reprécipitation de cette ettringite déstabilisée peut aussi conduire à des dégradations.

1) Manifestation microscopique

Les examens microscopiques du béton associés à une étude globale de la pièce concernée (environnement, formulation, procédure de mise en place ou de fabrication) permettent éventuellement de révéler la présence de produits délétères. Pour cela, le MEB est actuellement le meilleur outil qui puisse identifier la présence ou non d'une réaction sulfatique au sein du béton. Néanmoins, si cet outil apporte de nombreuses informations qualitatives, il n'est pas approprié pour quantifier l'ettringite observée.

A l'échelle microscopique, l'ettringite présente de nombreux faciès. Il est possible de distinguer l'ettringite tardive de l'ettringite d'hydratation précoce selon le faciès et la localisation de l'hydrate dans le matériau. L'ettringite primaire cristallise sous forme d'aiguilles intimement mêlées à la pâte de ciment durcie ou sous forme d'oursins dans les vacuoles (Louarn et Larive 1993). L'ettringite tardive, observée sur des échantillons issus de pièces en bétons dégradées, est principalement visible aux interfaces pâte-granulat, dans les vacuoles parfois comblées et dans les fissures. Elle présente un faciès massif caractéristique des conditions de sa formation dans un milieu déjà durci et de son caractère expansif. Elle est souvent localisée aux interfaces pâte-granulat. L'ettringite présente dans ce cas un aspect comprimé.

La formation d'ettringite aux interfaces pâte-granulat se justifie par les mécanismes réactionnels de la RSI proposés par (Diamond et al. 1996) et la nature particulière des hydrates formés dans ces zones. En revanche, le rôle joué par l'ettringite observée aux interfaces pâte-granulat dans les processus d'expansion ne fait pas l'objet d'un consensus. Sans données supplémentaires sur l'environnement auquel est exposé le matériau étudié, un examen classique au MEB ne permet pas de distinguer l'ettringite d'origine interne ou externe. Il faut dans ce cas réaliser une étude en profil de profondeur.

2) Manifestation mésoscopique :

A l'échelle d'une éprouvette, la RSI peut engendrer plusieurs symptômes plus ou moins visibles selon l'amplitude des expansions. Ces symptômes sont classés en 3 catégories :

i. Expansion :

Les essais en laboratoire faits sur des éprouvettes atteintes de RSI montrent des courbes d'expansion de forme sigmoïdale (Lawrence1995-a) (Fu et Baudouin 1996) (Famy 1999). Vis-à-vis d'un gonflement potentiel d'origine sulfatique Brunetaud (Brunetaud 2005) a distingué trois catégories de béton: premièrement, les bétons ne montrant aucune expansion significative. Ce comportement se manifeste par des expansions très faibles, inférieures à 0,04 % à 700 jours. Une observation de leur microstructure au MEB ne montre aucune forme

d'ettringite aux interfaces pâte / granulats. Deuxièmement, les bétons au gonflement lent et linéaire. Les expansions de ces bétons sont significatives, c'est à dire supérieures à 0,04 %, mais la vitesse moyenne de gonflement reste lente. Troisièmement, les bétons au gonflement important et sigmoïde où les expansions dépassent 0,4 %. La courbe de gonflement de ces bétons peut être caractérisée principalement par la donnée de l'expansion et de la date du point d'inflexion.

Il faut noter que la RSI peut générer des expansions plus homogènes que la réaction alcali-silice (RAS), mais ces expansions peuvent être plus importantes (jusqu'à 2 % pour la RSI contre un maximum de 0,5 % pour les cas habituels de RAS (Larive 1998)).

ii. Variations de poids :

Une éprouvette en béton conservée en immersion dans l'eau après sa cure verra systématiquement son poids augmenter par reprise d'eau. Ce gain de poids peut atteindre rapidement 1 % à 28 jours mais habituellement se limitera au maximum à 2 % (Zhang et al. 2002). En cas d'expansion due à la DEF, ce gain peut atteindre 5 %, avec une cinétique similaire à celle de l'expansion.

Certains auteurs observent ainsi une relation de proportionnalité entre l'expansion mesurée et la prise de poids (Lewis 1996) mais cette corrélation diffère suivant les mortiers (Zhang et al. 2002). Il semble communément entendu que cette prise d'eau correspond à la fois à l'eau consommée pour former de l'ettringite et à l'eau piégée dans les fissures du matériau. Toute la difficulté est de connaître la proportion de chacun de ces deux phénomènes.

iii. Modification des caractéristiques mécaniques :

L'une des manifestations de la RSI dans le béton est la réduction du module d'Young. (Zhang et al. 2002) et (Brunetaud 2005) ont montré qu'il était possible d'établir une bonne corrélation entre la baisse du module d'élasticité dynamique (mesuré par auscultation ultrasonique) et l'expansion des éprouvettes. On peut ainsi observer une baisse de 10 % du module dynamique voire 40 % pour des éprouvettes très endommagées (expansion : 1,7 %). La résistance à la compression est elle aussi affectée par la pathologie : (Pavoine 2003) a observé une chute de 75 % de la résistance à la compression pour des éprouvettes de béton ayant développé des expansions de 1,6 %.

(Brunetaud 2005) a remarqué que lors d'une expansion linéaire, le matériau ne s'endommage pas ou très peu et que lors d'une expansion sigmoïde, la vitesse d'expansion est d'abord fonction du module dynamique jusqu'à un seuil d'endommagement, généralement aux environs de 0,1 % d'expansion. A partir de cette valeur, le module commence à chuter tandis que la vitesse d'expansion augmente. Cette chute peut atteindre 30% du module d'Young initial.

(Brunetaud 2005) a pu constater une corrélation entre l'expansion engendrée par la RSI et la résistance en compression. Cette corrélation est présentée dans la figure 1-1.

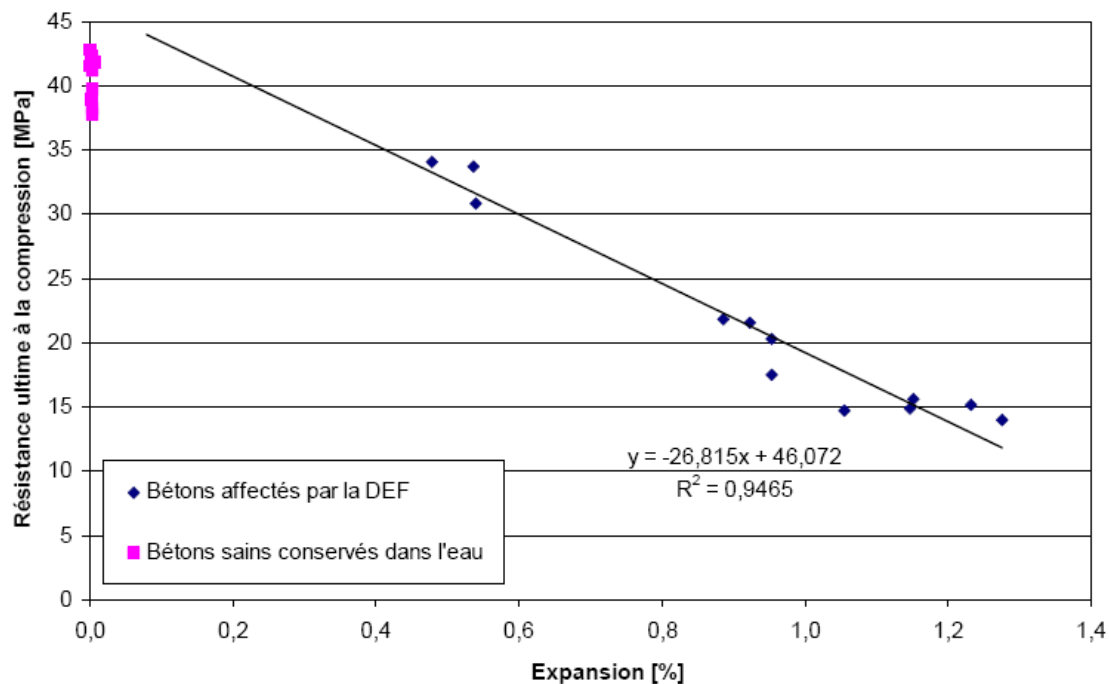


Figure 1-1 Effet de l'expansion à 700 jours sur la résistance en compression d'un béton affecté par la RSI (Brunetaud 2005)

La chute de la résistance de compression est de l'ordre de 50% pour les éprouvettes qui atteignent 1% d'expansion. Cette relation laisse a priori supposer qu'une expansion attribuable à la DEF inférieure à 0,20 % ne devrait pas se traduire par une baisse significative de la résistance à la compression (comme c'est d'ailleurs aussi le cas pour la RAS).

3) Effet macroscopique

Les structures ou composantes de béton atteintes par cette réaction délétère sont affectés dans toute leur masse (surface, cœur) ce qui les distingue essentiellement des pièces agressées par un environnement riche en sulfate (Divet 2001) puisque dans le second cas, l'attaque progresse de la surface vers le cœur. Le suivi des ouvrages malades est basé entre autres sur des examens visuels. Les dégradations sont caractérisées par de nombreuses fissures en surface qui apparaissent après plusieurs années. Les symptômes couramment observés sont proches de ceux constatés sous l'effet d'une réaction alcali-silice, à savoir une fissuration à mailles relativement larges (30 à 40 cm). Cette fissuration est parfois accompagnée d'un bombement de la surface. Les fissures observées au bout de quelques années peuvent atteindre une ouverture millimétrique. A l'origine, des dégradations ont été observées dans des cas spécifiques sur des éléments en béton ayant été durcis par traitement thermique.

IV. Hypothèses sur les mécanismes de la RSI

Le mécanisme de la RSI constitue jusqu'à présent une source de divergence. Cette divergence montre bien que le phénomène de la RSI est assez complexe et nécessite encore beaucoup d'investigations.

Le premier mécanisme d'expansion proposé est fondé sur l'hypothèse de la croissance d'un cristal à l'intérieur du milieu poreux (Heinz et Ludwig 1987 ; Heinz et al. 1989). Ces auteurs ont trouvé une relation entre l'expansion observée et le gain de masse enregistré ; des observations au microscope électronique à balayage (MEB) ont montré qu'il y a une croissance d'ettringite à l'interface pâte/granulat.

Plusieurs auteurs (Shayan et Quick 1991, 1992a, 1992b, 1994) ont associé la RSI à la RAS, ils ont estimé qu'un béton atteint de RAS et chauffé au jeune âge constitue la première cause de désordres dans le domaine du béton. (Johansen et al. 1993) montre que les fissures engendrées par la RAS peuvent se faire dans la pâte de ciment ou dans les granulats et pas à l'interface pâte granulat ainsi il est nécessaire de faire plus d'investigation sur les produits qui se forment sur cette interface. (Marusin 1993-a, 1993-b, 1994-a, 1994-b) a identifié ce produit comme de l'ettringite. L'association systématique entre RSI et RAS n'a pas duré longtemps, en effet les expérimentations faites par (Fu et al. 1997, Lawrence 1995-b, Odler et Chen 1995, 1996) ont montré qu'il peut y avoir de l'expansion sans utilisation de granulat réactif.

Par ailleurs, (Taylor et al. 2001), (Scrivener et al. 1999) et (Famy et al. 2001) ont proposé un mécanisme d'expansion fondé sur une description de la pâte de ciment hydraté. D'après cette description, la seule phase sulfoaluminate présente après l'échauffement est le monosulfoaluminate de calcium hydraté, principalement concentré dans les produits externes d'hydratation de type C-S-H sous forme de nano-cristaux. En fin de période d'échauffement, les C-S-H contiennent alors une quantité importante d' Al_2O_3 et de SO_3 . Lors d'un retour à température ambiante, et sous la condition d'un apport suffisant en eau, les sulfates précédemment adsorbés sur les feuillets de C-S-H sont supposés se libérer pour précipiter sous forme d'ettringite en lieu et place du monosulfoaluminate. Scrivener et Taylor considèrent qu'une expansion homogène de la pâte produit des fissures à la fois dans la pâte et aux interfaces pâte/granulats (Scrivener et al. 2004).

(Diamond 1996) propose de prendre en compte une participation des granulats dans le mécanisme de dégradation de la RSI. En faisant l'interprétation des résultats expérimentaux trouvés par (Yang et al. 1999), Diamond a mis en évidence le rapprochement direct entre le type de granulats, la présence de bandes d'ettringite aux interfaces pâte/granulats et le déclenchement d'expansion. Ainsi il estime que la formation de ces bandes est une condition nécessaire et suffisante pour le déclenchement d'expansions significatives.

(Brunetaud 2005) a élaboré un mécanisme global de la dégradation s'appuyant sur la synthèse des expériences et observations réalisées. Ce mécanisme fait intervenir différents points clefs comme l'expansion homogène de la matrice cimentaire causée par la précipitation de l'ettringite dans les surfaces extérieures aux feuillets de C-S-H. Cette ettringite comprimée dans les C-S-H se dissout pour migrer vers les grains de Hadley et les interfaces pâte / granulat. Ces deux localisations de l'ettringite peuvent alors devenir la source de deux comportements vis-à-vis du gonflement mesurable : l'un linéaire (grain de Hadley), l'autre sigmoïde (interface pâte/granulats).

(Shimada et al. 2005) estime que l'augmentation de température favorise l'hydratation du ciment ce qui provoque une consommation de l'eau contenue dans les pores et une augmentation de la quantité d'alcalins dans la solution interstitielle. Quand la température du béton atteint 55°C à 60°C l'ettringite primaire se décompose partiellement formant du monosulfate ce qui provoque un excès de sulfates. Ceci provoque un déséquilibre dans la quantité de sulfates présents dans la solution interstitielle vis-à-vis du gypse. Ainsi (Shimada et al. 2005) montre que plus la température au jeune âge est importante plus la concentration en sulfate de la solution interstitielle est importante. Lors du retour à la température ambiante la quantité d'alcalins présentes dans la solution interstitielle favorise la reformation d'ettringite dans les pores et par conséquent elle amplifie l'expansion.

Une autre école de pensée est celle de (Metha 1973). Il estime que l'ettringite est expansive suite à des pressions de gonflement d'un gel. La solution sursaturée provoque la précipitation d'un gel colloïdal gonflant. Cette morphologie expansive de l'ettringite n'existe que si la solution est saturée en chaux. La nature colloïdale de l'ettringite est favorisée par les interactions électrostatiques importantes entre les molécules d'eau et la surface de l'ettringite.

Il est vraisemblable que ces théories se complètent et que l'expansion soit un résultat de la combinaison de ces différents processus de formation d'ettringite. La multitude des processus qui peuvent provoquer la RSI démontre bien la complexité du phénomène, ce qui augmente le nombre de facteurs qui influencent sa cinétique et son amplitude.

(Scherer 2004) s'est intéressé à la zone de précipitation de l'ettringite, il a mené une étude basée sur la théorie des pressions de cristallisation. (Scherer 2004) estime que l'ettringite aciculaire qui précipite dans les plus gros pores et dans les fissures ne peut pas développer des pressions de cristallisation significatives et n'est donc pas responsable de l'expansion. L'expansion est essentiellement causée par une précipitation de l'ettringite dans des pores beaucoup plus petits, de dimension nanométrique. Cette précipitation est favorisée par la sursaturation qui permet une pénétration de l'ettringite dans des pores de diamètre 15 nm.

V. Facteurs déterminants de la formation différée de l'ettringite

Plusieurs études expérimentales ont été faites pour définir les différents paramètres qui interviennent dans la formation différée d'ettringite (Lawrence 1995-a, Famy 1999, Heinz et Ludwig 1987, Odler et Chen 1996, Fu et al 1997, Collepardi et Olagot 2004...). Les conclusions de ces études ont montré que la RSI n'est susceptible de se produire à long terme que dans certaines conditions spécifiques, que nous pouvons regrouper en 3 groupes à savoir :

1) Influence de la température au jeune âge

La température au jeune âge a été reconnue comme le facteur le plus influent dans les phénomènes de RSI. (Famy et al. 2002) a conclu que le risque d'expansion de RSI ne peut pas être évité uniquement en jouant sur la composition de ciment, mais peut être éliminé en limitant la température interne du béton. Il est maintenant admis que pour qu'un matériau cimentaire développe une expansion liée à une attaque sulfatique interne, celui-ci doit avoir été porté à une température supérieure à 65°C environ pendant son hydratation (Odler 1996, Fu et al. 1997, Yang et al. 1999, Kelham 1999, Lawrence 1999).

A ce jour, la RSI n'a pas été observée sans exposition, au jeune âge ou après prise, à une température supérieure à 60°C pendant une durée significative. (Hime 1996) a recommandé, dans le cadre de la prévention contre les risques de la RSI, de limiter la température de cure à 70°C ou de préférence à 60°C. Cette démarche de limitation de la température est également à la base des recommandations (LCPC 2007).

Les résultats des expérimentations (Hime 1996) (Brunetaud 2005) (Famy 2002) montrent l'existence d'un seuil de température à partir duquel il y a un risque de RSI. Cette température seuil dépend de plusieurs paramètres comme la composition du ciment, la formulation du béton et il n'y a pas été mis en évidence jusqu'à maintenant de relation entre ces paramètres.

(Heinz et Ludwig 1989) ont montré qu'une augmentation de durée de traitement thermique de quatre heures à trois jours engendre un début d'expansion plus rapide mais réduit l'amplitude des gonflements. (Lawrence 1993) a observé la même chose en augmentant la durée du traitement thermique de 3 heures à 6 heures. (Lawrence 1995a, 1995b) a expliqué cette atténuation d'expansion par l'augmentation de l'adsorption des ions d'aluminium par les C-S-H ce qui empêche la recristallisation de l'ettringite. En contradiction avec ces résultats et interprétations, (Famy 1999) a observé une augmentation de l'expansion en augmentant la durée du traitement thermique de 6 heures à 12 heures. En revanche elle a noté qu'il n'y avait pas d'expansion après 10 jours de traitement, dans ces éprouvettes il a été observé une formation de composés libres riches en aluminates C_2ASH_8 au lieu du monosulfate. (Famy 1999) a conclu qu'une durée modérée d'échauffement augmente le potentiel d'expansion. (Brunetaud 2005) est arrivé à la même conclusion en chauffant des éprouvettes à 85°C pendant 2 heures, 6 heures, 2 jours et 10 jours. En effet les éprouvettes chauffées pendant 2

jours ont développé une expansion plus importante que celles chauffées à 2 heures, 6 heures et 10 jours.

(Fu et al. 1997, Famy 1999, Lawrence 1995-b) estiment qu'une température de cure plus élevée augmente les expansions finales observées. (Fu et al. 1997) ont observé qu'un mortier chauffé à 90°C développe plus d'expansion que celui chauffé à 80°C. Dans la figure 1-2, on présente un extrait de ces résultats expérimentaux.

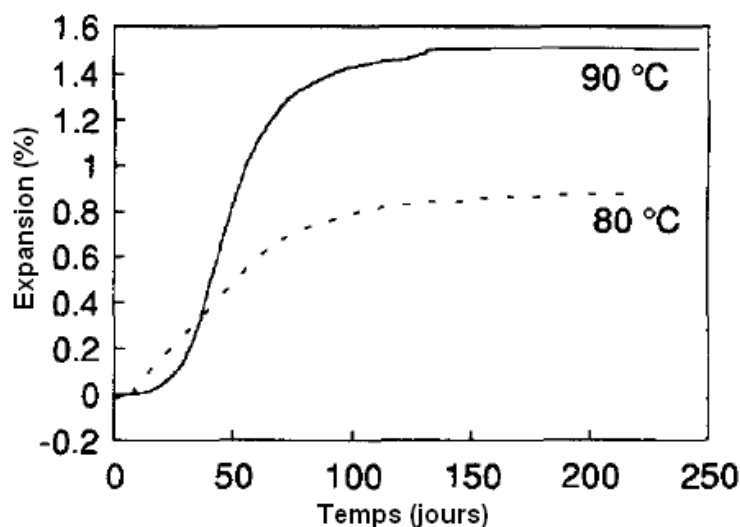


Figure 1-2 Expansion d'un mortier chauffé pendant 12 heures à 90°C et 80°C (Fu et al. 1997)

Après prise du béton à chaud, un retrait gêné peut aussi se produire en raison des gradients thermiques, lors du refroidissement, induisant de ce fait des contraintes mécaniques qui peuvent conduire à la fissuration des ouvrages. Cette fissuration de la matrice est reconnue comme augmentant la cinétique d'une expansion due à la DEF : la période d'induction est notamment fortement réduite (Petrov et Tagnit-Hamou 2004) (Colleparadi et Olagot 2004) (Fu et Baudoin 1996), ce qui peut être dû à la hausse de perméabilité et donc de l'apport d'eau dans la matrice (Soroushian et al. 2004). Cette microfissuration n'est par contre pas considérée comme un paramètre déclenchant vis-à-vis de la DEF et peut même réduire l'amplitude finale d'expansion voire totalement l'annuler (Petrov et Tagnit-Hamou 2004).

2) Influence des conditions de conservation

Les conditions de conservation post-cure modifient les expansions induites par la DEF. En effet, l'eau est le milieu réactionnel nécessaire au déroulement de la réaction sulfatique. Il intervient aussi bien dans les processus de transfert que dans la formation des produits de réaction.

Les travaux de (Heinz et Ludwig 1987) ont montré l'importance de l'humidité relative du milieu de conservation par des mesures de poids, de fréquence de résonance, d'expansion. Pour les éprouvettes de mortier conservées soit dans des enceintes d'humidité variable (60, 70, 80, 90 et 100 %) soit dans l'eau, seuls les échantillons conservés dans l'eau ont gonflé. Les réactions de dégradation ont commencé 28 jours après le gâchage de ces échantillons alors que les autres sont restés stables pendant un an.

Dans le même contexte (Lawrence 1995-b, Odler 1996, Famy 2001) ont montré qu'aucune expansion n'était observée en dessous de 90 % d'humidité relative. Au contraire une humidité relative supérieure à 90 % permettait le développement d'expansion après un an d'induction. Les expansions finales sont plus élevées et les temps d'induction plus courts lorsque les échantillons sont conservés dans l'eau plutôt qu'à 100% d'humidité relative. Les résultats des expansions de ces expérimentations sont montrés dans la figure 1-3.

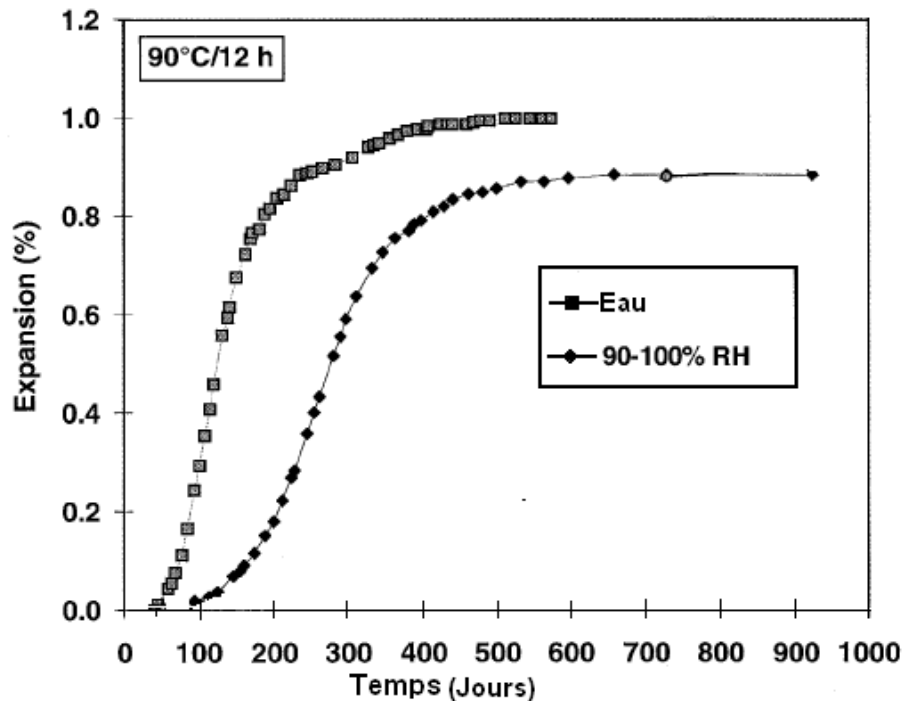


Figure 1-3 Expansion d'un béton conservé dans l'eau et entre 90% - 100% d'humidité (Famy et al. 2001)

(Graf-Noriega 2007) a mené des expérimentations afin de montrer l'effet exact de l'humidité sur les expansions de barres de mortier. Pour cela, il a mis des éprouvettes à 100 %, 97 %, 92 %, 90 %, 84 %, 80 %, 75 % et totalement immergées dans l'eau. Les résultats de cette étude sont représentés dans la figure 1-4.

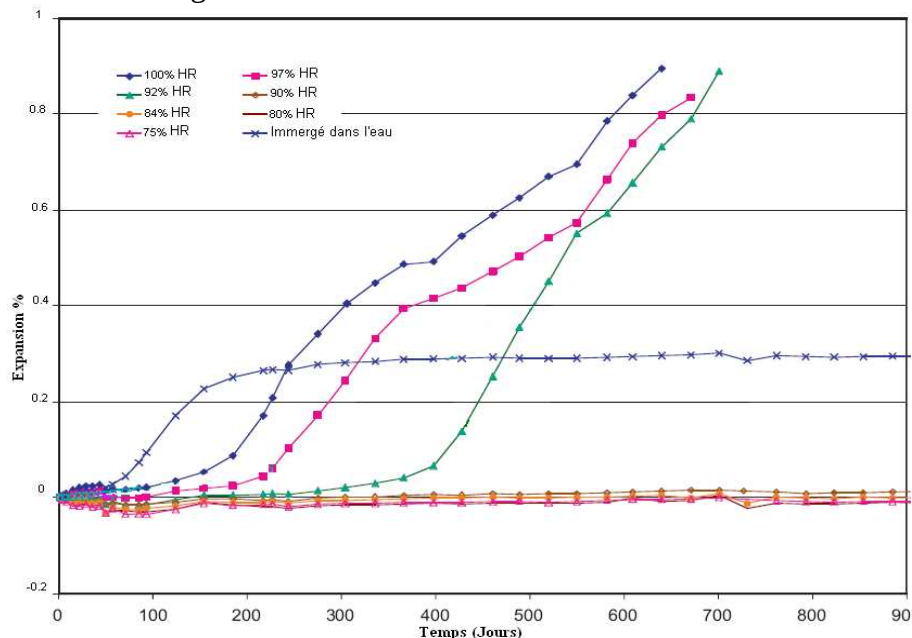


Figure 1-4 Variation de l'expansion selon le degré d'humidité (Graf-Noriega 2007)

Le début de l'expansion est observé sur les éprouvettes totalement immergées dans l'eau. Ce gonflement se stabilise vers 0,27 %. Après un certain temps, les éprouvettes soumises à 100 %, 97 % et 92 % ont fait successivement de l'expansion pour atteindre 0,9 % après 600 jours. Les éprouvettes soumises à 90 %, 84 % et 80 % n'ont pas gonflé. A partir ce travail on peut

tirer deux conclusions. Premièrement, plus le taux d'humidité du milieu de conservation est élevé plus il y a de l'expansion. Deuxièmement, la conservation dans l'eau provoque une diminution de l'expansion, ce deuxième point est contradictoire avec (Lawrence 1995-a, Odler 1996, Famy 2001), ainsi il est nécessaire de faire plus d'investigation sur l'effet de l'apport en eau sur l'expansion induite par la RSI. Les conditions expérimentales mises en œuvre par les différents auteurs et les ambiguïtés entre contrôle de l'humidité relative, de l'immersion ou de la saturation, ne permettent en effet pas toujours de dissocier l'effet de l'eau de celui de la teneur en alcalins au sein de la solution interstitielle.

La température de conservation des matériaux influe sur la cinétique l'expansion finale. Ainsi, (Famy 1999) a montré que des prismes de mortier à 20°C préalablement soumis à une cure à la vapeur développaient des expansions après un temps d'induction. (Pavoine 2003) a de même conclu qu'une température de conservation de 23°C est plus favorable à l'apparition de DEF que 38°C. Comme pour les alcalins, la température est un paramètre majeur vis à vis des équilibres chimiques, qui se traduit par des modifications de la cinétique et des mécanismes mis en jeu lors de la DEF.

3) Paramètres liés à la formulation du béton

i. L'influence de la composition du ciment

Les sulfates et les aluminates interviennent directement dans le mécanisme réactionnel pour former de l'ettringite. Par conséquent la RSI n'est possible que si le ciment utilisé contient suffisamment d'aluminate tricalcique ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ ou C_3A) et de sulfates SO_3 .

Aussi la teneur en alcalins a une grande influence sur l'évolution de la RSI. (Heinz et al. 1999) (Hime et Marusin 1999) ont donné un seuil d'alcalin équivalents égale à 1% au-delà de laquelle le ciment présente un risque de RSI.

(Lewis et al. 1995) a étudié l'impact de la teneur en alcalin sur le comportement macroscopique d'un mortier. On présente dans la figure 1.5 l'expansion d'une éprouvette fabriquée avec et sans ajout d'alcalin.

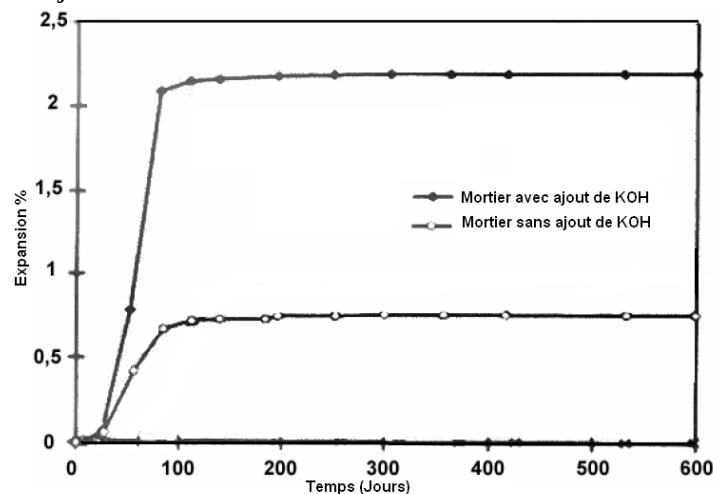


Figure 1-5 Expansion de mortier avec et sans ajout d'alcalin (Lewis et al. 1995)

On remarque qu'une éprouvette de mortier avec un ajout d'alcalin a une expansion finale trois fois plus importante qu'une éprouvette sans ajout d'alcalin.

Plusieurs chercheurs se sont intéressés à établir une corrélation entre le taux d'alcalin, la teneur en sulfates et l'expansion observée. (Heinz 1986) a estimé que le rapport $\text{SO}_3/\text{Al}_2\text{O}_3$ peut être un critère pour étudier la réactivité d'un ciment vis-à-vis de la RSI, (Day, 1992) montre que l'utilisation de ciments ayant un rapport $\text{SO}_3/\text{Al}_2\text{O}_3$ supérieur à 0,7, pour certains

traitements thermiques et conditions d'exposition, peut aboutir à la formation d'ettringite expansive et donc à la détérioration du béton. (Zhang et al. 2002) montre que il y n'a pas de RSI si le rapport $\text{SO}_3/\text{Al}_2\text{O}_3$ est inférieur à 0,8 et qu'il y a au contraire un grand risque si ce rapport est dans le domaine optimal autour de 1,1.

(Heinz et al., 1989) (Lawrence 2002) utilisent par la suite le rapport $(\text{SO}_3)^2/\text{Al}_2\text{O}_3$, où la quantité d'alumine est celle contenue uniquement dans l'aluminate tricalcique, pour déterminer l'amplitude de l'expansion. Ils suggèrent un rapport $(\text{SO}_3)^2/\text{Al}_2\text{O}_3$ de sécurité de 2. En dessous, les ciments ne sont pas sujets à la formation différée de l'ettringite. Au-delà d'un rapport $(\text{SO}_3)^2/\text{Al}_2\text{O}_3$ de 2, l'expansion augmente fortement puis diminue à nouveau à partir de rapports très élevés. En d'autres termes, il existe une valeur de pessimum pour le rapport $(\text{SO}_3)^2/\text{Al}_2\text{O}_3$.

(Colleparidi et Olagot 2004) suggère qu'un taux élevé de sulfates (supérieur à 2%) dans le clinker accélère d'une façon considérable l'expansion. (Lawrence 1993) a suivi des éprouvettes faites de 41 dosages de béton différents, il est arrivé à la conclusion que le taux de SO_3 , CaO , MgO et Na_2O sont des paramètres importants pour la prédiction de l'expansion finale et que l'augmentation du taux de C_3A diminue l'expansion. (Taylor 1994) affirme que $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$, Na_2O , SO_3 et MgO sont les paramètres critiques pour les expansions et les valeurs seuils sont respectivement égales à 0,83%, 0,22%, 3,6% et 1,6 %.

(Kelham 1996) a examiné l'effet de la finesse du ciment sur l'expansion finale, il a conclu qu'une augmentation de la surface spécifique engendre une augmentation de l'expansion.

Plusieurs modèles ont été présentés dans la littérature pour prédire le risque ou l'amplitude de l'expansion, nous présentons ces modèles dans le chapitre 3 « modélisation chimico-mécanique des effets de la RSI ».

ii. La nature des granulats

Dans le cas de la réaction alcali-silice, les granulats jouent un rôle principal car ils apportent de la silice réactive. Dans le cas de la RSI, ce rôle n'est pas encore parfaitement identifié. Certaines études montrent l'impact de la nature des granulats (siliceux ou calcaires) sur les expansions liées à la RSI. (Grattan-Bellew et Beaudoin 1998), (Lawrence 1993), (Lawrence 1995-b) (Duszak et Kurdowski 2002), (Lewis 1996) ont étudié l'effet de la composition des granulats sur l'expansion observée, ils concluent de ces recherches que l'utilisation de granulats calcaires en substitution de granulats siliceux atténue l'amplitude de l'expansion observée, mais leur rôle inhibiteur ou retardateur qui pourrait être associé à une meilleure compacité de l'interface pâte-granulats n'est pas clair.

La dimension des granulats joue aussi un rôle important sur les expansions, (Fu et al. 1997) a remarqué que des barres de mortier fabriquées avec du sable siliceux fin font une expansion plus importante qu'un mortier fabriqué à partir d'un gros sable calcaire. (Grattan-Bellew et Beaudoin 1998) a remarqué que les expansions sont inversement proportionnelles à la taille des granulats siliceux. Ainsi une augmentation de la surface des granulats favoriserait la formation d'ettringite aux interfaces, ce qui augmente le taux d'expansion.

Le coefficient de dilation thermique des différents types de granulat peut aussi avoir une influence sur l'expansion. (Grattan-Bellew et Beaudoin 1998) a remarqué une expansion uniquement dans du béton fait avec des granulats de quartz et non pas avec des granulats de calcaire, granite ou basalte. En effet, le coefficient de dilation thermique du quartz ($11 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$) est supérieur à celui du basalte ($7,8 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$), du granite ($5,8 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$) et du calcaire ($4,2 \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$). Lors du traitement thermique le quartz cause des déformations suffisantes pour créer des microfissurations dans le béton, ce qui favorise la pénétration d'eau et accélère la réaction.

(Brunetaud 2005) a fait les mêmes constatations en étudiant la différence entre les coefficients de dilatation des granulats siliceux, calcaire et de la pâte de ciment. Vu que le coefficient de

dilatation des granulats siliceux est supérieur à celui de la pâte, au retour à la température ambiante, il y a une probabilité significative de création d'un léger vide à l'interface de la pâte de ciment et du granulat, ceci ne peut pas se produire pour les granulats calcaires dont le coefficient est inférieur à celui de la pâte de ciment.

iii. Le rapport E/C

Le rôle exact par lequel le rapport E/C intervient dans le développement de la formation différée de l'ettringite ne fait pas encore l'unanimité. Les observations des différents auteurs sont parfois contradictoires. (Heinz, 1986 ; Heinz et Ludwig 1987,1989) étaient les premiers à étudier l'effet du rapport E/C en faisant varier ce rapport de 0,4 à 0,7. Ils n'ont pas remarqué une relation entre ce rapport et les expansions observées mais ils suggèrent qu'une faible porosité engendre une diminution des expansions. (Odler 1995) a remarqué la même chose en faisant varier E/C de 0,5 à 0,4. (Ouyang et al. 1988) observent une diminution des expansions avec une diminution du rapport E/C et attribuent cet effet à la baisse des transferts hydriques et ioniques. A l'opposé, les résultats de Lawrence (Lawrence 1995-b) tendent à montrer qu'abaisser le rapport E/C ralentit de manière importante les expansions induites par la RSI mais augmente l'amplitude finale d'expansion. De même, (Stark et al.1992) concluent qu'abaisser le rapport E/C augmente les expansions, et attribuent cet effet à la diminution du volume des vases d'expansions.

Chapitre 2. Problèmes posés par les ouvrages atteints de RSI

I. Bilan des ouvrages touchés par la RSI :

Le premier cas reconnu où la formation différée d'ettringite est considérée comme l'origine principale des détériorations correspond à des traverses de chemin de fer préfabriquées en béton ayant subi un traitement thermique, dans les années 1980 (Heinz et al. 1989). Cette pathologie d'abord détectée dans les traverses de chemin de fer en Allemagne dans le début des années quatre-vingt, s'est avérée présente aussi dans d'autres ouvrages dans le monde comme en Finlande (Tepponen et al. 1987), au Canada (Inderwick 1972), aux USA (Mielenz R. 1995), en Suède (Berntsson et al. 1988), en Australie (Shayan et al. 1992)... Les premiers désordres sont apparus après plusieurs années d'utilisation, généralement en moins de dix ans, et il s'agit toujours de traverses de chemins de fer exposées à l'humidité. En effet les mêmes traverses mises en place dans les tunnels ne présentent pas à la même période de signes d'altération. Dans certains cas, la RSI est associée à d'autres mécanismes de dégradation du béton tels que le gel-dégel ou la réaction alcali-silice.

La RSI a aussi été identifiée dans des pièces massives en béton coulées en place. Cela concerne notamment des fondations de pylônes de ligne électrique au Etats-Unis (Lawrence 1999 et Hime 1996) et en Italie (Colleparidi 1999). Ces désordres sont apparus entre trois et huit ans après le coulage du béton. Une importante expertise d'ouvrages d'art a été réalisée en Grande-Bretagne, qui a révélé vingt-trois cas de parties de ponts touchées par la RSI : fondations, culées, chevêtres, murs en aile (Hobbs 2001). Ces bétons ont été coulés le plus souvent durant les périodes d'été et comportent un fort dosage en ciment (entre 420 et 550 kg / m³) ainsi que des teneurs élevées en alcalins (supérieures à 4 kg/m³). Il s'agit généralement de pièces de grande épaisseur (au moins 60 cm). La température maximale atteinte dans les pièces en béton a été estimée proche de 80°C.

En France, la découverte de la RSI et de ses manifestations délétères est récente, avec les premiers cas identifiés vers 1995 (pont d'Ondes). Ce phénomène a été principalement observé dans les pièces massives de ponts en béton coulées en place et lors de fortes chaleurs d'été (Divet 2001 et Divet 1998). Les ponts malades, pour ceux dont la RSI est la pathologie de gonflement avérée unique, répertoriés en France par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, sont pour l'instant peu nombreux de l'ordre de quelques dizaines. Ils présentent cependant pour plusieurs d'entre eux une importance significative au sein du réseau routier. Par ailleurs RSI et RAG sont concomitantes pour un nombre significatif de petits ouvrages et quelques barrages. D'une manière générale, la manifestation de désordres peut être visible sur

un ouvrage situé en France métropolitaine entre cinq et dix ans après la construction. Ces désordres n'affectent jamais la totalité de l'ouvrage mais essentiellement (au moins au stade où ces pathologies deviennent détectables et prises en charge) les parties massives exposées à l'humidité ou à des venues d'eau. Un échauffement important des bétons a toujours été estimé dans les cas étudiés, résultant de la géométrie de la pièce, de la période de coulage (en été) et d'un fort dosage en ciment, les températures maximales atteintes dépassant souvent 70°C. Aujourd'hui, la norme européenne NF EN 13-230 (AFNOR NF EN 13-230, 1999) précise les modalités à respecter en termes de traitement thermique de manière à éviter ce type de pathologie aussi dans le même contexte on cite « les recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne » (LCPC 2007) et le (fascicule 65 1986) qui propose des méthodes afin de limiter le risque d'apparition des désordres liés à la RSI.

A l'heure actuelle, la tendance est à la multiplication des ouvrages atteints de cette pathologie vu que plusieurs ouvrages comportant des éléments massifs et importants ont été construits dans les années quatre-vingt-dix et deux mille sans tenir compte de recommandations élaborées récemment sur la limitation de la température au jeune âge et le choix de la composition du ciment.

On peut citer comme exemples d'ouvrage en France atteint de la RSI les piles du Pont d'Ondes (figure 2-1 et figure 2-2) (Divet 2001) ou les extrémités du chevet du Viaduc de Fozzières. On montre dans la (figure 2-3) (Divet 2001) quelques exemples de désordre induit par le gonflement de la RSI.



Figure 2-1 Vue générale du pont d'Onde



Figure 2-2 Désordres sur la culée du pont d'Onde



Figure 2-3 Exemple de désordre induit par la RSI sur les structures

II. Gestion des ouvrages atteints

Les études déjà réalisées sur la RSI laissent penser qu'un nombre d'ouvrages non négligeable sont susceptibles d'être atteints dans les années futures. Devant la multitude des ouvrages et l'importance des dégâts causés par le phénomène, il convient pour un gestionnaire d'ouvrages d'être capable d'identifier cette pathologie (Godart et al.1999), d'évaluer l'aptitude au service et la capacité portante résiduelle de la structure à un instant donné (LCPC 2003), de prévoir son évolution au cours du temps, d'envisager des solutions de réparations et/ou de reconstruction et de minimiser les risques de RSI dans des ouvrages neufs (LCPC 2007).

La réponse à ces objectifs nécessite de comprendre de manière fine la pathologie mais également d'évaluer les effets mécaniques de celle-ci sur le comportement des structures atteintes. Des études préexistantes ont permis de mettre en évidence certaines propriétés de la RSI, principalement à l'échelle microscopique (Brunetaud 2005, Divet 2001, Pavoine 2003) mais également à l'échelle macroscopique (Famy 1999, Petrov 2003, Zhang et al. 2002). Dans le cas des ouvrages existants, les outils de recalcul disponibles consistent à effectuer des calculs de résistances des matériaux en faisant une analogie entre la déformation chimique et déformation thermique, ou utilisé la méthode des éléments finie en appliquant une déformation de type RAS. Ces outils ont montré leurs limites dans cas de la RSI, soit parce qu'ils sont utilisables uniquement dans le cas unidimensionnel et pas plus, soit parce qu'ils n'appréhendent pas d'une façon correcte la variation du potentiel de gonflement dans la structure. Ainsi, ces outils rendent encore difficile la prévision de l'évolution du comportement des ouvrages. De multiples questions restent en suspens, en particulier :

- Pour un ouvrage donné quelle sont les zones susceptibles de développer une expansion ?
- Quel sera le niveau et la durée de l'expansion ?
- Quel est le niveau de contraintes dans l'ouvrage et sur ses appuis ?

Pour les gestionnaires d'ouvrages, une méthodologie permettant la réévaluation des marges de sécurité résiduelle et l'orientation des stratégies de maintenance et réparation serait d'une grande aide. La gestion des ouvrages en béton atteints de RSI ne peut en effet se faire de façon optimisée que si l'on connaît de façon réaliste les effets structuraux (déplacements, endommagements, contraintes induites dans les armatures, capacité portante résiduelle). Ces effets structuraux dépendent d'une part de l'amplitude de la réaction et d'autre part des contraintes mécaniques et environnementales appliquées sur l'ouvrage (température, humidité, état de contrainte). L'appréhension des effets structuraux par un modèle numérique est alors un moyen prometteur pour comprendre le fonctionnement de l'ouvrage.

La modélisation des effets mécaniques de cette pathologie sur des structures du Génie Civil à partir de la connaissance des phénomènes à l'échelle microscopique est rendue difficile par la complexité des mécanismes sous-jacents à la formation différée d'ettringite.

Ainsi, les modèles dits macroscopiques semblent plus adaptés à ce type de phénomènes. Afin de développer ou de valider ce type d'outils numériques, il est nécessaire de comprendre précisément les effets mécaniques de cette pathologie (et des gonflements qu'elle induit), d'identifier et de quantifier les couplages pouvant exister entre les gonflements de RSI et différents facteurs et enfin d'identifier et évaluer les paramètres pouvant être utilisés comme données d'entrée pour les modèles.

Le but de ce travail est de construire un modèle permettant de recalculer des structures dégradées par la réaction sulfatique interne. Ce modèle se place dans la continuité des travaux de modélisation d'autres réactions de gonflement comme la réaction alcali-silice. Cette modélisation inclut deux aspect fondamentaux : 1°) la cinétique de formation et d'expansion de l'ettringite ; 2°) la réponse mécanique du matériau à cette expansion interne d'origine chimique. Des lois de couplage inspirées des résultats d'expériences sur bétons atteints de RSI ou RAS sont proposées ; elles sont nécessaires pour relier les expansions observées en

conditions standards, identifiées sur le matériau étudié pour rendre compte de son « moteur chimique » particulier, et les déformations d'origine chimique dans d'autres conditions. L'ajustement de ces lois nécessite des données expérimentales qui ne sont pas toutes actuellement disponibles dans la littérature.

Chapitre 3. Modélisation des réactions de gonflement du béton d'origine interne

I. Introduction

Depuis l'apparition des premiers cas d'endommagement attribués à la formation différée de l'ettringite, de nombreuses études ont été entreprises pour comprendre, expliquer et prédire les causes du ou des mécanismes et le risque de formation différée de l'ettringite. Dans ce chapitre on présente tout d'abord une vue générale sur les modèles développés dans la littérature pour prédire l'expansion d'un béton atteint de RSI. Dans une deuxième partie, on présente différentes modélisations de la RAG. On utilisera la modélisation faite pour la RAG comme base pour notre modélisation de RSI. En effet, ces deux pathologies présentent de nombreuses similitudes, en particulier pour ce qui concerne leurs conséquences mécaniques, mais aussi les couplages avec l'humidité relative. Il est donc intéressant de tirer profit des nombreuses recherches faites sur la modélisation de la RAS ((Poyet 2003) (Li et al. 2004) (Larive 1998) (Grimal 2007)...) pour développer notre modèle.

II. Modélisation de la RSI

1) Prédiction d'une amplitude de réaction vis-à-vis d'une démarche de prévention

En se basant sur des résultats essais expérimentales faites soit sur des mortiers, des pâtes de ciment ou sur du béton, plusieurs auteurs ont proposé des relations entre les différents constituants du matériau et l'effet mécanique induit par gonflement. Ainsi plusieurs auteurs ont présenté des modèles pour la prédiction de l'expansion libre finale ou le risque de la RSI.

Kelham (Kelham 1996) a proposé une équation qui prédit l'expansion des mortiers causée par la RSI dont l'étuvage est réalisé pendant 12 heures à 90°C. Cette équation est fonction de la composition du ciment. Elle s'écrit sous la forme suivante :

$$\text{Risque (90°C)} = 0,00474 * SSB + 0,0768 * MgO + 0,217 * C_3A + 0,0842 + C_3S + 1,267 * Na_2O_{equi} - 0,737 * ABS(SO_3 - 3,7 - 1,02 * Na_2O_{equi}) - 10,1$$

Avec : SSB : surface spécifique Blaine du ciment (m²/g), MgO : teneur en MgO du ciment (%), C₃A : teneur en C₃A (%) du ciment, calculée à partir de la formule de Bogue, C₃S :

teneur en C_3A (%) du ciment, calculée à partir de la formule de Bogue, NaO_{equi} : teneur en alcalins équivalents (%), $ABS(x)$: valeur absolue de x .

Si le résultat de cette équation est inférieur à 0 alors il n'y a pas de risque, sinon la valeur obtenue est égale à l'expansion finale. Dans cette relation, les paramètres interviennent de manière découplée, sauf en ce qui concerne les alcalins et les sulfates ; les expansions augmentent avec la finesse du ciment et les teneurs en MgO , C_3A et C_3S du ciment. Ce modèle est très limité dans ses utilisations, car il n'a été calibré que pour un seul type d'étuvage.

Dans le même contexte Lawrence (Lawrence 1995-a) définit plusieurs modèles plus généraux. Ces modèles ont été calibrés sur des essais réalisés sur mortiers fabriqués à partir de 50 ciments et étuvés à $100^\circ C$ pendant 3 heures. Les modèles proposés sont ceux qui permettent d'approcher au mieux les expansions calculées pour une échéance de mesure. Chaque modèle correspond à une échéance de mesure.

Le modèle le plus complet prend en compte quatre paramètres de la composition du ciment ainsi que sa surface spécifique. Les coefficients sont exprimés à partir des expansions mesurées après 200 jours d'immersion.

$$\text{Expansion}(\%) = 2.376 \pm 2.678 + 0.369 \pm 0.063 * SO_3 + 0.00085 \pm 0.00037 * SSA - 0.054 \pm 0.041 * CaO + 0.481 \pm 0.489 * Na_2O_{equi} - 0.0289 \pm 0.0115 * C_3A$$

(Zhang et al. 2002) propose un indice basé sur les taux de sulfates d'alcalins et d'aluminates; cet indice à la forme suivante :

$$\text{DEF- indice} = (SO_3/AlO_3)_{molaire} * ((SO_3 + C_3A)_{Bogue}/10) * (\%Na_2O_{equi})^{1/2}$$

Les valeurs du DEF-indice supérieures à 1,2 induisent systématiquement la RSI; en revanche si l'indice DEF est inférieur à 0.8 il n'y a pas de risque de gonflement. Cette relation empirique est seulement valable pour un béton soumis à un traitement thermique à $85^\circ C$ et conservé à 100 % d'humidité. Les valeurs-seuils de cet indice sont difficiles à déterminer et dépendent de l'état de conservation du béton.

(Brunetaud 2005) a étudié l'influence des paramètres : température et durée d'échauffement, rapport E/C, type de granulats, composition et finesse du ciment sur les expansions induites par la DEF ainsi que leur impact sur les caractéristiques mécaniques du matériau. Sa campagne, conçue sur le principe des plans d'expériences, a permis de mettre en évidence le rôle majeur de certains paramètres et surtout de montrer que les interactions, notamment entre la température et la durée de l'échauffement, sont de première importance.

Le dépouillement des plans fournit des modèles empiriques capables de reproduire les réponses obtenues sur la totalité du champ expérimental parcouru :

$$\text{Exp}(700\text{jours})(d,a,t,e,g) = 0,072d - 0,056d^2 + 0,081a + 0,439t + 0,041a^2d + 0,377td^2 - 0,180td^2 - 0,184td^3 + 0,068ta - 0,063tad - 0,054tad^2 - 0,048ta^2 - 0,062e - 0,315g + 0,070ed^2 + 0,032ed^3 - 0,336gd + 0,090gd^2 + 0,124gd^3 + 0,031ge - 0,072ged - 0,043ged^2 (\%)$$

$$\text{Exp}(250\text{jours})(s,a,b,t) = 0,140 + 0,082s + 0,064a + 0,037b + 0,038t + 0,039sa + 0,020sb + 0,019st + 0,017ab + 0,009sab - 0,018sat (\%)$$

Avec a , b , d , t , s , e , g : indicateurs relatifs respectivement à la teneur en alcalin, surface Blaine, durée du palier, température, teneur en sulfate, rapport E/C, type de granulats.

Ces deux modèles fournissent respectivement les valeurs des expansions à 700 jours et 250 jours.

Tout ces modèles de prédiction à partir de la compositions sont un outil de prévention contre la RSI. Ils sont très utiles pour le fournisseur de béton et l'utilisateur afin d'évaluer la réactivité de la formulation vis-à-vis de la RSI en fonction des conditions d'utilisation et des constituants. Ces modèles ne tiennent que partiellement compte de plusieurs paramètres qui sont nécessaires pour le déclenchement de la réaction, tels que l'élévation de température au jeune âge ou l'environnement de conservation du béton. Ils ne donnent aucune idée sur la cinétique de la réaction. Ceci rend leur utilisation pour le recalcul des structures très limitée.

2) Modèle d'avancement de la réaction

Le modèle d'avancement de (Brunetaud 2005) se base sur la constatation que les courbes d'expansion du béton atteint par la RSI ne se révèlent pas symétriques puisque l'expansion semble plutôt se stabiliser sur une faible vitesse constante que sur une valeur finie. Pour tenir compte de cette pente résiduelle, le modèle est enrichi d'une partie amortie. Cette partie linéaire est corrigée par le rapport $\frac{\tau_c}{\tau_l}$ qui exprime le fait que plus la courbure du « S » est marquée, plus la pente résiduelle est faible. Finalement, un bon compromis entre précision du modèle et nombre de degrés de liberté nécessaires à sa définition consiste à utiliser le modèle suivant :

$$\xi(t) = \frac{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_c}\right)}{1 + \exp\left(-\left(\frac{t - \tau_l}{\tau_c}\right)\right)} \left(1 + \frac{\varphi}{\delta + t}\right) \quad (3.1)$$

Avec $\varphi = \tau_c \alpha\left(\frac{E}{C}\right) \beta$ et $\delta = \tau_l \beta$

Rôle de chaque paramètre :

- $\xi(t)$ est l'avancement de la réaction de gonflement, cette variable comprise entre 0 et 1 permet de traduire l'état d'avancement de la RSI dans le béton entre son état initial ($\xi(t) = 0$) et son état final ($\xi(t) = 1$).
- τ_c et τ_l sont respectivement le temps caractéristique et le temps de latence.
- $\alpha_{(E/C)}$ permet de jouer sur la proportion relative de la fraction purement sigmoïde et de la fraction sigmoïde linéaire de la courbe d'expansion. Ce paramètre a été calibré pour deux valeurs, une pour chaque rapport E/C : $\alpha(0,48) = 0,0065$ et $\alpha(0,35) = 0,0160$.
- β permet de moduler l'amortissement de la fraction linéaire de la courbe. $\beta = 3$ permet d'obtenir une bonne simulation de la courbe d'expansion dans le cas des bétons étudiés par (Brunetaud 2005)

Cette équation présentée par (Brunetaud 2005) et en partie inspirée des travaux de (Larive 1998) sur la RAS. Elle permet d'améliorer la représentation de l'évolution de la réaction en fonction du temps en tenant compte d'une direction asymptotique en fin de réaction. Mais le fait de fixer les paramètres α et β à des valeurs positives connues, crée des problèmes de cohérence avec la théorie thermodynamique, vu que l'avancement peut dépasser un ou être négatif. Dans la partie modélisation, nous allons nous inspirer de cette forme d'équation pour modéliser l'avancement de la réaction, mais il y a lieu d'imposer des contraintes aux valeurs prises par φ et δ pour conserver une signification physique raisonnable à ce modèle.

3) Modèle basé sur la mécanique des milieux continus :

(Garboczi 1997) a présenté un modèle pour l'expansion due à la RSI en considérant que cette expansion se manifeste toujours à l'interface pâte de ciment/granulat. Pour cela il considère le béton comme étant formé de granulats de forme sphérique de rayon a entourés d'une

couche d'ettringite de rayon extérieur s et plongés dans une matrice cimentaire sphérique de rayon b . Une représentation des trois phases est montrée dans la figure 3-1.

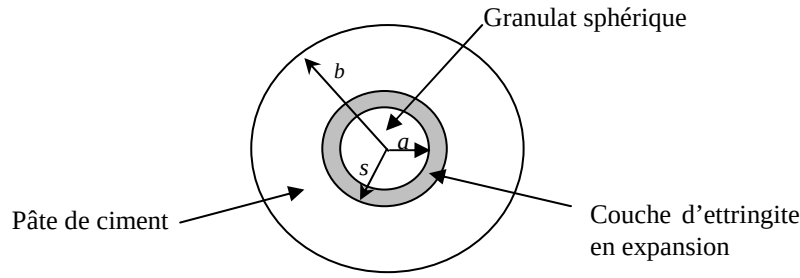


Figure 3-1 Les phases du modèle

- Phase 1 : La matrice cimentaire : $s < r < b$
- Phase 2 : Une couche d'ettringite formée autour du granulat $a < r < s$
- Phase 3 : Un granulat sphérique $0 < r < a$

En considérant que chaque phase i ($i=1$ à 3) est caractérisée par un module de compressibilité K_i , un module de cisaillement G_i et une déformation ε_i^0 , le champ de contraintes dans la cellule est donné par les relations suivantes :

$$\sigma_{rr} = \left(K_i + \frac{4}{3}G_i\right) \frac{\partial u}{\partial r} + 2\left(K_i - \frac{2}{3}G_i\right) \frac{u}{r} - 3K_i \varepsilon_i^0 \quad (3.2)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \left(K_i + \frac{2}{3}G_i\right) \frac{\partial u}{\partial r} + \left(2K_i - \frac{2}{3}G_i\right) \frac{u}{r} - 3K_i \varepsilon_i^0 \quad (3.3)$$

Où u représente le déplacement radial fonction du rayon r . En supposant que le déplacement u a la forme $u = \alpha_i r + \frac{\beta_i}{r^2}$ avec α_i et β_i des constantes différentes pour chaque phase, en utilisant les conditions aux limites et la continuité des phases et en considérant l'ettringite comme une couche sur la surface extérieure de granulat produisant une déformation $\varepsilon_2^0 = \varepsilon$ avec $\varepsilon_1^0 = \varepsilon_3^0 = 0$, on obtient la valeur des différents paramètres :

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon \frac{15}{2} \frac{h}{a} c}{5 + 3c} ; \beta_1 = b^3 \alpha_1 ; \alpha_3 = \frac{5\varepsilon \frac{h}{a} c}{5 + 3c} \quad (3.4)$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{2} \frac{\varepsilon \left(5 + 3c + 15 \frac{h}{a} c\right)}{5 + 3c} ; \beta_2 = -\frac{1}{2} \varepsilon a^3 \frac{\left(5 + 3c + 9 \frac{h}{a} c\right)}{5 + 3c} \quad (3.5)$$

Avec h l'épaisseur de la couche d'ettringite autour d'un granulat et c la fraction volumique de la phase granulaire $c = \frac{a^3}{b^3}$.

Ce modèle permet d'avoir, à l'échelle locale, les déplacements et les contraintes dans chaque direction des différents points qui constituent chaque phase. Ce modèle permet aussi de prévoir l'apparition des fissures qui peuvent se former à l'interface ettringite / pâte de ciment. L'ouverture de ces fissures est proportionnelle à l'épaisseur h de la couche d'ettringite formée. Ce modèle est conçu à partir de l'hypothèse simplificatrice de matériaux élastiques linéaires et isotropes. De plus, considérer que les granulates sont tous sphériques engendre une erreur non négligeable dans les calculs. Une autre limite de ce modèle est qu'il suppose que l'ettringite ne se forme qu'autour du granulat avec une épaisseur constante alors qu'en réalité

celle-ci se développe aussi dans les pores et les fissures et autour des granulats avec une épaisseur variable. Ce modèle peut être généralisé en considérant plusieurs granulats sphériques et permet d'étudier le comportement macroscopique en utilisant une technique d'homogénéisation.

Dans le même contexte, (Barbarulo 2002) propose un modèle de gonflement de l'ettringite dans le but d'expliquer la différence de comportement entre les pâtes et les mortiers. Pour cela il considère un granulat de rayon R_i enveloppé dans la pâte de ciment de rayon externe R_e . L'expansion de l'ettringite au sein du mortier provoque l'apparition d'un espace entre la pâte et le granulat. On a alors précipitation préférentielle de l'ettringite à l'interface pâte / granulats qui ne fait que combler cet espace. Mais l'ettringite précipitant à l'interface pâte / granulat exerce des pressions de gonflement qui se répercutent sur la pâte. (Barbarulo 2002) mène un calcul mécanique en élasticité linéaire, en résolvant l'équation de Saint-Venant :

$$(\lambda + 2\mu)\text{grad}(\text{div } u) - \mu(\text{rot}(\text{rot}(u))) = 0 \quad (3.6)$$

Avec les coefficients de Lamé $\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ et $\mu = \frac{E}{2(1+\nu)}$ calculés à partir du module d'Young et le coefficient de Poisson ν de la pâte.

Ceci a permis de calculer le déplacement u . Dans le cas des mortiers, en supposant que la pâte développe une pression de gonflement p , le calcul de la solution avec les conditions aux limites (gonflement libre en $r=R_i$ et $r=R_e$) donne :

$$u = \frac{p}{2(\lambda + \mu)} r \quad (3.7)$$

La mesure de l'expansion observée à l'échelle macroscopique, $\frac{u(R_e)}{R_e}$ permet alors de déterminer la pression de gonflement :

$$p = 2(\lambda + \mu) \frac{u(R_e)}{R_e} \quad (3.9)$$

Dans cas de la pâte de ciment, la pâte développe une pression de gonflement p , en plus l'ettringite précipitant à l'interface pâte-granulat exerce une pression de gonflement p^* . Dans ce cas la forme des déplacements devient:

$$u^* = \frac{1}{2(\lambda + \mu)} \left(p - p^* \frac{R_i^2}{R_e^2 - R_i^2} \right) r + \frac{p^* R_e^2 R_i^2}{2\mu(R_e^2 - R_i^2)r} \quad (3.10)$$

Ce calcul permet d'estimer la pression de gonflement p^* à l'interface pâte-granulat :

$$p^* = 2\mu \left(\frac{u^*(R_i)}{R_i} - \frac{u^*(R_e)}{R_e} \right) \quad (3.11)$$

(Barbarulo 2002) a déterminé la pression de gonflement p et p^* dans le cas du mortier et de la pâte du ciment. Dans le cas des mortiers, en faisant l'hypothèse que $\frac{u(R_e)}{R_e}$ et $\frac{u(R_i)}{R_i}$ sont égaux, on obtient $p=90$ MPa à 228 jours et 170 MPa à 342 jours. Dans le cas des pâtes de ciment $\frac{u(R_e)}{R_e}$ et $\frac{u(R_i)}{R_i}$ sont différents, dans ce cas $p^*=0$ MPa à 228 jours $p^*=50$ MPa à 342 jours.

Certes les pressions de gonflement calculées ici sont très supérieures à la résistance en traction d'une pâte de ciment, donc ces valeurs ne peuvent pas être celles des pressions exercées dans la pâte ou à l'interface puisque les matériaux sont fissurés et ne se déforment plus de façon élastique et homogène. Une extension de ce modèle au cas élastoplastique ou élastoplastique endommageable serait nécessaire, et probablement très intéressante. Par ailleurs, ces calculs dépendent de l'incertitude sur la mesure de l'expansion effectuée par une analyse microscopique. Le calcul montre cependant qu'il est possible, en menant en parallèle des mesures d'expansion mésoscopique et microscopique, d'estimer des ordres de grandeur des pressions exercées dans la pâte et à l'interface pâte / granulats.

4) Modelé basé sur l'étude des pressions de cristallisation :

Plusieurs travaux ont été menés afin d'estimer la pression de cristallisation provoquée par la formation des cristaux d'ettringite. Cette théorie suppose que l'ettringite croît dans les pores capillaires et exerce sur les parois de ceux-ci une pression suffisante pour générer l'expansion du béton. Cette pression dépend de la forme du pore et de la super-saturation. Le développement de cette pression requiert une force motrice, qui est fournie par la sursaturation du milieu vis-à-vis du cristal. Cette pression a la forme suivante (Steiger 2005) (Correns 1949), (Scherer 2004) (Flatt et Scherer 2007);

$$\sigma_c = \frac{RT}{v_c} \ln \left(\frac{Q}{K} \right) \quad (3.12)$$

Où R est la constante des gaz parfaits, T est la température, σ_c est la pression exercée par les cristaux sur les parois du milieu poreux, avec Q l'activité ionique du produit, K : constante d'équilibre, $\frac{Q}{K}$ est la sursaturation, v_c est le volume molaire du solide formé.

En faisant l'hypothèse que cette pression est le moteur du gonflement provoqué par la RSI et que le béton est un matériau poreux saturé constitué d'un réseau de pores cylindriques, (Scherer 2004) explique comment se développent les pressions de cristallisation lors de la précipitation de sels dans un matériau poreux. Les pressions engendrées dépendent de la courbure du pore :

$$p = K_{cl} \gamma_{cl} \quad (3.13)$$

Avec p : pression, K_{cl} : courbure du pore et γ_{cl} : énergie libre du cristal.

Sur la base de ces considérations, (Scherer 2004) propose une étude des pressions de cristallisation potentiellement développées par la RSI. L'ettringite aciculaire qui précipite dans les plus gros pores et dans les fissures ne peut pas développer de pressions de cristallisation significatives puisque la taille de cette porosité est trop grande pour imposer une forte courbure. Par contre, en supposant une cristallisation dans les nanopores de la pâte, les pressions de cristallisations ne sont limitées que par la sursaturation de la solution interstitielle vis-à-vis de l'ettringite.

La distribution et l'effet de la pression σ_c dans le milieu poreux sont très difficiles à prédire. (Flatt et Scherer 2007) a utilisé un modèle simplifié afin de relier la contrainte moyenne hydrostatique σ dans le squelette solide engendrée par la pression σ_c , ce couplage dépendant de la forme du pore et de la fraction volumique du cristal qu'il contient. En utilisant les résultats expérimentaux sur éprouvettes obtenus par (Famy 1999), (Flatt et Scherer 2007) a pu donner une estimation de l'intervalle de la contrainte produite par l'expansion d'ettringite en fonction de la quantité de cristal formé et de la température de conservation. Les limite de ces

intervalles correspondent au type de pore à considérer, soit sphérique (limite supérieure), soit cylindrique (limite inférieure) (figure 3-2).

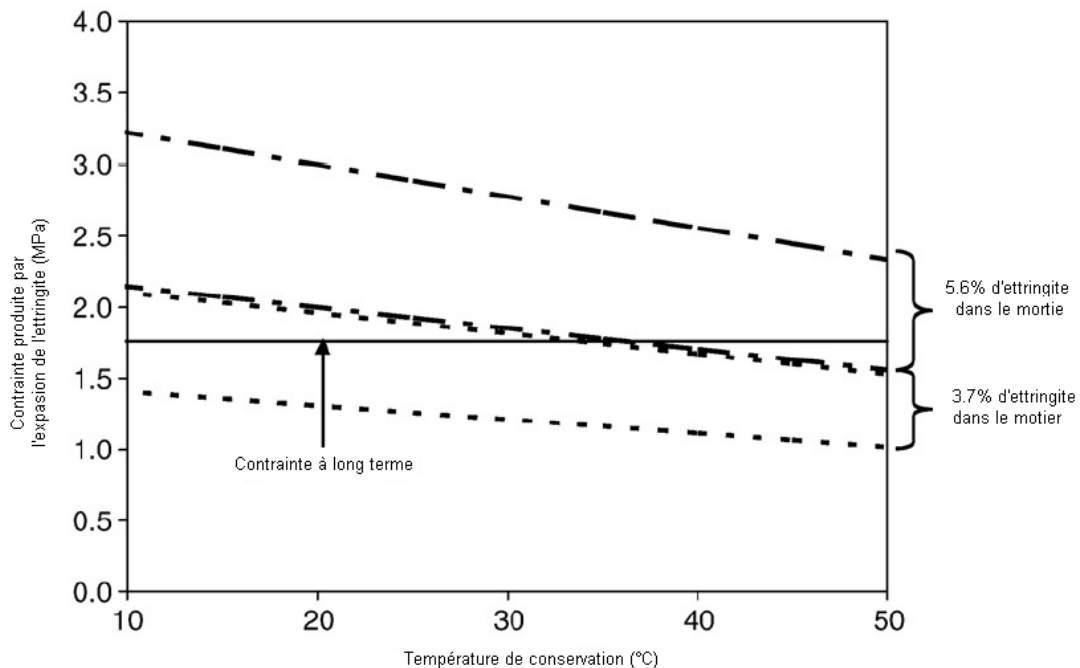


Figure 3-2 Variation de la pression de cristallisation en fonction de la température de conservation (Flatt et Scherer 2007)

(Flatt et Scherer 2007) a conclu que pour des mortiers qui contiennent 3,7 % d'ettringite, la contrainte produite est très faible et donc ne génère que peu d'endommagement alors qu'avec 5,5 % d'ettringite il y a un endommagement. Ce modèle confirme aussi que plus la température de conservation est basse, plus il y a d'expansion car à température basse il y a une réduction de la sursaturation.

5) Bilan de la partie modélisation de la RSI

Notre recherche bibliographique montre bien que la recherche dans le domaine de la modélisation de la RSI est encore dans un stade pas très avancé. Ces recherches s'orientent selon trois axes. Premièrement, des modèles ont été élaborés afin de prédire le comportement du béton à partir de sa composition, ces relations sont des bons outils pour les cimentiers afin de connaître la réactivité de leur ciment. Deuxièmement, des approches mésoscopiques a fin de calculer les pressions induites par la formation de l'ettringite, ceci peut donner un ordre de grandeur des pressions qui peuvent être engendré par l'ettringite formée dans un milieu confiné mais ces modèles sont fondés sur des hypothèses assez simples telles que tout les granulats de forme sphérique, ces modèles peuvent induire des erreurs considérables. Troisièmement, la théorie de pression de cristallisation ceci peut contribuer à l'explication du phénomène de la RSI. Certes ces travaux sont très variés mais il n'y a pas d'axe qui coïncide avec notre quête d'un modèle pour le recalcul d'ouvrage. Pour cela on s'est orienté vers l'étude des modèles RAS. Ce choix a été fait pour la raison expliquée ci-dessus et pour d'autres qu'on va présenter dans la suite.

III. Modélisation macroscopique des réactions alcali-silice

Des modélisations macroscopiques sont nécessaires, pour connaître les contraintes mécaniques engendrées par l'évolution de l'expansion de RSI, en déduire l'endommagement du béton et ainsi pouvoir réévaluer la capacité portante résiduelle des ouvrages atteints. De

plus, il faut évaluer les effets des contraintes sur le développement des expansions (anisotropie potentiel du gonflement). Une approche macroscopique doit donc être envisagée afin de quantifier la dégradation d'une structure touchée.

Vu que la modélisation de la RSI s'est actuellement essentiellement concentrée sur des échelles inférieures microscopiques ou mésoscopique et dans le but de chercher une base de départ pour notre modélisation, on s'est orienté vers l'étude des différents modèles conçus pour prédire le comportement de bétons atteints de la RAS. Le choix de cette réaction de gonflement est motivé par plusieurs raisons dont nous allons détailler les arguments.

D'abord, d'un point de vue effet sur la structure, les deux pathologies provoquent les mêmes symptômes à savoir une fissuration multidirectionnelle ou un faïençage dans le cas des bétons non armés ou faiblement armés, aussi une fissuration parallèle aux câbles dans le cas du béton précontraint.

Ensuite, les deux réactions sont causées par la formation d'un constituant expansif : cristal d'ettringite pour la RSI et gel silico-calco-alcalin pour la RAS, ces deux produits de la réaction n'ayant certes pas la même composition chimique mais possédant dans les deux cas un caractère expansif très important.

Le produit de ces deux réactions RAS et RSI se forme dans les pores ou dans les fissures ou à l'interface pâte granulats, ce qui est associé à une génération homogène dans tout le béton.

De plus, et c'est le point le plus important, les deux réactions sont d'origine interne au béton, c'est-à-dire que les réactifs qui provoquent la formation du produit expansif ne sont pas le résultat d'une attaque externe, ce qui distingue ces réactions de la carbonatation ou de la réaction sulfatique externe par exemple où la diffusion de l'agent agressif contrôle en générale le développement de la dégradation, mais les réactifs entrent dans la composition des différents constituants qui composent le béton.

La RSI et la RAS sont influencées par l'environnement de l'ouvrage et par l'état de contrainte. Même si pour la RSI l'effet des contraintes n'a pas été identifié expérimentalement en laboratoire, le suivi d'ouvrages montre beaucoup de ressemblance avec la RAS.

Compte tenu de tous ces arguments il nous est apparu tout à fait justifier d'appuyer nos travaux de modélisation des effets de la RSI pour l'ingénieur sur les travaux de modélisation existants développés pour la RSI.

Dans cette partie on présentera des modèles macroscopiques conçus afin de prédire le gonflement engendré par la RAS. La bibliographie dans ce domaine est assez riche.

1) Modèle de Coussy-Larive

i. Courbe d'avancement

Dans le cadre thermodynamique, (Larive 1998) décrit le gonflement du matériau induit par le gel comme un couplage chimico-mécanique et l'avancement de la réaction chimique est identifié comme une variable interne.

L'équation de comportement monodimensionnel s'écrit sous la forme :

$$\sigma = K\varepsilon - K\varepsilon_{\infty}\xi \quad (3.14)$$

Où :

- σ : Contrainte
- ε : Déformation
- K : Module de compressibilité du matériau
- ξ : Avancement de la réaction
- ε_{∞} : Expansion libre à l'infini.

Le terme $-K\varepsilon_{\infty}\xi$ représente l'influence de la RAS sur le comportement mécanique. $\varepsilon_{\infty}\xi$ correspond à une déformation imposée d'origine chimique analogue à une déformation d'origine thermique mais irréversible. Dans le cas de l'expansion libre, i.e., $\sigma = 0$ l'avancement de la réaction ξ peut se traduire directement par la déformation observable du matériau.

$$\varepsilon = \varepsilon_{\infty}\xi \quad (3.15)$$

Rendant compte du comportement de centaines d'éprouvettes, (Larive 1998) donne la forme d'évolution suivante à la déformation dans le cas de l'expansion libre:

$$\xi(t) = \frac{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_c}\right)}{1 + \exp\left(-\left(\frac{t - \tau_L}{\tau_c}\right)\right)} \quad (3.16)$$

Une représentation graphique de la courbe de gonflement est donnée dans la (figure 3-3).

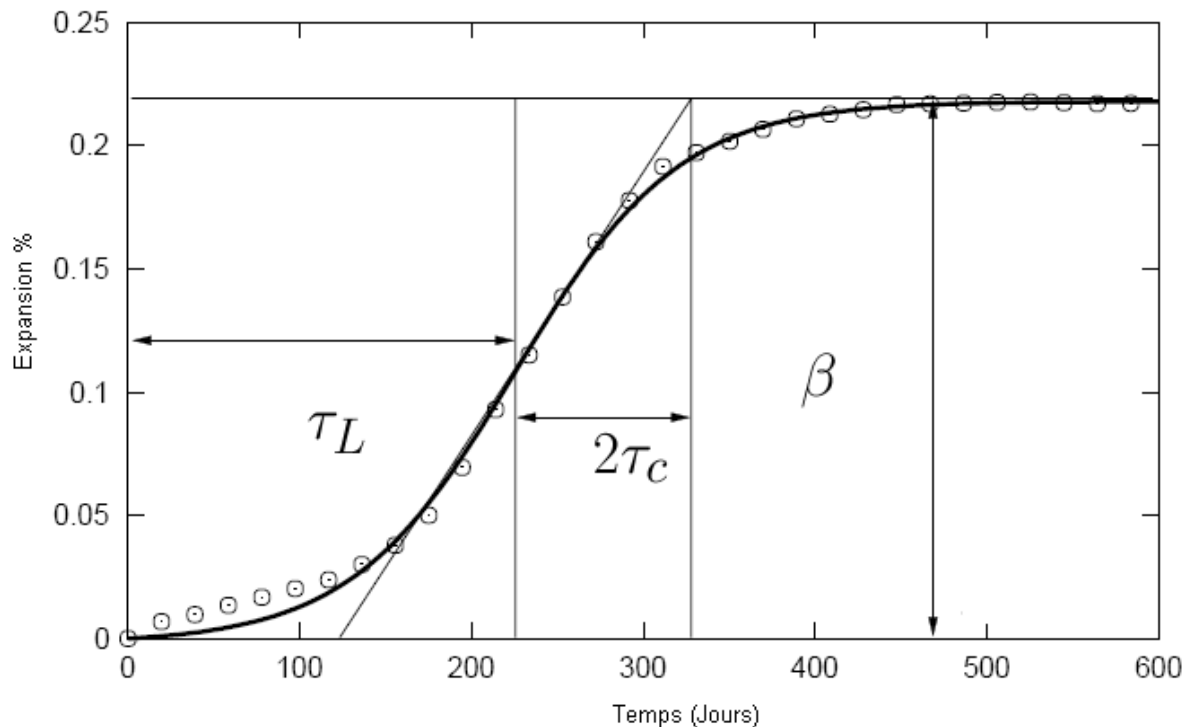


Figure 3-3 Modélisation des courbes de gonflement en "S" par Larive (Larive, 1998)

Les trois paramètres fondamentaux qui apparaissent pour définir cette évolution sont :

- ε_{∞} la déformation asymptotique du béton en gonflement libre,
- τ_L le temps de latence, qui caractérise, d'après (Larive 1998), l'instant où la réaction s'accélère par augmentation de la diffusion au sein du matériau du fait de la microfissuration,
- τ_c le temps caractéristique, relatif à la phase d'atténuation des phénomènes expansifs et qui caractérise donc la durée pour parvenir au palier de déformation (Larive 1998).

Ces trois paramètres dépendent de l'humidité relative du béton dans lequel l'alcali-réaction se développe.

Cette loi est utilisée par d'autres auteurs dans le cadre de leur modélisation du gonflement dû à la RAG : (Li et al. 2004), (Saouma et Perotti 2006), (Fairbairn 2004), (Gomes 2004)...

ii. Effet de la température

(Larive 1998) a montré, dans le cadre de son programme sur la RAS, que la température agit essentiellement sur la cinétique de la réaction et non pas sur l'amplitude de l'expansion. Aussi a-t-elle pondéré les différents coefficients qui gouvernent la cinétique de l'expansion de la loi de (Larive 1998) par des fonctions tirées de la loi d'Arrhenius.

$$\tau_c(h = 100\%, T) = \tau_c(h = 100\%, T_0) \exp\left(U_c \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right) \quad (3.19)$$

$$\tau_i(h = 100\%, T) = \tau_i(h = 100\%, T_0) \exp\left(U_i \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right) \quad (3.20)$$

Avec :

- T_0 : température de référence
- T : température de l'échantillon

Les énergies ont pour valeur $U_c = 4500 \pm 500$ K et $U_i = 9400 \pm 500$ K

Cette loi de couplage critiquable compte tenue des incertitudes sur les différents mécanismes chimiques de la RAS, mais correct quantitativement au moins en première approximation pour l'ingénieur, est aussi utilisée par d'autres auteurs dans leur modélisation, à savoir (Fairbairn 2004) (Saouma 2006)...

2) Modèle de Li et Coussy

i. Couplage chimico mécanique

Le modèle développé par (Li et al. 2004) se place dans la continuité des travaux de (Larive 1998). L'avancement chimique de la réaction et la réponse mécanique se trouvent intégrées en séquence dans une même description.

Sur le plan chimique, l'expansion des produits de réaction est représentée par l'avancement de la réaction de formation d'un gel simple. Quant à la réponse mécanique du matériau, elle peut être considérée comme élastique ou élastoplastique.

ii. Modèle chimico-élastique

(Li et al. 2004) propose un modèle chimico élastique unidimensionnel de gonflement présenté dans la figure 3-4-a. Dans ce modèle le produit gonflant se trouve dans les pores internes du matériau. Dès que ce gel remplit l'espace libre, il exerce une pression p_s interne sur les parois du pore et simultanément une réaction σ_u est créée dans le squelette solide. Le mécanisme de mise en gonflement du matériau est représenté par un modèle rhéologique unidimensionnel dans la figure 3-4-b. La réponse mécanique du matériau à la pression exercée par le gel est traduite par un ressort de module d'élasticité E_s tandis qu'un autre ressort de module E_u traduit la réponse mécanique du matériau à la contrainte σ_u qui s'exerce en retour. Le gonflement interne dû à la réaction est pour sa part représenté par le déplacement d'un « dashpot » chimique qui se traduit par une déformation locale.

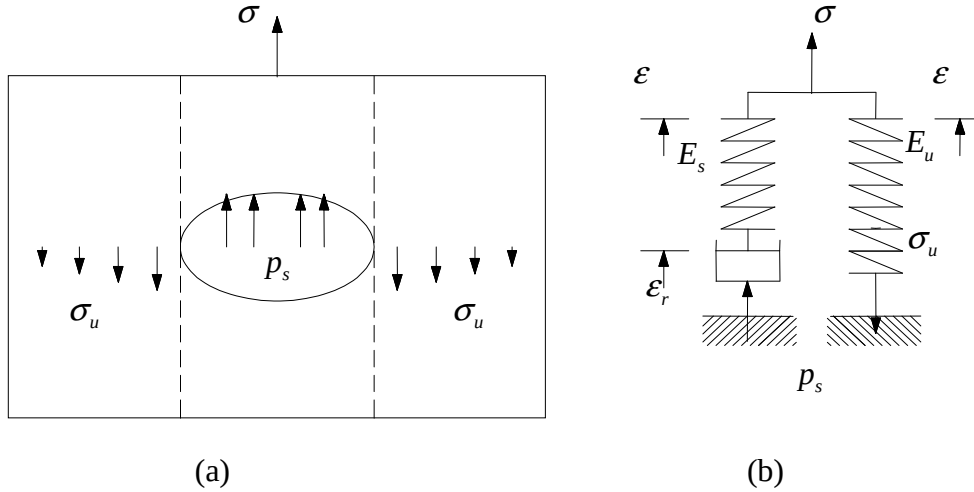


Figure 3-4 Modèle macroscopique de chimico-élasticité du gonflement

En écrivant l'énergie libre du système unidimensionnel présenté dans la 3-4- b on peut identifier les contributions à la contrainte totale de la traction σ_u et de la pression p_s de la façon suivante :

$$\sigma_u = E_u \varepsilon \quad \text{et} \quad p_s = -E_s (\varepsilon - \varepsilon_r) \quad (3.21)$$

La contrainte totale σ agissant sur le système s'écrit :

$$\sigma = \sigma_u - p_s = E_u \varepsilon + E_s (\varepsilon - \varepsilon_r) \quad (3.22)$$

Une réorganisation de l'équation donne ceci :

$$\sigma = E (\varepsilon - \varepsilon_\infty \xi) \quad (3.23)$$

avec $E = E_s + E_u$ et $\varepsilon_\infty = \frac{E_s}{E_s + E_u}$

Cette représentation de contrainte montre que la contrainte totale est le somme une contrainte induite par la déformation du matériau et d'une contraint d'origine chimique induit par une déformation chimique imposé $\varepsilon_\chi = \varepsilon_\infty \xi$.

Une extension de cette équation à l'échelle tridimensionnelle, L'expansion provoque dans le matériau une contrainte macroscopique :

$$\sigma = \left(K - \frac{2}{3} G \right) \varepsilon I + 2 G \varepsilon - 3 \varepsilon_\infty K \xi I \quad (3.24)$$

σ , ε étant les tenseurs de contrainte et de déformation respectivement, ε_∞ est l'expansion à l'instant infini, K , G représentent les modules de compressibilité et de cisaillement, I désigne le tenseur identité de second ordre et ε est la trace du tenseur de déformation.

iii. Avancement de la réaction

(Li et al. 2004) a présenté une modélisation du comportement du matériau où deux aspects fondamentaux sont précisés : la cinétique de formation des produits de la RAS et la réponse mécanique à la formation interne du gel. La loi d'évolution gouvernant l'avancement de la réaction ξ a la forme :

$$\dot{\xi} = \frac{A_0}{k_d} (1 - \xi) \quad (3.25)$$

En utilisant une loi d'avancement de type (Larive 1998), (Li et al. 2004) a exprimé $\frac{A_0}{k_d}$ de la façon suivante :

$$\frac{A_0}{k_d} = \left(\frac{1}{\tau_c} \right) \frac{\xi + \exp \left(-\frac{\tau_l}{\tau_c} \right)}{1 + \exp \left(-\frac{\tau_l}{\tau_c} \right)} \quad (3.26)$$

$\frac{A_0}{k_d}$ dépend de ξ , cette dépendance peut être interprétée comme résultant du remplissage progressif du réseau poreux du matériau par le produit de la réaction. Ce paramètre traduit l'augmentation volumique du gel post-gonflant par rapport au gel pré-gonflant.

iv. Modèle chimico-élastoplastique

Le caractère irréversible du comportement du béton peut être pris en compte à travers une extension à la plasticité de la modélisation chimico-élastique. En séparant la déformation plastique de celle entraînée par la réaction alcali-silice, on a :

$$\sigma = \left(K - \frac{2}{3} G \right) (\varepsilon - \varepsilon^p) I + 2G(\varepsilon - \varepsilon^p) - 3\varepsilon_\infty K \xi I \quad (3.27)$$

Li et Coussy (Li et al. 200) construisent un modèle pour le matériau élastoplastique sous l'influence de la déformation du gel comme l'indique la figure 3-5-b. et ils le transforment en un modèle équivalent comme l'indique la figure 3-5-c. Dans ce modèle, deux cas sont modélisés plus précisément : un cas où $E_s \gg E_u$ et un autre où $E_s \ll E_u$

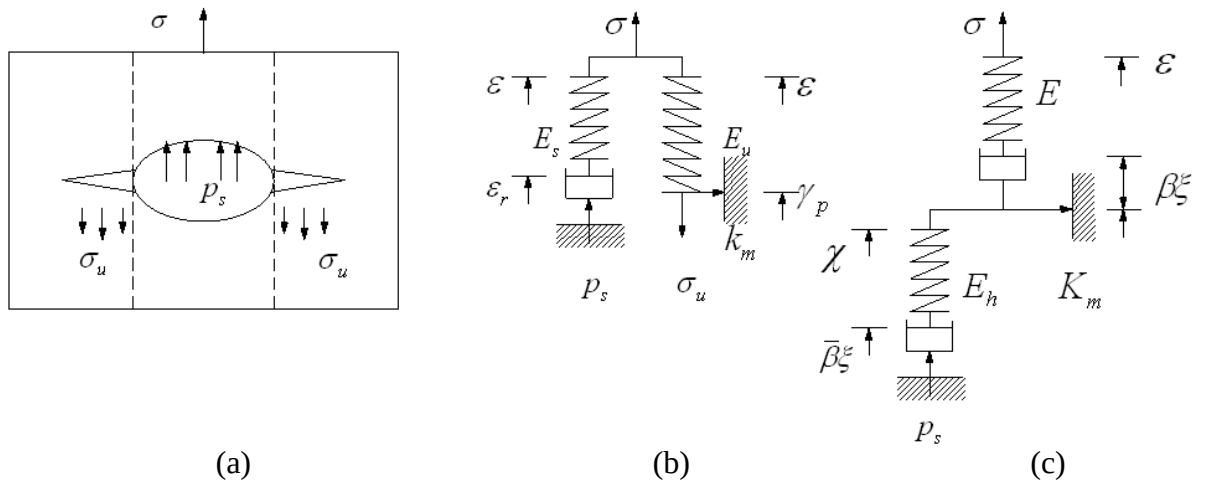


Figure 3-5 Modèle macroscopique de chimico-élastoplastique de gonflement et le modèle équivalent

Modèle à plasticité induite : $E_s \gg E_u \Rightarrow \bar{\beta}\xi \rightarrow 0$

Dans ce cas la contribution de l'expansion du gel au gonflement de matériau est purement élastique. L'équation d'état est :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \left(K - \frac{2}{3} G \right) (\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_p) \underline{\underline{I}} + 2G(\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_p) \quad (3.28)$$

$$\underline{\underline{p}}_s = -E_h \chi \quad (3.29)$$

Critère de plasticité de type Drucker-Prager :

$$f(\underline{\underline{\sigma}}, p_s) = \sqrt{I_2} + a(\text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}) + p_s) - c \leq 0 \quad (3.29)$$

où :

- $I_2 = \frac{1}{2} \text{tr}(\underline{\underline{s}} : \underline{\underline{s}})$ $\underline{\underline{s}}$ est le tenseur déviateur de la contrainte $\underline{\underline{\sigma}}$
- a, c : coefficients de friction et de cohésion du béton.

Modèle à plasticité couplée : $E_s \ll E_u \Rightarrow \beta \xi \rightarrow 0$

Equations d'état :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \left(K - \frac{2}{3} G \right) (\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_p) \underline{\underline{I}} + 2G (\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_p) \quad (3.30)$$

$$p_s = K(3 \varepsilon_{\infty} \xi - \chi) \quad (3.31)$$

Le gonflement libre est anisotrope :

$$d\underline{\underline{\varepsilon}} = d\underline{\underline{\varepsilon}}_p = \bar{k} d\xi \underline{\underline{b}} \quad \text{avec} \quad \bar{k} = \bar{\beta} \frac{K_h}{K_h} ; \quad \overline{K_h} = \left(K_h + \frac{\partial K_h}{\partial \chi} d\chi \right) \quad \overline{K_h} = \left(K_h + \frac{\partial K_h}{\partial \chi} d\chi \right) \quad (3.32)$$

Le module d'écrouissage est $H = a^2 \overline{K_h}$

où :

- $\underline{\underline{b}}$: tenseur d'anisotropie de gonflement, qui est observée dans l'expansion libre du matériau, est déterminé par la direction de coulage et la forme des granulats.
- $K_h(\chi)$: Module d'écrouissage chimico-mécanique en terme de χ , reliant la pression accumulée p_s à (ξ, χ)
- t_c : Temps caractéristique de la formation du gel gonflant, qui dans le cas d'un gel vieillissant sera complété par les caractéristiques de vieillissement t_a .
- $\bar{\beta}$: Coefficient d'expansion locale du matériau par le gel formé

L'utilisation de la plasticité induite ou couplée dépend du type de la réaction et la nature du produit expansif qui provoque la réaction. Ainsi Dans le cas de la RSI, l'utilisation de la plasticité induite se rapproche le plus de la réalité, vue que le produit gonflant est un cristal d'ettringite qui est un matériau rigide gonflant.

v. Effet de l'humidité

Selon le modèle de (Li et al. 2004), l'humidité relative influe sur l'amplitude du gonflement et la cinétique de l'expansion, aussi a-t-il modélisé cet effet en utilisant une fonction croissante f_i pour l'amplitude et des fonctions décroissantes f_c, f_i pour la cinétique. Ces différentes fonctions ont pour forme :

$$\varepsilon_{\infty}(S_r, T_0) = \varepsilon_{\infty}(S_r = 100\%, T_0) f_{\infty} \quad \text{avec} \quad f_{\infty} = 1.02 \times 10^{-6} \exp(8.1 S_r) \quad (3.33)$$

$$\tau_c(S_r, T_0) = \tau_c(S_r = 100\%, T_0) f_c \quad \text{avec} \quad f_c = 0.3 \exp(9.5 - 8.3 S_r) \quad (3.34)$$

$$\tau_i(S_r, T_0) = \tau_i(S_r = 100\%, T_0) f_i \quad \text{avec} \quad f_i = 5.3 \exp(10.7 - 8.06 S_r) \quad (3.35)$$

Où :

- S_r : le degré de saturation
- T_0 : température de référence

Ce modèle de gonflement a été implémenté dans le code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC sous le nom ALKA, la résolution de problème chimico-mécanique consiste à faire une discrétisation spatiale et temporelle, et puis résoudre de façon itérative le problème. La résolution consiste à ajouter une déformation chimique supplémentaire induite par la réaction à chaque incrément de calcul. La méthode de résolution est présentée dans (Li et al. 2004). On s'appuiera sur ce schéma de résolution dans notre implémentation de la modélisation de la RSI.

3) Modèle de Saouma

i. Gonflement

(Saouma 2006) a présenté un modèle afin de tenir compte de l'effet de la contrainte sur l'expansion produite par la RAG, cet effet est mis en évidence et quantifié par (Multon et Toutlemonde 2006). (Saouma 2006) a écrit l'incrément de déformation volumique induit par la RAS sous la forme suivante :

$$\dot{\varepsilon}_v^{RAS}(t) = \Gamma_t(f'_t, \sigma_t) \Gamma_c(\bar{\sigma}, f'_c) g(H) \dot{\xi}(t, T) \varepsilon_\infty |_{T=T_0} \quad (3.36)$$

$\varepsilon_\infty |_{T=T_0}$ est le potentiel de gonflement mesuré en laboratoire sur une éprouvette placée à une température $T = T_0$. Γ_t et Γ_c sont des fonctions de couplage avec la contrainte. σ_t est la contrainte maximale majeure. Le couplage avec l'humidité se traduit par la fonction $g(H)=H^m$ avec H l'humidité relative. On présente par la suite l'ensemble des fonctions de couplage qui interviennent dans la loi précédente.

ii. Courbe d'avancement et couplage avec la température

La courbe de gonflement utilisé par (Saouma 2006) est inspirée des travaux de (Larive 1998). L'expansion libre à la forme suivante :

$$\xi(t) = \frac{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_c(T)}\right)}{1 + \exp\left(-\left(\frac{t - \tau_i(T, I_\sigma, f'_c)}{\tau_c(T)}\right)\right)} \quad (3.37)$$

Le temps caractéristique τ_c dépend de la température de conservation et le temps de latence τ_i dépend de la température et de l'état de contrainte appliqué à la structure selon la relation suivante :

$$\tau_c(T) = \tau_c(T_0) \exp\left(U_c \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right) \quad (3.38)$$

$$\tau_i(T, I_\sigma, f'_c) = f(I_\sigma, f'_c) \tau_i(T_0) \exp\left(U_i \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right) \quad (3.39)$$

$f(I_\sigma, f'_c)$ est une fonction qui dépend du premier invariant I_σ et de la résistance en compression du béton.

iii. Couplage avec la contrainte

La cinétique de la réaction dépend de l'état de contrainte auquel est soumise la structure. Ceci se traduit par la pondération du temps de latence par la fonction suivante :

$$f(I_\sigma, f'_c) = \begin{cases} 1 & \text{si } I_\sigma > 0 \\ 1 + \alpha \frac{I_\sigma}{2f'_c} & \text{si } I_\sigma \leq 0 \end{cases} \quad (3.40)$$

De plus, la contrainte a un effet sur l'expansion volumique qui se traduit par une pondération du gonflement volumique par les fonctions Γ_t et Γ_c qui ont la signification suivante : la fonction Γ_t réduit l'expansion dans le cas d'importantes contraintes de traction, ce qui traduit une absorption du gel formé par la RAG dans les macro-fissures. Elle a la forme suivante :

$$\Gamma_t = \begin{cases} 1 & \text{si } \sigma_t \leq \gamma f'_t \\ \Gamma_t + (1 - \Gamma_t) \frac{\gamma f'_t}{\sigma_t} & \text{si } \sigma_t > \gamma f'_t \end{cases} \quad (3.41)$$

γ_t est la fraction de la résistance à la traction au-dessus de laquelle le gel peut se former dans la fissure. Γ_t est un facteur de rétention résiduelle sous contrainte de traction.

La fonction Γ_c réduit l'expansion dans le cas d'importantes contraintes de compression ce qui traduit une réduction du volume du gel et des macros fissures. Elle a la forme suivante :

$$\Gamma_c = \begin{cases} 1 & \text{si } \bar{\sigma} \leq 0 \text{ (traction)} \\ 1 - \frac{\exp(\beta) \bar{\sigma}}{1 + (\exp(\beta) - 1) \bar{\sigma}} & \text{si } \bar{\sigma} > 0 \text{ (compression)} \end{cases} \quad (3.42)$$

Avec $\bar{\sigma} = \frac{\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}}{3f'_c}$

iv. Anisotropie du gonflement

Le gonflement dans les différentes directions de l'espace est donné par la relation suivante :

$\dot{\epsilon}_i = W_i \dot{\epsilon}_v^{RAS}$ avec W_i des fonctions poids qui dirigent le gonflement dans les différentes directions de l'espace.

v. Endommagement dû à l'avancement de la réaction

(Saouma 2006) a distingué deux types d'endommagement en fonction de l'avancement de la réaction provoqué la RAG. Premièrement, une chute du module d'Young exprimée par la fonction suivante :

$$E(t, T) = E_0 (1 - (1 - \beta_E) \xi(t, T)) \quad (3.43)$$

Deuxièmement une chute de la résistance en compression

$$f'_c(t, T) = f'_{c,0} (1 - (1 - \beta_f) \xi(t, T)) \quad (3.44)$$

4) Modèle de Gomes

(Gomes 2004) a présenté un modèle qui prédit le comportement d'une structure soumise à la RAS. En utilisant la loi d'avancement de (Larive 1998), des lois de couplage de l'avancement avec la température de type Arrhenius et une loi de couplage avec l'humidité due à (Poole 1992). L'originalité des travaux de Gomes vient du fait qu'il tient compte de façon continue de l'effet de la contrainte. Dans le cas unidimensionnel, le rapport du gonflement sous contrainte et du gonflement libre est lié à la contrainte par la fonction de couplage suivante :

$$\psi_x(\sigma, t) = \frac{\varepsilon_x^{RAS}(\sigma, t)}{\varepsilon_{x, libre}^{RAS}(t)} = \exp\left(-(\alpha\sigma(t))^b\right) \quad (3.45)$$

Où $\psi_x(\sigma, t)$ est le rapport entre l'expansion sous l'action de la contrainte externe $\sigma(t)$, $\varepsilon_x^{RAS}(\sigma, t)$ et l'expansion libre $\varepsilon_{x, libre}^{RAS}(t)$, α et b sont deux coefficients intrinsèques du matériau.

Dans le cas tridimensionnel, la relation entre déformation chimique sous contrainte et déformation libre est donnée par la relation suivante :

$$\underline{\underline{\Delta\varepsilon_{SC}^{RAS}}}(\sigma, t) = \underline{\underline{\Delta\varepsilon_L^{RAS}}}(\sigma, t) - \underline{\underline{P}} \underline{\underline{\Delta\varepsilon_L^{RAS}}}(\sigma, t) \quad (3.46)$$

Où $\underline{\underline{\Delta\varepsilon_{SC}^{RAS}}}(\sigma, t)$ représente l'incrément de déformation sous contrainte ; $\underline{\underline{\Delta\varepsilon_L^{RAS}}}(\sigma, t)$ représente l'incrément de déformation libre et $\underline{\underline{P}}$ est une matrice de la forme suivante :

$$\underline{\underline{P}} = \begin{pmatrix} (1 - \psi_I) & \frac{(1 - \psi_{II})}{2} & -\frac{(1 - \psi_{III})}{2} \\ -\frac{(1 - \psi_I)}{2} & (1 - \psi_{II}) & -\frac{(1 - \psi_{III})}{2} \\ -\frac{(1 - \psi_I)}{2} & -\frac{(1 - \psi_{II})}{2} & (1 - \psi_{III}) \end{pmatrix} \quad (3.47)$$

Les différents coefficients ψ_i issus du modèle unidimensionnel précédent sont déterminés expérimentalement.

5) Modèle de Capra et Sellier

(Capra et Sellier 2002) proposent un modèle probabiliste à partir de l'échelle microscopique permettant de remonter à la « cause chimique » de la dégradation sans postuler une loi d'avancement. D'après eux, les réactions alcali-granulats sont des réactions chimiques hétérogènes aléatoirement réparties au sein du béton. Dans cette optique, ils proposent une modélisation basée sur une description multi-échelle des phénomènes. La première partie de ce modèle concerne la modélisation chimique du phénomène, ils l'appellent « modélisation locale ». La seconde partie du modèle concerne la modélisation des effets mécaniques induits par le gonflement, ils l'appellent « modélisation globale ». Elle intègre des descriptions probabilistes de la porosité connectée aux sites réactifs et la taille des sites réactifs.

i. Modèle local

Pour la première partie, d'après les auteurs, la cinétique de la formation du gel est gouvernée par :

- une diffusion des réactifs et des ions hydroxydes vers le site du granulats contenant la silice réactive ;
- une vitesse d'attaque décrivant la cinétique d'apparition du gel. Cette vitesse d'attaque est supposée thermoactivée, obéissant à la loi d'Arrhenius. Le gel formé est, d'après eux, capable d'adsorber de 200 % à 400 % d'eau.

Le gel est supposé suffisamment « fluide » pour pénétrer dans la porosité connectée au site réactif. On suppose qu'il obéit à la loi de Laplace sur la pression capillaire.

La porosité du béton connectée au site réactif sert de vase d'expansion au gel, cette porosité se subdivise en une porosité « naturelle » du béton non endommagé et une porosité issue de l'ouverture des fissures provoquée par le gel. Après fissuration, le gel peut également pénétrer

dans la fissure qu'il a créée. Dans ce modèle, le granulat réactif est supposé sphérique, la fissure est un disque centré sur le site réactif.

La distribution porosimétrique initiale du béton est modélisée par une loi log- normale et l'influence importante de la taille des sites réactifs est prise en compte par une simulation de Monte Carlo.

D'après la loi de Laplace sur la pression capillaire, il est possible d'écrire la probabilité pour que la pression dans le gel soit inférieure à une pression capillaire P_c donnée, elle est égale à celle d'occuper tous les pores de dimension supérieure à $\frac{2\sigma_g \cos \theta_g}{P_c}$ où P_c est la pression capillaire, σ_g est la tension superficielle du gel, θ_g est l'angle de raccordement. On suppose que la pression dans le gel est égale à la pression capillaire et on écrit la compatibilité entre le volume occupé, la quantité de gel et la pression du gel P_g .

$$P_g = \frac{E_g}{3} \left(1 - \frac{V_v}{V_{gel}} \phi \left(\frac{-\ln \left(\frac{2\sigma_g \cos \theta_g}{P_g} \right) - \bar{\ln} r_p}{\bar{\ln} r_p} \right) \right) + \frac{V_{gf}}{V_{gel}} \quad (3.48)$$

Où :

- E_g est le module d'Young du gel,
- $2\sigma_g \cos \theta_g$ représente la tension superficielle du gel,
- V_{gel} est le volume de gel à la pression atmosphérique,
- V_v est le volume des vides connectés au site réactif,
- ϕ est la fonction de répartition de la distribution log normale,
- $\bar{\ln} r_p$ et $\bar{\ln} r_p$ sont respectivement la moyenne et l'écart type de la distribution log-normale de la porosité,
- V_{gf} est le volume de gel contenu dans la fissure ouverte par la pression P_g .

L'évolution macroscopique de l'expansion calculée selon ce modèle suit une loi relativement proche d'une exponentielle, ce qui peut constituer une description acceptable lorsque le temps de latence phénoménologique est assez réduit.

ii. Modèle global

Le principe de cette modélisation consiste à construire un modèle dans lequel l'ensemble des micro-mécanismes physico-chimiques décrits dans le modèle local sont prises en compte. Dans un premier temps, le modèle local est utilisé pour construire une courbe de gonflement libre du béton, et en suite, on injecte cette courbe dans le modèle global.

On suppose un lien entre modèle local « micro » et modèle global « macro » par l'intermédiaire de l'équation suivante :

$$P_g(t) = \alpha \varepsilon_g(t) \quad (3.49)$$

Où α est un coefficient de calage.

On en déduit la loi d'évolution globale :

$$P_g(\varepsilon_{g\infty}, H, T, t, \alpha) = \alpha \varepsilon_g(t) = \alpha \varepsilon_{g\infty} H^m (1 - \exp(-k(T)t)) \quad (3.50)$$

Avec :

- H : humidité relative,
- T : température,

- k : l'énergie de thermoactivation de la réaction,
- m : déterminé par les essais.

6) Modèle de Poyet

i. Loi d'avancement de réaction

La démarche proposée par (Poyet 2003) s'appuie sur le modèle proposé par (Capra et Bournazel 1997), la nouveauté principale étant la dépendance de l'avancement avec la saturation. Elle est fondée sur l'hypothèse suivante : pour un matériau donné, à température donnée, la réaction alcali-silice est entièrement déterminée en termes d'avancement et de gonflement, en fonction du temps et de la connaissance de l'état hydrique du matériau. Ainsi Poyet a écrit l'avancement ξ de la réaction comme suit :

$$\dot{\xi}(S_r, t) = \alpha_0 \alpha(\beta(S_r) - \xi(S_r, t)) \quad (3.50)$$

- $\dot{\xi}(S_r, t)$ et $\xi(S_r, t)$ sont respectivement l'avancement de la réaction alcali-silice et sa dérivée par rapport au temps. $\xi(S_r, t)$ dépend du degré de saturation S_r . Il est compris entre 0 et 1.
- α_0 est un paramètre intrinsèque au matériau, il définit la cinétique du gonflement à une température donnée.
- La fonction α représente la cinétique de la réaction, elle ne dépend, à une température donnée, que du degré de saturation S_r .
- La fonction β représente l'évolution de la valeur maximale que peut atteindre l'avancement $\xi(S_r, t)$ en fonction de la teneur en eau S_r . Ses valeurs sont comprises entre 0 et 1.

Le gonflement libre est relié à l'avancement de manière incrémentale :

$$\dot{\varepsilon}_{lib}^{RAS}(S_r, t) = \begin{cases} K \dot{\xi}(S_r, t) & \text{si } \xi(S_r, t) > \xi_0 \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (3.51)$$

- $\dot{\varepsilon}_{lib}^{RAS}(S_r, t)$ et $\varepsilon_{lib}^{RAS}(S_r, t)$ sont respectivement le gonflement libre engendré par la réaction alcali-silice et sa dérivée à l'instant t , ils dépendent du degré de saturation S_r ,
- K est le paramètre qui relie l'avancement de la réaction au gonflement. Il définit l'amplitude de l'expansion, c'est un paramètre intrinsèque au matériau,
- ξ_0 est l'avancement qu'il faut atteindre pour remplir entièrement le volume poreux disponible autour des granulats réactifs, c'est un paramètre intrinsèque au matériau. Il permet de rendre compte d'une phase de latence avec un décalage entre l'avancement de la réaction et sa conséquence en terme de gonflement.

ii. Couplage avec l'humidité

En utilisant les résultats d'une étude expérimentale spécifique, (Poyet 2003) a proposé une modélisation du phénomène en fonction du degré de saturation. (Poyet 2003) a explicité les fonctions $\alpha(S_r)$ et $\beta(S_r)$ permettant de relier le champ des degrés de saturation S_r aux champs d'avancements et de vitesses de gonflement libre dus à la réaction alcali-silice. Ces fonctions représentent l'influence de l'eau sur la réaction alcali-silice. Elles sont supposées ne dépendre ni du matériau étudié ni de la température. Elles ont la forme suivante :

$$\alpha(S_r) = \left(\frac{\langle S_r - S_{r0}^\alpha \rangle^+}{1 - S_{r0}^\alpha} \right)^{m^\alpha}, \quad \beta(S_r) = \left(\frac{\langle S_r - S_{r0}^\beta \rangle^+}{1 - S_{r0}^\beta} \right)^{m^\beta} \quad (3.52)$$

- $\langle X \rangle^+$ représente la partie positive de X ;
- S_{r0}^α et S_{r0}^β sont des seuils de degré de saturation en deçà desquels les fonctions α et β deviennent nulles.
- m^α et m^β sont des paramètres réels définissant la non linéarité des fonctions α et β .

D'après le calibrage expérimental qu'il a pu réaliser des valeurs $m^\alpha = m^\beta = 1$ sont acceptables.

iii. Couplage chimico mécanique

(Poyet 2003) modélise des effets structuraux induits par la réaction alcali-silice en tenant compte :

- du comportement propre du béton
- du gonflement interne généré par la réaction
- de l'influence du chargement sur le gonflement induit par la réaction
- de l'influence de la réaction sur le comportement mécanique du béton.

La déformation totale est décomposée en plusieurs parties :

$$\varepsilon_{tot}(M) = \varepsilon_e + \varepsilon_{RAS} + \varepsilon_{rd} + \varepsilon_{th} \quad (3.53)$$

- ε_e est la déformation élastique,
- ε_{RAS} est la déformation générée par la réaction alcali-silice,
- ε_{rd} est la déformation due au séchage,
- ε_{th} est la déformation due à des variations de température.

Les déformations différées (fluage, relaxation...) sont engendrées par des transferts hydriques au sein des hydrates générés par les contraintes effectives. Elles sont modélisées par une approche phénoménologique. Pour cela, le tenseur des contraintes effectives σ est scindé en une partie sphérique σ^s et une autre déviatorique σ^d .

Le modèle se base sur la liaison entre le tenseur des contraintes effectives $\tilde{\sigma}$ et les contraintes apparentes σ par l'intermédiaire du tenseur d'endommagement D d'ordre 4 du matériau :

$$\sigma = (1 - D) : \tilde{\sigma} = (1 - D) : E_0 : \varepsilon_e \quad (3.53)$$

Où E_0 est la matrice de rigidité élastique initiale du béton.

Les déformations générées par la réaction alcali-silice sont calculées à partir du tenseur des endommagements indépendants d_r dans les directions principales du tenseur des contraintes effectives :

$$\varepsilon_i^r = \varepsilon_0^r \frac{d_i^r}{1 - d_i^r} \quad (3.54)$$

Où ε_0^r est une constante identifiée sur un grand nombre d'essais et prise égale à 0,35 %

iv. Couplage endommagement contrainte

Le modèle proposé est inspiré d'un modèle de comportement existant (Sellier 1995) (Sellier et Capra 1997) (Sellier et al.1999). Il se base sur la théorie de l'endommagement, il prend en compte trois sources indépendantes d'endommagement (traction, compression et réaction). Le couplage entre elles est effectué au moyen de la méthode du maillon faible. Le calcul des

endommagements indépendants tient compte de l'influence de l'état de contraintes local, les valeurs propres du tenseur des déformations générées par la réaction alcali-silice sont donc différentes dans les trois directions principales. Ainsi, bien que la contrainte générée par la réaction soit considérée isotrope, les déformations engendrées peuvent être anisotropes en fonction de l'état de contraintes local.

Le tenseur d'endommagement que Poyet présente dans son modèle est diagonal, ses composantes sont les suivantes :

$$d_i^r = 1 - \exp\left(-\frac{1}{m^r} \left(\frac{<\tilde{\sigma}_i^r + \tilde{\sigma}^r>^+}{\tilde{\sigma}_u^r}\right)^{m^r}\right) \quad (3.55)$$

L'endommagement global est décrit par l'endommagement indépendant suivant toutes les directions principales. L'endommagement d intègre l'influence des différentes sources de fissuration (traction, compression, réaction) suivant chaque direction sur le coefficient d'endommagement global.

En l'absence de chargement, la contrainte générée par la réaction est :

$$\tilde{\sigma}^r = \tilde{\sigma}_u^r (-m^r \ln(1 - d^r))^{\frac{1}{m^r}} \quad (3.56)$$

Où :

- m^r et $\tilde{\sigma}_u^r$ sont des valeurs scalaires, ce sont des paramètres intrinsèques. m^r caractérise la fragilité du matériau et la cohésion $\tilde{\sigma}_u^r$ caractérise la contrainte apparente maximale
- d^r est une valeur de l'endommagement indépendant qui caractérise l'influence de la fissuration induite par la réaction alcali-silice. En se basant sur des essais, on peut déterminer d^r par la formule $d^r = \frac{\varepsilon_1^r}{\varepsilon_0^r + \varepsilon_1^r}$ ($\varepsilon_0^r = 0.3\%$) où ε_1^r est l'expansion libre suivant la direction 1.

On calcule la déformation chimique ε_{lib}^{RAS} en fonction de l'avancement, puis on calcule d_i^r par l'équation (3.55), puis ε_i^r par l'équation (3.54).

7) Modèle de Grimal

La modélisation de (Grimal 2007) fait suite aux travaux de Poyet, elle s'appuie sur les phénomènes physiques impliqués dans les effets structuraux induits par la RAS et sur le comportement à long terme du béton. Le modèle prend en compte les pressions engendrées par la formation de gel dû à la RAS. Cette pression dépend de la température, de la teneur en eau et du volume de gel pouvant être créé par les granulats siliceux réactifs. Ainsi (Grimal 2007) a proposé une loi d'évolution de la pression interne sous la forme suivante :

$$P^g = M^g < AV^g - < A_0 V^g + b^g (tr(\varepsilon)) > \gg \quad (3.57)$$

Avec

- V^g est le volume maximum de gel qui peut être créé par la réaction chimique.
- A est l'avancement de la réaction chimique.
- A_0 est l'avancement à partir duquel la porosité connectée initiale est comblée.
- M_g est assimilable à un module d'élasticité du gel
- b^g peut être assimilable à un coefficient de Biot pour le gel.

(Grimal 2007) propose aussi une modélisation anisotrope de l'endommagement basée sur le concept des contraintes effectives ce qui permet de prendre en compte le report de gonflement des directions en gonflement empêchées vers les directions en gonflement libre ainsi que la chute de rigidité de la structure. (Grimal 2007) a raisonné à partir d'une description tensorielle du réseau de fissures. Les pertes de rigidité en traction ou en compression peuvent ainsi être traitées dans chaque direction de l'espace en fonction du signe des contraintes et de

l'orientation des fissures : si une contrainte principale est positive, les fissures les plus actives seront celles dont l'orientation est globalement perpendiculaire à la contrainte, alors que si la contrainte principale est négative, les fissures les plus actives seront parallèles à la contrainte. Ainsi on distingue une loi d'évolution de l'endommagement isotrope de compression représenté par l'équation suivante :

$$d^c = 1 - \exp\left(-\frac{1}{m^c} \left(\frac{\sigma^{DP}}{\sigma^{uc}}\right)^{m^c}\right) \quad (3.58)$$

Avec :

- σ^{DP} représente la valeur maximale de la contrainte de Drucker-Prager (contrainte seuil)
- m^c et σ^{uc} sont des paramètres « matériau » qui traduisent respectivement la fragilité du béton et sa cohésion ils peuvent être déterminé expérimentalement.

En traction, (Grimal 2007) a utilisé un critère de fissuration de Rankine. Le critère traduit dans chaque direction principale du tenseur des contraintes effectives le non dépassement de la composante normale de la contrainte seuil notée σ_R et vue que les endommagements ont les mêmes directions principales que les contraintes seuils σ_R , on peut définir le tenseur des endommagements dans la base des contraintes principales de σ_R .

(Grimal 2007) propose une loi d'évolution de l'endommagement en traction, détaillée en (Sellier, 2006) inspirée de la loi de Weibull (Sellier, 1995), représentée par la variable suivante :

$$d_t^t = 1 - \exp\left(-\frac{1}{m^t} \left(\frac{\sigma_t^R}{\sigma^{ut}}\right)^{m^t}\right) \quad (3.59)$$

Avec :

- d_t^t les valeurs propres du tenseur d'endommagement estimées à partir des valeurs propres σ_t^R de σ^R
- m^t et σ^{ut} sont des paramètres « matériau » qui traduisent respectivement la fragilité du béton et sa cohésion ils peuvent être déterminé expérimentalement.

Le modèle de Grimal intègre également des déformations différées (retrait et fluage) ce qui constitue l'une de ses originalités importantes.

8) Modèle de Fairbairn

(Fairbairn 2004) développe son modèle sur la base de celui de (Coussy et Ulm 1996). En utilisant la théorie thermo-chimico-mécanique, il considère l'endommagement comme un facteur déterminant le comportement anisotrope de la structure. Dans le volume Ω du béton, $A_c = A_s + A_p$ est la surface totale, A_s est l'aire du squelette, A_p est l'aire de l'espace poreux. Le modèle consiste à introduire une contrainte fictive :

$$\bar{\sigma} = \frac{A_s}{A_c} \sigma = \frac{A_s}{A_c} \sigma^s - \frac{A_p}{A_c} p^g = \bar{\sigma}_s - \bar{p}_g \quad (3.60)$$

avec

$$\bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_s \varepsilon^{ss} = D^s \frac{A_s}{A_c} \varepsilon^{ss} \quad (3.61)$$

qui est la contrainte fictive dans le squelette et

$$\bar{p}_g = \bar{D}^g < -(\varepsilon^\pi - \varepsilon^g) > = D^g \frac{A_p}{A_c} < -(\varepsilon^\pi - \varepsilon^g) > \quad (3.62)$$

qui est la contrainte fictive dans le pore. En introduisant un critère sur le développement de fissure dans le milieu poreux, il y a développement de microfissures si l'énergie dans le squelette atteint un seuil $\bar{g}_f^s = \int \bar{\sigma}^s ds^s = \frac{\bar{g}_f}{h}$.

Dans le cas mono-dimensionnel, le schéma rhéologique associé à la modélisation de (Fairbairn 2004) est présenté dans la figure 3-6 et figure 3.7 où $\bar{E}^s$ est le module élastique moyen du squelette : $\bar{E}^s = E^s \frac{A_s}{A_c}$, $\bar{E}^g$ est le module élastique moyen du gel : $\bar{E}^g = E^g \frac{A_g}{A_c}$. $\bar{f}_{ct}^s$ est la résistance en traction du squelette, $\bar{g}_{ct}^s$ est énergie spécifique de l'endommagement.

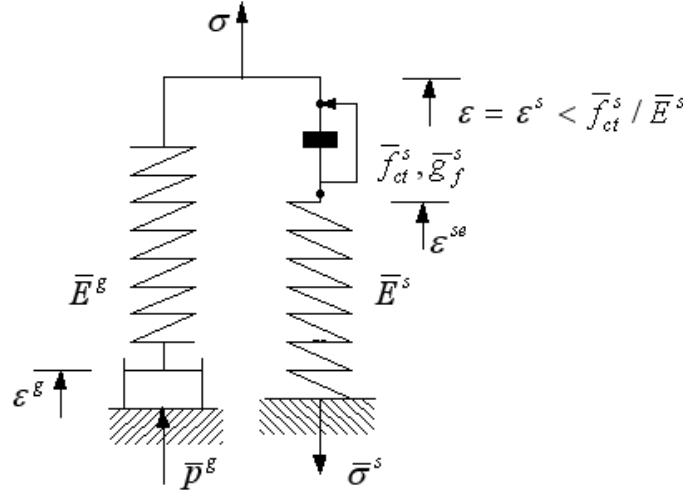


Figure 3-6 Modèle unidimensionnel – état élastique

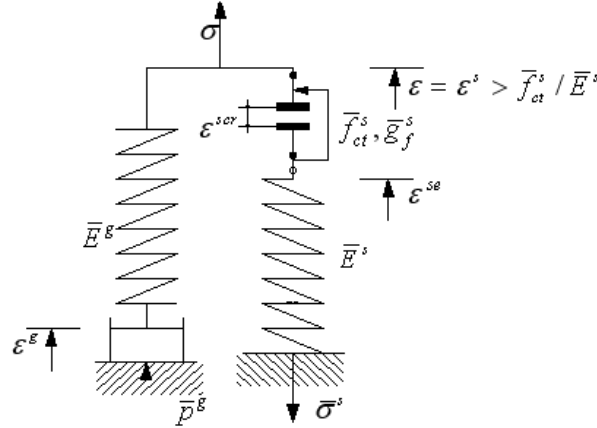


Figure 3-7 Modèle unidimensionnel – état endommagé

À l'échelle tridimensionnelle, ce modèle permet de tenir compte de l'anisotropie due à la formation de fissures

$$\bar{\sigma}^s = \bar{D}^{scr} \epsilon^s = \begin{pmatrix} \bar{D}_{nm}^{scr} & 0 & 0 \\ 0 & \bar{D}_{nm}^{scr} & 0 \\ 0 & 0 & \bar{D}_{nm}^{scr} \end{pmatrix} \quad (3.64)$$

avec $\bar{D}_{nm}^{scr} = \frac{(\bar{f}_{ct}^s)^2}{2\bar{g}_f^s}$.

IV. Bilan de la partie bibliographique

La réaction sulfatique interne est une pathologie qui affecte certains bétons hydrauliques, elle résulte de la formation de cristaux d'ettringite pouvant être expansifs. L'étude bibliographique a permis de classer les paramètres qui influent sur la RSI en trois groupes : les conditions thermiques au jeune âge, les conditions environnementales et la composition de béton.

La cinétique de ces réactions apparaît suffisamment lente pour que les phénomènes puissent être détectés et leurs conséquences analysées, notamment en terme de sûreté des ouvrages. Cependant, l'expansion qu'elles provoquent au sein d'une structure ne semble pas pouvoir être arrêtée, or des problèmes techniques ou mécaniques alors associés à ces expansions exigent des interventions. Dans le cas de la RSI les modèles présentés dans la littérature se concentrent essentiellement sur des modèles chimiques basés sur le couplage entre composition du béton et expansion finale et aussi des modèles mécaniques à l'échelle mésoscopique basés sur la description de la formation d'ettringite autour de granulats supposés sphériques. Ces modèles se révèlent insuffisants pour le recalcul d'ouvrages atteints par la RSI puisqu'ils ne tiennent pas compte de l'effet des conditions environnementales ni de l'histoire thermique au jeune âge et prédisent uniquement une expansion potentiel. De plus, l'échelle de modélisation n'est pas adaptée à la taille des structures concernées.

Dans une démarche d'ingénierie des structures en béton atteints de RSI, on s'est orienté par analogie vers l'étude des modèles de recalcul des ouvrages atteints par la RAS. En effet, ces deux réactions présentent plusieurs similarités à l'échelle macroscopique. Les modèles développés pour la RAS sont plus avancés que ceux pour la RSI. Parmi les modélisations faites pour la RAS, on s'est concentré sur les modèles « phénoménologiques ou macroscopiques ». Les modèles développées pour la RAS utilisent un calcul avec pression interne pour modéliser le gonflement. Cette démarche permet de combiner la pression interne avec les contraintes externes pour conduire, selon les modèles, soit à une évolution de l'endommagement soit à une déformation plastique. Toutefois, l'évolution de la pression n'est pas calculée à partir de l'avancement chimique de la réaction mais la cinétique est calée sur les déformations mesurées expérimentalement ce qui est mieux adapté à l'expertise d'ouvrage réels.

Dans le prochain chapitre, on présentera un modèle phénoménologique pour le recalcul des structures atteintes de RSI. Il reprend certaines idées utilisées dans les modèles développés pour la RAS en y ajoutant la prise en considération du traitement thermique au jeune âge qui constitue l'originalité du modèle. Ce modèle tient aussi compte de plusieurs autres paramètres tels que l'humidité à laquelle la structure est soumise, de l'effet de la contrainte sur l'anisotropie du gonflement, de l'endommagement en fonction du gonflement et de la déformation hydrique associée au séchage éventuel.

*Partie 2. Modélisation chimico-mécanique des
effets de la réaction sulfatique interne*

Chapitre 4. Modèle développé

I. Introduction

Dans ce chapitre on présente les différents éléments du modèle développé pour prédire le comportement d'une structure atteinte de RSI. Le modèle se base sur l'expérience acquise par le LCPC dans le domaine de la modélisation des réactions de gonflement à travers les travaux de (Coussy et Ulm 1996), (Ulm 1999), (Larive 1998) et (Li et al. 2004). Ces travaux, rappelés en première partie, sont transposés au cas de la RSI. Puis on détaille les différentes lois de couplage qui traduisent l'influence de l'état de contrainte et de l'environnement thermo-hydrrique du matériau. Ces lois, inspirées par les modèles existants pour décrire et interpréter la RAS, sont ajustées à l'aide de données expérimentales chaque fois que c'est possible. A défaut de résultats sur la RSI, on utilise par analogie des ajustements tirés d'expérimentations sur la RAS.

Il est à noter que les améliorations de description des couplages seront implémentées dans un module de calcul permettant de traiter soit le cas de la RAS, soit ceux de la RSI, et contribuent donc aussi à une amélioration du module ALKA existant (Seignol et Dubouchet 2006), sur la base du retour d'expérience des études et expertises réalisées depuis sa mise au point initiale (2003-2006).

II. Base thermodynamique du modèle

La modélisation du comportement du béton atteint de RSI s'appuie essentiellement sur la description d'une réaction de l'évolution de variables internes à l'intérieur d'un milieu poreux. Pour tenir compte des effets de la réaction chimique sur le comportement mécanique d'un matériau, on fait appel à la modélisation thermodynamique de ce système. Le système (S) étudié comprend un squelette solide et un fluide présent dans les pores. Au sein de la solution interstitielle du système (S), la réaction chimique est décrite symboliquement par l'équation suivante :



Les $R_{i=1..n}$ représentent les réactifs de la réaction (ce qui est le cas en première approximation pour une réaction interne). Le cristal d'ettringite formé à l'issue de la réaction est désigné par C. Les coefficients stœchiométriques correspondant respectivement aux réactifs et au produit

sont $v_{i=1..n}$ et v_C . Le but est d'introduire une variable « avancement de la réaction » qui permet de caractériser l'état d'une réaction entre son état initial et son état final.

Dans le cas d'un système fermé, la variation de masse d'un constituant n'est due qu'à la réaction. On peut écrire la variation de l'avancement ξ au cours du temps grâce à l'équation (4.2) :

$$-\frac{\dot{m}_{R_i}}{v_{R_i} M_{R_i}} = \frac{\dot{m}_C}{v_C M_C} \quad (4.2)$$

Où $\dot{m}_{R_i \text{ ou } C}$ représente le taux de masse consommée et $M_{R_i \text{ ou } C}$ représente la masse molaire des réactifs ou du cristal.

A partir de l'équation (4.2), on peut définir un avancement normalisé ξ vis-à-vis de la formation de l'ettringite. Cette variable est comprise entre 0 et 1 et s'écrit de la façon suivante :

$$-m_R^\infty \frac{d\xi}{dt} = \frac{dm_{R_i}}{dt} \text{ avec } m_R^\infty = v_{R_i} M_{R_i} \quad (4.3)$$

$$-m_C^\infty \frac{d\xi}{dt} = \frac{dm_C}{dt} \text{ avec } m_C^\infty = v_C M_C \quad (4.4)$$

En utilisant le premier et le deuxième principe de la thermodynamique, en négligeant les termes de la dissipation due au transport de chaleur et la dissipation due au transport de fluide, la dissipation totale de ce système peut être exprimée comme suit :

$$\Phi = \sigma \frac{d\varepsilon}{dt} + \sum_{\alpha=R_{i=1..n}, C} \mu_\alpha \left(\frac{dm_\alpha}{dt} - \dot{m}_\alpha \right) - S \frac{dT}{dt} - \frac{d\Psi}{dt} > 0 \quad (4.5)$$

Où α représente un constituant de la réaction $\alpha=R_{1..n}$ ou $\alpha=C$, σ et ε sont respectivement la contrainte et la déformation dans le milieu considéré, μ^α le potentiel de Gibbs, m_α la masse par unité de volume du constituant α , Ψ l'énergie libre et S est l'entropie du matériau liée à la température absolue T .

La dissipation totale peut être écrite comme somme d'une dissipation intrinsèque Φ_1 associée au squelette solide et d'une dissipation de la réaction chimique $\Phi_{\rightarrow}$:

$$\begin{aligned} &> \text{Dissipation intrinsèque} \\ \Phi_1 &= \sigma \frac{d\varepsilon}{dt} + \sum_{\alpha=R_{i=1..n}, C} \mu_\alpha \frac{dm_\alpha}{dt} - S \frac{dT}{dt} - \frac{d\Psi}{dt} > 0 \end{aligned} \quad (4.6)$$

$$\begin{aligned} &> \text{Dissipation par la réaction chimique} \\ \Phi_{\rightarrow} &= - \sum_{\alpha=R_{i=1..n}, C} \mu_\alpha \dot{m}_\alpha \end{aligned} \quad (4.7)$$

Dans le cas d'un matériau élastique, on a $\Phi_1 = 0$; on retrouve alors les équations d'état :

$$\sigma = \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon}; \mu_\alpha = \frac{\partial \Psi}{\partial m_\alpha}; S = - \frac{\partial \Psi}{\partial T} \quad (4.8)$$

Dans un système fermé au sens du transport de masse, en utilisant les équations (4.7) et (4.8) on peut exprimer le changement de masse à l'aide de la variable d'avancement ξ . Dans ce cas l'énergie libre s'écrit sous la forme suivante :

$$\Psi(\sigma, m_R = -m_R^\infty \xi, m_C = m_C^\infty \xi, T) = \psi(\sigma, \xi, T) \quad (4.9)$$

Dans ce cas les équations d'état s'écrivent :

$$\sigma = \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon}; \mu_R = - \frac{1}{m_R^\infty} \frac{\partial \psi}{\partial \xi}; \mu_C = - \frac{1}{m_C^\infty} \frac{\partial \psi}{\partial \xi}; S = - \frac{\partial \psi}{\partial T} \quad (4.10)$$

Ainsi la dissipation chimique peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\Phi_{\rightarrow} = A \dot{\xi} \quad (4.11)$$

Avec

$$A = -\frac{\partial \psi}{\partial \xi} = - \sum_{\alpha=R, I, U, V, C} \mu_{\alpha} \tilde{n}_{\alpha} \quad (4.12)$$

Dans cette expression A représente l'affinité chimique de la réaction.

Cette base de description est commune aux modèles décrivant le comportement chimico-mécanique des matériaux réactifs. Elle est notamment appliquée pour les bétons en cours d'hydratation (Ulm 1999) ou sujet à l'alcali-réaction (Li et al. 2004, Larive 1998). La particularité de chaque cas consiste à identifier l'affinité A , l'évolution de la variable interne ψ et le couplage éventuel de ces variables avec les variables internes ($T, \varepsilon \dots$) et les évolutions mécanique du système.

III. Modèle chimico-élastique

Pour simplifier on présente d'abord le cas où le comportement mécanique du matériau modélisé est élastique réversible. On considère un milieu poreux soumis à une contrainte σ . Ce milieu est sujet à une réaction de gonflement qui provoque la formation de l'ettringite expansive. Cette formation peut se faire dans les pores, à l'interface pâte-granulat ou dans les fissures. Une fois l'espace disponible pour cette ettringite rempli, ce cristal exerce une pression p_s sur les parois des pores ce qui crée, simultanément, une traction σ_u dans le squelette solide. Une représentation des différentes forces qui agissent sur le milieu sont données dans la figure 4-1. L'équilibre résulte alors de la pression p_s , de la contrainte interne σ_u et du chargement extérieur :

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}_u - \underline{p}_s \quad (13)$$

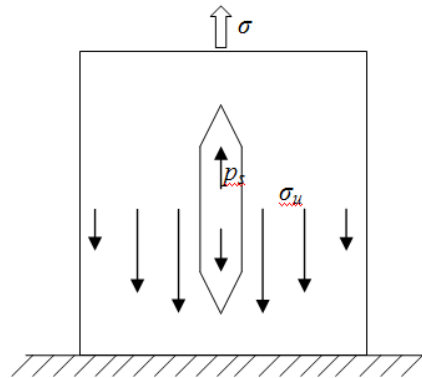


Figure 4-1 Description de la formation du cristal d'ettringite

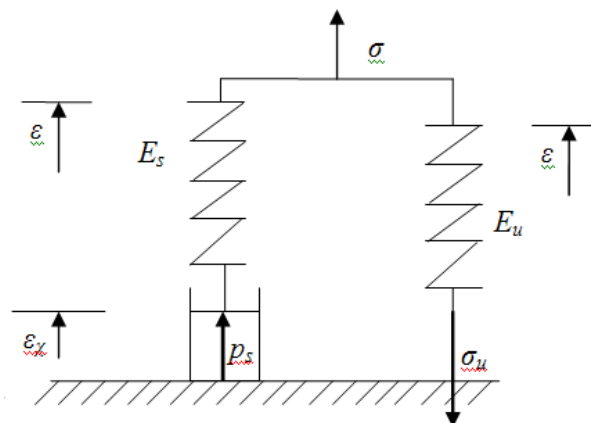


Figure 4-2 Modèle rhéologique associé

La description rhéologique monodimensionnelle du modèle élastique est représentée dans la figure 4-2, L'expansion du cristal d'ettringite est représentée par un « piston » chimique qui se traduit par une déformation locale ε_x . La réponse mécanique du squelette solide à la pression exercée par le cristal est traduite par un ressort de module d'élasticité E_s tandis qu'un autre ressort de module E_u traduit la réponse mécanique du matériau à la contrainte σ_u qui s'exerce en retour.

En considérant que la déformation chimique est proportionnelle de l'avancement de la réaction, on a :

$$\varepsilon_x = k\xi \quad (4.14)$$

Où k est un coefficient liant la formation du gel et l'expansion locale dans les matériaux. Dans le cas d'un processus isotherme, la déformation totale du système étant notée ε , l'énergie libre du système s'écrit :

$$\psi(\varepsilon, \xi, T) = \bar{\psi}(\varepsilon, \xi) = \frac{1}{2}(E_u \varepsilon^2 + E_s(\varepsilon - k\xi)^2) + \frac{1}{2} A_0 (1 - \xi)^2 \quad (4.15)$$

Où A_0 représente l'affinité chimique lorsque $\xi = 0$.

Le premier terme de l'expression (15) traduit l'énergie libre des deux ressorts et le deuxième terme représente l'énergie libre des liaisons chimiques des réactifs. Ainsi on peut déterminer l'expression explicite de la contrainte σ et de la force thermodynamique A .

La contrainte s'écrit sous la forme suivante :

$$\sigma = \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon} = E(\varepsilon - \beta\xi) \quad (4.16)$$

Avec $E = E_s + E_u$ et $\beta = \frac{kE_s}{E_s + E_u}$

Dans le cas de l'expansion libre, $\sigma = 0$. La déformation totale s'écrit $\varepsilon = \beta\xi$. L'essai d'expansion libre donne donc directement accès aux paramètres chimiques du modèle, $\beta = \varepsilon_\infty$ est le potentiel de gonflement atteint pour $t = \infty$ si on admet que la réaction atteint alors son avancement maximum $\xi = 1$ et ξ avancement normalisé de la réaction représente sa cinétique. La loi de comportement du béton atteint par une réaction de gonflement est fondée sur le principe de superposition des déformations. Dans le cas isotrope, la relation contraintes-déformations s'écrit alors :

$$\sigma = E(\varepsilon - \varepsilon_x) \quad (4.17)$$

Où σ représente la contrainte, E le module d'élasticité et ε la déformation totale. Partant de l'hypothèse d'un gonflement libre isotrope, cette loi est généralisée au cas tridimensionnel :

$$\sigma = \left(K - \frac{2}{3}G\right) \text{tr} \varepsilon + 2G\varepsilon - K\varepsilon_x \quad (4.18)$$

Où K et G représentent les modules de compressibilité et de cisaillement de la loi de Hooke.

L'écriture du modèle de la façon suivante à plusieurs avantages. D'abord, le potentiel de gonflement ε_∞ et l'avancement de la réaction ξ sont des variables observables, donc ils sont mesurable sur des éprouvettes et on peut les injecter comme des données départ d'un calcul macroscopique. Aussi la notion d'équivalence entre pression induite par la formation de cristal et la déformation chimique ce qui donne la possibilité de gérer les problèmes à partir d'une déformation connu et non pas d'une à partir d'une contrainte inconnue ou très difficile à déterminer. Ainsi on modélise la RSI comme une déformation chimique imposée qui consiste d'appliquer à chaque instant une déformation qui peut dépendre de plusieurs autres paramètres.

Certes ce type de calcul a aussi des inconvénients, en effet ce modèle n'est pas forcément chimique au sens stricte, par exemple ce modèle ne détecte pas le cas où le cristal remplit les pores sans provoquer des pressions sur les parois.

IV. Modèle chimico-élastoplastique

1) Modèle chimico-élastoplastique unidimensionnel

L'expansion du cristal d'ettringite à l'intérieur du milieu poreux provoque une pression p_s sur les parois de son squelette. Cette pression peut provoquer la fissuration du matériau (figure 4-3). Ce dernier peut ainsi se déformer irréversiblement. Afin de modéliser l'effet de cette déformation irréversible, on a choisi d'utiliser un modèle chimico-élastoplastique. Ce choix, cohérent avec la volonté d'aboutir à un outil d'ingénieur, a l'avantage de conserver une modélisation compatible avec le cadre générale de mécanique des milieux continue, l'élastoplasticité étant également adaptée à la description des armatures. L'interprétation des déformations irréversibles de traction compression en termes d'ouvertures de fissures relève une problématique générale de description du comportement du béton endommagé qu'on ne détaillera pas ici spécifiquement. Pour cela on introduit une déformation plastique irréversible ε_p représentant la déformation plastique du matériau et χ la variable d'écrouissage. Le modèle rhéologique associé à cette représentation est présenté dans la figure 4-4.

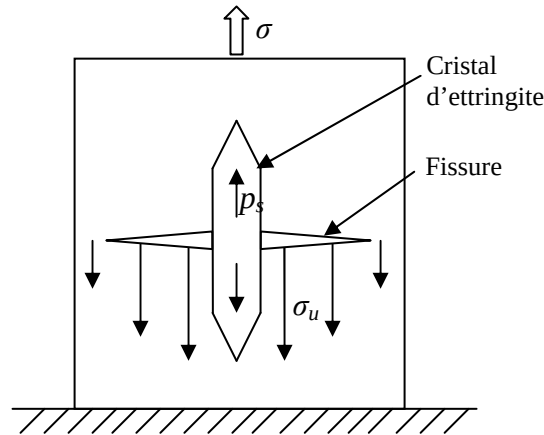


Figure 4-3 Description de la formation du cristal d'ettringite

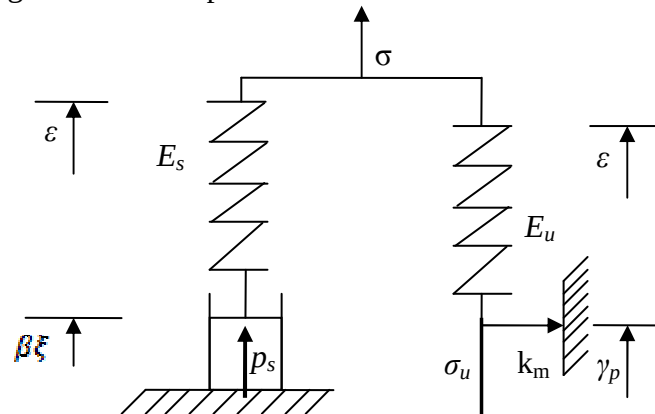


Figure.4. Modèle rhéologique associé

Figure 4-4 Modèle rhéologique associé

Ce modèle rhéologique tient compte du développement d'une éventuelle fissuration dans la partie du matériau en traction à travers l'ajout d'un patin avec un seuil k_m qui provoque une déformation plastique locale γ_p . L'écriture monodimensionnelle de l'équation d'équilibre et du critère de plasticité du modèle présenté s'écrivent :

$$\sigma = \sigma_u - p_s \quad \text{et} \quad \sigma_u \leq k_m \quad (4.19)$$

Or la pression p_s et la traction σ_u s'écrivent :

$$p_s = -E_s (\varepsilon - \beta \xi) \quad \text{et} \quad \sigma_u = E_u (\varepsilon - \gamma_p) \quad (4.20)$$

Ainsi en substituant (4.19) dans (4.20) on a :

$$\begin{cases} \sigma = E(\varepsilon - \varepsilon_p - \beta \xi) \\ \sigma - E_h(\varepsilon_p - \bar{\beta} \xi) \leq K_m \end{cases} \quad (4.21)$$

Où β , E_h , K_m , ε_p sont données par les formules suivantes :

$$\begin{cases} \varepsilon_p = \frac{E_u}{E_s + E_u} \gamma_p ; \quad \bar{\beta} = \frac{E_u}{E_s + E_u} k_m \\ E_h = \frac{E_s}{E_s + E_u} (E_s + E_u) ; \quad K_m = \frac{E_s + E_u}{E_s} k_m \end{cases} \quad (4.22)$$

A l'aide des nouveaux coefficients, on peut concevoir une représentation analogue à celle de la figure 4-4. Ce nouveau modèle est représenté dans la figure 4-5.

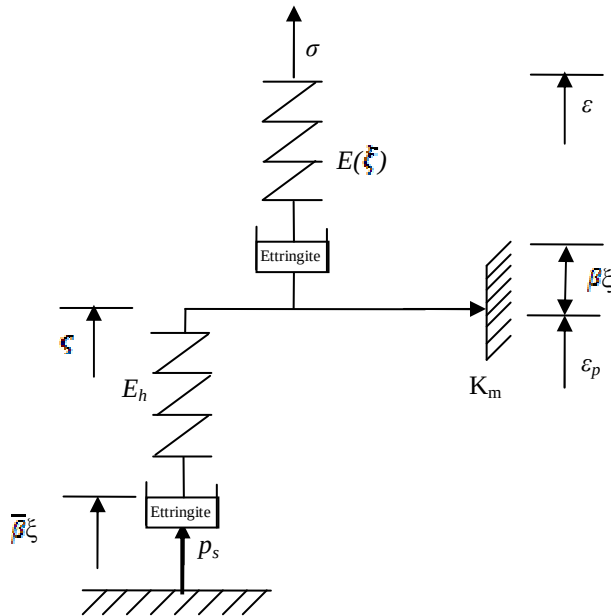


Figure 4-5 Représentation rhéologique du modèle cas élastoplastique

ξ représente la variable d'écrouissage, dans le cas unidimensionnel cette variable coïncide avec la déformation chimique ε_χ . En supposant que la contribution de l'expansion du cristal d'ettringite au gonflement de matériaux est purement élastique. Cette supposition est née du fait que le cristal est un matériau assez rigide donc on a un module d'élasticité bien supérieur à celui du squelette solide du milieu poreux ainsi la contribution de l'expansion du cristal est purement élastique. Le modèle se réduit à celui présenté dans la figure 4-6.

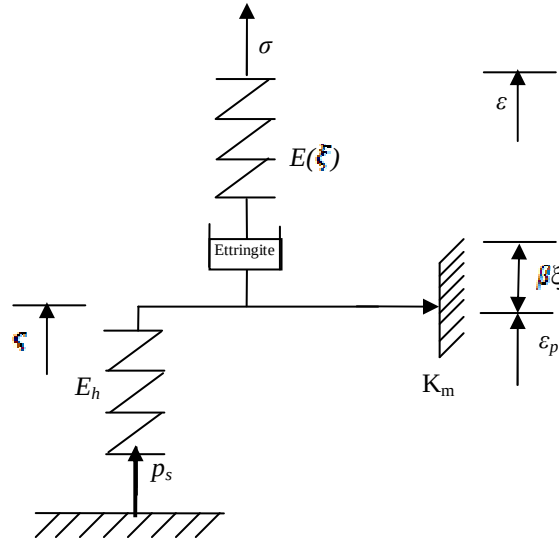


Figure 4-6 Représentation rhéologique du modèle cas élastoplastique induite

Pour ce modèle l'énergie libre s'écrit sous la forme suivante :

$$\bar{\psi}(\varepsilon - \varepsilon_p, \xi, T) = \bar{\psi}(\sigma, \xi) = \frac{1}{2} E(\xi) \left((\varepsilon - \varepsilon_p) - \beta \xi \right)^2 + \frac{1}{2} E_h \zeta^2 + g(\xi) \quad (4.23)$$

Avec

$$g(\xi) = \frac{A_0}{2} (1 - \xi)^2 \quad (4.24)$$

En considérant que ζ est la force thermodynamique associée à variable d'écrouissage ξ . L'équation d'état s'écrit de la façon suivante :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{\partial \bar{\psi}}{\partial \varepsilon} = E(\xi) \left((\varepsilon - \varepsilon_p) - \beta \xi \right) \\ \zeta = p_\xi = \frac{\partial \bar{\psi}}{\partial \xi} = -E_h \zeta \\ A = -\frac{\partial \bar{\psi}}{\partial \xi} = \frac{1}{2} \frac{\partial E(\xi)}{\partial \xi} \left((\varepsilon - \varepsilon_p) - \beta \xi \right) + \sigma + A_0 (1 - \xi) \end{cases} \quad (4.25)$$

L'influence de la variation du module de Young et de la contrainte sur la réaction sont supposées négligeables, on a alors $A = A_0(1 - \xi)$.

L'équilibre de contrainte impose

$$|\sigma - p_s| \leq K_m \quad (4.26)$$

Ainsi la fonction de charge s'écrit :

$$f(\sigma, p_s) = |\sigma - p_s| - K_m \leq 0 \quad (4.27)$$

Les évolutions des déformations irréversibles et de l'écrouissage peuvent être calculées si une plasticité associée est adoptée :

$$\begin{cases} d\varepsilon_p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} = d\lambda \text{sign}(\sigma + p_s) \\ d\xi = d\lambda \frac{\partial f}{\partial p_s} = d\lambda \text{sign}(\sigma + p_s) \end{cases} \quad (4.28)$$

La condition $\dot{f} = df = 0$ mène à :

$$f = df = 0 \rightarrow \frac{\partial f}{\partial \sigma} d\sigma + \frac{\partial f}{\partial p_s} dp_s = \frac{\partial f}{\partial \sigma} d\sigma + \frac{\partial f}{\partial p_s} \frac{\partial p_s}{\partial \chi} d\chi = 0 \quad (4.29)$$

Ainsi, en utilisant l'équation d'état (4.25)₂

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma} d\sigma = d\lambda \left(\frac{\partial f}{\partial p_s} \right)^2 E_h \quad (4.30)$$

Et le multiplicateur plastique $d\lambda$ a pour expression :

$$d\lambda = \frac{1}{H} \frac{\partial f}{\partial \sigma} d\sigma \quad \text{avec} \quad H = E_h \left(\frac{\partial f}{\partial p_s} \right)^2 \quad (4.31)$$

Dans le cas d'une expansion libre du matériau, la contrainte σ et l'incrément $d\sigma$ sont nuls ce qui implique, en utilisant les équations (4.28) et (4.31), que : $d\lambda = 0$ et $d\varepsilon_p = 0$. Ainsi la déformation s'exprime en termes d'avancement de la formation du cristal d'ettringite multiplié par un potentiel de gonflement de la façon suivante :

$$\varepsilon = \beta \xi \quad (4.32)$$

Supposons maintenant que le matériau soit soumis à une contrainte σ_0 constante, cette contrainte provoque une déformation irréversible ε_p^0 . Ainsi on peut écrire :

$$\sigma_0 = E(\xi)(\varepsilon - \varepsilon_p^0) - E(\xi)\beta\xi \quad (4.33)$$

Si on néglige $\frac{\partial E(\xi)}{\partial \xi}$, cette équation s'écrit sous forme incrémentale de la façon suivante:

$$d\varepsilon = \beta d\xi \quad (4.34)$$

On remarque ainsi que l'évolution de la déformation plastique ε_p est découplée de la formation de l'ettringite et que le gonflement d'origine chimique reste élastique. Aussi, l'avancement chimique n'intervient pas dans la force d'écrouissage p_s ni dans le multiplicateur $d\lambda$, et on peut écrire la contrainte totale comme suit :

$$\sigma = E(\xi)(\varepsilon - \varepsilon_x - \varepsilon_p) \quad \text{avec} \quad \varepsilon_x = \beta\xi \quad (4.35)$$

Tout revient alors à imposer une contrainte (ou bien une déformation) d'origine chimique dans un milieu élastoplastique classique. Le terme employé de chimico-plasticité induite vient de ce fait. Cette source de contrainte (ou de déformation) chimique peut en effet induire de la plasticité dans le matériau. Si l'on bloque la déformation totale $\varepsilon = 0$ dans le modèle de la figure 4-6, le piston chimique finira par entraîner une déformation plastique si la pression accumulée dépasse la résistance K_m du patin. La déformation plastique induite par la réaction chimique ne peut avoir lieu que dans le cas où la déformation du matériau est limitée ou empêchée.

Les équations (4.32) et (4.34) indiquent alors que la cinétique peut s'exprimer directement par l'expansion macroscopique du matériau, comme dans le cas chimico-élastique.

V. Modèle chimico-élastoplastique tridimensionnel

L'extension du modèle précédent au cas tridimensionnel revient à réécrire les équations d'état sous forme tensorielle.

1) Equation d'état

$$\left\{ \begin{array}{l} \underline{\underline{\sigma}} = \frac{\partial \bar{\psi}}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}} = \left(\left(K - \frac{2}{3} G \right) \left(\text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}}) - \text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}}_p) \right) \underline{\underline{1}} + 2G (\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_p) - \beta K \xi \underline{\underline{1}} \right) \\ \zeta = p_s = \frac{\partial \bar{\psi}}{\partial \zeta} = -K_h \zeta \\ A = -\frac{\partial \bar{\psi}}{\partial \xi} = \beta \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}) + A_0 (1 - \xi) \end{array} \right. \quad (4.36)$$

Dans le cas anisotrope la contrainte s'écrit de la façon suivante :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \frac{\partial \bar{\psi}}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}} = \left(\left(K - \frac{2}{3} G \right) \left(\text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}}) - \text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}}_p) \right) \underline{\underline{1}} + 2G (\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_p) - \beta K \xi \underline{\underline{b}} \right) \quad (4.37)$$

Avec $\mathbf{b}$ le tenseur d'anisotropie.

2) Critère chémo-plastique Willam-Warnke

Le critère de plasticité adopté dans notre modélisation est celui de Willam-Warnke, nous présentons dans ce qui suit une adaptation de ce modèle au cas des couplages chémo-plastique du béton atteint de réaction de gonflement. Le critère de plasticité de Willam-Warnke à trois a été paramétré développé 1975 (Willam-Warnke 1975), ce critère est fréquemment utilisé pour la modélisation du comportement non-linéaire du béton comme matériaux plastique parfait ou comme matériaux plastique écrouissant (Ulm 1996). Nous montrons ainsi son extension au cas du béton atteint de réaction de gonflement considéré comme matériau chémo-plastique.

Le critère de Willam-Warnke à 3 paramètres peut être considéré comme un critère de type Drucker-Prager adapté au béton dans le domaine des faibles confinements. Il s'écrit sous la forme :

$$\underline{\underline{\sigma}} \in \mathcal{C}_{\underline{\underline{\sigma}}} \quad \Leftrightarrow \quad f(\underline{\underline{\sigma}}, p_s) = \tau + \delta(\theta)(\sigma + p_s - \rho_\infty) < 0 \quad (4.38)$$

Où (τ, θ, σ) sont calculées à partir des invariants du tenseur des contraintes $\underline{\underline{\sigma}}$:

$$\begin{cases} \tau = \sqrt{\frac{1}{2} \underline{\underline{s}} : \underline{\underline{s}}} \\ \sigma = \frac{1}{3} \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}) \\ \cos \theta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{12}\tau} \end{cases} \quad (4.39)$$

Avec $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ ses valeurs principales, ordonnées suivant $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. Le coefficient de frottement $\delta(\theta)$ varie selon l'angle de Lode θ entre deux extrêmes : le coefficient de frottement sur le méridien de compression $\delta_c = \delta(\theta = 0^\circ)$ et le coefficient de frottement sur le méridien de traction $\delta_t = \delta(\theta = 0^\circ)$. L'expression analytique de $\delta(\theta)$ est :

$$\delta(\theta) = \frac{u+v}{w} \begin{cases} u = 2\delta_c(\delta_c^2 - \delta_t^2) \cos \theta \\ v = \delta_c(2\delta_c - \delta_c) \sqrt{(\delta_c^2 - \delta_t^2) \cos^2 \theta + 5\delta_c^2 - 4\delta_c \delta_t} \\ w = 4(\delta_c^2 - \delta_t^2) \cos^2 \theta + (2\delta_c - \delta_c)^2 \end{cases} \quad (4.40)$$

ρ_∞ représente la pression de cohésion. Les trois paramètres du modèle $(\rho_\infty, \delta_c, \delta_t)$ se déduisent de trois caractéristiques mécaniques de base du matériau :

$$f_c = \frac{3\delta_c}{\sqrt{3} - \delta_c} \rho_\infty \quad f_t = \frac{3\delta_t}{\sqrt{3} - \delta_t} \rho_\infty \quad f_{bc} = \frac{3\delta_t}{\sqrt{3} - \delta_t} \rho_\infty \quad (4.41)$$

f_c représente la résistance à la compression, f_t la résistance à la traction, f_{bc} la résistance à la compression biaxiale.

La règle d'écoulement s'écrit de la façon suivante :

$$d\underline{\underline{\varepsilon}}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (4.42)$$

$$d\zeta = d\lambda \frac{\partial f}{\partial p_s} \quad (4.43)$$

L'utilisation de (38) dans (42) donne :

$$d\underline{\underline{\varepsilon}}^p = d\underline{\underline{\varepsilon}}^p + \frac{1}{3} d\underline{\underline{\varepsilon}}^p \mathbf{1} \quad (4.44)$$

$$d\underline{\underline{\varepsilon}}^p = d\lambda \left(\frac{1}{2\tau} \underline{\underline{s}} + (\sigma + p_s - \rho_\infty) \underline{\underline{N}} \right) \quad (4.45)$$

$$d\underline{\underline{\varepsilon}}^p = \text{tr}(\underline{\underline{d\varepsilon}}^p) = d\lambda \delta(\theta) \quad (4.46)$$

Avec $\underline{\underline{N}} = \frac{\partial \delta(\theta)}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}$ (le développement de cette expression est présenté dans (ULM 1996).

Et la règle d'écrouissage s'écrit :

$$d\zeta = d\lambda \frac{\partial f(\underline{\underline{\sigma}}, p_s)}{\partial p_s} = d\lambda \delta(\theta) \quad (4.47)$$

Ce qui permet d'identifier la variation du volume plastique p_s comme variable d'écrouissage ζ .

En utilisant (31), on obtient le multiplicateur de plasticité sous la forme suivante :

$$f = df = 0 \rightarrow d\lambda = \frac{1}{H} \frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} d\underline{\underline{\sigma}} \quad \text{avec} \quad H = - \left(\frac{\partial p_s}{\partial \zeta} \right) \left(\frac{\partial f}{\partial p_s} \right)^2 \quad (4.48)$$

En remplaçant $f(\underline{\underline{\sigma}}, p_s)$ par son expression (38), on obtient :

$$d\lambda = \frac{1}{H} \left(d\tau + \delta(\theta) d\sigma + (\sigma + p_s - p_{\infty}) \underline{\underline{N}} : d\underline{\underline{\sigma}} \right) \quad (4.49)$$

Où H représente le module d'écrouissage du matériau.

VI. Extension pour tenir compte d'autres déformations

Ce modèle peut être étendu pour tenir compte d'autres déformations telles que la déformation de retrait comme c'est écrit dans l'équation (4.50)

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_e + \varepsilon_{\chi} + \varepsilon_p + \varepsilon_r \dots \quad (4.50)$$

Avec

- ε_e : La déformation élastique
- ε_{χ} : La déformation chimique
- ε_p : La déformation plastique
- ε_r : La déformation de retrait

Dans la suite on s'intéressera particulièrement à la déformation chimique. Pour cela on présentera une caractérisation de l'avancement de la réaction qui engendre cette déformation. Aussi, vu qu'elle dépend de l'histoire hydrique et thermique de la structure, on présentera les différentes lois de couplage qui permettent de l'adapter aux conditions environnementales.

VII. Loi d'avancement

On a vu que le gonflement libre provoqué par la réaction peut être écrit comme une amplitude potentielle de gonflement ε_{∞} multipliée par une fonction d'avancement normalisé $\xi(t)$:

$$\varepsilon_{\chi}(t) = \varepsilon_{\infty} \xi(t) \quad (4.51)$$

Le problème réside maintenant dans la détermination de l'allure de cette loi et des paramètres qui la gouvernent.

Afin de modéliser la cinétique d'avancement de la réaction en lien avec sa conséquence mécanique, on a recours à des courbes de déformation en fonction du temps issues d'essais d'expansion libre réalisés en laboratoire dans des conditions environnementales standardisées. D'après les observations de bétons atteints de RSI, et contrairement au cas de RAS seule, l'expansion ne tend pas toujours vers une valeur asymptotique même au bout d'un temps très grand, mais elle continue de croître. Ce caractère asymptotique en fin de réaction est dû à la prolongation de la réaction pour une longue durée. En effet l'ouverture des fissures induites par la RSI provoque un apport d'eau et d'humidité qui semble entretenir l'expansion. Afin de modéliser ce comportement on utilise la loi de gonflement proposée par (Brunetaud 2006) en ajoutant quelques modifications sur la forme de cette loi afin que l'avancement reste toujours

compris entre 0 et 1. Cette loi généralise celle de (Larive 1998) et permet donc de couvrir de façon semble-t-il assez générique les deux types de réactions de gonflement, voire leur coexistence. Une représentation générale de l'avancement est ainsi permise par l'équation suivante :

$$\xi(t) = \frac{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_c}\right)}{1 + \exp\left(-\left(\frac{t - \tau_l}{\tau_c}\right)\right)} \left(1 - \frac{\varphi}{\delta + t}\right) \quad (4.52)$$

Les quatre paramètres homogènes à des temps qui apparaissent pour définir cette évolution sont :

- τ_l le temps de latence, qui caractérise, d'après (Larive 1998), l'instant où la réaction s'accélère par augmentation de la diffusion au sein du matériau du fait de la microfissuration ;
- τ_c le temps caractéristique, relatif à la phase d'atténuation des phénomènes expansifs et qui caractérise donc la durée pour parvenir au palier de déformation (Larive, 1998) ;
- φ permet de jouer sur la proportion relative de la fraction sigmoïde et de la fraction asymptotiquement linéaire de la courbe d'expansion ;
- δ permet de moduler l'amortissement de la fraction linéaire de la courbe.

Les paramètres τ_l , τ_c , φ , δ sont obtenus par une méthode d'optimisation au sens des moindres carrés. Afin d'assurer que l'avancement chimique soit une variable comprise entre 0 et 1, il faut que les coefficients φ , δ obéissent à la condition suivante :

$$0 \leq \varphi \leq \delta \quad (4.53)$$

A titre d'illustration on représente dans la figure 4-7 la forme géométrique de l'équation (4.52). Dans cet exemple on prend $\tau_l=40$, $\tau_c=6$, $\delta=100$ et φ variable entre 0 et 90.

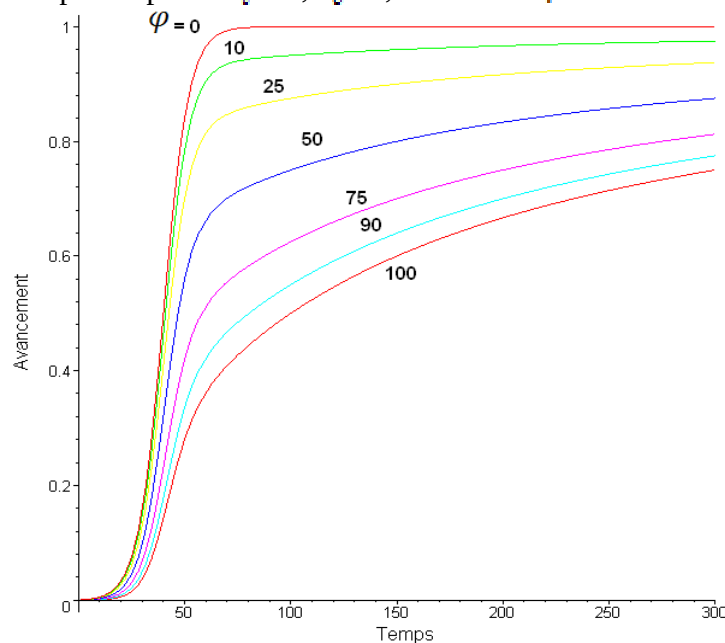


Figure 4-7 Forme géométrique de l'équation (4.52)

On remarque que la courbe de type (Larive 1998) avec $\varphi = 0$ constitue une limite supérieure et la courbe $\varphi = \delta = 100$ constitue une limite inférieure de l'ensemble des allures possibles. Le rapport $\frac{\varphi}{\delta}$ caractérise donc principalement l'évolution du gonflement à long terme.

L'importance de cette phase de long terme est primordiale dans les calculs que l'on va mener à l'échelle structurelle. Comme on va se placer dans une logique de réparation d'ouvrage à long terme, la prévision dans cette phase doit être la plus précise possible et éviter ainsi des erreurs considérables. Il faut néanmoins être conscient que l'identification de cette phase repose sur les données collectées sur des échantillons de laboratoire conservés sur de longues échéances, leur qualité est directement associée à la durée des mesures et à la qualité de contrôle des conditions (notamment thermiques et hydrique) qui permettent la poursuite du gonflement.

Le modèle proposé est calibré vis-à-vis des résultats expérimentaux de (Brunetaud 2005) dans le cas d'un béton chauffé 2h à 80°C. Une comparaison entre le calage fait par la loi de (Larive 1998) et celui fait selon la loi proposée est présentée dans la figure 4-8.

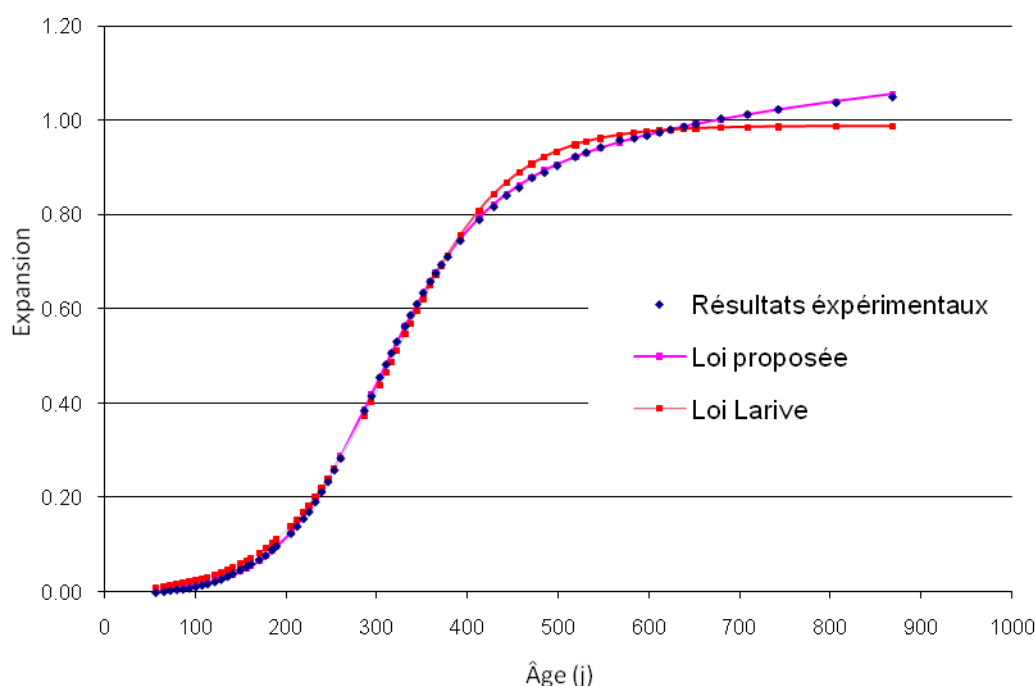


Figure 4-8 Comparaison des deux modèles de cinétique d'expansion

Les différentes valeurs de la loi de gonflement sont

Coefficient	$\varepsilon_{\infty}(\%)$	τ_i (jours)	τ_e (jours)	φ (jours)	δ (jours)
Loi proposée	1.30	284	56.2	206	213
Loi Larive	0.988	316.5	63.5		

Tableau 4-1 Calibration de la loi proposée sur des courbes d'expansion d'éprouvette

L'optimisation simultanée des paramètres conduit à trouver des résultats sensiblement différents de ceux de la loi de (Larive 1998) notamment pour les prévisions à long terme.

Ainsi la loi d'avancement présentée donne une meilleure représentation de l'évolution du gonflement. En comparant l'erreur entre le modèle et l'expérience induite par un calibrage au sens des moindres carrés, on remarque que cette erreur est de l'ordre de $2.33 \cdot 10^{-2}$ dans le cas d'un calage de type (Larive 1998) et elle est de l'ordre de $4.4 \cdot 10^{-4}$ avec la loi d'avancement proposée, cependant l'écart sur l'amplitude du gonflement à l'infini dépasse 30 %. Aussi, comme on se place dans une logique de réparation d'ouvrage à long terme une estimation plus précise et sécuritaire de la fin de gonflement est importante. Tous ces avantages nous orientent vers l'utilisation de la loi proposée dans la suite de notre modélisation.

VIII. Couplage avec la température au jeune âge

D'après (Famy 1999), (Odler et Chen 1995), il est admis que l'une des conditions nécessaires pour qu'un matériau cimentaire développe une expansion causée par la RSI est qu'il soit porté au dessus d'une température seuil de l'ordre de 65°C, probablement variable en fonction de la teneur en alcalins, pendant son hydratation ou au-delà, conduisant à une déstabilisation de l'ettringite. Donc il est important de définir un seuil de température à partir du quel il y a un déclenchement potentiel de la RSI. Ainsi la réaction ne concernera que les zones qui auront été préalablement chauffées. Dans ces zones, on postule qu'il y a une construction d'un potentiel de gonflement qui est plus ou moins important selon la température atteinte au jeune âge et la durée de maintien à température élevée. Ce potentiel associé au gonflement final dépend donc de l'histoire thermique au jeune âge.

Les expérimentations faites par (Lawrence 1995-b), (Petrov 2003), (Fu et al. 1997), (Fu 1996), (Pavoine 2002), (Brunetaud 2005) ont montré que l'amplitude de l'expansion finale croît non seulement avec la température appliquée au jeune âge, mais aussi avec la durée pendant laquelle est appliquée cette température élevée. Il est important de pouvoir lier l'histoire thermique au jeune âge à l'expansion, d'autant plus que dans une structure, cette histoire thermique n'est pas homogène, et qu'on aura donc des gradients d'expansion. Cette constatation semble valable pour des températures maximales comprises entre 65°C et 100°C et un temps de cure inférieur à 6 jours (Brunetaud 2005), peut-être plus (constatation sur ouvrages).

Dans ces conditions nous postulons une modulation du potentiel de gonflement par une loi de type Arrhenius avec effet de seuil. La loi proposée est de la forme suivante (Baghdadi et al 2007-b) (Baghdadi et al 2008-b) :

$$\varepsilon_{\infty} = \begin{cases} 0 & \text{si } T(t) \leq T_0 \\ \alpha \int_{T(t) \geq T_0} e^{-\left(\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T(t)-T_0} \right)\right)} dt & \text{si } T(t) > T_0 \end{cases} \quad (4.54)$$

Avec :

- ε_{∞} amplitude maximale de gonflement du béton,
- α amplitude de gonflement qui dépend de la composition du béton,
- E « énergie d'activation » spécifique de la RSI (liée à la déstabilisation de l'ettringite primaire),
- T_0 une température seuil à partir de laquelle on prend en compte la RSI,
- R constante des gaz parfaits

Ainsi on admet que l'histoire thermique initiale influe sur le potentiel, mais on néglige, au stade actuel, qu'elle pourrait avoir une influence sur les autres paramètres de la courbe de gonflement, en particulier sur sa cinétique, ceux-ci dépendant plutôt de l'environnement auquel le béton est soumis au cours de sa vie.

Le calibrage de cette loi que nous avons du postuler faute de données expérimentales adéquates entre le potentiel d'expansion et l'histoire thermique, nécessite des informations expérimentales. Les essais consistent à appliquer à des éprouvettes de même composition différentes histoires thermiques au jeune âge et faire par la suite le suivi d'expansion au cours du temps. Ainsi on obtient les potentiels associés à chaque histoire thermique. Dans la littérature, les essais de ce type ne sont pas nombreux ce qui n'a pas permis de faire des investigations détaillées sur cette loi. Néanmoins, on a essayé de calibrer cette loi par les résultats expérimentaux de (Brunetaud 2005). Pour cela on présente deux exemples préliminaires. Dans le premier, on a un béton avec une teneur en alcalins équivalents de

0.75% soumis à différentes histoires thermiques. Dans le tableau 4-2, on présente la variation du potentiel de gonflement en fonction de l'histoire thermique.

E/C	Teneur en alcalin	Nature des granulats	Temps étuvage 85°C	ϵ_{∞}
0,35	0.75	Siliceux	2H	0,0564 %
0,35	0.75	Siliceux	6H	0,2416 %
0,35	0.75	Siliceux	2J	1,0509 %

Tableau 4-2 Résultats expérimentaux de (Brunetaud 2005)

Pour ces valeurs expérimentales les résultats de calage de la loi, sont donnés au tableau 4-3.

$E \text{ (Jmol}^{-1}\text{)}$	α	$T_0 \text{ (}^\circ\text{C)}$
422	0.0011	54

Tableau 4-3 Résultats de calibrage

En utilisant ces résultats de calibrage on représente dans la figure 4-9 une illustration des valeurs expérimentales est ceux prédite par le modèle.

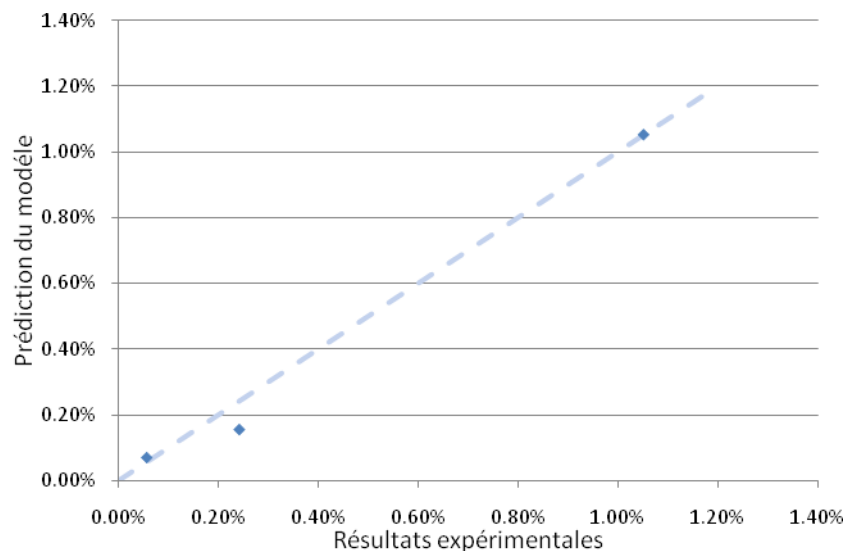


Figure 4-9 Comparaison entre les valeurs expérimentales et celles prédites par le modèle

On remarque que le modèle donne une bonne estimation des valeurs expérimentales. La précision de la calibration présentée dans le tableau 4-3 est de l'ordre de 10%, cette incertitude est assez acceptable.

Dans le deuxième exemple, on a un béton avec une teneur en alcalins équivalente de 1%. On présente dans le tableau 4-4 la variation du potentiel en fonction de traitement thermique appliqué.

E/C	Teneur en alcalin	Nature des granulats	Temps étuvage 85°C	ϵ_{∞}
0,35	1	Siliceux	2H	0.283 %
0,35	1	Siliceux	6H	0.328 %
0,35	1	Siliceux	2J	1.16 %

Tableau 4-4 Potentiel de gonflement pour différentes histoires thermiques

Pour ces valeurs expérimentales, le résultat de calage de la loi du potentiel conduit aux valeurs suivantes :

$E \text{ (Jmol}^{-1}\text{)}$	α	T_0
422.3	0.00118	52.8

Tableau 4-5 Résultats de calibrage

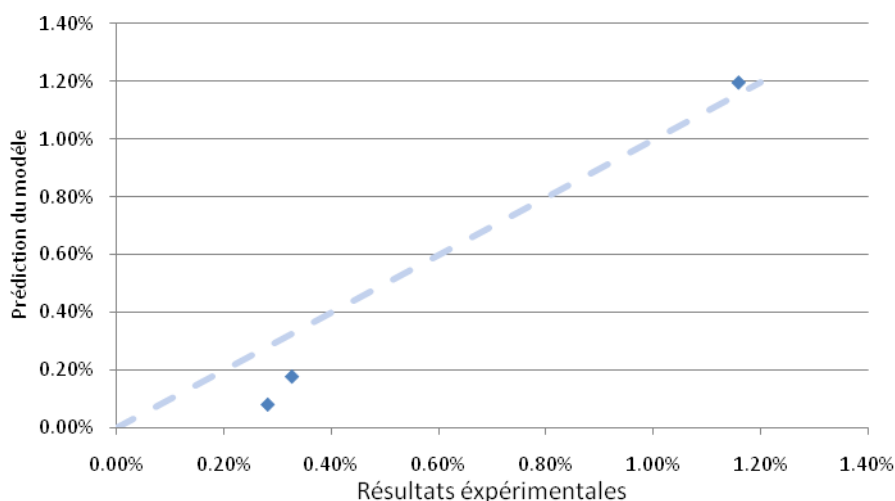


Figure 4-10 Comparaison entre les valeurs expérimentales et celles prédites par le modèle

On remarque que les valeurs trouvées dans l'exemple 1 sont assez proches de celles obtenues dans l'exemple 2. En effet l'énergie d'activation est presque constante dans les deux cas mais la température seuil diminue, ceci est due à l'augmentation de la teneur en alcalin. Cette baisse de température seuil avec la hausse de taux d'alcalin est confirmée par les expérimentations de (Hime 1999) (Brunetaud 2005). Ce résultat est encourageant et nous permet d'avoir une idée sur la plage de variation de ces paramètres. Dans le prochain chapitre on présentera une étude expérimentale effectuée pour donner plus de précision sur le couplage proposé et son calibrage.

La loi proposée ne rend pas compte de la baisse apparente du potentiel d'expansion pour des durées de maintien à haute température très longues où d'après les explications les plus probables, l'augmentation de l'adsorption des ions d'aluminium par les C-S-H empêche la recristallisation de l'ettringite ce qui induit une diminution du gonflement. Pour les applications structurelles connues jusqu'ici, on note cependant que les échauffements les plus longs semblent toujours avoir conduit à des gonflements potentiellement importants.

Ainsi à chaque point de la structure on associera un potentiel d'expansion calculé à partir de l'histoire thermique dans la phase initiale d'échauffement. Ce potentiel constituera la valeur maximale d'expansion que le béton peut atteindre.

La valeur de α est une constante à caler par des essais d'expansion libre sur des éprouvettes dont on connaît l'histoire thermique initiale ayant déclenché la RSI. La méthode de calibrage des différents paramètres est exposée dans le prochain chapitre.

IX. Couplage avec l'état hydrique

Il ressort de l'étude bibliographique et du retour d'expérience sur ouvrages que l'apport en eau est un élément essentiel pour la RSI, car l'eau est à la fois le siège des réactions chimiques, le milieu de transport des espèces ioniques et elle fait partie des réactifs (Divet 2001).

Les travaux quantifiant l'effet de l'humidité sur la RSI sont peu nombreux. On peut citer ceux de (Heinz et al. 1987) qui ont montré qu'aucune expansion n'est observée en dessous de 90 % d'humidité relative même après 780 jours. Les expansions finales sont plus élevées et les

temps d'inductions plus courts lorsque les échantillons sont conservés dans l'eau plutôt qu'à 100 % d'humidité relative.

Les travaux faits par (Graf-Noriega 2007) montrent l'existence d'un seuil de saturation au delà duquel il y a déclenchement de la RSI. Des éprouvettes conservées à 75 % d'humidité ne gonflent pas. Après 1500 jours à 75% elles sont placées à 90% et 92%. Les éprouvettes mises à 90% ne gonflent pas, par contre on observe du gonflement pour celles à 92 %.

Ces expérimentations sur éprouvettes sont faites en contrôlant le paramètre d'humidité relative. Dans le cas d'un calcul d'ouvrage, l'humidité à l'intérieur du béton est difficile à estimer pour cela il est plus avantageux pour nous de travailler avec le degré de saturation du milieu poreux. En laboratoire également le suivi massique donne une information plus précise, notamment dans le domaine des fortes humidités. Pour la RSI (et contrairement à la RAG) l'eau pourrait également avoir un rôle favorable pour lessiver les alcalins (ce qui favorise la néoformation de l'ettringite). Ceci semble cohérent avec les seuils d'humidité très élevés (ce qui pourrait s'interpréter par un contrôle de la réaction pour le déclenchement des gonflements par la circulation d'eau liquide au dessus du seuil de percolation).

En l'absence de résultats expérimentaux suffisamment nombreux pour élaborer une fonction de couplage propre à la RSI, nous avons choisi d'adopter des fonctions de couplages inspirées de celles présentées par (Poyet 2003) pour décrire l'influence de la teneur en eau locale sur la cinétique et l'amplitude du gonflement induit par la réaction alcali-silice, d'autant que les deux pathologies présentent de nombreuses similarités. Ainsi on pondère les

paramètres φ , δ et δ_0 de la loi d'avancement de (Brunetaud 2005) par des fonctions f_∞ , f_c et f_i

et qui dépendent du degré de saturation. Ces fonctions s'écrivent (Baghdadi et al. 2008-b):

$$f_\infty(S_r) = \left(\frac{\langle S_r - S_r^\infty \rangle^+}{1 - S_{r0}^\infty} \right)^{m_\infty} \quad f_c(S_r) = \left(\frac{\langle S_r - S_r^c \rangle^+}{1 - S_{r0}^c} \right)^{m_c} \quad f_i(S_r) = \left(\frac{\langle S_r - S_r^i \rangle^+}{1 - S_{r0}^i} \right)^{m_i} \quad (4.55)$$

- $\langle X \rangle^+$ représente la partie positive de X ,
- S_r^∞ , S_r^c , S_r^i sont les degrés de saturation seuils en deçà desquels les fonctions f_∞ , f_c et f_i sont nulles.
- m_∞ , m_c , m_i sont des paramètres réels définissant la non linéarité des fonctions f_∞ , f_c et f_i .

Au stade actuel des connaissances φ et δ n'ont pas été paramétrés. On peut envisager à terme notamment dans le cas de réactions RSI et RAS concomitantes, de prévoir un paramétrage décrivant la modulation spécifique d'une phase asymptotique lentement croissante par rapport à la phase sigmoïde des expansions.

La figure 4-11 présente l'allure de la fonction $f_\infty(S_r)$ dans le cas $m_\infty=2$.

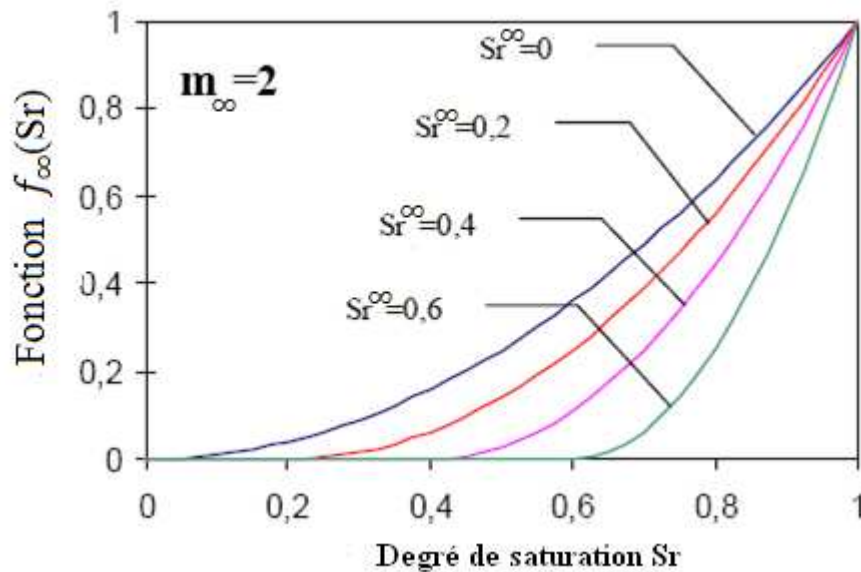


Figure 4-11 Allure de la fonction

X. Influence de la température de conservation

On s'intéresse ici à la température de conservation c'est-à-dire la température au cours de la phase d'expansion et par néoformation d'ettringite. Par manque de résultats expérimentaux, il est difficile d'évaluer l'influence de la température sur la RSI. On peut supposer qu'elle comporte deux effets antagonistes (Pavoine 2003): d'une part une température élevée favorise la pathologie par thermo-activation, d'autre part, elle la contrarie puisque la solubilité de l'ettringite augmente avec la température. Lorsque davantage d'informations seront disponibles sur ce sujet, on pourra pondérer les paramètres de la loi d'avancement proposée à l'aide de fonctions dépendant de la température.

XI. Couplage avec l'état de contrainte

Si le rôle de l'état de contrainte sur l'expansion générée par la RSI n'est pas connu avec précision, en l'absence de travaux expérimentaux finalisés sur ce sujet, on peut néanmoins, compte tenu du retour d'expérience associé notamment à la fissuration sur les ouvrages atteints, notamment en béton précontraint, supposer un couplage contrainte/gonflement similaire à celui observé dans le cas de la RAS, décrit notamment par (Multon et Toutlemonde 2006) et modélisé par (Grimal 2007). L'objectif du modèle est donc de rendre compte du gonflement sous contrainte dans chaque direction de l'espace à partir du gonflement volumique libre qui constitue souvent la seule et principale donnée raisonnablement accessible. La détermination expérimentale de la valeur du gonflement volumique libre consiste à suivre les expansions libres dans les trois directions de l'espace d'une éprouvette de béton réactif. On peut notamment utiliser un robot de mesure (Larive 1998), permettant la mesure des déformations transversales moyennes. En absence de cet appareil, on peut utiliser la mesure longitudinale du gonflement sur des éprouvettes carottées dans des directions perpendiculaires, ou coulées selon des axes orthogonaux. A défaut, on pourra supposer une expansion libre isotrope au moins tant que la fissuration reste sans localisation préférentielle aux interfaces pâte granulats.

L'influence de la contrainte sur l'expansion est susceptible de produire deux types d'effets: tout d'abord la compression moyenne est susceptible de diminuer l'ampleur des gonflements ; ensuite, les gonflements dans les directions les plus comprimées ont tendance à se reporter

dans les directions transversales ; le déviateur des contraintes engendre donc une anisotropie de l'expansion chimique.

Le calcul du couplage prévoit donc deux étapes successives (Baghdadi et al. 2007-a) :

- Première étape, bien qu'il n'y ait pas consensus entre les auteurs, et notamment en absence d'information dans le cas de la RSI, compte tenu des incertitudes actuelles concernant l'effet de la contrainte moyenne sur le gonflement chimique induit, on prévoit une modulation possible du gonflement volumique par une fonction qui tient compte de la contrainte moyenne.
- Deuxième étape, on applique à la déformation chimique un tenseur qui tient compte du déviateur des contraintes ce qui crée une anisotropie du gonflement.

On présente dans la suite une description détaillée de ces deux étapes, qui s'appuie notamment sur l'analyse et les essais de (Multon et Toutlemonde 2006). Cette démarche est déjà présentée dans (Baghdadi et al. 2007-a).

1) Effet de la contrainte moyenne

Le gonflement volumique s'écrit comme la somme des expansions dans les trois directions principales:

$$\varepsilon_{Xvol} = \varepsilon_{XI} + \varepsilon_{XII} + \varepsilon_{XIII} \quad (4.56)$$

On doit expliciter une relation entre les déformations volumiques sous contraintes et la déformation volumique libre. Cette relation s'exprime comme une loi de couplage $\delta(\sigma_M)$ fonction de la contrainte moyenne :

$$\varepsilon_{Xvol}^{SC} = \delta(\sigma_M) \varepsilon_{Xvol}^{libre} \quad (4.57)$$

- $\varepsilon_{Xvol}^{libre}$ Expansion chimique volumique libre.
- ε_{Xvol}^{SC} Expansion chimique volumique sous contrainte.
- σ_M Contrainte moyenne $\sigma_M = \frac{1}{3}(\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III})$.

Dans le cas des expérimentations faites sur la réaction alcali-silice, la représentation du ratio de déformation volumique d'origine chimique en fonction de la contrainte moyenne ne semble pas suivre une tendance claire. D'après (Multon et Toutlemonde 2006), il évolue de façon erratique entre 0.6 et 1.2. Pour ce programme expérimental et compte tenu de la dispersion sur les déterminations expérimentales de ε_{Xvol}^{SC} , on réduit la fonction $\delta(\sigma_M)$ à un coefficient $\delta = 1$, calculé comme la moyenne des mesures.

De façon plus générale, la détermination de la fonction $\delta(\sigma_M)$ nécessite d'autres investigations afin de quantifier le cas échéant une loi appropriée, en particulier pour d'autres réactions de gonflement comme la réaction sulfatique interne.

2) Effet de la contrainte déviatorique

La deuxième étape de ce couplage consiste à déterminer la déformation chimique sous contrainte dans les différentes directions de l'espace. On multiplie la déformation volumique chimique (scalaire) par un tenseur dont les composantes sont fonction de l'état de contrainte auquel la structure est soumise.

On considère dans la suite la notation suivante σ_I, σ_{II} et σ_{III} les contraintes principales avec $\sigma_I \leq \sigma_{II} \leq \sigma_{III}$. La présentation de la démarche sera toujours effectuée dans le repère principal, de ce fait on se limite à écrire les tenseurs sous forme vectorielles.

Dans le repère des directions de contraintes principales, la déformation chimique sous contrainte peut s'écrire :

$$\underline{\varepsilon}_x^{SC} = \varepsilon_{Xvol}^{libre} \delta(\sigma_M) \underline{b} \quad ($$

Avec $\underline{b}$: Expansion chimique libre.

$\underline{b}$: Expansion chimique sous contrainte (Vecteur formé des trois composantes selon les directions des contraintes principales).

admet la forme suivante :

$$\underline{b} = \begin{pmatrix} \cos^2 \alpha \cos^2 \beta \\ \cos^2 \alpha \sin^2 \beta \\ \sin^2 \alpha \end{pmatrix} \quad (4.59)$$

Ce qui assure que la somme de ses composantes vaut 1 et que ces dernières restent positives. On a :

$$\text{tg}^2 \alpha = \frac{s_{II}}{s_I} \text{ et } \text{tg}^2 \beta = \frac{s_{II}^c}{s_I^c} \quad (4.60)$$

Cette écriture permet notamment d'identifier $\frac{s_{II}}{s_I}$ qui représente le « coefficient d'anisotropie » mis en évidence par (Multon et Toutlemonde 2006) dans des gonflements sous contrainte. Compte tenu des valeurs obtenues, on peut proposer d'exprimer cette relation à partir des caractéristiques mécaniques du béton :

$$2\text{tg}^2 \alpha = \left[\frac{f_{ct}^2 (1 - \nu)}{(s_{III} - f_{ct})^2} + \nu \right] \quad (4.61)$$

Avec :

- $s_{III} = \sigma_{III}$
la composante du déviateur de contrainte dans la direction III,
- f_{ct}
la résistance à la traction du béton,
- ν
le coefficient de Poisson du béton.

Une représentation de la variation du coefficient d'anisotropie en fonction du déviateur de contrainte est donnée dans la figure 4-12.

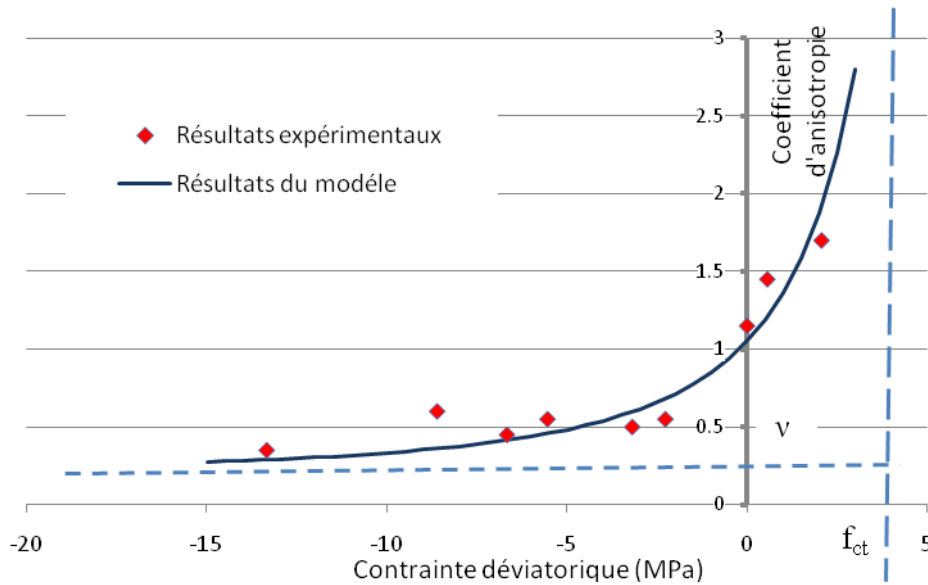


Figure 4-12 Evolution du coefficient d'anisotropie en fonction de la contrainte déviatorique

La présentation de l'équation sous cette forme générale donne lieu à trois constatations conformes aux résultats expérimentaux trouvés par (Multon 2004) et généralement admises:

- Pour de fortes contraintes déviatoriques, le coefficient d'anisotropie tend vers la valeur du coefficient de Poisson. Ainsi pour des compressions élevées dans 1 ou 2 directions, le déviateur des contraintes n'a plus d'effet sur l'anisotropie du gonflement chimique imposé, l'élément se comporte comme si la déformation était bloquée dans la direction la plus comprimée et toute la déformation volumique potentielle se reporte alors dans la direction la moins contrainte.
- Pour de faibles contraintes déviatoriques le coefficient d'anisotropie tend vers une valeur égale à 1. Ainsi on retrouve le cas d'un gonflement isotrope d'une éprouvette sous expansion libre ou soumise à une contrainte uniforme dans toutes les directions.
- Pour une contrainte déviatorique de traction qui tend vers la résistance à la traction du béton, on a un coefficient d'anisotropie qui tend vers l'infini, ce qui est tout à fait conforme aux constatations expérimentales. Dans ces conditions, en effet, l'expansion se produit principalement perpendiculairement aux fissures.

De façon à ne pas privilégier une direction particulière vis-à-vis de l'écriture dans le repère des contraintes principales, l'expression de β s'impose :

$$\operatorname{tg}^2 \beta = \left[\frac{f_{ct}^2 (1-\nu)}{\left(\frac{1}{3} (\sigma_{II} - \sigma_I) - f_{ct} \right)^2} + \nu \right] \quad (4.62)$$

Ainsi on peut déterminer la déformation chimique imposée dans les trois directions de l'espace, sous différentes conditions de contraintes.

3) Validation du modèle

Pour vérifier la cohérence du modèle avec les données de calibration, on utilise les essais de (Multon 2004). La réaction de gonflement étudiée au cours de ces expérimentations est l'alcali-réaction. Les caractéristiques mécaniques du béton étudié sont $f_{ct} = 3.55 \text{ MPa}$ et $\nu = 0.22$. Les éprouvettes sont soumises à des contraintes de compression de 0 MPa, -10 MPa ou -20 MPa. La première phase de calcul dans le modèle consiste à calculer la déformation volumique libre à partir des données disponibles enregistrées sur des éprouvettes

en gonflement volumique libre. La variation du gonflement volumique libre est donnée par la figure 4-13.

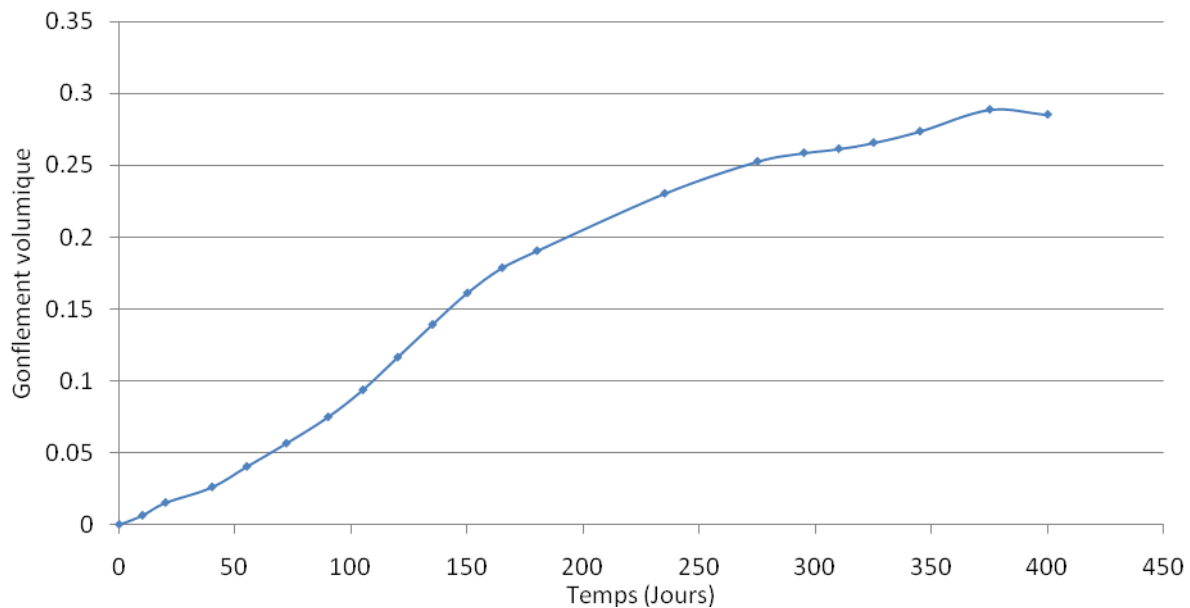


Figure 4-13 Variation du gonflement volumique libre

Ce calcul est effectué d'une façon incrémentale, c'est-à-dire à chaque échéance de mesure on calcule une déformation volumique libre. La deuxième phase consiste à calculer le coefficient d'anisotropie prédit par le modèle en fonction de la contrainte appliquée. On présente dans le tableau 4.6 les déformations longitudinales et transversales trouvées expérimentalement et numériquement à 400 jours, ainsi que les coefficients d'anisotropie.

Sollicitations	Etat de contrainte	Coefficient d'anisotropie	
		Expérience	Modèle
Gonflement libre	$\sigma_I = \sigma_{II} = \sigma_{III} = 0$	1	1
Compression axiale (-10MPa)	$\sigma_I = \sigma_{II} = 0$ $\sigma_{III} = -10 \text{ MPa}$	0.45	0.442
Compression axiale (-20MPa)	$\sigma_I = \sigma_{II} = 0$ $\sigma_{III} = -20 \text{ MPa}$	0.35	0.3316

Tableau 4-6 Estimation du coefficient d'anisotropie dans le cas d'une éprouvette soumise à une contrainte uni-axiale

On remarque que le modèle numérique donne une bonne estimation du coefficient d'anisotropie pour une éprouvette soumise à une contrainte uni axiale.

La troisième phase consiste à utiliser les résultats de la première et deuxième phase à savoir le gonflement volumique libre et le coefficient d'anisotropie pour calculer à chaque échéance de mesure une déformation selon une direction.

La figure 4-14 présente l'évolution des déformations longitudinale et transversale expérimentales et numériques dans le cas d'une éprouvette soumise à une contrainte de compression égale à -20 MPa :

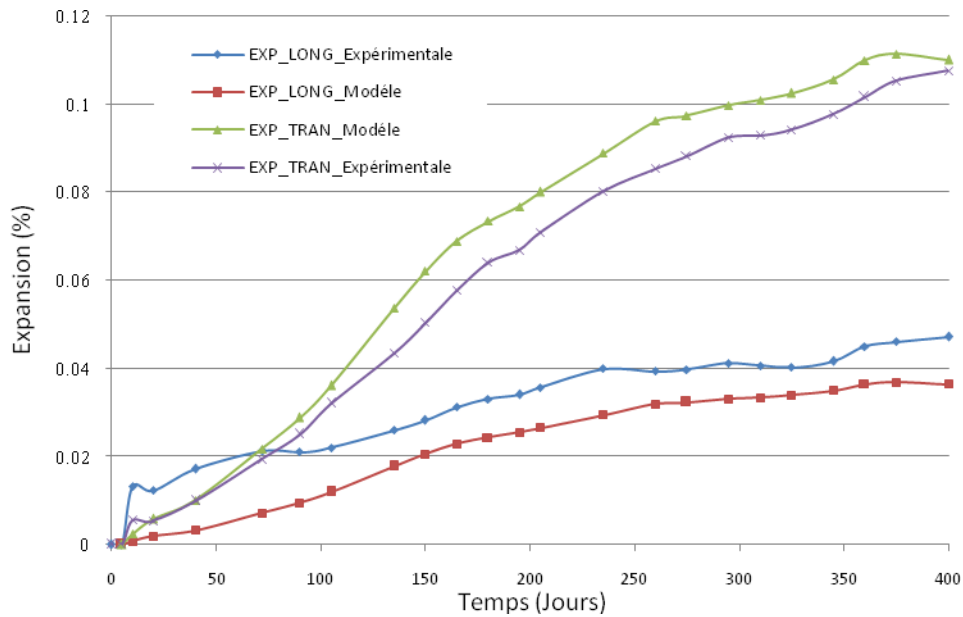


Figure 4-14 Comparaison entre les résultats du modèle et expérimentaux dans le cas d'une éprouvette soumise à une contrainte axiale

On remarque que les résultats trouvés par le modèle sont comparables aux résultats expérimentaux. On remarque que le modèle prédit la cinétique et l'amplitude du gonflement dans chaque direction.

Dans le cas d'une éprouvette confinée par un anneau, la contrainte de confinement est variable dans le temps. Les valeurs de cette contrainte $\sigma(t)$ sont connues à partir d'un calcul mécanique classique avec soustraction de l'effet du retrait et fluage (Multon et Toutlemonde 2006). Dans ce cas le coefficient d'anisotropie est variable dans le temps vue que la contrainte de confinement est variable. Dans la figure 4.15 on présente la variation du coefficient d'anisotropie prédite par le modèle et celle trouvée expérimentalement.

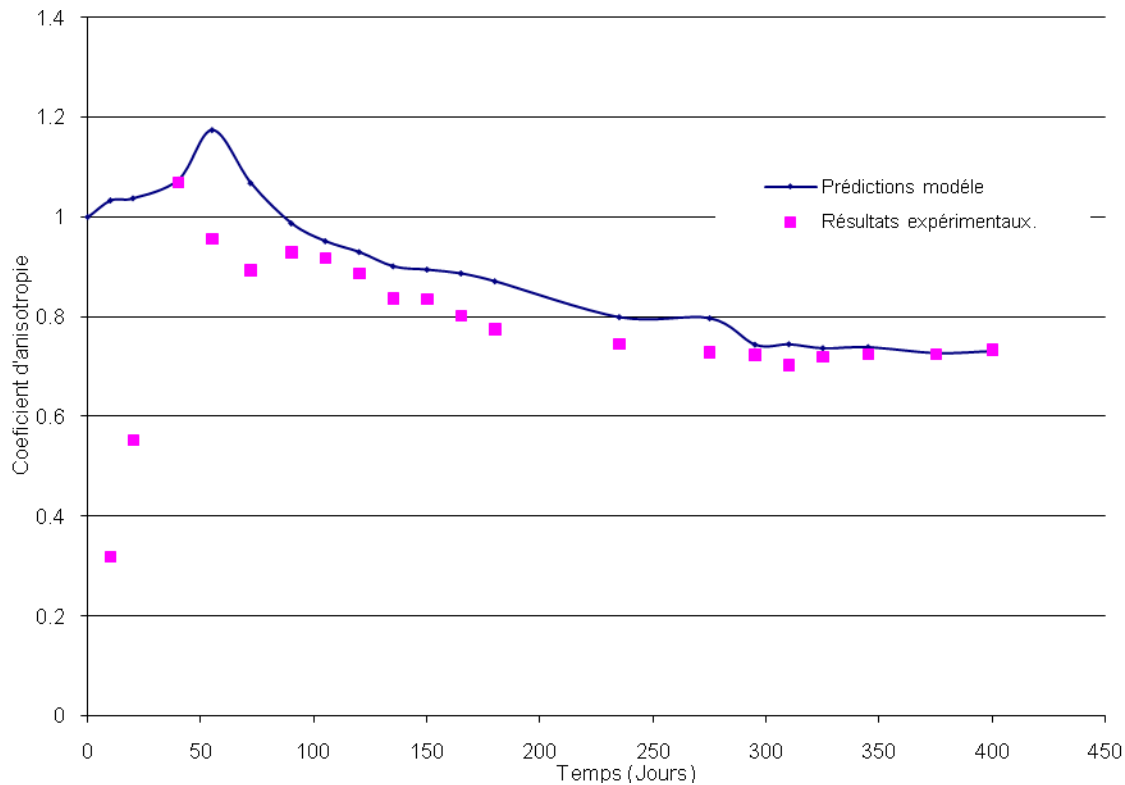


Figure 4-15 Variation des coefficients d'anisotropie en fonction du temps

On peut associer le décalage observé dans les valeurs à une erreur dans les mesures de gonflement, vue que dans les cent premier jours la réaction de gonflement n'a pas tellement évolué de façon qu'on peut mesurer d'une manière précise la déformation quelle engendre. Excepté les premières valeurs, on peut conclure que le modèle donne une bonne prédiction du coefficient d'anisotropie. En effet le coefficient d'anisotropie prédit par le modèle est égale à un au début vue que les contrainte de confinement sont nul, en suite il évolue au dessus de un vue que la contraint qui agit dans l'éprouvettes est essentiellement de la traction vue que le béton subit un retrait endogène ensuite la réaction commence à évoluer créant des contrainte de compression dans l'éprouvette ainsi le coefficient d'anisotropie devient inférieur à un. En utilisant le coefficient d'anisotropie prédit par le modèle et le gonflement volumique libre on peut déterminer l'évolution de la déformation longitudinale et transversale. Dans la figure 4-16 on représente cette évolution fonction du temps.

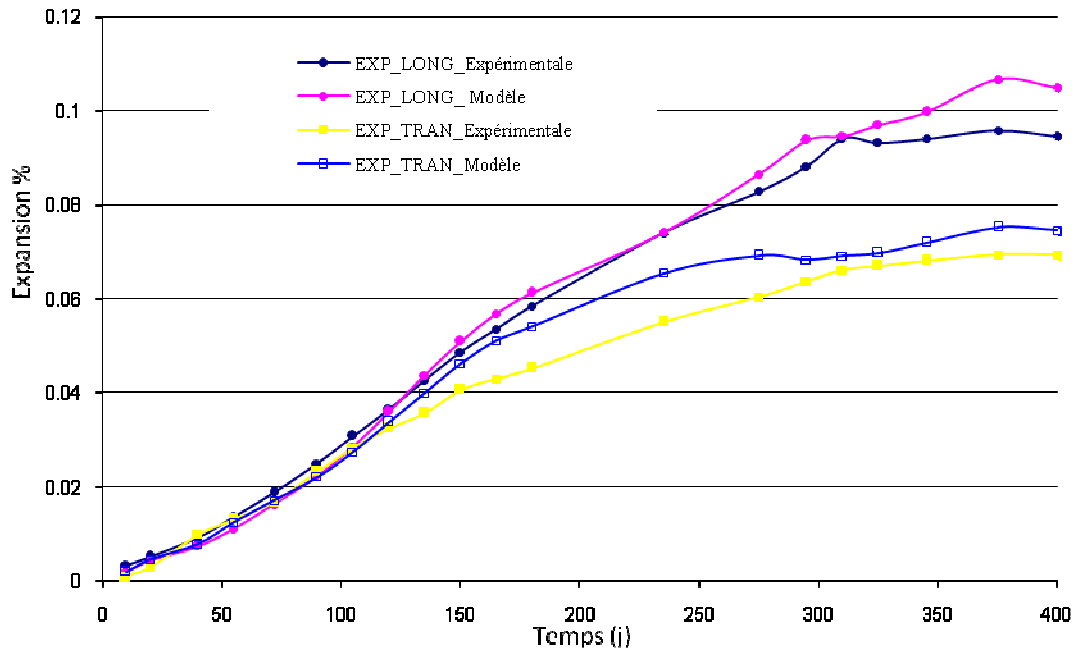


Figure 4-16 Comparaison entre les résultats du modèle et expérimentaux

On remarque que le modèle développé prédit bien l'évolution de la déformation chimique sous contrainte de confinement.

On utilise maintenant le même modèle dans le cas des éprouvettes soumises à un chargement compression de -10 MPa et de -20 MPa et frettées avec des anneaux métalliques périmétriques d'épaisseur 3mm ou 5mm. Comme dans le cas précédent, la contrainte de confinement est variable au cours du temps, ce qui implique un coefficient d'anisotropie aussi variable au cours du temps. Dans la figure 4-17 on représente la variation de coefficient d'anisotropie prédit par le modèle et celui mesurée expérimentalement dans le cas d'une éprouvette confinée (3 mm) et soumise à une contrainte de compression de -20 MPa.

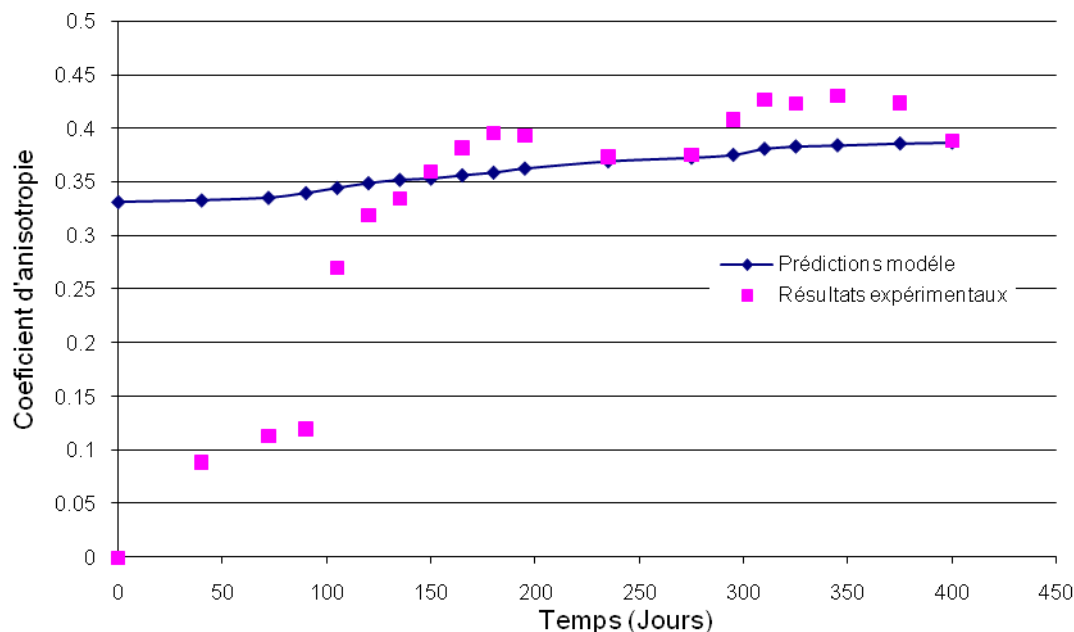


Figure 4-17 Variation du coefficient d'anisotropie au cours du temps cas d'une éprouvette confinée avec des anneaux de 3mm en soumise à une compression de -20MPa

La valeur du coefficient d'anisotropie initial est égale à 0.33, cette valeur correspond à une éprouvette soumise à une contrainte uni-axial de -20 MPa, par la suite ce coefficient évolue vu que la contrainte de confinement induite par les anneaux augmente jusqu'à atteindre 0.39. Ce qui veut dire qu'on observe un report de la formation du gel dans la direction du chargement longitudinal. En comparant ces résultats à ceux mesurés on remarque que le coefficient d'anisotropie ne coïncide pas avec les prédictions du modèle au début ; cela s'explique par l'erreur qui peut être faite lors de la prise de la mesure. A partir de 120 jours la valeur du coefficient d'anisotropie se stabilise dans la même plage que celle prédite par le modèle. Ainsi le modèle donne une estimation assez précise de l'anisotropie. En utilisant ce coefficient d'anisotropie variable en fonction du temps et le gonflement volumique libre, on calcule le gonflement dans la direction transversale et longitudinale. La figure 4-18 présente une comparaison entre l'évolution du gonflement estimé par le modèle et celui trouvé par les essais, dans le cas d'une éprouvette confinée (3 mm) et soumise à une contrainte de compression de -20 MPa.

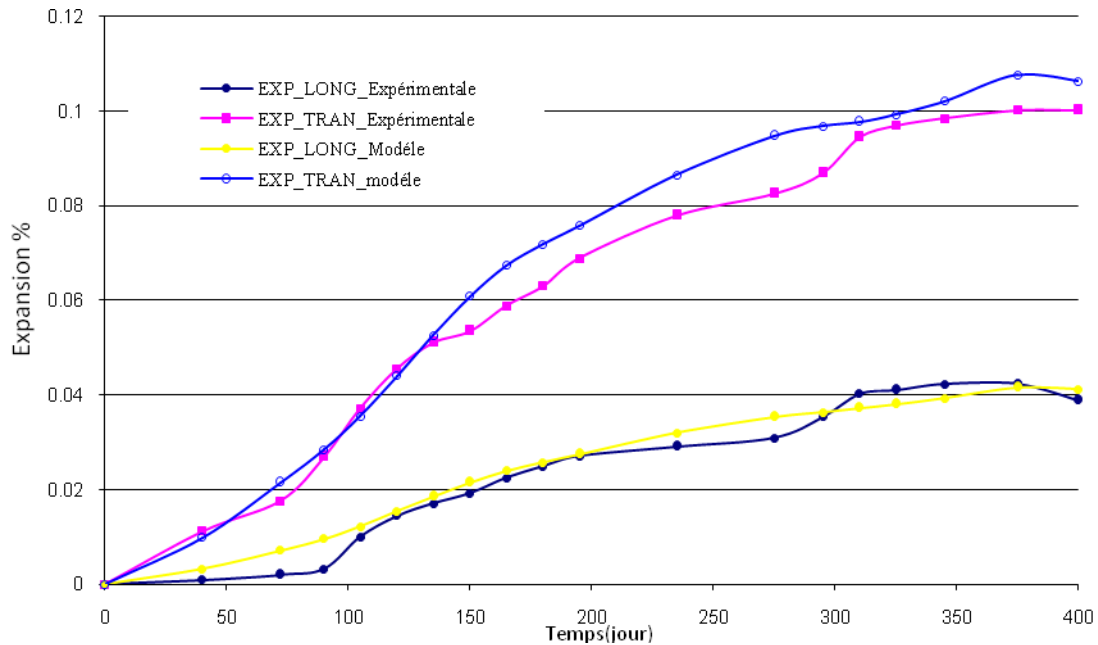


Figure 4-18 Comparaison entre les résultats du modèle et expérimentaux

On remarque que même si le coefficient d'anisotropie expérimental est différent de celui prédit dans les 100 premiers jours de gonflement le modèle prédit assez bien dans cette zone le gonflement dans cette direction. Pour le reste le modèle prédit bien le gonflement induit par la réaction dans les différentes directions.

v. Récapitulation des résultats trouvés :

Dans le tableau 4.7, on présente l'ensemble des résultats trouvés, avec le coefficient d'anisotropie après 400 jours d'expansion de l'éprouvette sous différent état de contrainte.

Sollicitation		Déformation longitudinale (400 j)		Déformation transversale (400 j)		Coefficient d'anisotropie	
Compression	Confinement	Modèle	Exp.	Modèle	Exp.	Modèle	Exp.
0 MPa	0 mm	0.095	0.103	0.095	0.09	1	1.14
0 MPa	3 mm	0.104	0.094	0.074	0.069	1.4	1.36
0 MPa	5 mm	0.103	0.128	0.076	0.107	1.34	1.26
-10 MPa	0 mm	0.045	0.034	0.103	0.073	0.44	0.45
-10 MPa	3 mm	0.047	0.043	0.107	0.08	0.44	0.53
-10 MPa	5 mm	0.064	0.04	0.098	0.071	0.63	0.59
-20MPa	0 mm	0.036	0.037	0.108	0.107	0.33	0.35
-20 MPa	3 mm	0.041	0.039	0.106	0.1	0.387	0.388
-20 MPa	5mm	0.0394	0.042	0.093	0.105	0.423	0.49

Tableau 4-7 Récapitulation des résultats trouvés après 400 jours d'expansion

En analysant le tableau 4.7, on remarque que le modèle donne dans la majorité des cas une bonne estimation de l'expansion longitudinale, transversale et du coefficient d'anisotropie à 400 jours. Les écarts observés dans le cas des éprouvettes confinées avec des anneaux d'épaisseur 5 mm sont dus à une incertitude importante sur les mesures. En effet, un décalage des anneaux constituant le fretage a rendu la surface de mesure imparfaite ce qui a provoqué des imprécisions dans le relevé des mesures transversales (Multon 2004).

Ce modèle proposé se place dans la continuité des modèles développés pour décrire l'effet de la contrainte sur l'anisotropie de gonflement (Gomes 2004) (Saouma 2006) (Grimal et al. 2008). Ce modèle donne une bonne cohérence avec les données expérimentales faite sur la RAS, et son application sera étendue pour la RSI après la validation par des données expérimentales. Parmi les points forts de modèle est qu'il dépend de deux paramètres mécaniques qui sont la résistance de traction et le coefficient de Poisson, ainsi son utilisation ne nécessite pas un calage préalable.

XII. Anisotropie intrinsèque de gonflement

Un deuxième type d'anisotropie peut être détecté dans les bétons atteints de réaction de gonflement interne : il s'agit de l'anisotropie intrinsèque. Cette anisotropie a notamment été mise en évidence par les expérimentations faites par (Hughes et Ash 1969) dans le cas de la RAS. Cette anisotropie est due à une accumulation d'eau sous les granulats lors de la mise en place (Larive 1998). Cette accumulation est plus ou moins marquée suivant les formulations du béton et provient de la tendance naturelle du béton à la ségrégation et ressuage interne sous le simple effet de la pesanteur. Ces deux phénomènes sont gênés par la présence des granulats qui empêchent les remontées d'eau. Ainsi la porosité de la pâte de ciment en contact avec les faces inférieures des granulats est le paramètre le plus important qui influe sur ce phénomène.

En ce qui concerne la RSI il y n'a pas de travaux qui mettent en évidence ce phénomène, cette anisotropie peut néanmoins exister à partir du moment où la néoformation de l'ettringite se localise principalement aux interfaces pates granulats, car le mécanisme qui l'induit peut être transposé au cas de la RSI. En effet la présence d'une cavité au dessous d'un granulat constitue une zone idéale pour la formation de l'ettringite et son développement.

La modélisation de cette anisotropie peut être faite en utilisant la notion de coefficient d'anisotropie intrinsèque, rapport entre la déformation selon l'axe vertical et le la déformation selon l'axe horizontal au moment du coulage. L'axe vertical est celui de la pesanteur. Ainsi le coefficient d'anisotropie s'écrit :

$$I_{CA} = \frac{\epsilon_{\text{Verticale}}}{\epsilon_{\text{Horizontale}}} \quad (4.63)$$

Dans le cas de la RAS le coefficient d'anisotropie a pu atteindre (Larive 1998) $I_{CA}=1.63$ lors d'un coulage vertical.

Pour tenir compte de l'inclinaison possible des directions de la pièce par rapport au sens du coulage, on a exprimé ce coefficient d'anisotropie en fonction de l'angle θ que fait la verticale actuelle par rapport à la verticale lors du coulage. Cette relation est présentée comme suit :

$$I_{CA}^{\theta}(\theta) = \frac{I_{CA}^H - I_{CA}^V}{90^{\circ}} \theta + I_{CA}^V \quad (4.64)$$

Avec :

- $I_{CA}^{\theta}(\theta) = \frac{\varepsilon_{axial}}{\varepsilon_{transversale}}$ pour une éprouvette cylindrique ou prismatique de direction θ
- θ est l'angle entre le sens du coulage et la verticale, exprimé en degrés. Cet angle est généralement égal à 0° .
- I_{CA}^H est le coefficient d'anisotropie trouvé par un essai d'expansion effectué sur une carotte extraite horizontalement relativement au sens de coulage du béton,
- I_{CA}^V est le coefficient d'anisotropie trouvé par un essai d'expansion effectué sur une carotte extraite dans la direction correspondant à la verticale lors du coulage.

On peut identifier I_{CA}^H et I_{CA}^V en résolvant le système constitué de la relation (4.64) appliqué à deux directions de carottage θ_1 et θ_2 .

Pour la RSI les coefficients I_{CA}^H et I_{CA}^V sont définis de la même façon que pour la RAS.

XIII. Influence de la RSI sur la rigidité du béton

Le module d'Young d'éprouvettes de béton atteint de RGI présente une baisse notable par rapport à sa valeur initiale, dès un stade de réaction relativement précoce. Cette chute fait consensus dans le cas de la RAS avec une baisse susceptible d'atteindre environ 30%. Modéliser la baisse du module d'Young revient à lier une variable d'endommagement d à l'expansion. Le module du béton à un instant donné aura alors pour expression :

$$E = E_0(1 - d) \quad (4.65)$$

Où E_0 représente le module d'Young initial et d la variable d'endommagement. Tout le problème réside dans la détermination de l'évolution de cette variable.

Il s'agit donc d'une description simplifiée d'un couplage complémentaire entre avancement de la réaction chimique et comportement entre avancement de la réaction chimique et comportement mécanique, indépendant de la plasticité induite. L'endommagement « chimique » est supposé isotrope, il peut s'interpréter comme l'effet d'une microfissuration diffuse de la pâte où se développe la RSI.

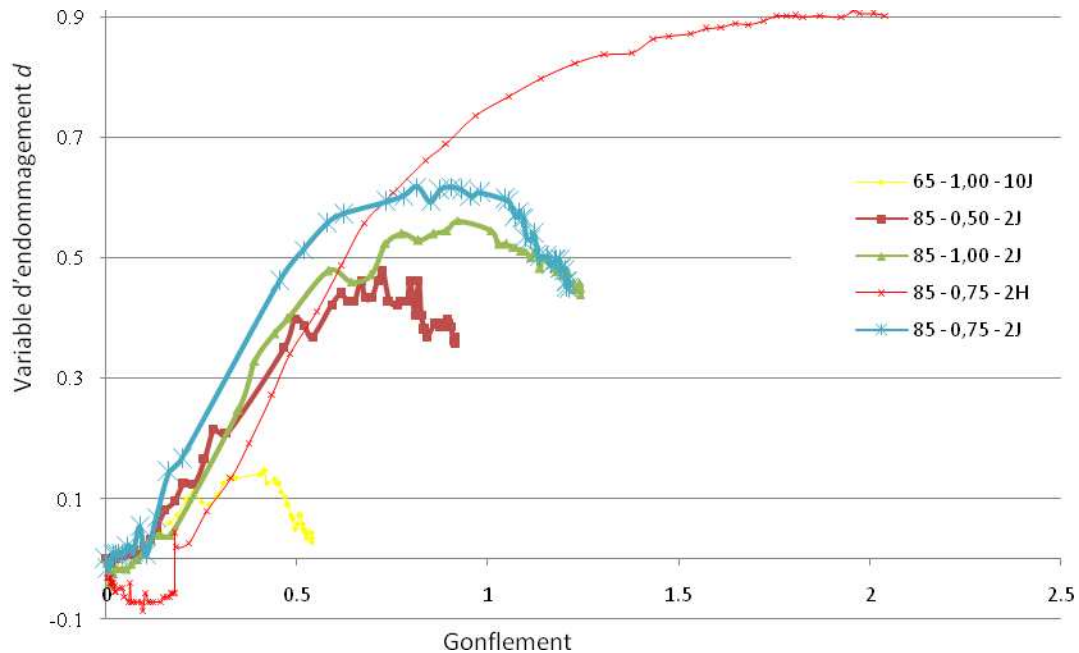


Figure 4-19 Variation de la variable d'endommagement en fonction du gonflement

Pour le béton atteint de RSI, dans le cas d'une expansion sigmoïde, on n'observe pas d'endommagement jusqu'à un certain seuil, généralement aux environs de 0,1 % d'expansion. A partir de cette valeur, le module commence à chuter tandis que la vitesse d'expansion augmente. A partir du moment où le point d'inflexion est dépassé, le matériau ne s'endommage quasiment plus. La plupart du temps, le matériau reprend ensuite une certaine raideur identifiable par une légère hausse du module dynamique (Brunetaud 2005).

Dans notre modélisation on a choisi de lier la variable d'endommagement à la déformation chimique $\epsilon_x = \epsilon_\infty \xi$ et non pas à l'avancement de la réaction. Ce choix est pris pour deux raisons, premièrement l'avancement de la réaction est une variable comprise entre 0 et 1 et ne reflète pas exactement l'état mécanique (déformation, contrainte) dans la structure, ainsi on peut avoir une partie de la structure atteinte par la RSI avec un avancement proche de $\xi \cong 1$ mais avec un potentiel bas $\epsilon_0 \cong 0\%$ dans ce cas si on couple l'endommagement d à l'avancement on aura un endommagement assez important contrairement au cas où on couple le gonflement à la variable d'endommagement.

Deuxièmement, les investigations qu'on a menées en utilisant les données expérimentales de (Brunetaud 2005) sur la variable à utiliser ont montré que l'utilisation de gonflement observé conduit à une loi bien identifiable (figure 4-19) contrairement à un ensemble de courbes espacées sans une allure bien précise (Figure 4-20). Ceci nous permet de considérer comme constante la variable qui représente la pente de l'évolution de l'endommagement en fonction du gonflement.

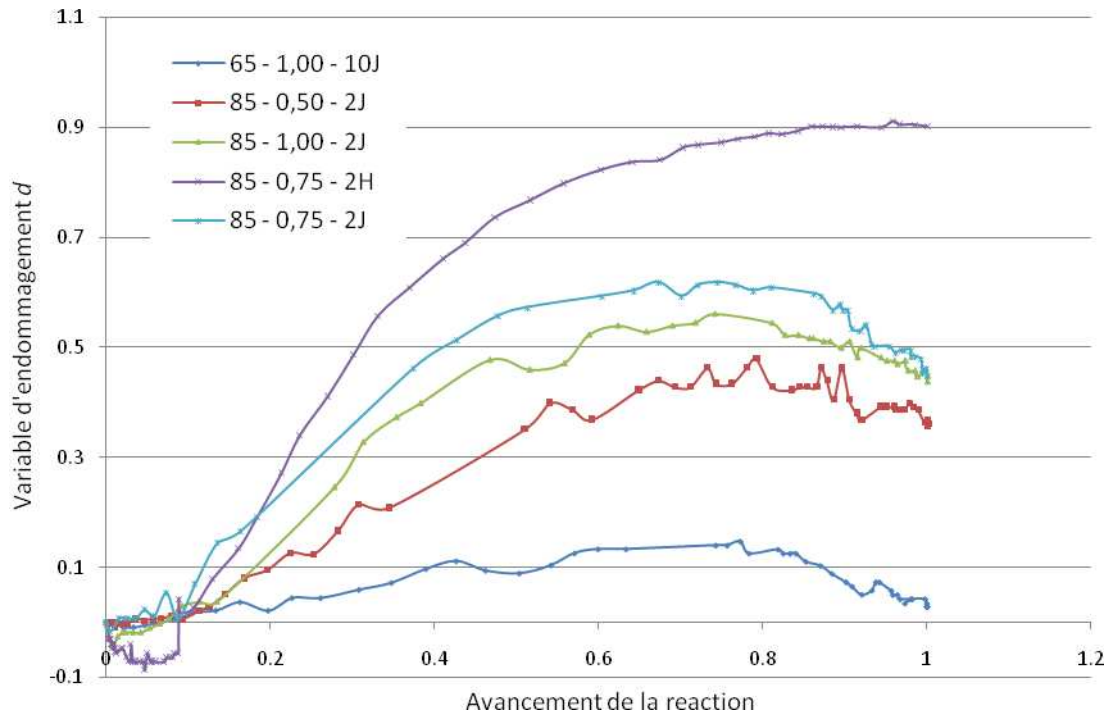


Figure 4-20 Variation de l'endommagement en fonction de l'avancement de la réaction

En tenant compte des constatations expérimentales, nous proposons une loi de couplage entre endommagement et gonflement observé. Ce modèle s'écrit de la façon suivante :

$$d = d_{max} (1 - \exp(-\omega(<\varepsilon_{\infty}\xi - \varepsilon_0 >^+))) \quad (4.66)$$

Les paramètres qui gouvernent l'évolution de cette loi sont au nombre de trois :

- d_{max} représente l'endommagement maximal enregistré sur une éprouvette en fin d'expansion,
- ω : est un paramètre qui représente la pente de l'évolution de l'endommagement en fonction du gonflement, ce paramètre est considéré comme constant,
- ε_0 : est un seuil d'expansion à partir duquel on a de l'endommagement.
- $<>^+$: désigne la partie positive d'une grandeur.

En utilisant les résultats expérimentaux de (Brunetaud 2005) dans le cas des expansions sigmoïdales, on présente dans la figure 4-21 les prédictions du modèle comparées aux résultats trouvés expérimentalement.

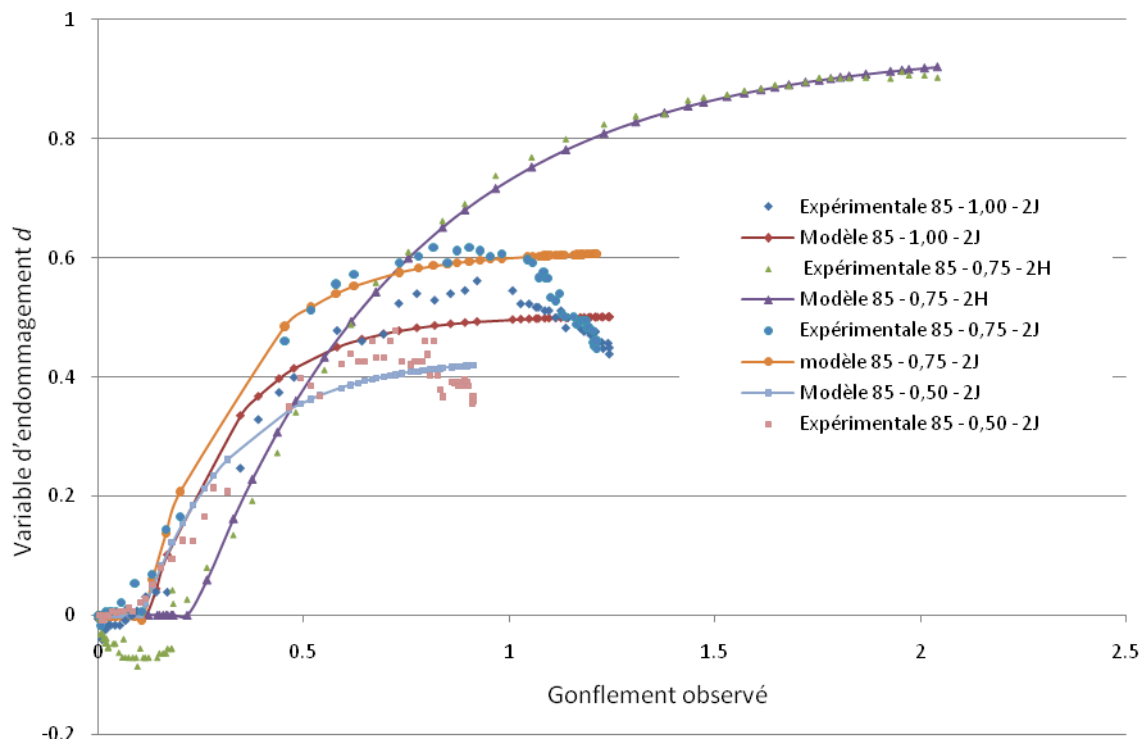


Figure 4-21 Calage de la loi proposée sur les résultats expérimentaux de (Brunetaud 2005)

Le calibrage de la loi proposée donne dans ce cas les valeurs des paramètres suivantes :

	85-0.75-2H	85-0.5-2J	85-1-2J	85-0.75-2J
d_{max}	0.95	0.43	0.50	0.60
ϵ_0	2.9	4.4	4.9	4.6
ϵ_0	0.23	0.104	0.121	0.108

Tableau 4-8 Résultats de calibrage de la loi d'endommagement proposée

On remarque que le seuil d'endommagement est presque constant et ne dépasse pas 0.23%, cette valeur de seuil est la limite à partir de laquelle on a un début de fissuration du matériau par la formation de l'ettringite ce qui induit l'amorçage d'une baisse du module de Young. Aussi on remarque que l'allure de la pente d'endommagement est presque constante, cette pente est commandée par le paramètre ϵ_0 de l'équation (4.66) : ceci veut dire que l'ettringite provoque une pression constante sur le milieu poreux indépendamment de la composition du béton. Certes ces valeurs sont calées sur un faible nombre de résultats expérimentaux mais ceci nous a permis de concevoir une loi très cohérente avec la réalité et les observations sur éprouvettes.

XIV. Couplage de la déformation hydrique avec le degré de saturation

Le modèle de comportement du béton affecté par la RSI que nous développons est appelé à être utilisé sur des structures soumises à des mouvements d'eau. Si les déformations dues aux réactions pathologiques sont clairement prédominantes dès que l'avancement est suffisamment amorcé, dans les zones proches de la saturation, les déformations non pathologiques d'origine hydrique sont quant à elles importantes dans les zones soumises au séchage. Et il est sécuritaire d'en tenir compte, car les déformations différentielles imposées au sein du même ouvrage en sont amplifiées.

La modélisation des résultats de (Multon 2004) par exemple par (Poyet 2003) ou (Grimal 2007) a ainsi mis en évidence l'importance de tenir compte du retrait de dessiccation en face supérieure des poutres.

Pour décrire assez simplement ces phénomènes dans une première approche, on s'est appuyé sur les résultats expérimentaux, qui mettent en évidence que la déformation hydrique est proportionnelle à la variation de l'humidité relative interne, pour des valeurs d'humidité relative comprises entre 40 et 100 % (Verbeck et Helmth 1968, Hansen 1987, Baroghel-Bouny et al. 1999). Ainsi, l'approche que nous allons adopter consiste à exprimer le retrait de dessiccation suivant une fonction linéaire de la variation S_r de teneur en eau dans le temps, cette approche est déjà celle proposée par (Carlson 1937, Granger 1995, Torrenti et al. 1997):

$$\dot{\varepsilon}_{rd} = k_{rd} \dot{S}_r I \quad (4.67)$$

où $\dot{\varepsilon}_{rd}$ est le tenseur taux de déformation hydrique, $k_{rd} [m^3.l^{-1}]$ est le coefficient de compressibilité hydrique et I est le tenseur unité. Cette relation considère que le retrait de dessiccation est isotrope.

L'équation (4.67) traduit le fait que la variation locale de la teneur en eau induit une déformation de retrait de dessiccation instantanée. Cette hypothèse est réaliste. En effet, l'équilibre liquide-vapeur peut être considéré comme quasi-instantané au vu du temps caractéristique de la diffusion de l'humidité.

Cette déformation de retrait est ajoutée à l'ensemble des déformations d'origine chimique et thermique. Elle est réversible en cas de réhumidification.

XV. Récapitulatif des différentes lois du modèle proposé

On présente dans ce qui suit un récapitulatif des différentes lois de couplage qui composent le modèle ainsi que les différents paramètres qui caractérisent ces lois :

1) Loi d'avancement

La déformation chimique ε_x s'écrit :

$$\varepsilon_x(t) = \varepsilon_{\infty} \xi(t) \quad (4.68)$$

- ε_{∞} amplitude maximale de gonflement du béton
- $\xi(t)$ avancement de la réaction
- ε_x déformation chimique imposée superposée à la déformation « mécanique »

2) Loi d'avancement

La loi d'avancement de la réaction $\xi(t)$, inspirée des travaux de (Brunetaud 2005), s'écrit :

$$\xi(t) = \frac{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_c}\right)}{1 + \exp\left(-\left(\frac{t - \tau_l}{\tau_c}\right)\right)} \left(1 - \frac{\varphi}{\delta + t}\right) \quad (4.69)$$

- τ_l le temps de latence, caractérise, l'instant où la réaction s'accélère par augmentation de la diffusion au sein du matériau du fait de la microfissuration ;
- τ_c le temps caractéristique, relatif à la phase d'atténuation des phénomènes expansifs, caractérise la durée pour parvenir au palier de déformation (Larive, 1998) ;
- φ permet de jouer sur la proportion relative de la fraction sigmoïde et de la fraction asymptotiquement linéaire de la courbe d'expansion ;
- δ permet de moduler l'amortissement de la fraction linéaire de la courbe.

3) Couplage histoire thermique au jeune âge et potentiel gonflement

Le potentiel de gonflement ε_{∞} s'écrit

$$\varepsilon_{\infty} = \begin{cases} 0 & \text{si } T(t) \leq T_0 \\ \alpha \int_{T(t) \geq T_0} e^{-\left(\frac{E}{R(T(t)-T_0)}\right)} dt & \text{si } T(t) > T_0 \end{cases} \quad (4.70)$$

Avec :

- ε_{∞} amplitude maximale de gonflement du béton,
- α amplitude de gonflement qui dépend de la composition du béton,
- E « Energie d'activation » spécifique de la RSI,
- T_0 une température seuil à partir de laquelle on prend en compte la RSI, peuvent dépendre du taux d'alcalin,
- R constante des gaz parfaits.

4) Couplage entre cinétique de gonflement et degré de saturation

Ces lois de couplage entre l'avancement du gonflement et le degré de saturation sont inspirées de (Poyet 2003), ils ont la forme suivante :

$$f_{\infty}(S_r) = \left(\frac{(S_r - S_{r0}^{\infty})^+}{1 - S_{r0}^{\infty}} \right)^{m_{\infty}} \quad f_c(S_r) = \left(\frac{(S_r - S_{r0}^c)^+}{1 - S_{r0}^c} \right)^{m_c} \quad f_l(S_r) = \left(\frac{(S_r - S_{r0}^l)^+}{1 - S_{r0}^l} \right)^{m_l} \quad (4.71)$$

- X représente la partie positive de X ,
- S_{r0}^c et S_{r0}^l sont les degrés de saturation seuils en deçà desquels les fonctions f_c et f_l deviennent nulles.
- m_{∞} , m_c et m_l sont des paramètres réels définissant la non linéarité des fonctions f_{∞} , f_c et f_l .

5) Couplage contrainte – anisotropie de gonflement chimique

La déformation chimique sous contrainte:

$$\underline{\varepsilon}_X^{SC} = \varepsilon_{Xvol}^{libre} \delta(\sigma_M) \underline{b} \quad (4.72)$$

Avec

- $\varepsilon_{Xvol}^{libre}$: Expansion chimique libre.
- $\underline{b}$: Expansion chimique sous contrainte (Vecteur formé des trois composantes selon les directions des contraintes principales),
- δ fonction de couplage entre le gonflement volumique libre et gonflement volumique sous contrainte, $\delta = 1$ en absence d'informations complémentaires,

- admet la forme suivante :

$$\underline{b} = \begin{pmatrix} \cos^2 \alpha \cos^2 \beta \\ \cos^2 \alpha \sin^2 \beta \\ \sin^2 \alpha \end{pmatrix} \quad (4.73)$$

et peuvent être trouvés par les relations suivantes :

$$2 \operatorname{tg}^2 \alpha = \left[\frac{f_{ct}^2 (1 - \nu)}{(s_{III} - f_{ct})^2} + \nu \right] \quad (4.74)$$

$$\operatorname{tg}^2 \beta = \left[\frac{f_{ct}^2 (1 - \nu)}{\left(\frac{1}{2} (\sigma_{II} - \sigma_I) - f_{ct} \right)^2} + \nu \right] \quad ($$

Avec :

- $s_{III} = \sigma_{III}$ la composante du déviateur des contraintes dans la direction III,
- la résistance à la traction du béton,
- le coefficient de Poisson du béton.

6) Anisotropie intrinsèque

Le coefficient d'anisotropie intrinsèque s'écrit :

$$I_{CA} = \frac{\varepsilon_{Verticals}}{\varepsilon_{Horizontals}} \quad (4.76)$$

Le couplage avec le sens du coulage du béton est donné par l'équation suivante :

$$I_{CA}^{\theta}(\theta) = \frac{I_{CA}^H - I_{CA}^V}{90^\circ} \theta + I_{CA}^V \quad (4.77)$$

Avec :

- θ est l'angle entre le sens du coulage et la verticale exprimé en degré. Cet angle est généralement égale à 0° .
- I_{CA}^V et I_{CA}^H sont respectivement le coefficient d'anisotropie trouvé par un essai d'expansion effectué sur une carotte extraite verticalement et horizontalement.

7) Influence de la RSI sur la rigidité du béton

Le module d'Young E à chaque instant s'écrit :

$$E = E_0 (1 - d) \text{ avec } d = d_{max} (1 - \exp(-\omega(\varepsilon_x - \varepsilon_0))) \quad (4.78)$$

- E_0 est le module d'Young initial
- d_{max} représente l'endommagement maximal enregistré sur une éprouvette en fin d'expansion ;
- ω : est un paramètre qui représente la pente de l'évolution de l'endommagement avec le gonflement, ce paramètre est considéré constant
- ε_0 : est un seuil d'expansion à partir duquel on a de l'endommagement

8) Couplage retrait avec le degré de saturation

La variation de la déformation hydrique s'écrit $\dot{\epsilon}_{rd}$ (Granger 1995)

$$\dot{\epsilon}_{rd} = k_{rd} \dot{S}_r I \quad (4.79)$$

$\dot{\epsilon}_{rd}$ est le tenseur taux de déformation de retrait de dessiccation intrinsèque,
 k_{rd} le coefficient de compressibilité hydrique et I est le tenseur unité.

XVI. Bilan du travail de modélisation

Dans ce chapitre on a présenté un modèle de prédiction du gonflement induite par la RSI. Certes malgré le nombre important de nouveautés qu'on a voulu introduire ce modèle est susceptible de beaucoup d'améliorations. Parmi les limites du modèle, on note plusieurs hypothèses frustrées par manque d'informations expérimentales, en s'appuyant parfois sur des résultats d'expérimentations faites sur la RAS en faisant l'hypothèse que la RSI évolue de la même façon. Cette hypothèse est en cours de vérification par les expérimentations de (Martin 2009) qui constitue un travail essentiel pour la validation de ce modèle. Lors de la modélisation on s'est toujours placé dans le cadre de la mécanique des milieux continus, donc on n'a pas de fissuration explicite ce qui n'est pas le cas sur ouvrage, au contraire cette pathologie provoque des fissures bien claires. Le modèle ne tient pas compte non plus des fissurations qui peuvent se produire au jeune âge et qui ont un effet considérable sur le changement des propriétés de diffusion du milieu. Le modèle ne tient pas compte non plus de l'effet du fluage. Tous ces points constituent des perspectives pour ce travail.

Malgré toutes les limites du modèle et la complexité du phénomène, cette modélisation est originale vu qu'il n'y a pas eu modélisation antérieure à cette échelle pour ce type de pathologie. Ainsi elle constitue un premier pas dans le domaine, et aura besoin d'un suivi. Ce modèle tient compte de plusieurs paramètres qui influent sur la RSI tels que l'histoire thermique au jeune âge, l'état hydrique de la structure, l'endommagement du module d'Young. L'implémentation de ces lois dans le code de calcul par élément finis a permis de réaliser un outil pour recalcul d'ouvrage de RSI. Dans les prochains chapitres on présentera la procédure d'implémentation de ces différentes lois dans le code de calcul ainsi que la démarche qu'il faut adopter pour le calcul d'ouvrage.

Chapitre 5. Etude expérimentale pour le calibrage du modèle liant l'histoire thermique au potentiel d'expansion

I. Principe

L'objectif de cette étude expérimentale est de disposer des données nécessaires au calibrage du couplage entre histoire thermique au jeune âge et potentiel de gonflement. Ce couplage constitue en effet une nécessité originale de la modélisation des effets de la RSI par rapport au cas de la RAS notamment. Ainsi il s'agit donc de déterminer les trois paramètres (E, T_0, α) qui caractérisent la loi du potentiel de gonflement. Des simulations préliminaires utilisant les résultats d'expérimentations de (Brunetaud 2005), (Pavoine 2003) et le retour d'expertises faites sur ouvrages ont pu montrer que ces trois paramètres évoluent sur des plages assez limitée. Les résultats d'expérimentation utilisés dans les simulations préliminaires n'étaient pas totalement adaptés au calage de ce type de loi, à cause de l'existence d'un intervalle très important entre les différentes durées de chauffage, ce qui n'a pas permis d'avoir une allure bien claire du couplage. Les cures thermiques réalisées étaient en effet soit représentatives de cycles de préfabrication (quelque heures à 80°C) soit d'échauffement très longs (2 jours et 10 jours à 80°C) sans balayer précisément les échauffements typiques de pièces critiques d'ouvrages. Afin de remédier à cet inconvénient, on a réalisé des éprouvettes de béton réactif qu'on a soumises à différentes histoires thermiques au jeune âge avant de mesurer leur expansion libre. On souhaite évaluer l'influence de la température maximale atteinte, mais aussi de la durée de maintien de cette température maximale. Partant d'une histoire thermique de référence comportant un palier à $T_{\max}=80^{\circ}\text{C}$ pendant 3 jours on a réalisé des séries à $T_{\max}=70^{\circ}\text{C}$ et 85°C pendant 3 jours ainsi que $T_{\max}=80^{\circ}\text{C}$ pendant 1 jour et 5 jours.

II. Formulation du béton

1) Composition du béton

La composition du béton a été étudiée dans le cadre de la thèse de (Martin 2009). Le béton formulé doit être représentatif de ceux mis en œuvre dans les pièces massives d'ouvrage d'art.

La résistance cible est de l'ordre de 40 MPa avec un rapport E/C voisin de 0,50. La maniabilité visée correspondant à un affaissement de 10 ± 2 cm. Le dosage en ciment est fixé à 410 kg/m^3 et la teneur minimale en $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ est fixée à 0,8 % de la masse de ciment (soit environ $3,3 \text{ kg de Na}_2\text{O}_{\text{eq}}/\text{m}^3$). En outre, aucun adjuvant n'est utilisé afin de limiter les phénomènes chimiques et les apports d'alcalins parasites pouvant rendre difficile l'interprétation des résultats. La composition du béton est indiquée dans tableau 5-1.

Constituant	Ciment	Eau	sable	Granulats 4/8	Granulats 8/12	K_2O	E/C
Proportion (kg/m^3)	410	199	853	100	828	1.745	0.46

Tableau 5-1 La formulation du béton utilisé

2) Ciment

Ce ciment utilisé doit être « réactif » vis-à-vis de la RSI. Il a été choisi un ciment ayant une forte teneur en C_3A et en sulfates, nécessitant toutefois un dopage en $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ pour atteindre la cible de 0,8 % de la masse de ciment. La composition du ciment est illustrée dans le tableau 5-2.

Composant	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	CSH_2	$\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$	SO_3
Pourcentage	56,5 %	15,8 %	5 %	11,6 %	7,4 %	0,83 %	3,46 %

Tableau 5-2 Composition du ciment utilisé

On note que le ciment de mêmes références issu de la même usine, utilisé il y a une quinzaine d'années sans les précautions maintenant recommandées (LCPC 2007), a donné lieu à des désordres dont l'imputation à la RSI est avérée. On s'est donc volontairement situé dans un contexte favorable à l'observation d'une RSI de forte amplitude.

3) Granulats

On a utilisé des granulats siliceux, non réactifs vis-à-vis de la RAS. Ces granulats sont des gravillons de deux coupures granulaires 4/8 et 8/12 ainsi que du sable constitué d'une seule coupure granulaire 0/2. Ces granulats sont livrés secs, permettant un bon contrôle de la quantité d'eau du béton.

4) L'eau de gâchage

Pour maintenir un milieu basique et favoriser les gonflements de RSI, on dissout dans l'eau de gâchage de la potasse, celle-ci permettant de doper la teneur en alcalins jusqu'à une valeur de 0.8 % de Na_2O équivalent. Afin d'assurer une bonne dissolution de cette potasse, conditionnée sous forme de pastilles, on la mélange à l'eau de gâchage la veille du coulage.

III. Conditions de mise en œuvre, conditionnement et mesures

1) Coulage

Un malaxeur planétaire d'un volume utile d'environ 30 litres a été utilisé. Les matériaux sont malaxés pendant 30 secondes à sec puis l'eau de gâchage est versée dans la cuve du malaxeur pendant 30 secondes. Le malaxage est ensuite poursuivi 2 minutes et 30 secondes.

Les bétons sont mis en place dans des moules cylindriques (diamètre 11 cm ; hauteur 22 cm). Ces moules sont en carton paraffiné et sont renforcés de l'extérieur par une coque métallique afin de conserver la forme cylindrique de l'éprouvette. Le béton est ensuite vibré à l'aide d'une aiguille vibrante pendant le temps déterminé par les mesures d'affaissement du béton frais au cône d'Abrams (AFNOR NF P 18-451, 1981). Ainsi cinq séries ont été fabriquées. Chaque série différente par son traitement thermique, comporte 6 éprouvettes. Afin d'éviter le risque de lixiviation du béton, on a fermé la partie supérieure de chaque éprouvette par un couvercle en plastique résistant aux hautes températures. Après fabrication, les éprouvettes sont placées, dans un délai de deux heures après le gâchage, dans un bac permettant de réaliser une hydratation sous eau dans des conditions thermiques contrôlées.

2) Traitement thermique

i. Dispositif de cure :

Le principe du dispositif d'étuvage est représenté sur le schéma de la figure 5-1. Le bac en polypropylène de dimensions intérieures 350×85×75 (exprimées en cm) a été spécialement conçu pour cette campagne expérimentale et pour la thèse de (Martin 2009) (Martin et al. 2008) Pour améliorer l'isolation thermique, les parois latérales ont une structure sandwich constituée d'une couche de laine de roche de 5 cm entre deux plaques de polypropylène d'épaisseurs 1,5 cm et 1,2 cm. Les panneaux ont été assemblés par soudage. La couverture supérieure du bac est constituée par un ensemble de trois panneaux amovibles en polypropylène d'épaisseur 1 cm. Le fond du bac est constitué d'une plaque de polypropylène de 1,5 cm d'épaisseur qui repose sur un tapis isolant posé sur des palettes. Une photo du dispositif est montrée sur la figure 5-1 (Martin et al. 2008).

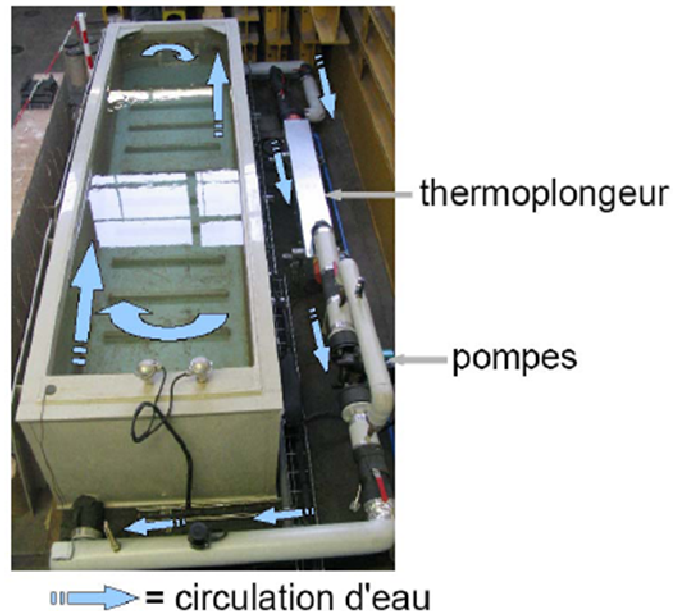


Figure 5-1 Bain en eau contrôlé thermiquement

ii. Traitement thermique

Toutes les séries d'éprouvettes étudiées subissent un échauffement conforme à une procédure bien définie dont la qualification est documentée en (Martin et al. 2006). Chaque échauffement se décompose en quatre phases (Figure 5-2) :

- Phase n°1 : prétraitement pendant deux heures à 23°C ;

- Phase n°2 : montée en température : 5°C/heure ;
- Phase n°3 : palier à la température cible (70°C, 80°C ou 85°C) pendant 1 jour, 3 jours, 5 jours ;
- Phase n°4 : refroidissement à 5°C/heure. Jusqu'à atteindre 20°C ou 38°C,

Pendant l'échauffement, des thermocouples mesurent la température dans le bain thermostaté ainsi que la température au cœur d'une éprouvette de béton choisie au hasard dans chaque série. Ces relevés de température permettent de s'assurer que la température au cœur du béton ne dépasse pas significativement la température ciblée de l'échauffement.

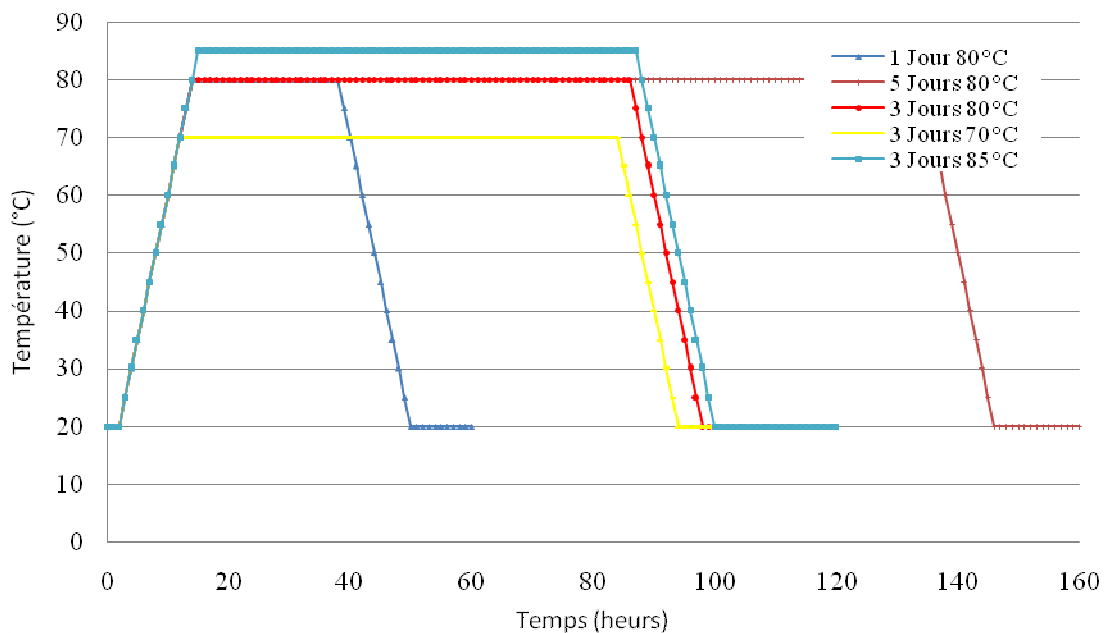


Figure 5-2 Histoire thermique imposée au jeune âge

3) Conservation et mesure

i. Conservation

Au cours de la phase de refroidissement, lorsque la température du bain atteint 38 °C, on extrait de chaque série trois éprouvettes qu'on conserve dans un bain rempli d'eau dont la température est 38°C. Ces éprouvettes sont placées dans une salle à température contrôlée constante à 38°C. Des mesures de vérification réalisées aux points de stockage des corps d'épreuve à l'aide de sondes de HR mobiles Supco Data Logger ont été effectuées et indiquent une température de 38°C ± 1°C. Pour les trois autres éprouvettes restantes, on les laisse refroidir jusqu'à atteindre la température cible de 20°C. Elles sont elles aussi conservées dans un bassin thermostaté, à 20°C. Ces deux températures de suivi sont destinées à compléter notre information sur l'influence de la température de conservation.



Figure 5-3 Conservation des éprouvettes dans un bain

ii. Suivi de l'expansion

Les déformations des éprouvettes sont suivies par extensomètre à pointeaux. Ce type d'extensomètre permet de réaliser des mesures axiales avec une incertitude égale à $1 \mu\text{m/m}$.



Figure 5-4 Instrumentation des éprouvettes



Figure 5-5 Mesure d'expansion à l'aide d'un distancemètre

Dans un premier temps, six plots sont collés autour de l'éprouvette cylindrique. Ces plots sont orientés par paire sur la hauteur de l'éprouvette pour représenter une génératrice. Trois paires sont ainsi collées sur la périphérie de l'éprouvette de manière à représenter trois génératrices réparties à 120°C . La distance initiale séparant les deux plots d'une même génératrice est fixée lors du collage grâce à un gabarit à 10 cm. C'est la variation de cette longueur au cours du temps qui permet d'évaluer l'expansion de l'éprouvette. Les zones d'extrémité, sujettes à d'éventuels effets de bord, sont évitées.

Afin de limiter les sources d'incertitude de mesure, chaque valeur d'espacement « absolu » est en fait le résultat de la différence entre la mesure de l'espacement des plots et la mesure d'un étalon de 10 cm en invar. La différence entre l'espacement absolu à un instant donné et l'espacement absolu initial définit l'allongement d'une génératrice.

La moyenne des allongements mesurés sur chacune des trois génératrices fournit l'expansion d'une éprouvette. La moyenne des expansions mesurées sur les éprouvettes numérotées #1 à #3 d'un même lot donne l'expansion moyenne du béton correspondant. L'incertitude composée finale résultant de cette méthode de mesure dépend principalement de la variation de la longueur des éprouvettes en fonction de la température ambiante du local. Si aucune correction n'est apportée pour tenir compte des variations de température, l'incertitude

composée finale élargie à deux écarts types atteint 30 $\mu\text{m/m}$; cette valeur est suffisamment faible devant l'incertitude expérimentale pour ne pas requérir de correction.

Le mode opératoire détaillé de la détermination de l'expansion est disponible dans le projet de méthode d'essai des LPC n°59 « réactivité d'une formule de béton vis-à-vis d'une réaction sulfatique interne » (LPC n°59 2003). Ce mode opératoire décrit notamment :

- L'instrumentation des éprouvettes de béton cylindriques : 6 plots en acier inoxydable sont fixés selon 3 génératrices en utilisant une colle résistant à l'humidité et de fluage nul ;
- La procédure de mesure des déformations longitudinales et leur échéance ;
- L'expression et la présentation des résultats.

On a suivi ici ce mode opératoire, à l'exception de ce qui concerne la cure thermique initiale des éprouvettes.

iii. Suivi de masse

Ce suivi permet de déterminer la quantité d'eau absorbée par l'éprouvette pendant son immersion. Le suivi de la masse s'obtient par pesée de l'éprouvette à l'aide d'une balance de résolution inférieure au dixième de gramme. Toutes les éprouvettes sont conservées immergées et sortent donc nécessairement ruisselantes d'eau de leur conditionnement. Afin de limiter l'incertitude liée à la masse d'eau présente sur la surface de l'éprouvette, cette dernière est brièvement époncée à l'aide d'un tissu sec absorbant avant de procéder à la pesée. On estime alors l'incertitude à 0.5 g/kg.

iv. Examen au Microscope électronique à balayage

Le MEB permet une analyse chimique élémentaire et ponctuelle de la matière. Il est possible de détecter les différents éléments en sachant que chaque type d'interaction électro-matière fournit un signal propre qui apporte des informations sur l'objet examiné. La procédure expérimentale consiste dans un premier temps en une acquisition de données et dans un deuxième temps en un traitement des images. Ces dernières sont transférées vers une station graphique puis numérisées ensuite pour être transformées en images binaires analysables.

Le principe du balayage consiste à explorer la surface de l'échantillon par lignes successives et à transmettre le signal du détecteur d'électrons à un écran cathodique dont le balayage est exactement synchronisé avec celui du faisceau incident. Les microscopes à balayage utilisent un faisceau très fin qui balaie point par point la surface de l'échantillon. Après l'interaction du faisceau électronique avec l'échantillon sous l'impact du faisceau d'électron accélérés, des électrons rétrodiffusés et les électrons secondaires émis par l'échantillon sont recueillis sélectivement par des détecteurs qui transmettent un signal à un écran cathodique dont le balayage est synchronisé avec le balayage de l'objet.

L'observation au MEB peut se faire sur surfaces polies. Les prélèvements sont d'abord sciés avec refroidissement à l'éthanol. Cette opération dure quelques dizaines de secondes. Les rondelles obtenues, d'environ 2 à 3 cm d'épaisseur, sont séchées superficiellement à l'air comprimé. Les échantillons sont ensuite imprégnés de résine sous vide. L'imprégnation débute par une phase de pompage qui assèche la porosité. Les échantillons sont démoulés 24 h après imprégnation et polis jusqu'au micromètre encore 24 h plus tard. Le polissage enlève une couche d'environ 2 mm d'épaisseur et n'utilise comme lubrifiant que de l'éthanol. Les surfaces polies sont ensuite nettoyées à l'éthanol puis placées sous vide pour la phase de métallisation au carbone. Une fois la métallisation terminée, les échantillons sont observés au MEB en utilisant principalement la technique des électrons rétro-diffusés (BSE).

L'observation au MEB peut également porter sur surfaces brutes issues de « cassures fraîches ». Les fractures sont obtenues en brisant une partie de la carotte qui a servi à fournir les surfaces polies. La surface fracturée obtenue est fixée sur un plot à l'aide d'une colle conductrice puis badigeonnée de laque d'argent sur les faces latérales avant de procéder à sa

métallisation au carbone. Les échantillons sont ensuite observés au MEB en utilisant principalement la technique des électrons secondaires (SE).

Les observations au MEB ont été effectuées sur une partie seulement des éprouvettes fabriquées, pour confirmer le diagnostic et l'interprétation des expansions observées.

IV. Résultats

1) Expansions

Les courbes d'expansion représentent les résultats des mesures d'expansions réalisées pendant le suivi des éprouvettes. La fréquence de ces mesures est élevée durant la période de vitesse maximale d'expansion (une fois par semaine) et diminue lorsque la vitesse d'expansion se stabilise à une valeur faible (une fois par mois). Chaque point du graphique est issu de la moyenne des expansions calculées sur trois éprouvettes, chacune faisant l'objet d'une mesure d'expansion indépendante sur ses trois génératrices.

Les figures 5-6 et 5-7 sont le résultat du suivi des mesures d'expansions de toutes les éprouvettes conservées à 38°C et à 20°C. À noter que les barres d'erreur représentées dans les différentes figures de ce chapitre représentent l'intervalle de confiance des mesures à plus ou moins un écart type.

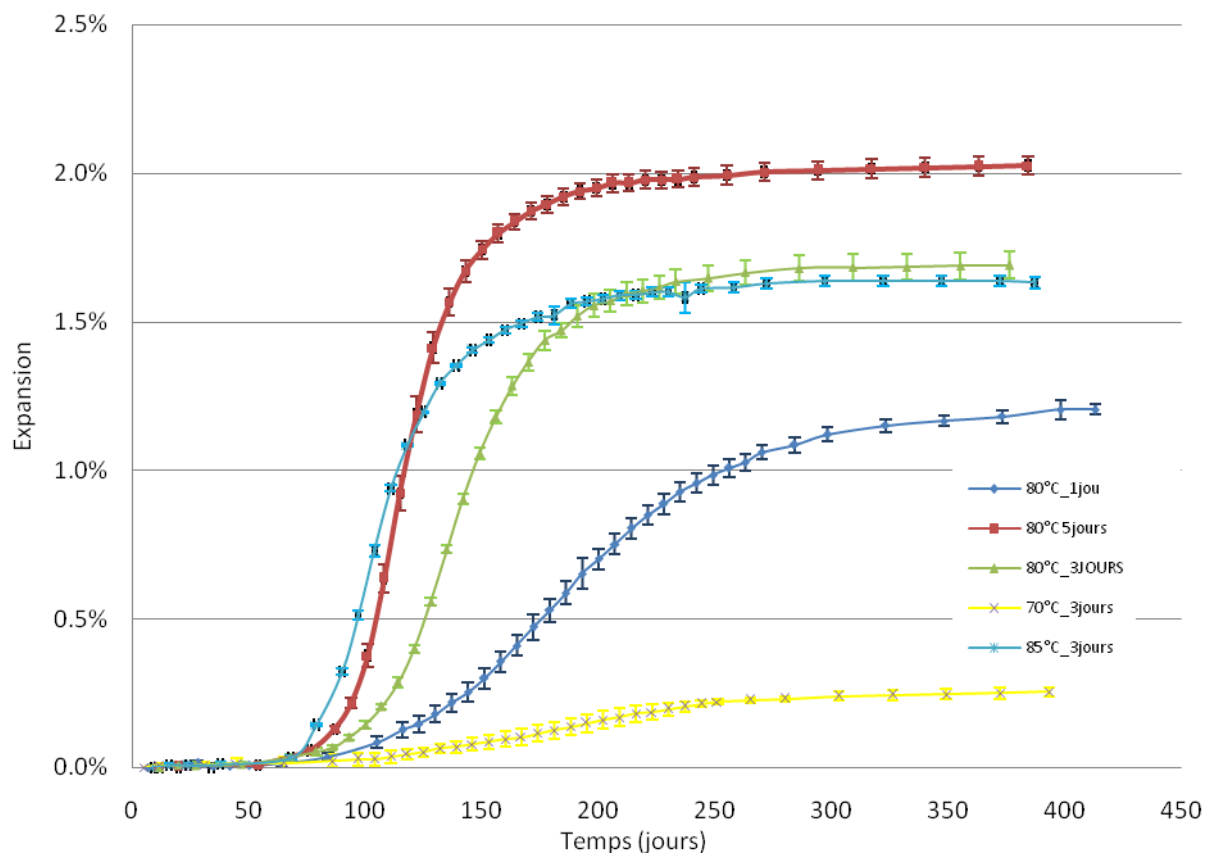


Figure 5-6 Expansion des éprouvettes conservées à 38°C

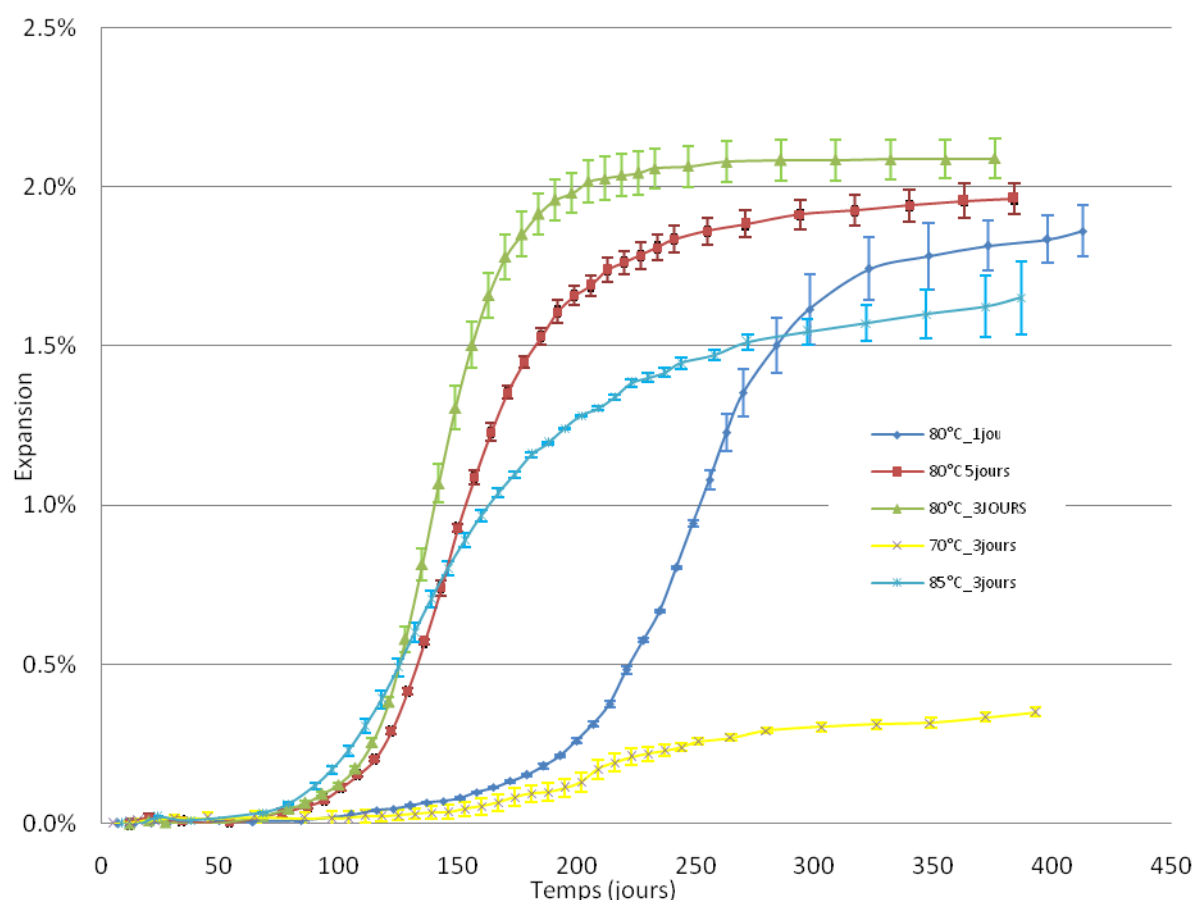


Figure 5-7 Expansion des éprouvettes conservées à 20°C

Le début d'expansion a été enregistré après 75 jours pour les éprouvettes conservées à 38°C et environ 100 jours pour celles placées à 20°C. L'observation de fissures sur les parois latérales des éprouvettes a commencé pour une valeur comprise entre 0,5 % et 0,6 % d'expansion. L'amplitude des gonflements des éprouvettes conservées à 38°C montre comme attendu que plus la température au jeune âge augmente, plus le gonflement est important. En effet on observe le maximum d'expansion pour les éprouvettes 5Jours_80°C, 3Jours_80°C et 3Jours_85°C. Pour ces éprouvettes le potentiel de gonflement est respectivement 2,23 %, 1,5 %, 1,8%. En ce qui concerne les éprouvettes conservées à 20°C, l'influence du traitement thermique au jeune âge n'est pas totalement claire. En effet, on observe que les éprouvettes 3jours_80°C font un gonflement plus élevé que celles associées aux traitements 5 jours 80°C et 3 jours 85°C.

En ce qui concerne la précision des mesures, on indique par la barre d'erreur représentée dans les (figure 5.6) et (figure 5.7) l'écart type des mesures. Pour les éprouvettes stockées à 38°C cet écart type est très faible ce qui veut dire que la dispersion des mesures autour de la valeur moyenne est faible, alors que pour les éprouvettes stockées à 20°C l'écart type est faible au début de du gonflement et il est de plus en important à la fin du gonflement.

En comparant les résultats des éprouvettes conservées à 20°C à celles conservées à 38°C, on remarque que le début d'expansion est nettement en avance pour celles conservées à 38°C. De façon quantitative, le temps de latence de ces éprouvettes est nettement plus court. En ce qui concerne les éprouvettes 80°C_3jours et 80°C_1Jours, le potentiel de gonflement est nettement plus grand à 20°C qu'à 38°C, alors que les éprouvettes 85°C_3jours et

80°C_5Jours ont un potentiel presque identique à 38°C et à 20°C. Une représentation de ces deux cas est donnée dans les figures 5-8 et 5-9.

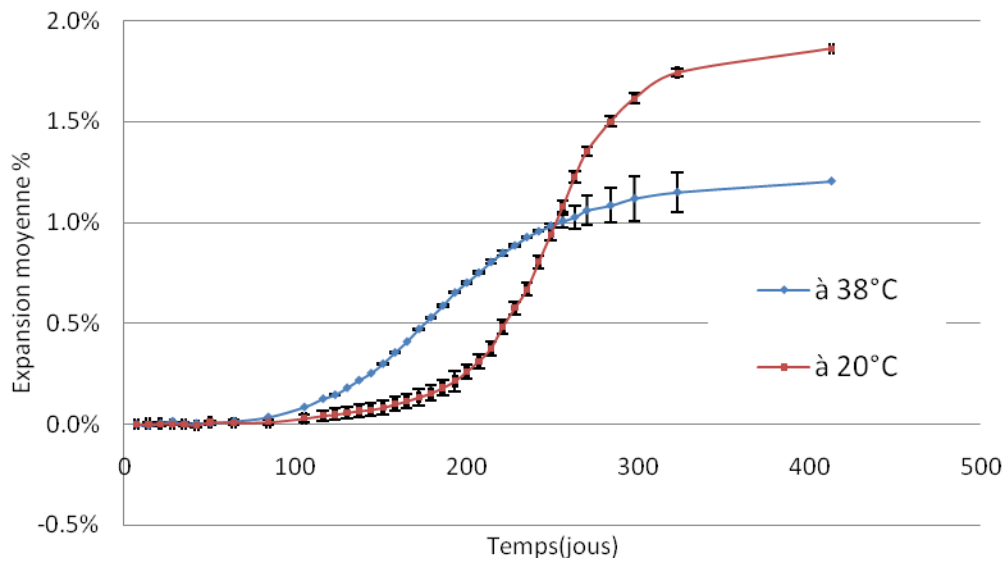


Figure 5-8 Courbes de gonflement des éprouvettes 80°C_1jour conservées à 38°C et 20°C

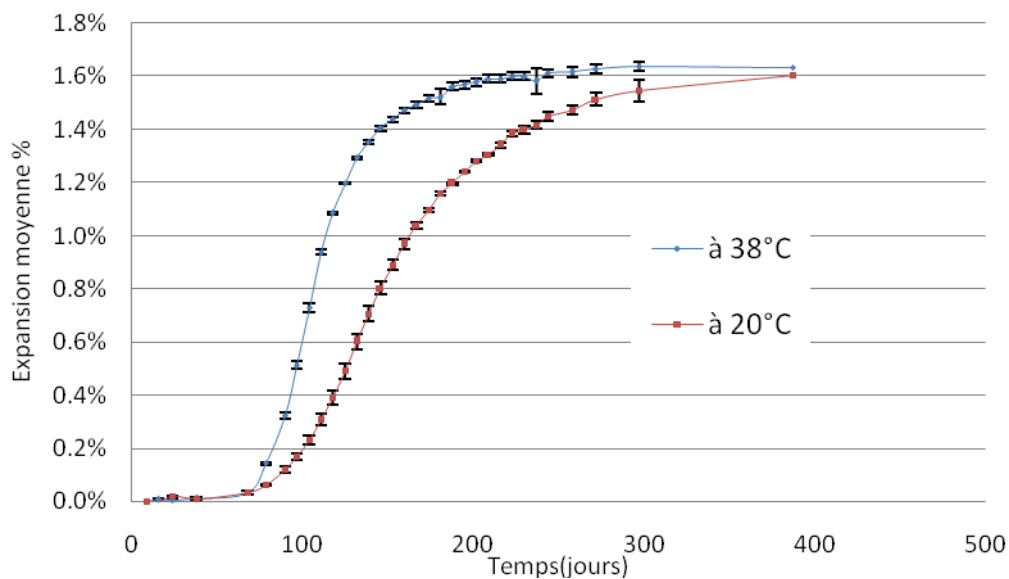


Figure 5-9 Courbes de gonflement des éprouvettes 85°C_3jours conservées à 38°C et 20°C

On peut conclure que la température de stockage agit d'une façon significative sur la cinétique du gonflement. Mais son action sur le potentiel de gonflement n'est pas très claire. Ceci plaide pour davantage de données expérimentales et d'investigations. Pour cette raison dans notre modélisation on ne va pas considérer l'effet de la température de conservation sur le gonflement induit par la RSI. Certes cette hypothèse peut induire des erreurs mais dans l'état actuel des choses on ne peut pas conclure une influence claire.

2) Variation de masse

Dans les figures 5-10 et 5-11 on compare le gain de masse enregistré sur les éprouvettes en béton conservées à 38° et 20°C.

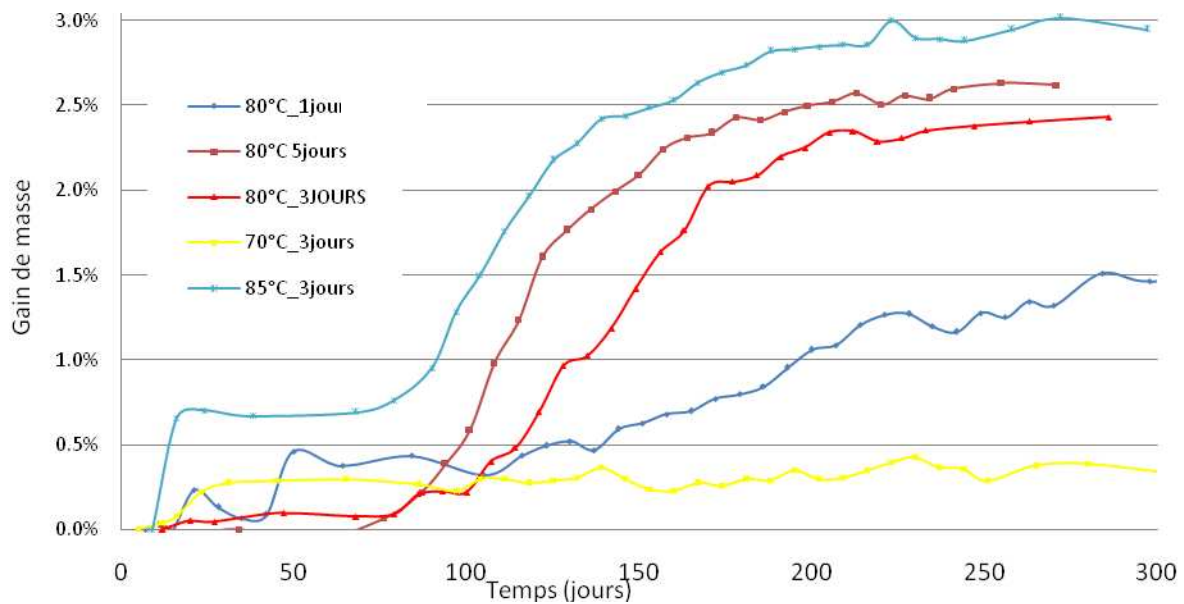


Figure 5-10 Gain de masse des éprouvettes conservées à 38°C

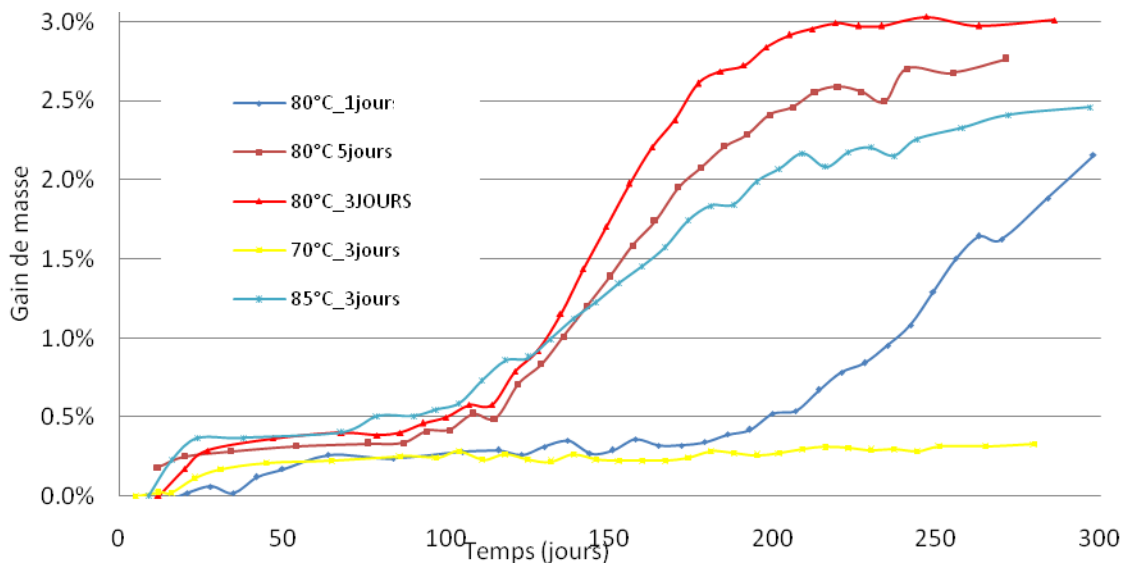


Figure 5-11 Gain de masse des éprouvettes conservées à 20°C

La variation de gain de masse des éprouvettes conservées à 38°C (figure 5-10) et à 20°C (figure 5-11) montre deux phases distinctes: la première phase commence après quelques jours d'immersion, et se traduit par un gain de masse de l'ordre de 0.4 %. Ce gain de masse est dû à la pénétration d'eau dans le milieu poreux. Une deuxième phase atteint des valeurs beaucoup plus élevées que la première, elle est observée pour les bétons dont l'expansion est significative. Ce gain de masse peut atteindre 2.5%, il est dû à une pénétration d'eau dans les fissures formées par l'expansion de l'ettringite. Cette pénétration d'eau supplémentaire crée un apport d'eau au milieu réactif ce qui favorise la formation d'ettringite.

3) Examen au MEB

Des observations au microscope électronique à balayage ont été faites sur les éprouvettes qui ont le plus gonflé à savoir 3 jours_80°C et 5jours 80°C éprouvettes conservées respectivement à 20°C et à 38°C.

i. Cas des surfaces fraîches

Les observations au MEB montrent l'existence d'une quantité importante d'ettringite sous différentes formes selon l'endroit où elle est formée. Elle a une allure comprimée lorsqu'elle se forme dans les fissures ou à l'interface pâte-granulat (figure 5-12). Elle a une allure d'aiguilles lorsqu'elle se forme dans les pores ou cavités (figure 5-13).

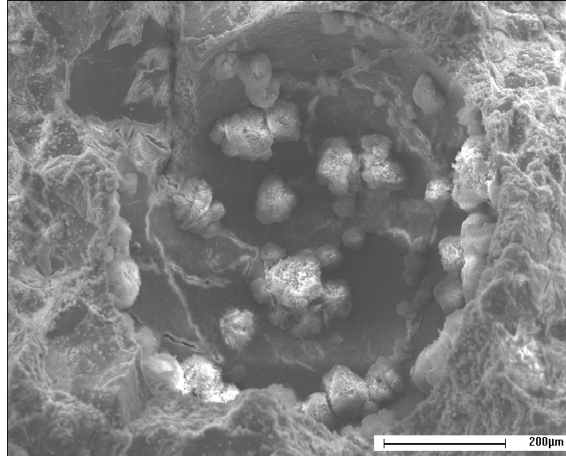


Figure 5-12 Ettringite en aiguille formée dans une cavité

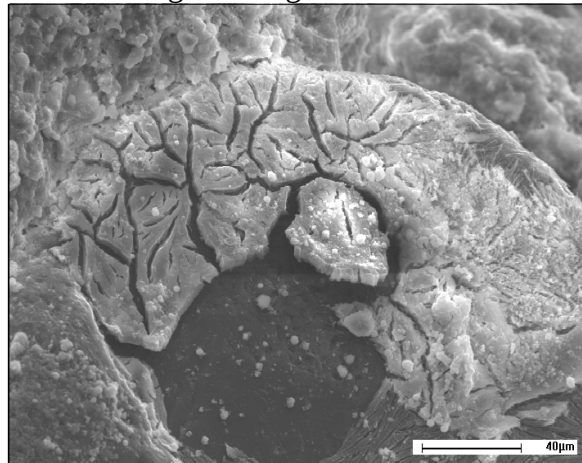


Figure 5-13 Ettringite comprimée formée sur un granulat

ii. Cas des surfaces polies

Les images prises en surface polie montrent dans plusieurs cas que l'ettringite comprimée se forme essentiellement dans les fissures ; cette formation accentue l'ouverture des fissures. La propagation de ces fissures vers les granulats provoque la formation d'ettringite à l'interface pâte-granulat. Cette constatation est à vérifier par plus d'observations des éprouvettes atteintes de RSI. Elle s'inscrit en pleine cohérence avec les observations connues. Il n'est pas mis en évidence de différence morphologique ou quantitative entre les éprouvettes conservées à 20°C ou à 38°C du point de vue de l'ettringite différée formée.

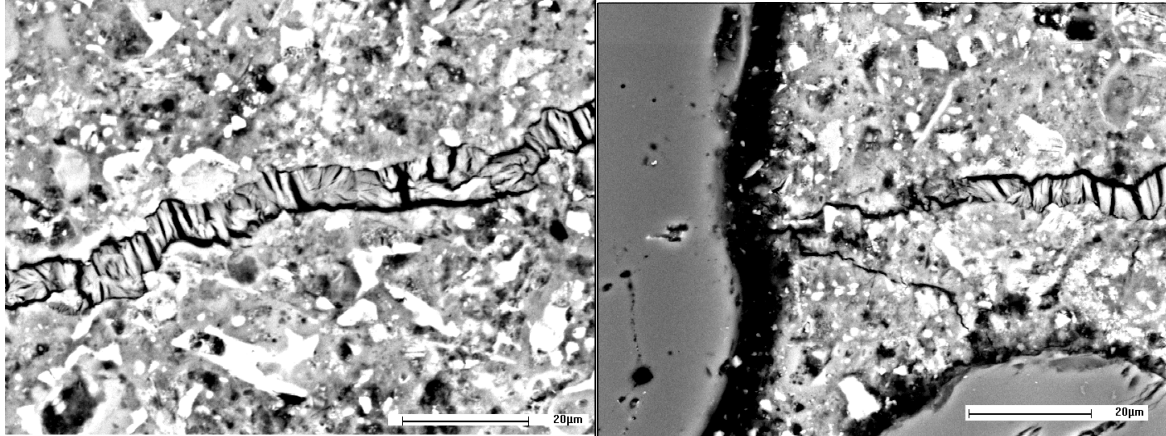


Figure 5-14 Ettringite comprimée formée dans les fissures

Ces différentes analyses au MEB ont bien confirmé que la cause de l'expansion est l'ettringite. Cette ettringite se forme essentiellement dans la pâte de ciment, dans les pores et les fissures. Cette précipitation crée une ouverture de fissure dans la pâte et une propagation de la formation de l'ettringite jusqu'à l'interface pâte-granulats (5-14).

On n'observe pas de différence claire entre l'ettringite formée dans les éprouvettes conservés à 20°C ou à 38°C, ni en terme de morphologie, ni en termes de localisation.

V. Calibrage du modèle

1) Calibrage de la loi de gonflement

Dans le chapitre précédent on a présenté une loi de gonflement de type sigmoïdal extraite des travaux de (Brunetaud 2005). Cette loi décrit le gonflement engendré par la RSI selon la relation suivante :

$$s_x(t) = s_{\infty} \frac{1 - \exp\left(-\frac{t}{\tau_c}\right)}{1 + \exp\left(-\frac{t}{\tau_c} + \frac{\tau_l}{\tau_c}\right)} \left(1 - \frac{\varphi}{\delta + t}\right) \quad (5.1)$$

$s_x(t)$: potentiel de gonflement, τ_c : temps caractéristique, τ_l : temps de latence, φ , δ : coefficients de correction

Le calage de cette sur par les résultats d'expansion libre est donné dans le tableau 5-3.

	Température de conservation 38°C					Température de conservation 20°C				
Histoire thermique au jeune âge	1jour 80°C	5 jours 80°C	3jours 80°C	3Jours 70°C	3Jours 85°C	1Jour 80°C	5Jours 80°C	3Jours 80°C	3Jours 70°C	3Jours 85°C
$\varepsilon_{\infty} (\%)$	1.12	2.17	1.69	0.39	1.8	1.86	2.2	2.1	0.31	2
$\tau_e (\text{jour})$	32.37	12.03	17.7	90.35	11.69	27.73	17.49	13.61	31.93	22.72
$\tau_l (\text{jour})$	182.1	107.44	140.1	220.09	100.7	251.3	143.64	137.7	191.6	123.18
$\varphi (\text{jour})$	3.56	28.2	3.28	1.14	20.8	5.09	17.9	21	9.23	18.82
$\delta (\text{jour})$	5.01	35.6	8.41	4.7	34.08	8.06	25.24	40.3	15.5	24.76

Tableau 5-3 Résultats calibrage des différents paramètres loi de gonflement

2) Calibrage du potentiel de gonflement

On cherche maintenant à calibrer la loi du couplage entre potentiel de gonflement et histoire thermique au jeune âge. Cette loi s'écrit sous la forme suivante :

$$\varepsilon_{\infty} = \begin{cases} 0 & \text{si } T(t) \leq T_0 \\ \alpha \int_{T(t) \geq T_0} e^{-\left(\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T(t)} - \frac{1}{T_0}\right)\right)} dt & \text{si } T(t) > T_0 \end{cases} \quad (5.2)$$

Avec :

- ε_{∞} potentiel de gonflement du béton,
- α qui dépend de la composition du béton,
- E énergie d'activation spécifique de la RSI,
- T_0 une température seuil,
- R constante des gaz parfaits $R=8.32 \text{ J mol}^{-1} \text{ K}^{-1}$.

L'équation (5.2) est définie par continuité au point T_0 qui est un des paramètres du calage. Ceci pose un problème lors du calage de cette loi sur les résultats expérimentaux, pour cela on a élaboré un programme de calcul qui permet de faire varier E de 50 à 1000 J.mol^{-1} . Dans chaque itération de E , on fait varier le T_0 de 45°C jusqu'à 69°C et à chaque incrément de T_0 on varie α de 0.00001 à 0.0001. L'inconvénient avec cette méthode est qu'elle demande beaucoup de temps de calcul, mais la nature du problème nous impose l'utilisation de ce type de méthode. L'ajustement de cette loi sur les données expérimentales conduit aux paramètres présentés dans le tableau 5-4 (Baghdadi et al 2008-a).

Paramètres	$E (\text{J.mol}^{-1})$	$T_0 (^\circ\text{C})$	$\alpha (\text{h}^{-1})$
valeur	408	54	$9.31 \cdot 10^{-4}$

Tableau 5-4 Paramètres de la loi de couplage

Une comparaison entre les résultats expérimentaux calibrés par la loi de gonflement (5.1) et les prédictions du modèle est donnée dans la (figure 5-15) (Baghdadi et al 2008-a).

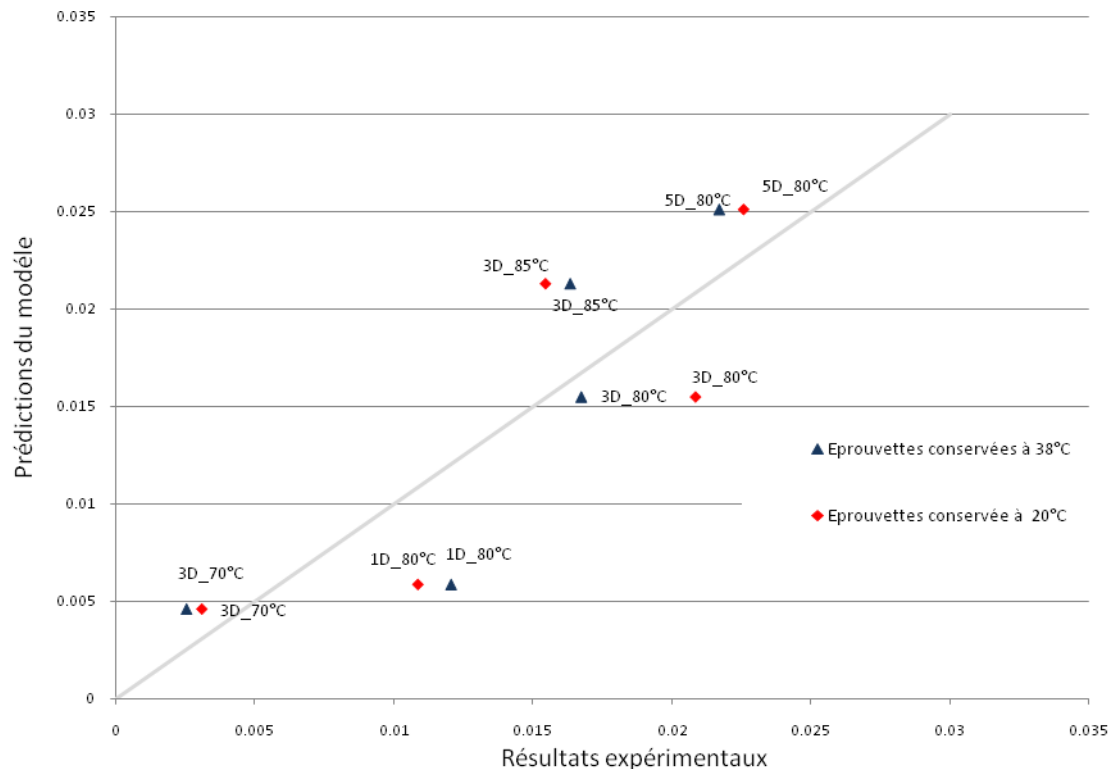


Figure 5-15 Comparaison entre résultats expérimentaux et prédiction du modèle (amplitude)

En comparant on remarque qu'en général le modèle donne une bonne prédiction du gonflement potentiel. En effet les incertitudes sont de l'ordre de 10 % ce qui est tout à fait acceptable. Certes, on remarque que la plus grande sous estimation est celle des éprouvettes 1jours_80°C conservées à 20°C. Pour cette série on estime que la température de conservation influence manifestement les expansions finales. Pour l'instant on ne peut cependant pas confirmer avec certitude cette hypothèse qui nécessite de plus amples investigations.

VI. Conclusion de l'étude expérimentale

La campagne expérimentale décrit dans ce chapitre avait pour but de mettre en évidence l'influence de l'histoire thermique au jeune âge sur le gonflement généré par la RSI et de contribuer à valider qualitativement le couplage proposé. Une formulation de béton réactif vis-à-vis de la RSI a été choisie. Ces expérimentations ont permis de mettre en évidence l'effet du traitement thermique sur l'expansion ainsi que l'effet de la température de conservation.

On a utilisé ces expérimentations pour calibrer la loi de couplage entre le potentiel de gonflement et l'histoire thermique au jeune âge. Ainsi on a pu expliciter les différents paramètres de cette loi. Les résultats trouvés sont satisfaisants mais nécessitent de plus ample investigation surtout sur l'effet de la température de conservation sur la RSI.

Des validations complémentaires sur différentes formules de béton atteint de RSI seraient particulièrement utiles.

*Partie 3. Méthode de diagnostic et recalcul
d'ouvrages réels*

Chapitre 6. Le recalcul de structures dans une démarche d'expertise

I. Introduction

Le diagnostic d'un ouvrage affecté par une réaction de gonflement interne fait appel à deux grands types de moyens d'investigation :

- Le suivi in situ du gonflement de la structure et de sa fissuration dans le temps
- L'analyse en laboratoire d'échantillons prélevés sur l'ouvrage.

Compte tenu du coût de ces différentes techniques et sachant que le gonflement est un phénomène qui évolue en général assez lentement, il convient d'adopter une démarche progressive en fonction de l'état apparent de l'ouvrage et de la vitesse d'évolution de ses désordres. Ainsi, le guide technique « Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne » (LCPC 2003) propose une stratégie d'intervention divisée en plusieurs étapes, à savoir : hiérarchisation des priorités, évaluation initiale, suivi de l'ouvrage, recherche des causes de désordre, pronostic d'évolution. Toutes ces étapes sont étroitement liées, et le passage entre deux étapes successives est dicté par l'évolution du gonflement dans la structure.

Le recalcul d'ouvrage s'inscrit dans l'étape pronostic d'évolution, il est destiné à fournir aux ingénieurs un résultat quantitatif de l'évolution de la dégradation. Ce recalcul permet d'abord de vérifier la sécurité au stade actuel d'évolution (Calcul état limite ultime (ELU)), de vérifier ensuite l'aptitude au service au stade actuel (calcul des flèches et des contraintes à état limite de service (ELS)), de vérifier la durabilité notamment en s'assurant du contrôle de l'ouverture des fissures, puis d'estimer pendant combien de temps on aura des marges suffisantes (ou non) vis-à-vis de ces différents états limités, et enfin de concevoir d'éventuelles méthodes de réparation. Dans ce qui suit, on détaillera les différentes parties du recalcul d'ouvrage, en s'intéressant aux différentes données nécessaires pour effectuer le calcul en détaillant la méthode de calage de la loi d'avancement, la méthode de calage du potentiel de gonflement, pour finir avec l'organisation des calculs.

II. Analyse des informations collectées

1) Suivi du gonflement structurel

Cette opération vise à évaluer les déformations globales de la structure et leur évolution dans le temps en l'équipant avec des bases de mesure dimensionnelle. Les informations recueillies permettront de confirmer le diagnostic de la RGI en vérifiant qu'il y a bien un gonflement de la structure. Elles permettent aussi de renseigner sur la vitesse d'évolution du phénomène, ce qui permet d'orienter le choix de la technique de traitement de l'ouvrage. Ces données sont également indispensables pour vérifier le calage des paramètres en prédisant l'état actuel, avant de simuler les évolutions.

Deux types de suivi peuvent être réalisés. Premièrement, le suivi de certaines zones fissurées ou mesure de l'indice de fissuration (IF) méthode (LPC n°47 1997) : ce suivi présente l'avantage d'être peu onéreux et facile à réaliser, et de donner une information en « valeur absolue » (c'est-à-dire que l'on mesure un cumul d'ouvertures de fissures représentatif du gonflement de la structure depuis sa construction, en supposant qu'il n'y avait pas de fissure à la mise en service). Le suivi de fissuration par IF est généralement fait lorsqu'on a une fissuration dense multidirectionnelle (faïençage). Dans le cas d'une fissure isolée on fait le suivi par mesure direct d'ouverture.

Deuxièmement, un suivi dimensionnel du gonflement par distancemétrie. Ce suivi qui se fait sur de grandes distances, est plus difficile à réaliser et plus onéreux ; il donne une information en « valeur relative » (c'est-à-dire que l'on mesure le gonflement à partir du moment où le système de mesure est mis en place sur l'ouvrage), et présente le grand avantage d'intégrer le gonflement total et véritable de la structure, c'est-à-dire le cumul d'ouverture de toutes les fissures plus l'expansion du béton situé entre les fissures. On le représente par $d_s(t)$, pour une période $[t_{s0}, t_{s1}]$ allant de la première mesure structurelle à la date actuelle.

Les mesures de distancemètre sont très influencées par les conditions environnementales et surtout par les variations de température saisonnières et diurnes auxquelles l'ouvrage est exposé, pour cela il est nécessaire de faire une correction des mesures par rapport à ces variations thermiques.

2) Suivi d'expansion résiduelle

Le suivi du gonflement résiduel consiste à prélever une ou plusieurs éprouvettes dans une carotte préalablement extraite d'une partie de l'ouvrage, à équiper ces carottes de plots de mesure extensométrique et à relever pendant au moins un an l'évolution de la longueur de la carotte stockée en ambiance saturée en humidité ($h_0=100\%$) ou dans l'eau dans un conteneur maintenu à une température contrôlée, $\theta_0=20^\circ\text{C}$ ou 38°C . Ces mesures permettront de calculer une déformation chimique résiduelle ε_{cr} pendant la durée $[t_{c0}, t_{c1}]$ avec t_{c0} représente le temps d'extraction de l'échantillon de la structure et t_{c1} représente le temps pour lequel le gonflement est asymptotique. Cet essai donne localement des informations sur le potentiel d'expansion du béton susceptible de se développer encore. Les détails de cette méthode sont présentés dans le guide méthode (LPC N°47 1997) pour la RAS et méthode (LPC N°66 2008) pour la RSI. Cette donnée est associée à un suivi massique permettant d'interpréter la contribution d'un apport d'eau au développement de la réaction, et détecter d'éventuels artefacts. La donnée est par ailleurs sensible aux conditions de conservation des éprouvettes depuis le carottage (Multon et al 2008)

3) Suivi du gonflement du béton reconstitué

La composition du béton reconstitué doit approcher au mieux la composition réelle du béton dans la structure. Pour cela une analyse chimique approfondie d'un échantillon de l'éprouvette est nécessaire afin de déterminer la bonne composition à utiliser, à moins qu'il

soit possible de revenir au dossier de l'ouvrage pour connaître la composition du béton utilisé lors du coulage. Le procédé de mesure d'expansion est le même que celui utilisé pour le suivi d'expansion résiduelle méthode (LPC N°66 2008).

Le calibrage des paramètres sur des courbes d'expansion obtenues sur un béton reconstitué donne une meilleure précision des paramètres que le calage sur des essais de gonflement résiduel puisqu'on élimine l'inconnue sur la valeur du gonflement qui s'est déjà produit. Mais, l'essai de gonflement sur béton reconstitué demande plus d'informations sur la composition de béton et un temps de suivi éventuellement plus important que celui du suivi du gonflement résiduel. En outre, il peut être difficile de garantir que (en cas de τ_l élevé) les matériaux utilisées sont identiques (variations de composition du ciment notamment).

4) Données sur les conditions environnementales durant la vie de l'ouvrage

La connaissance de l'ambiance hydro-thermique interne de la structure nécessite trois types de données : d'abord, les conditions environnementales, i.e. la température et l'humidité du milieu ambiant $\theta_{atm}(t)$, $h_{atm}(t)$. Ensuite, il faut bien localiser les sources thermo-hydriques ponctuelles, par exemple le contact permanent avec l'eau liquide. Enfin la connaissance de l'état hydro-thermique initial. Ces connaissances aboutissent, à travers les calculs thermiques et hydriques de la structure, à la reconstruction du champ thermo-hydrique complet de l'ouvrage (Li et al. 2004) (LCPC 2003).

5) Données sur les conditions du coulage et de la prise du béton.

Dans le cas de la RSI, la connaissance de l'évolution de la température au jeune âge est nécessaire pour connaître le potentiel de gonflement de la structure. Ainsi il est primordial d'avoir connaissance de la température extérieure de la structure dans la période de coulage, du type de coffrage utilisé ainsi que des dates de décoffrage. Dans le cas d'un phasage lors du coulage du béton il est important de connaître les dimensions de chaque levée ainsi que leurs dates respectives.

Le calcul de l'échauffement interne du béton au jeune âge nécessite une information sur son exothermie à partir de la formule de Waller (Acker et al. 2004) ou par des essais QAB sur des éprouvettes en béton reconstitué. Ces essais consistent à mettre des éprouvettes en béton au jeune âge dans une enceinte adiabatique et enregistrer l'évolution de la température dans cet échantillon. Ces différentes données permettront, par le biais d'un calcul de diffusion, de construire l'histoire thermique au jeune âge de tout point de l'ouvrage (Piau 1991)(Acker et al. 2004)

III. Procédure de calage du modèle

Les informations collectées à l'échelle de la structure vont servir au calage du modèle présenté dans la partie 2. La prise en compte des spécificités d'une formule de béton, en termes de caractéristiques chimiques, se traduit par le calage de trois lois, à savoir : la loi d'avancement, la loi du potentiel de gonflement et la loi de la variation de l'endommagement en fonction du gonflement observé. On pourra en effet supposer, au moins en première approximation, que les autres couplages sont raisonnablement approchés avec des paramètres « standards » ou associés aux caractéristiques mécaniques usuellement connues de l'ingénieur. Dans la suite on détaillera les méthodes de calage de ces trois lois.

1) Calage de la loi d'avancement

L'objectif de cette opération de calage est de déterminer les paramètres ε_{∞}^0 , τ_{∞}^0 , τ_i^0 , φ^0 et δ^0 de la loi de gonflement (l'indice 0 désigne le paramètre de gonflement d'une éprouvette en expansion résiduelle ou en béton reconstitué). Ces paramètres sont déterminés à partir des essais faits sur éprouvettes représentatives extraites de l'ouvrage ou sur éprouvettes de béton

reconstitué. Si on dispose des résultats de gonflement d'un béton reconstitué, la démarche est assez simple, elle consiste à ajuster la loi de gonflement sur la courbe d'expansion à l'aide d'une méthode classique, comme le gradient conjugué ou une méthode de plus profonde descente (Ciarlet 2006).

En l'absence de béton reconstitué, la méthode à suivre est plus compliquée. En effet dans ce cas la vie d'une éprouvette se divise en deux parties : une partie *in situ*, $0 \leq t \leq t_{c1}$, du coulage de la structure jusqu'à l'extraction de la carotte, pendant laquelle on ignore en général l'histoire de son gonflement ; et la partie en laboratoire, pour $t_{c1} \leq t \leq t_{c2}$; durant laquelle son expansion résiduelle $\varepsilon_{r,ss}(t)$ est mesurée à partir de $\varepsilon_c(t = t_{c1})$ (valeur du gonflement au début de l'essai, *a priori* inconnue). Ainsi l'histoire du gonflement est partiellement connue :

$$\varepsilon_c(t) = \begin{cases} \text{inconnue} & 0 \leq t \leq t_{c1} \\ \varepsilon_c(t_{c1}) + \varepsilon_{r,ss}(t) & t_{c1} \leq t \leq t_{c2} \end{cases} \quad (6.1)$$

La difficulté de ce calibrage réside dans le fait que ni l'expansion résiduelle de l'éprouvette ni le suivi distance-métrique structurel ne fournissent les valeurs initiales $\varepsilon_c(t_{c1})$, $d_s(t_0)$. Dans ce cas la démarche à suivre est celle présentée par (LCPC 2003)(Li et al. 2003) qui consiste à enchaîner le travail sur deux étapes : d'abord, une étape matériau qui consiste à faire tourner des calculs sur une éprouvette soumise aux conditions hydrique et thermique de la carotte extraite de l'ouvrage, cette étape permettra de trouver le groupe de paramètres $(\varepsilon_{\infty}^0, \tau_c^0, \tau_i^0, \varphi^0, \delta^0)^{(k)}$ susceptible d'approcher au mieux la phase d'expansion résiduelle $\varepsilon_{r,ss}(t)$ déjà connue. Ensuite, intervient une étape de calcul de la structure qui consiste à utiliser le groupe de paramètres $(\varepsilon_{\infty}^0, \tau_c^0, \tau_i^0, \varphi^0, \delta^0)^{(k)}$ dans un calcul aux éléments finis sur la structure. Ainsi on sélectionnera le jeu (k) de paramètres qui approxime le mieux le suivi dimensionnel de la structure $d_s(t)$.

2) Calage de la loi du potentiel de gonflement

Le calage de la loi du potentiel de gonflement consiste à déterminer le paramètre α puisqu'on considère par hypothèse que l'énergie d'activation E et la température seuil T_0 sont constantes non seulement pour un béton donné mais aussi en général, puisqu'il s'agit du mécanisme commun de déstabilisation de l'ettringite. Cette hypothèse simplificatrice utilisée dans l'état actuel des connaissances pourra être remise en cause, étant donné que des études expérimentales montrent que le seuil T_0 dépend de la composition du ciment et surtout du taux d'alcalins.

La première étape consiste toujours à exploiter les résultats trouvés sur éprouvette. Dans le cas d'un béton reconstitué, on fait un calage de la courbe d'expansion et on détermine le potentiel de gonflement ε_{∞}^0 sachant que les conditions de traitement thermique sont contrôlées et connues. En revanche dans le cas d'une donnée d'expansion résiduelle on fait une reconstruction de la courbe d'expansion par la méthode déjà présentée dans la section précédente et on fait par la suite le calage afin de déterminer le potentiel de gonflement ε_{∞}^0 .

La deuxième étape consiste à faire un recalcul thermique, on peut reconstruire l'histoire thermique au jeune âge de la structure et en particulier au point où on a fait l'extraction de l'éprouvette. Cette histoire thermique nous permet de trouver la valeur de I_0 . Cette valeur est la contribution de l'histoire thermique au potentiel de gonflement ε_{∞}^0 . Ce potentiel s'écrit sous la forme suivante :

$$I_0 = \int_{T^{\#}(t) \geq T_0} \varepsilon_c - \left(\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T^{\#}(t) - T_0} \right) \right) dt \quad (6.2)$$

$T^{\#}(t)$: L'histoire thermique reconstituée par calcul thermique au jeune âge.

Le coefficient α s'écrit alors sous la forme:

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{\infty}^0}{I_0} \quad (6.3)$$

Le calcul de α est nécessaire au processus de calibrage du modèle. En effet, il constitue l'unique paramètre qui reflète la composition du béton puisque sa détermination est issue des résultats sur éprouvette. Par suite, on peut déterminer le potentiel en différents points de la structure. Ce potentiel s'écrit de la façon suivante:

$$\varepsilon_{\infty} = \frac{\varepsilon_{\infty}^0}{\frac{I_0}{\alpha}} I \quad (6.4)$$

$$\text{Avec } I = \int_{T(t) \geq T_0} e^{-\left(\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T(t) - T_0} \right)\right)}.$$

3) Calage de la loi d'endommagement en fonction du gonflement observé

La variation du module d'Young dépend par hypothèse du gonflement observé dans la structure selon la loi suivante :

$$E = E_0(1 - d) \quad (6.5)$$

Avec

$$d = d_{max}(1 - \exp(-\omega <(\varepsilon_{\infty} - \varepsilon_0) >^+)) \quad (6.6)$$

Les paramètres de cette description sont au nombre de quatre :

- E_0 est le module d'Young initial du béton
- d_{max} représente l'endommagement maximal enregistré sur une éprouvette en fin d'expansion (essai d'expansion résiduelle ou suivi sur béton reconstitué) d_{max} peut être évalué par suivi sonique.
- ω : est un paramètre qui représente la pente de l'évolution du gonflement, ce paramètre est considéré constant
- ε_0 : est un seuil d'expansion à partir duquel on a de l'endommagement
- $< >^+$: désigne la partie positive d'une grandeur.

Le module d'Young initial E_0 peut être déterminé lors d'un essai de chargement en compression simple sur une éprouvette saine extraite de l'ouvrage ou sur béton reconstitué. d_{max} peut être retrouvé en faisant un essai de compression simple sur une éprouvette qui a atteint le palier de gonflement. Cet essai se fait juste après la fin de l'essai de gonflement résiduel et permet de déterminer E_{∞} . Le rapport entre module d'Young du béton endommagé et sain donne d_{max} selon la formule suivante :

$$d_{max} = 1 - \frac{E_{\infty}}{E_0} \quad (6.7)$$

En ce qui concerne la pente de l'évolution de l'endommagement ω et le seuil d'expansion ε_0 les expérimentations de (Brunetaud 2005) laissent admettre que ces deux valeurs peuvent être prises constantes. Pour cela on leur donne des valeurs fixes $\omega = 4$ et $\varepsilon_0 = 0.1$ %. Ces valeurs fixes se traduisent à l'échelle microscopique par une formation d'ettringite qui exerce une pression sur les parois du milieu poreux, provoquant une déformation élastique jusqu'à un certain seuil ε_0 . Une fois ce seuil dépassé, on a une ouverture de fissure et augmentation de la porosité ce qui provoque une augmentation de la variable endommagement du matériau. Vu que cet endommagement est commandé par la déformation chimique, il évolue selon une pente ω . Le seuil d'endommagement et la pente d'endommagement sont susceptibles de varier selon la porosité et la résistance du squelette du milieu poreux, donc dépendent de la composition du béton. Ainsi il peut s'avérer utile de faire quelques mesures de module d'Young au cours du suivi du gonflement de l'éprouvette, ce qui permet la reconstruction de la courbe d'évolution de l'endommagement en fonction du gonflement.

IV. Présentation de la démarche de calcul

Le calcul mécanique est mené en utilisant la notion de déformation chimique imposée noté ε_x . Cette déformation résulte de l'expansion de l'ettringite à l'intérieur du milieu poreux. Elle s'écrit sous la forme d'un potentiel de gonflement ε_∞ multiplié par une loi d'avancement $\zeta(t)$. L'avancement de la réaction $\zeta(t)$ est variable au cours du temps avec un temps de début de

réaction postérieur à la fin de l'échauffement. Le calcul de l'ouvrage doit a priori se faire pas-à-pas sur une durée de temps $[t_1, t_f]$, avec t_1 : temps initial de référence juste après chargement, t_f représente une date future correspondant à l'état prédit pour la structure. On note bien qu'entre t_1 et t_f , il existe une date t_a qui représente l'état actuel de la structure, cette date est assez importante vu qu'elle permet de comparer l'état actuel de la structure aux mesure in-situ.

Vu que le temps séparant la fin de l'échauffement du temps de chargement est très négligeable devant la durée de vie de l'ouvrage, on peut prendre en général t_1 . Ainsi on décompose la durée $[t_0, t_f]$ en n intervalles de temps d'amplitude $t_i, i=1..n$ de $n+1$ instants

avec $t_i = t_1 + \sum_{j=1}^i t_j$ ainsi le calcul incrémental se fait sur une durée t_i .

Comme l'avancement de la réaction dépend de la température et de l'humidité, il est nécessaire d'avoir la température et le degré de saturation en chaque point de l'ouvrage. Ces données seront accessibles par un calcul thermique et hydrique préliminaire fait avec le même pas de temps que le calcul mécanique. Suivant la fréquence caractéristique des variations thermiques et hydrique, ces phénomènes peuvent imposer une discrétisation relativement fine par rapport aux seules évolutions des chargements.

Dans le cas unidimensionnel, l'écriture incrémentale de cette déformation est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta \varepsilon_x = \Delta \varepsilon_\infty \zeta(t) + \varepsilon_\infty \Delta \zeta(t) \quad (6.8)$$

Le potentiel de gonflement dépend de l'histoire thermique au jeune âge $T^{JA}(t)$, le calcul de $T^{JA}(t)$ se fait sur un intervalle $[t_0, t_m]$ où t_m est le temps de maturation de béton. En découpant $[t_0, t_m]$ en des incréments de temps $(\tau_j)_{j=1..n}$ et en supposant que la température varie linéairement sur chaque intervalle, on peut calculer le potentiel de gonflement sur ces intervalles en utilisant la méthode des trapèzes, ainsi le potentiel s'écrit sous la forme suivante :

$$\varepsilon_\infty = \frac{1}{2} \alpha \sum_{j=1}^m \tau_j (f(T^{JA}(t)) + f(T^{JA}(t + \tau_j))) \quad (6.9)$$

Avec

$$f(T^{JA}(t)) = \exp\left(\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T^{JA} - T_0}\right)\right) \quad (6.10)$$

Ainsi, à partir des équations (6.8) et (6.9), on peut expliciter la déformation chimique imposée. Une généralisation au cas tridimensionnel nous permet d'écrire cet incrément de déformation sous forme tensorielle de la façon suivante :

$$\underline{\underline{\Delta \varepsilon_x}} = \begin{pmatrix} \varepsilon_\infty \Delta \zeta(t) & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_\infty \Delta \zeta(t) & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_\infty \Delta \zeta(t) \end{pmatrix} \quad (6.11)$$

Cet incrément de déformation isotrope est rendu anisotrope en le multipliant par un tenseur d'anisotropie dont les coefficients ont été présentés dans le chapitre précédent. Ainsi l'incrément de déformation chimique anisotrope s'écrit sous la forme suivante :

$$\underline{\underline{\Delta \varepsilon}}_X = \begin{pmatrix} \alpha_I \varepsilon_{\infty} \Delta \xi(t) & 0 & 0 \\ 0 & \alpha_{II} \varepsilon_{\infty} \Delta \xi(t) & 0 \\ 0 & 0 & \alpha_{III} \varepsilon_{\infty} \Delta \xi(t) \end{pmatrix} \quad (6.12)$$

Où α_I, α_{II} sont les coefficients d'anisotropie, ils dépendent du sens du coulage du béton (anisotropie intrinsèque) et de la contrainte (anisotropie induite). Si la discrétisation temporelle est assez fine pour que les évolutions de contraintes soient faible sur deux pas de temps successifs, on admettra de ne pas itérer sur la valeur actuelle de la contrainte pour le

calcul des $\underline{\underline{\Delta \varepsilon}}_X$. On prendra à la place le tenseur des contraintes calculées à l'incrément de temps précédent.

Ainsi on peut en déduire l'expression de l'incrément de contrainte d'origine chimique qui s'écrit de la façon suivante :

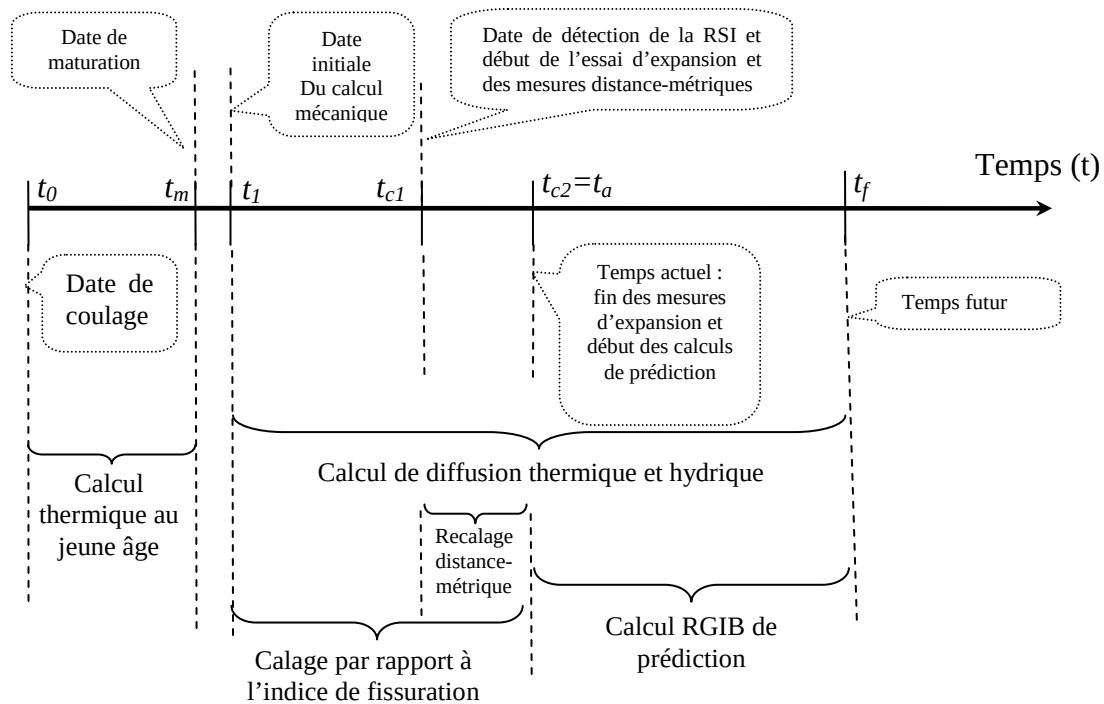
$$\underline{\underline{\Delta \sigma}}_X = \frac{E}{1 - \nu} \begin{pmatrix} \alpha_I \varepsilon_{\infty} \Delta \xi(t) & 0 & 0 \\ 0 & \alpha_{II} \varepsilon_{\infty} \Delta \xi(t) & 0 \\ 0 & 0 & \alpha_{III} \varepsilon_{\infty} \Delta \xi(t) \end{pmatrix} \quad (6.13)$$

En tenant compte de l'endommagement du module d'Young en fonction du gonflement, on peut écrire l'incrément de contrainte totale $\underline{\underline{\Delta \sigma}}_{tot}$ dans le cas d'un comportement élastique comme suit :

$$\underline{\underline{\Delta \sigma}}_{tot} = \frac{E(\varepsilon_{\infty} \Delta \xi(t))}{1 - \nu} (\underline{\underline{\Delta \varepsilon}}_{elas} + \underline{\underline{\Delta \varepsilon}}_X) \quad (6.14)$$

Le calcul s'effectue par itérations successives.

Vue que les échelles de temps sont différentes d'un calcul à un autre, on présent dans la figure 6-1 un organigramme qui récapitule les différentes dates du calcul.



Un organigramme récapitulant les différentes étapes du recalcul déjà citées est présenté dans la figure 6-2.



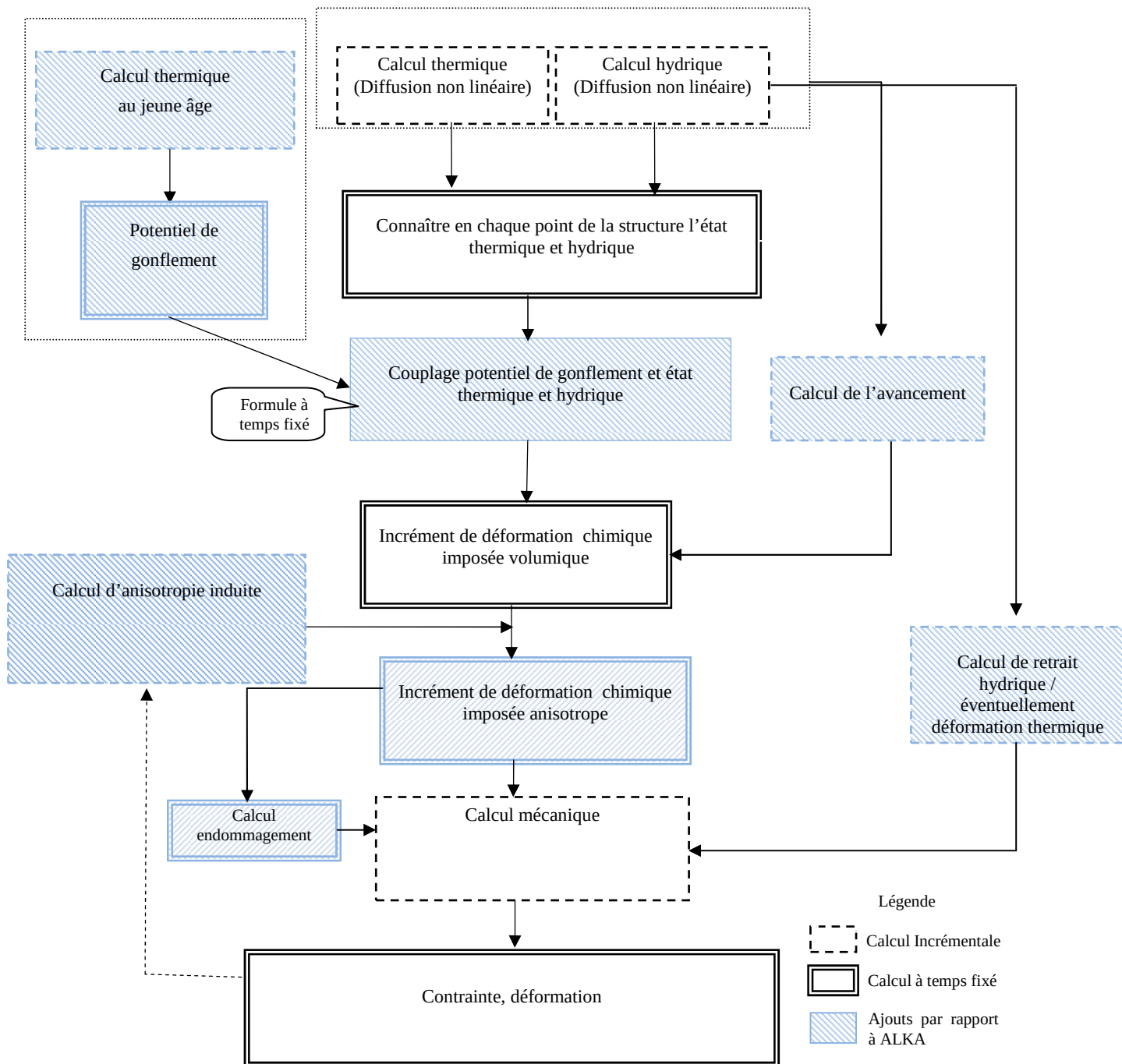


Figure 6.2 Organisation des calculs

Les différentes lois qui constituent le modèle ont été implémentées dans le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC, en respectant l'organisation présentée dans la figure 6-2. Ainsi, cette implémentation a permis de développer un module complémentaire dans CESAR-LCPC dédié au recalcul de structures atteintes de réactions de gonflement interne, module appelé RGIB.

V. Implémentation de la procédure de calcul dans CESAR-LCPC

CESAR-LCPC est un progiciel général de calcul, fondé sur la méthode des éléments finis, et disposant de ses propres fonctionnalités de pré et post traitement. Ce progiciel est particulièrement adapté à la résolution des problèmes du génie civil et de l'environnement :

calcul de structures, mécanique des sols et des roches, thermique, hydrogéologie, etc. (Humbert et al. 2005)

CESAR-LCPC désigne l'ensemble formé par le pré-processeur MAX ou CLEO, par le solveur CESAR regroupant l'ensemble des modules de calcul et par le post-processeur PEGGY ou CLEO (figure 6-3). Ces programmes manipulent un certain nombre de fichiers issus des données, du maillage et des résultats de calcul. Les développements effectués dans cette thèse ont été réalisés dans le solveur CESAR. D'éventuels compléments favorisant l'ergonomie de saisie des données et d'exploitation des résultats pourront être ultérieurement réalisés dans CLEO, le programme actuel fonctionnant moyennant des adaptations mineures selon la procédure dérivée de l'utilisation d'ALKA (Seignol et Dubouchet 2006)

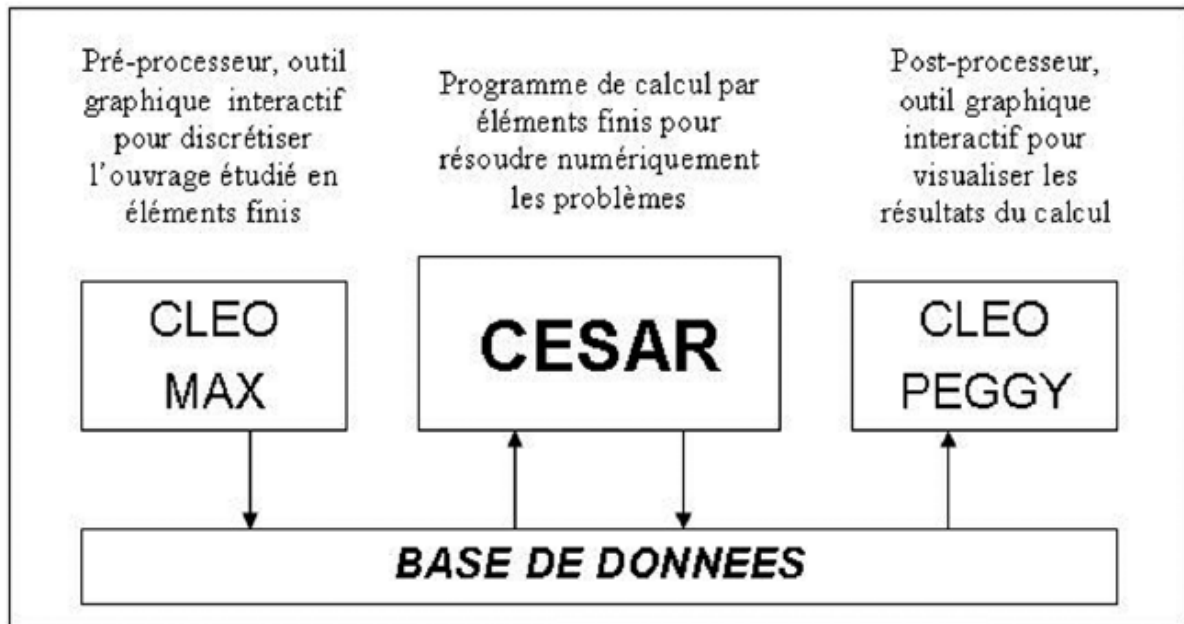


Figure 6.3 Organisation de CESAR-LCPC

Le solveur CESAR, comme la figure 6-3 l'illustre, assemble les modules de calcul spécifiques pour un type de problème à traiter : élasticité linéaire, élastoplasticité, élastoviscoplasticité, gonflement du béton induit par la RAS, dynamique, thermique transitoire, diffusion, consolidation, contact-impact unilatéral ... Ces modules comprennent des algorithmes adaptés au problème à résoudre.

Les développements réalisés au cours de cette thèse ont permis de constituer le module RGIB (Réaction de Gonflement Interne dans le Béton). Ce module est une évolution du module ALKA déjà existant qui concerne le recalcul des structures en béton atteint de RAS (Li et al. 2003) (Seignol et Dubouchet 2006). Le module RGIB permet de recalculer des structures atteintes de RSI ou de RAS.

Les développements du module RGIB obéissent à un cahier des charges bien précis (Baghdadi et al. 2008-c). Ce cahier des charges regroupe un ensemble de spécificités auxquelles le module doit répondre. Ces spécificités sont les suivantes :

- SP1-RGIB : L'évolution des gonflements au cours du temps doit être représentée par une loi d'avancement tenant compte d'une possible évolution asymptotique du gonflement en fin de réaction. Sous des conditions normalisées de température et d'humidité, ces évolutions sont modélisées par une loi sigmoïde déterminée à partir d'essais de gonflement libre sur éprouvettes et ajustée à l'aide de cinq paramètres : temps de latence, temps caractéristique, gonflement asymptotique et deux autres paramètres.

- SP2-RGIB : L'amplitude des gonflements imposés est dépendante de l'histoire thermique au jeune âge. Cela se traduit par un couplage entre le potentiel de gonflement d'une part, et l'histoire de la température du matériau au jeune âge d'autre part, selon la loi d'Arrhenius avec effet seuil.
- SP3-RGIB : La cinétique des gonflements imposés et aussi l'amplitude dépendent du degré de saturation du matériau, ce qui se traduit par une relation entre les temps de latence et caractéristique d'une part, le degré de saturation d'autre part, avec la saturation.
- SP4-RGIB : Les éléments de volume représentant le béton réactif doivent pouvoir être associés avec des éléments de barre élastoplastiques pour modéliser la présence et l'influence d'armatures.
- SP5-RGIB : Les modélisations doivent pouvoir être effectuées en 2D plan, 2D axisymétrique, 3D.
- SP6-RGIB : Les modélisations doivent pouvoir tenir compte de l'anisotropie intrinsèque du gonflement du béton.
- SP7-RGIB : Les modélisations doivent tenir compte de l'effet de la contrainte sur l'anisotropie du gonflement.
- SP8-RGIB : Les modélisations doivent tenir compte des déformations hydriques (retrait de séchage) en fonction du degré de saturation du milieu poreux.
- SP9-RGIB : Les modélisations doivent tenir compte de la baisse du module d'Young en fonction du gonflement d'origine chimique du béton réactif.

L'écriture de RGIB a tenu compte de ces différentes spécifications, des tests numériques ont été faits afin de valider la programmation. Dans l'annexe 4 on présente le cas d'un tube épais atteint de RSI, les calculs de ce tube ont été faits dans trois configurations : contraintes planes, axisymétrie et trois dimensions et ont permis de valider notamment la spécification SP5 et la cohérence par rapport aux fonctionnalités actuelles (test de non régression) (Baghdadi et al 2008-c).

VI. Description des données

Vu que le nombre de paramètres de couplage est assez important et que le module est essentiellement destiné aux ingénieurs et aux gestionnaires, il est primordial de définir une structure d'entrée des données bien claire afin que le module soit compréhensible et utilisable par le plus large public possible.

Ainsi on a opté pour une programmation la plus flexible possible. Les données d'entrée sont saisies dans un fichier formaté appelé « jeu de données ». Ce jeu de données comprend plusieurs indices et mots clés. Ceci permet à l'utilisateur de choisir la loi de couplage qui va le mieux avec son problème et permet de réduire les erreurs dans le calcul vu qu'il y a une disjonction entre les différentes lois de couplage, ceci rend le module plus performant et aussi plus flexible ce qui rend la possibilité de résolution plus étendue.

Vu que le coulage de béton s'effectue le plus souvent sur des phases successives et vu que l'enchaînement de ces phases dans le temps influe d'une façon assez considérable sur l'histoire thermique au jeune âge de la structure, on a adapté la programmation du module RGIB à la lecture de plusieurs résultats de calcul thermique au jeune âge, ce qui couvre plus largement des problèmes qui peuvent être traités par le module RGIB. (adaptation RDTEXO) Dans l'annexe 3 on présente un exemple de jeu de données que l'utilisateur doit rentrer dans CESAR ainsi que la signification de chaque indice et la liste de paramètres associés.

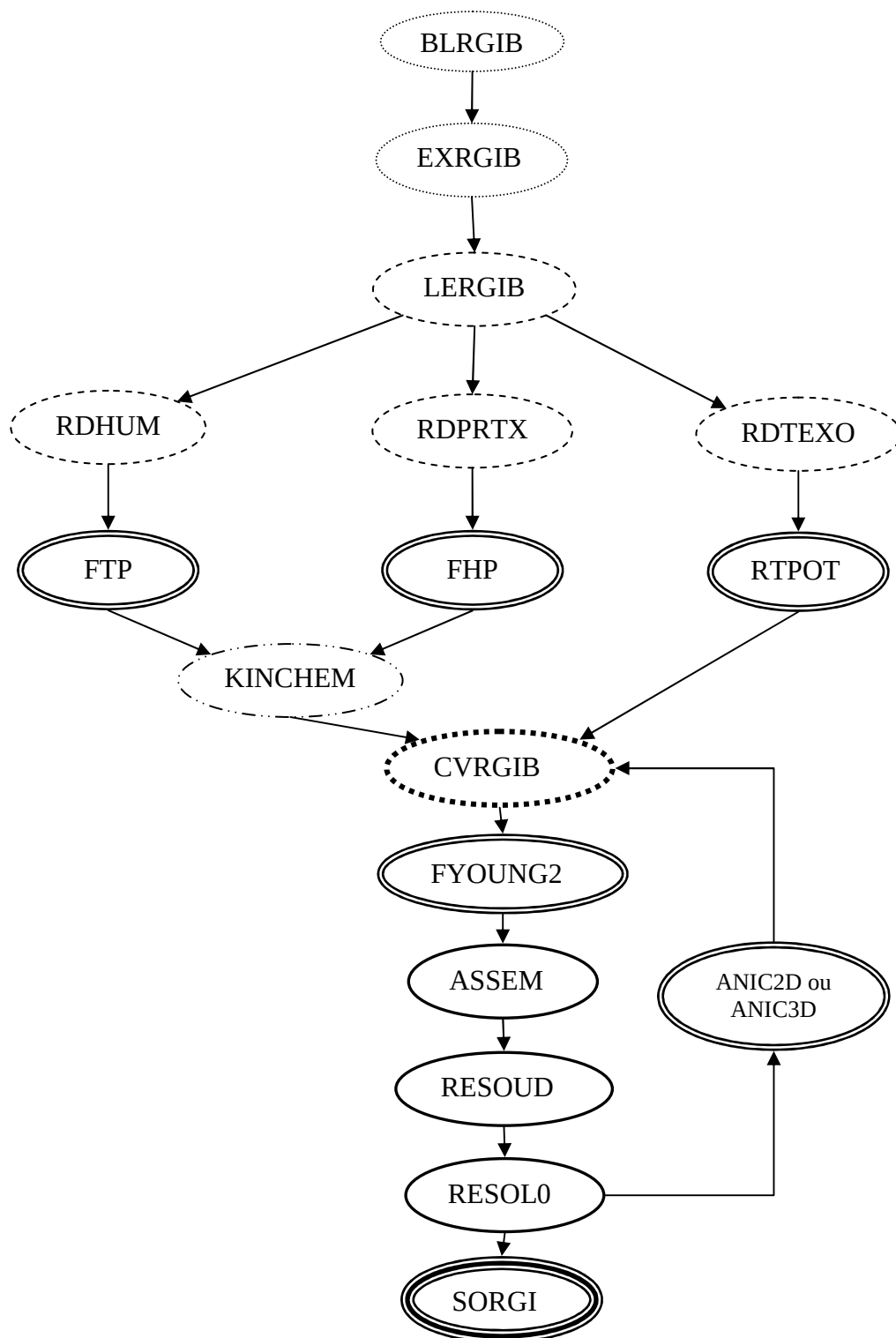
VII. Algorithme du module RGIB

Le module RGIB est programmé comme l'ensemble du code CESAR en FORTRAN 77. Il est divisé en plusieurs routines. Chaque routine a une fonction spécifique et des variables d'entrée et de sortie bien définies. On représente dans le tableau 6-1 les principales routines qui composent le module RGIB ainsi que leurs fonctions.

Routine	Fonction
BLRGIB	Initialisation des vecteurs Réservation d'espace
EXRGIB	Initialisation de paramètres Lecture de données
LERGIB	Lecture des données de RGIB
RDTEXO	Lecture des champs de température au jeune âge
RTPOTE	Construction d'un potentiel de gonflement
RDHUM	Lecture des champs de saturation
RDPRTX	Lecture des champs de température
FTP	Couplage avec la température
FHP	Couplage avec l'humidité
RTPOTE	Couplage avec la température au jeune âge
KINCHEM	Calcul de l'avancement chimique
ANIC2D ou ANIC3D	Couplage avec l'état de contrainte
CVRGIB	Calcul de la déformation chimique isotrope ou anisotrope
FYOUNG2	Fonction de calcul de la variable d'endommagement en fonction de la déformation chimique
ASSEM	Assemblage de la matrice de masse [M]
RESOUD	Triangulation de la matrice de rigidité [K]
RESOL0	Résolution de $[K]\{dU\}=\{R\}$
SORGIB	Impression du fichier résultats

Tableau 6-1 Ensemble des routines composant le module RGIB

En se basant sur la nomenclature des routines présentées dans le tableau 6-1, on présente dans la figure 6-4 un organigramme de la structure du module RGIB.



-  Routine de lecture de données
-  Routine de loi de couplage
-  Routine de calcul élément finis
-  Routine d'initialisation des vecteurs

-  Routine de calcul de l'avancement
-  Routine de la déformation et contrainte d'origine chimique
-  Routine d'impression des résultats

VIII. Bilan

Dans le cadre de la méthodologie élaborée pour l'expertise des ouvrages en béton atteints de réaction de gonflement interne, on a présenté une méthode de recalcul d'ouvrage. Cette méthode consiste, à partir des informations recueillies sur la structure endommagée et d'éventuels essais complémentaires sur béton reconstitué, à calibrer les paramètres des lois qui constituent le modèle. Un algorithme de résolution a été conçu pour le recalcul de structures atteintes de RSI ou de RAS. On a implémenté cet algorithme dans le code de calcul CESAR-LCPC sous le nom RGIB, constituant un outil pour le recalcul de structures atteintes de RSI ou de RAS. Des tests numériques ont été faites à fin de vérifier la pertinence et la précision de cet outil (voir Annexe 4).

Ces tests sont de plusieurs ordres :

- Validation de cohérence avec l'état existant précédemment du module ALKA (test de non régression)
- Tests séparées des fonctionnalités explicitées dans le cahier des charges
- Calculs réalistes sur deux situations d'ouvrages, permettant une activation progressive des fonctionnalités. Ces calculs font l'objet des deux chapitres qui suivent.
- Test séparées de la programmation des lois de couplage permettant de vérifier que les données de calibration sont correctement re-simulées.
- Test de compatibilité du module avec les résultats des calculs thermique et hydrique dont il doit lire et utiliser les fichiers de sortie.

Dans l'état actuel, RGIB demande à être utilisé dans des situations variées et complexes pour vérifier plus complètement ses fonctionnalités. Parmi les choses à valider plus à fond on peut citer :

- La compatibilité du calcul avec les différentes lois de plasticité utilisables dans CESAR,
- La compatibilité du calcul avec les présences d'éléments de contact (fissures, joints),
- La prise en compte des déformations thermoélastiques,

Un développement est par ailleurs prévu prochainement pour tenir compte des déformations différées de type viscoélastique (fluage du béton).

Chapitre 7. Modélisation numérique du chevêtre du viaduc de Fozrière

I. Introduction

Ce chapitre présente l'application à un cas réel relativement simple du modèle RGIB implanté dans CESAR-LCPC. Le cas du viaduc de Fozrière s'est avéré un bon exemple pour mettre en évidence l'enjeu des différents couplages et fonctionnalités qui ont été développés dans cette thèse et implantés dans le module RGIB de CESAR-LCPC. En effet, ce pont a fait l'objet de plusieurs années de suivi et d'expertises, ce qui a permis de collecter les données nécessaires pour mener les calculs. De plus, dans cet ouvrage, un apport d'eau localisé au sein du chevêtre atteint de RSI permet de mettre en évidence le rôle du couplage hydrique sur le gonflement. Dans un premier temps, on fait une description de l'ouvrage et de sa pathologie. Ensuite, on présente les différents calculs qui constituent les données d'entrée du modèle mécanique : le calcul thermique au jeune âge, le champ de température durant la vie de l'ouvrage et le calcul hydrique. Le calcul mécanique est enfin présenté d'une façon progressive pour mettre en évidence l'apport de chaque couplage.

II. Présentation de l'ouvrage

1) Géométrie de l'ouvrage

Cet ouvrage est un viaduc de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Précontraintes). Il a été construit pendant les années 1980-1981. L'ouvrage fait 121 m de longueur et 13 m de largeur. Il est constitué de trois travées, chaque travée est composée de cinq poutres, longues de 40 m avec un talon de 0.70 m de large. Ce viaduc s'appuie sur deux culées (Nord, Sud) et deux piles (Nord, Sud). La culée Nord est fondée sur un massif de béton, tandis que la culée Sud repose sur le rocher. Les deux piles sont fondées sur semelles. Elles sont composées d'un fût de section polygonale inscrit dans un rectangle de 3,1 x 7,5 m d'une hauteur de 14,5 m pour la pile Nord et de 9,28 m pour la pile Sud. Ces deux fûts sont surmontés par un chevêtre de 14 m de longueur et de 3,5 m de largeur, sur une hauteur qui varie de 1,1 à 2 m (Divet 2001).

L'ouvrage ne comporte pas de système d'évacuation des eaux de pluies. Certaines parties d'ouvrage sont donc fortement exposées à un environnement humide. Sur la figure 7-1 nous pouvons voir en premier plan, la pile sud surmontée par son chevêtre et le tablier.



Figure 7-1 Vue du viaduc de Fozière

Selon le rapport d'inspection détaillée de 1997 (LRPC d'Aix-en-Provence 1997), la partie visiblement la plus endommagée de l'ouvrage est le chevêtre de la pile Sud. Cette partie a donc été choisie pour l'étude.

2) Détection des désordres

Après 9 ans d'exploitation (1989), un réseau de fissures est détecté sur les piles et les chevêtres. Une nouvelle inspection détaillée effectuée en 1997 montre que le réseau de fissures des chevêtres s'est nettement développé et témoigne d'une situation préoccupante pour la pérennité de l'ouvrage. Le chevêtre de la pile Sud présente une fissuration verticale dense sur les deux faces avec une ouverture maximale variant de 0,2 mm à 1,7 mm (figure 7-2 et figure 7-3). Cependant le phénomène apparaît assez localisé puisque l'ouverture maximale des fissures est de 0,3 mm, excepté à l'about Est du chevêtre où l'ouverture atteint 1,7 mm. De plus, dans cette zone, le réseau de fissures est plus dense.



Figure 7-2 Réseau de fissures au niveau du chevêtre de la pile sud (Divet 2001)

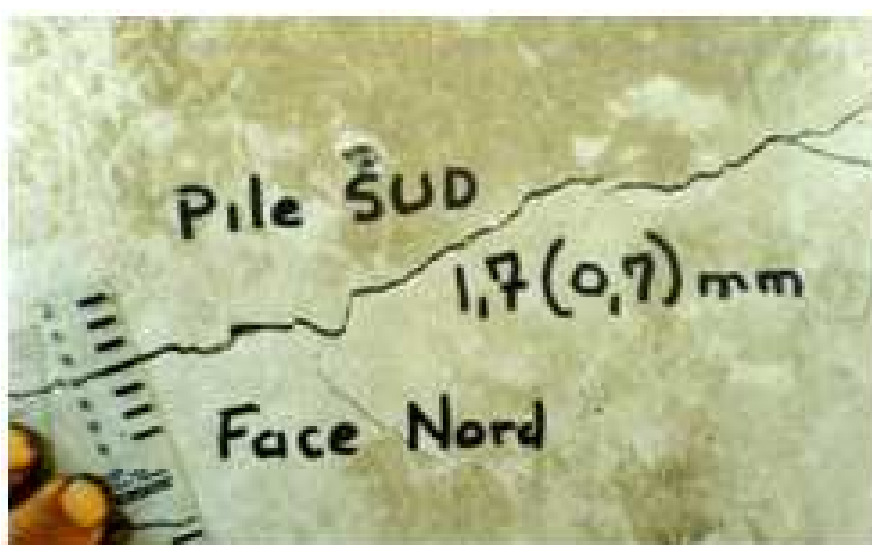


Figure 7-3 Détail d'une fissure observée sur le chevêtre de la pile sud. (Divet 2001)

Les fissures du chevêtre de la pile Sud présentent des coulures de calcite indiquant des circulations d'eau au sein du béton. Cette fissuration est plus dense dans la partie Est de la structure que dans la partie Ouest. Cette différence de fissuration semble due à un gradient hydrique entre les deux côtés de l'ouvrage. En effet la partie Est de la structure est soumise à davantage d'humidité en raison du relief alentour ce qui favorise une humidité persistante du côté du versant. Ajoutons à cela la conception du système d'évacuation d'eau, qui permet une stagnation d'eau au dessus de la partie Est du chevêtre, causée par la convexité du tracé en plan de l'ouvrage. Cette bonne corrélation entre les ruissellements et la dégradation du béton confirme l'importance du couplage entre humidité et gonflement. Les relevés de la fissuration, établis en 1989 et 1997 pour le chevêtre de la pile Sud, sont présentés sur la figure 7-4. Ce schéma illustre l'évolution rapide des désordres apparents sur les deux faces de l'ouvrage entre 1989 et 1997.

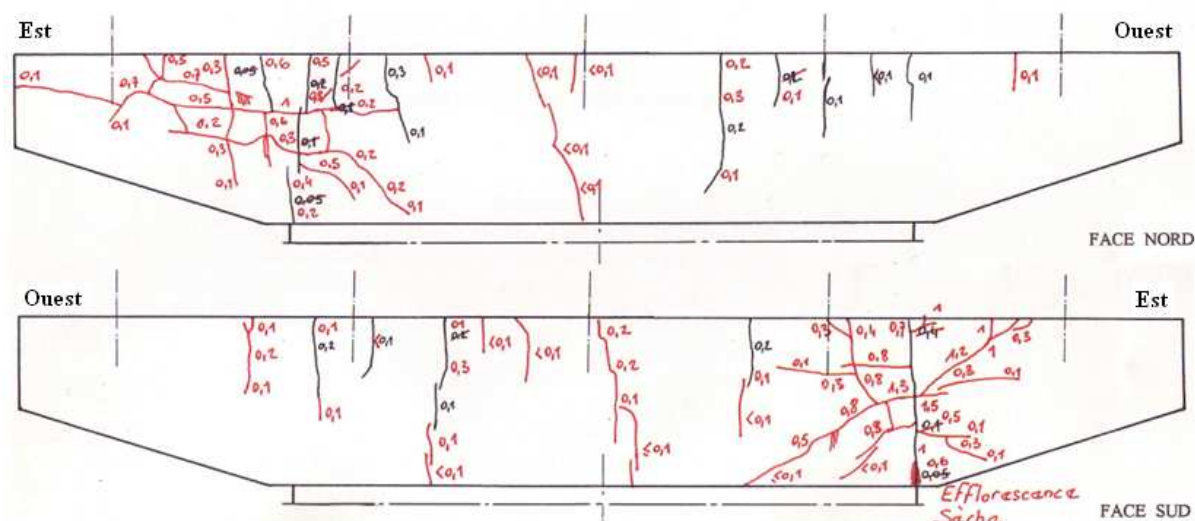


Figure 7-4 Relevé comparatif de fissures sur le chevêtre de la pile Sud en rouge 1997 et Noir 1989

3) Diagnostic des désordres

i. Composition chimique et minéralogique du béton

L'étude de la composition chimique a été effectuée par (Divet 2001) et (Pavoine 2003), cette étude s'est basée à la fois sur les données recueillies à partir de procès verbaux d'essais de conformance du dossier de l'ouvrage et aussi des analyses réalisées sur carottes.

Le ciment utilisé à l'époque est un CPA 55 R. Les granulats utilisés sont silico-calcaires et une fraction de sable calcaire intervient également dans la composition du béton. L'analyse complète du béton a permis d'estimer que les fractions siliceuses et calcaires des granulats représentent respectivement 42 et 33% (en masse) du béton (Divet 2001). La formule du béton (tableau 7.1) prévue par le procès-verbal pour les piles et les chevêtres de cet ouvrage, spécifie que le dosage en ciment de ces pièces massives est de 350 kg/m³ pour un rapport E/C de 0,47.

Matériaux	Dosage en (kg/m ³)
Gravier 10/20	810
Gravier 4/10	395
Sable 0/4	555
Sable 0/3	140
Eau	165
Ciment	350

Tableau 7-1 Formulation théorique du béton du viaduc de Fozzière

La caractérisation des liants utilisés dans l'ouvrage a été effectuée dans le cadre des travaux de (Divet 2001). La composition chimique du ciment (tableau 7-2) a été obtenue à partir de la base de données du LCPC sur les ciments utilisés en France. La composition potentielle des ciments a été calculée à partir de la formule de Bogue en prenant en compte la silice hydraulique, la chaux libre et le carbonate de calcium présents dans le ciment. Ces résultats sont présentés dans le (tableau 7-3).

Eléments	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	Na ₂ O _{équi}
(% massique)	20.5	5.3	2.5	64.5	1.1	0.3	1.2	2.6	1.1
Na ₂ O _{équi} =Na ₂ O+0.6 K ₂ O									

Tableau 7-2 Composition chimique du ciment utilisé pour le du béton du chevêtre du viaduc

Minéraux majoritaire du ciment	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	Gypse	Chaux libre	Carbonate de calcium
Composition chimique du ciment (% massique)	20.5	5.3	2.5	64.5	1.1	0.3	1.2

Tableau 7-3 Composition minéralogique selon la formule de Bogue

Le ciment utilisé contient une teneur en alcalins relativement élevée (supérieur à 0.6% NA_2O_{eq}) par contre les teneurs en SO_3 et C_3A ne sont pas excessivement élevées (SO_3 de l'ordre de 2.6% et C_3A de l'ordre de 2.5%).

Les granulats et sables (2 catégories) sont issus des mêmes gisements. Les granulats et sable (0/4) proviennent d'une roche à base de gneiss rubané constitué de quartz (30%), de feldspaths (20%), de lits micacés + oxydes (30%) et de matériaux phylliteux (20%). Ces granulats sont non réactifs vis-à-vis de l'alcali-réaction (AFNOR NF P 18-590, 1986). Le sable jaune est calcaire. L'existence de granulats siliceux de type quartz en particulier favorise la formation d'ettringite potentiellement expansive au niveau de l'interface pâte/granulats.

ii. Suivi de l'ouvrage

La totalité du chevêtre Sud du viaduc de Fozrière a été équipée au cours de l'année 2000 de bases de distancemétrie à fil invar. Vingt plots ont été scellés, les bases ont été implantées dans les trois directions, la longueur entre les bases varie de 0.8 à 14 m. À l'issue d'une période de deux années, seul l'about Est montre une évolution des déformations. Cette évolution est de l'ordre de 0.2 mm/m/an. Les autres zones du chevêtre ne présentent qu'une très faible fissuration et aucune évolution significative des déformations n'est observée.

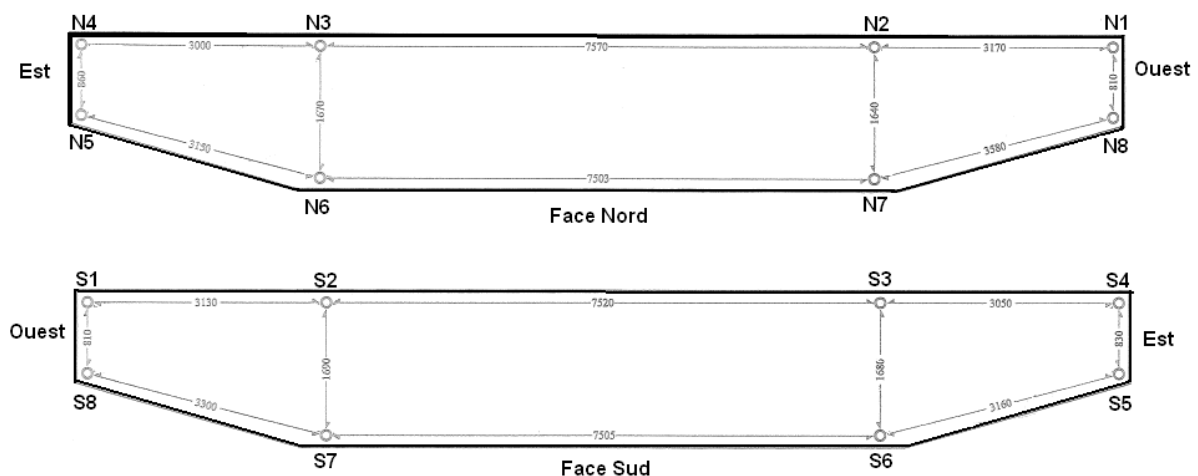


Figure 7-5 Schéma d'implantation des plots de distancemétrie

Vu que l'expansion s'effectue essentiellement du côté Est de la structure, on représente dans la figure 7-6 les relevés distancemétriques de cette partie Est seulement.

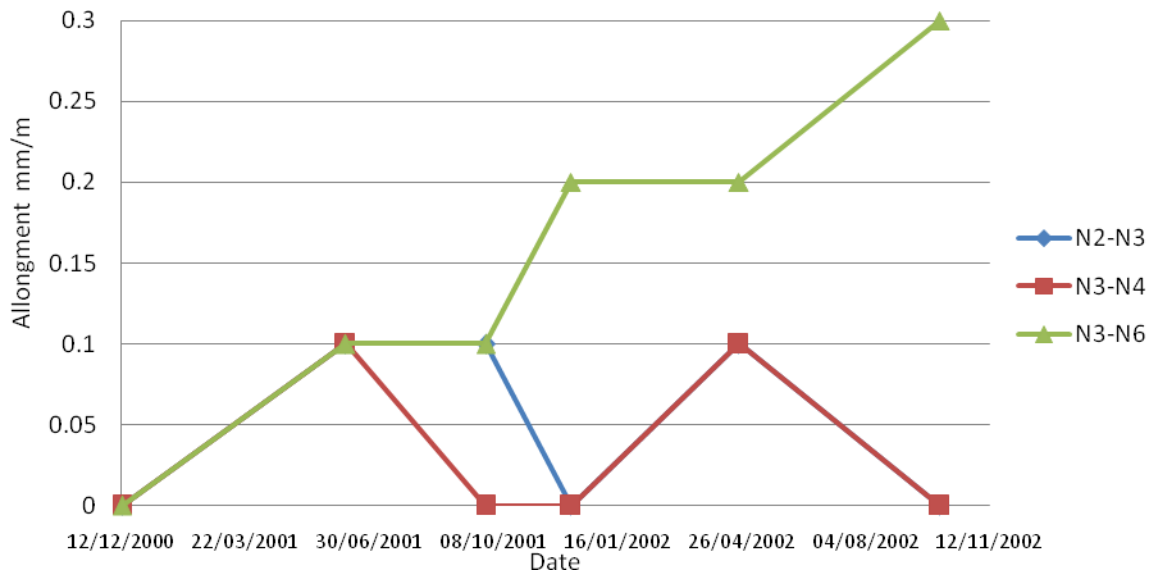


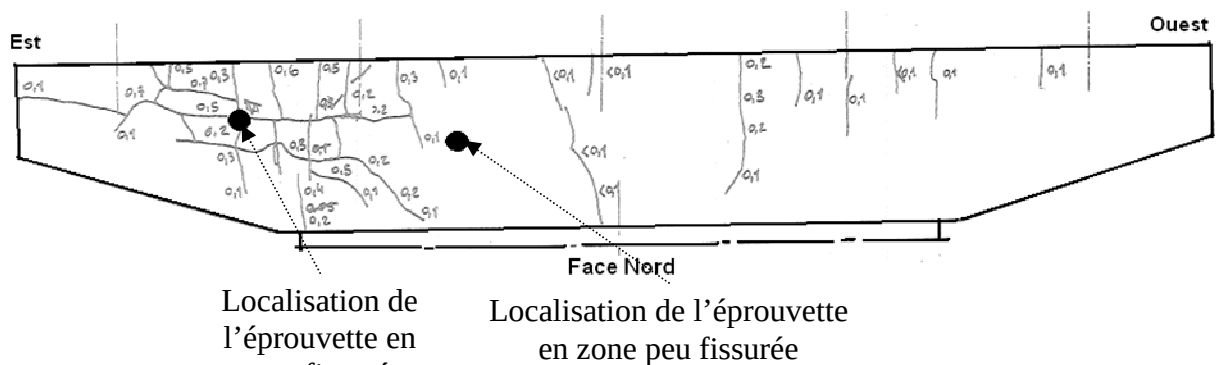
Figure 7-6 Relevé de distancemétrie dans la partie Est du chevêtre (face Nord)

Ces relevés de distancemétrie incluent aussi les variations saisonnières de température, cette variation de température est remarquable sur le distancemètre situé entre N3 et N4. En faisant une correction par rapport à cette variation, on remarque que, entre 08/10/2001 et 16/01/2002, il y a eu un déplacement de 0.1mm/m, et qu'entre 26/04/2002 et 12/11/2002 on a eu aussi un déplacement vertical de 0.1 mm/m. Ainsi, en première approximation, on peut estimer que le gonflement s'effectue à une vitesse de l'ordre de 0.2mm/m/an. Cette valeur n'est pas totalement exacte vu que le gonflement n'est pas linéaire en fonction du temps, mais elle nous sert comme un ordre de grandeur dans nos comparaisons.

Des mesures d'indice de fissuration en utilisant la méthode (LPC n°47 1997) ont été aussi effectuées sur deux bases de mesure. Ces mesures ont été effectuées en décembre 2000. La première base est située en zone fissurée, elle a révélé un IF=1.64mm/m. La deuxième située en zone non fissurée a révélé un IF=0.55mm/m.

iii. Essais d'expansion résiduelle

L'essai d'expansion résiduelle (LCPC 2003) a été appliqué sur deux carottes prélevées dans le chevêtre de la pile Sud du viaduc de Fozzière. Ces carottes sont issues de deux zones de l'ouvrage, plus ou moins altérées. Dans la figure 7-7 on représente la position des éprouvettes extraites de l'ouvrage.



La profondeur de carottage est de 60 cm. Le suivi de ces éprouvettes a été effectué sur une durée de presque un an. Les résultats du suivi des l'expansion longitudinale de deux éprouvettes sont donnés sur la figure 7-8.

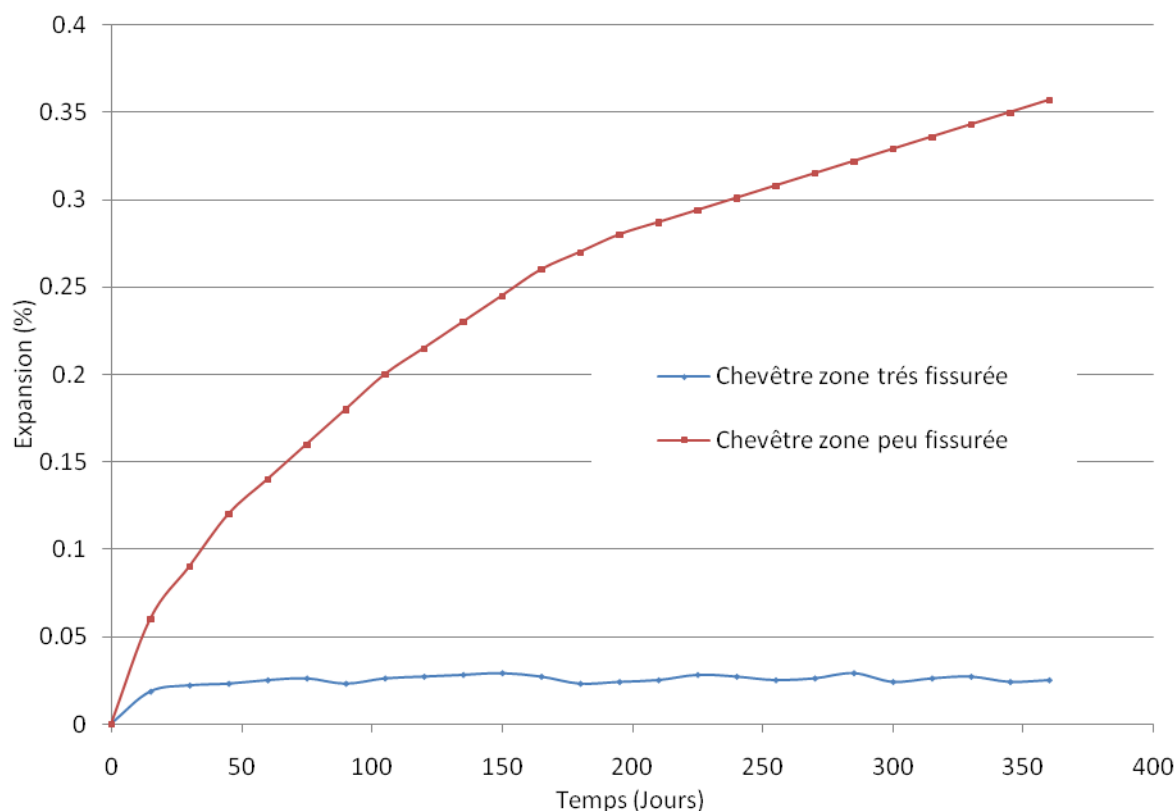


Figure 7-8 Expansion résiduelle des éprouvettes en béton extraites de l'ouvrage

Les carottes ont un comportement différent selon la zone de prélèvement. Le gonflement résiduel important est mesuré sur l'éprouvette prélevée dans la zone peu fissurée du chevêtre tandis que la carotte prélevée dans la zone très fissurée du chevêtre ne gonfle pas.

La carotte de la zone très fissurée semble avoir atteint le palier de gonflement sur site, alors que celle extraite de la zone peu fissurée a un potentiel de réactivité important qui peut se réaliser à long terme. Sur l'ouvrage, ces zones sont plus ou moins exposées à l'humidité. En l'absence d'un système de drainage efficace, la zone la plus fissurée est le siège des stagnations d'eau tandis que la partie peu fissurée est uniquement exposée à la pluie.

Des essais sur béton reconstitué, représentatif de l'ouvrage ont aussi été effectués, ils montrent une expansion non négligeable détectée après 250 jours d'immersion. Cette expansion atteint 0,1% (Pavoine 2003).

Il y a eu également des observations au MEB pour des échantillons de béton extraits de cet ouvrage. Dans la figure 7-9 on présente des observations faites par (Divet 1999) dans le cadre du diagnostic de cet ouvrage.

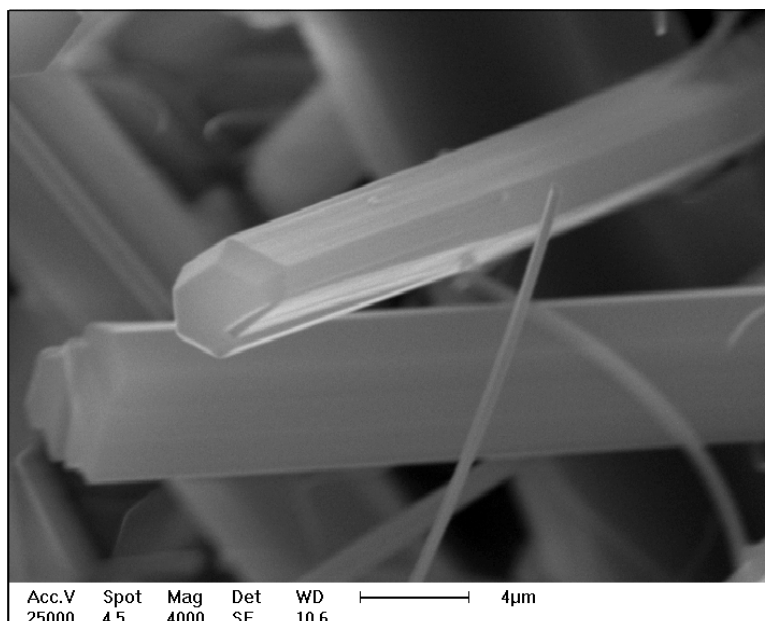


Figure 7-9 Détail des aiguilles d'ettringite formées dans la porosité du béton extrait du viaduc de Fozrière (Divet 1999)

La figure 7-9 montre que l'ettringite se présente en cristaux aciculaires plus ou moins orientés et, le plus souvent, perpendiculairement aux surfaces sur lesquelles elles se développent. (Pavoine 2003) a également effectué des observations au MEB sur carottes ou béton reconstitué et il a bien identifié l'existence d'une ettringite massive comprimée, plaquée entre le granulat et la pâte de ciment. Dans la figure 7-10, on présente une observation effectuée par le MEB sur un échantillon de béton extrait du chevêtre du viaduc de Fozrière (Pavoine 2003).

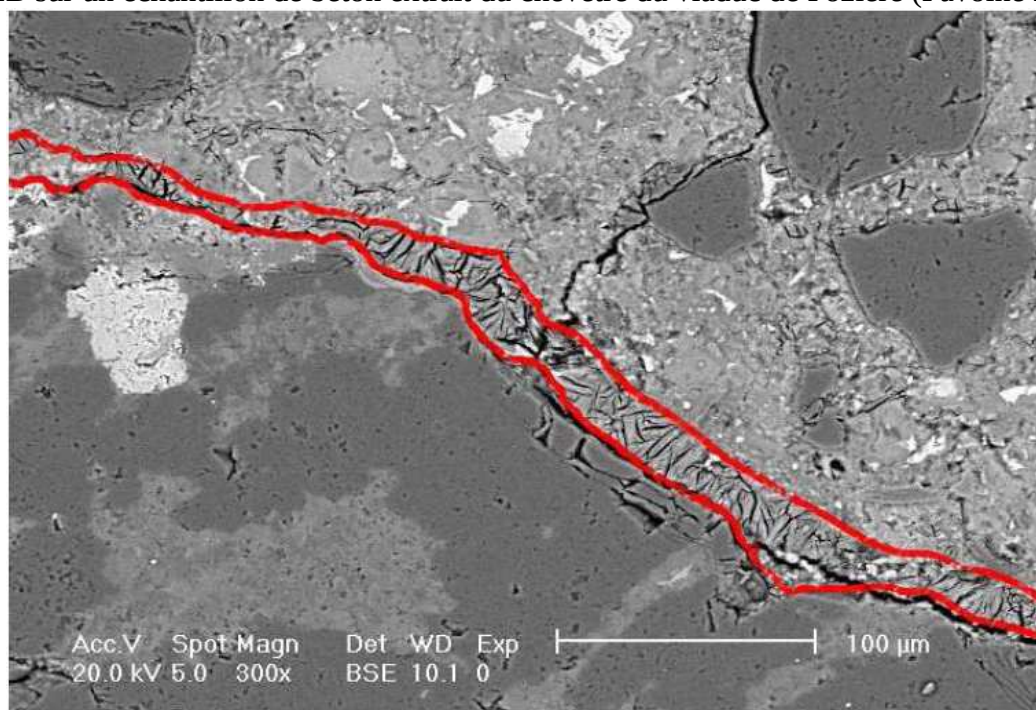


Figure 7-10 Observation effectuée par le MEB d'une ettringite comprimée à l'interface pâte granulat (Pavoine 2003)

La zone rouge dans la figure 7-10 délimite approximativement la couche d'ettringite formée entre la pâte et le granulat.

Aussi dans le cadre du diagnostique de l'ouvrage (Pavoine 2003), des calculs thermiques de la température atteinte au jeune âge montrent que celle-ci a dépassé 70°C pendant une durée assez long. Nous allons revenir aux résultats et interprétations des calculs thermiques au jeune âge dans le cadre des calculs préliminaires du module RGIB.

Les résultats de ce diagnostique montrent bien que le chevêtre du viaduc est atteint d'une RSI expansive. L'application du module RGIB à cet ouvrage permet d'illustrer les fonctionnalités successives de l'outil de calcul en suivant la méthodologie exposée précédemment.

III. Calage des paramètres de gonflement

Le calage des paramètres de gonflement est effectué sur les résultats des expansions résiduelles. Le suivi du gonflement du béton reconstitué a donné un résultat d'amplitude inférieure à celui de l'expansion résiduelle. En effet, au cours des analyses faites par (Pavoine 2003) le gonflement d'un béton reconstitué a atteint 0.1% après 250 jours d'expansion alors que le gonflement d'un béton déterminé par l'essai d'expansion résiduelle a atteint 0.35%. Cette différence semble essentiellement due à des imprécisions dans la composition du béton reconstitué utilisée, vue qu l'ouvrage est assez ancien et qu'il est très difficile de connaître la composition de son béton et du ciment avec exactitude.

L'éprouvette extraite de l'ouvrage est soumise à deux phases d'histoire hydrique. Au cours de la première, *in-situ*, l'éprouvette est soumise aux conditions environnementales d'humidité et de température. La deuxième, en laboratoire, consiste en deux cycles d'humidification séchage ; chaque cycle s'étend sur une durée de 14 jours et il est composé des deux phases suivantes :

- Séchage pendant 7 jours dans l'enceinte à 38°C et HR<30%
- Immersion pendant 7 jours dans l'eau à 20°C.

Après les cycles les éprouvettes sont conservées dans l'eau. En faisant un calcul de diffusion hydrique de l'éprouvette, on peut déterminer l'évolution de l'humidité dans l'échantillon dans le centre de la section médiane de l'éprouvette. Cette évolution est représentée dans la figure 7-11.

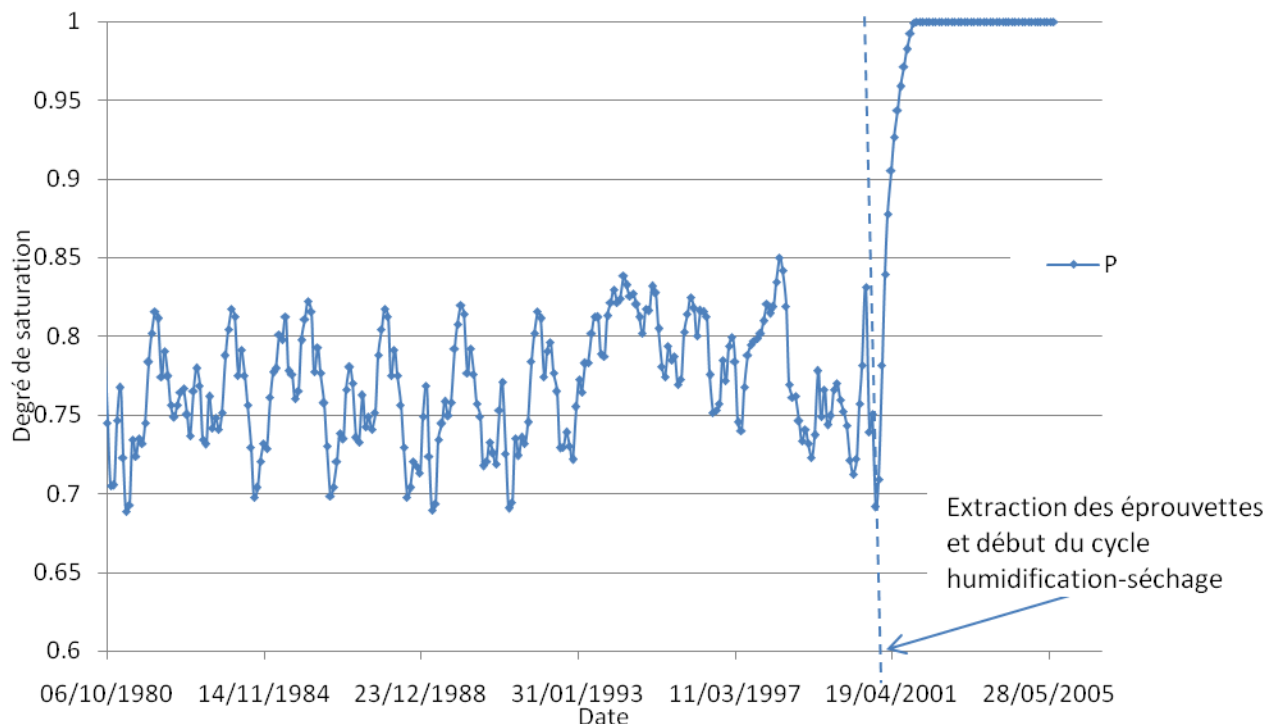


Figure 7-11 Histoire hydrique de l'éprouvette extraite de l'ouvrage

On applique la méthode développée par (Li et al. 2004) vis-à-vis de cette éprouvette représentative et de la section du chevêtre du viaduc. Au niveau de l'éprouvette, on note G_c le groupe de paramètres (ε_{∞}^0 , τ_c^0 , τ_l^0 , δ^0 , φ^0). Cet ensemble est identifié à travers le calcul chimico-élastique en utilisant une série d'indicateurs mécaniques (en postulant l'expansion initiale de l'éprouvette ε_{c0}) et en tenant compte de son histoire hydrique (tableau 7-4).

ε_{c0} (%)	ε_{∞} (%)	τ_c (Jours)	τ_l (Jours)	δ (Jours)	φ (Jours)
0.35	0.92	96	208	23	35
0.38	0.94	98	206	23	35
0.41	0.97	100	204	24	36
0.55	1.01	102	202	25	36
0.58	1.02	104	200	26	37

Tableau 7-4 Ensemble de groupe de paramètres chimico-mécaniques

La deuxième étape de calcul consiste à faire un calage à l'échelle de la structure qui permet de sélectionner le jeu (ε_{∞}^0 , τ_c^0 , τ_l^0 , δ^0 , φ^0) le plus approprié. Pour cela on fait un calcul aux éléments finis avec CESAR-LCPC sur l'ensemble du chevêtre. Ces calculs nous permettent d'avoir les déformations irréversibles que l'on traduit en indice de fissuration au niveau des zones où l'indicateur est disponible grâce au suivi de l'ouvrage. Dans la figure 7-12 on présente les déformations irréversibles calculées par CESAR-LCPC en utilisant l'ensemble des paramètres du tableau 7-4 et la mesure de l'indice de fissuration faite en décembre 2001.

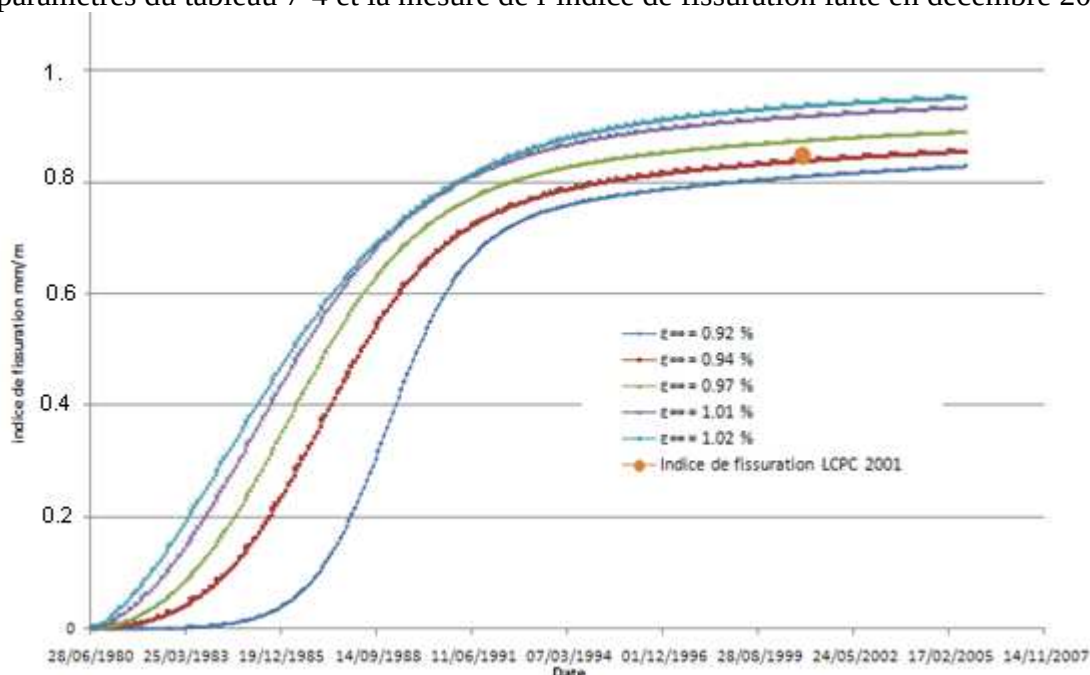


Figure 7-12 Calage au niveau de la structure

La courbe qui présente $\varepsilon_{\infty}=0.94$ % comme potentiel de gonflement semble la plus adéquate pour représenter l'expansion dans la structure. Ainsi les paramètres d'avancement qu'on va prendre en compte sont présentés dans le tableau 7-5.

ε_{∞} %	τ_c (Jours)	τ_l (Jours)	δ (Jours)	φ (Jours)
0.94	98	206	23	35

Tableau 7-5 Groupe de paramètres à prendre en compte dans le calcul

On note que ce jeu de paramètres correspond à $\varepsilon_{c0}=0.38\%$, la différence $\varepsilon_{\infty}-\varepsilon_{c0}=0.56\%$ traduit bien une expansion résiduelle très significative pour les zones du chevêtre apparaissant comme peu fissurée. Mais il faut bien se rappeler que ce potentiel de gonflement est associé à un béton extrait de l'intérieur du chevêtre à une profondeur moyenne de 0.6 m, donc ce potentiel ne peut en aucun cas refléter l'état de fissuration du chevêtre.

La deuxième étape de calibrage consiste à caler la loi du potentiel de gonflement. Pour cela on a fait un calcul thermique au jeune âge et on a essayé de reconstruire l'histoire thermique de l'éprouvette. L'éprouvette extraite est située à 60 cm de profondeur, la hauteur de l'éprouvette est de 20 cm. On recherche donc l'histoire thermique de la zone (au centre de l'éprouvette) située à 50 cm de profondeur. A la suite d'un calcul thermique au jeune âge en utilisant le module TEXO de CESAR-LCPC on peut déterminer l'évolution de la température au centre de cette zone, on note cette évolution $T^*(t)$. Cette évolution est représentée par la figure 7-13. Le détail de ces calculs thermiques au jeune âge en termes de type de maillage, de conditions limite et de chargement est présenté dans le cadre de présentation des calculs préliminaires du module RGIB.

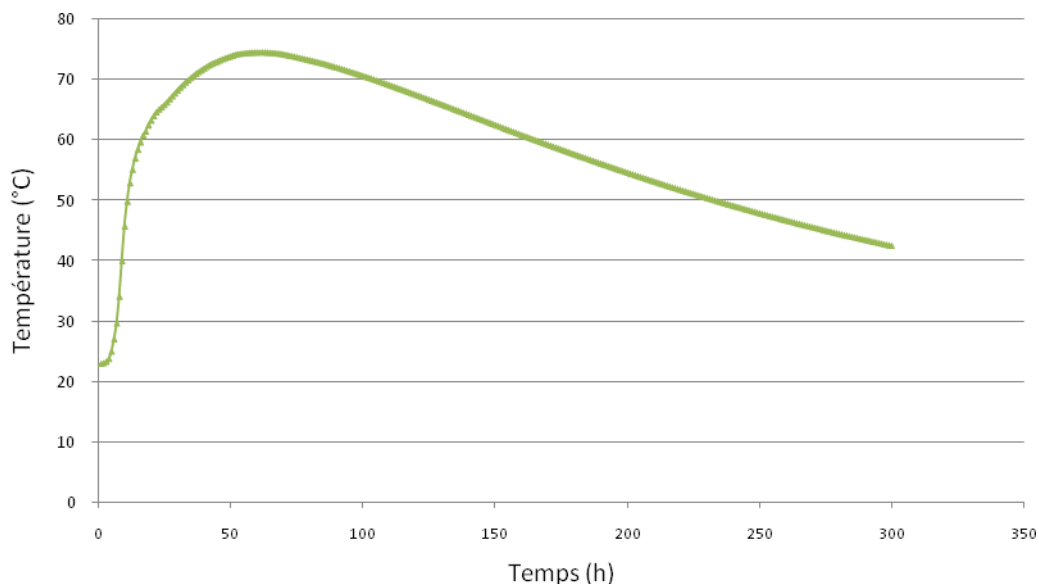


Figure 7-13 Variation de la température reconstituée par le calcul au point d'extraction de l'éprouvette

En faisant un recalcul thermique, on peut reconstruire l'histoire thermique au jeune âge de la structure au point où on a fait l'extraction de l'éprouvette. En faisant l'hypothèse que l'énergie d'activation et la température seuil sont des paramètres fixes, on adopte comme valeurs de ces deux paramètres celles qui ont été trouvées à la suite du calibrage effectué dans la partie 2 chapitre 2. Ainsi $E=408 \text{ J.mol}^{-1}$ et $T_0=54^\circ\text{C}$. On peut calculer la quantité caractérisant la modulation du potentiel de gonflement par I_0 sous la forme suivante :

$$I_0 = \int_{T(t) \geq T_0} e^{-\left(\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T^*(t)} - \frac{1}{T_0} \right) \right)} dt = 6.05 \text{ h} \quad (7.1)$$

Connaissant le potentiel de gonflement d'une éprouvette extraite de l'ouvrage $\varepsilon_{\infty}^0 = 0.94\%$ et sa quantité $I_0 = 6.05 \text{ h}$, on peut calculer le coefficient $\alpha = \frac{\varepsilon_{\infty}^0}{I_0} = 1.44 \cdot 10^{-3} \text{ h}^{-1}$. On utilisera ainsi ces différentes valeurs dans le calcul mécanique.

En comparant cette valeur de α à la valeur déjà trouvée dans la partie 2 chapitre 2, on remarque que cette valeur trouvée pour le viaduc de Fozière est légèrement supérieure à celle trouvée dans l'étude expérimentale. En faisant l'hypothèse que le coefficient α ne dépend que

de la composition du ciment on peut admettre que le béton du chevet est légèrement plus réactif que l'autre béton fabriqué en laboratoire.

IV. Calculs numériques préliminaires

1) Maillage

Les différents calculs nécessaires à la modélisation de la RSI vont s'appuyer sur le même maillage. En raison des symétries du problème, seule une moitié du chevet est modélisée. Le maillage est constitué de 5990 éléments hexaédriques à 8 nœuds ce qui constitue un total de 6270 nœuds. Pour le calcul thermique au jeune âge, on ajoute à cette base 558 éléments d'échange plans pour modéliser les échanges de chaleur convectifs. Ces éléments sont aussi utilisés pour le calcul de diffusion hydrique.

Enfin, pour l'étape du calcul mécanique, on superpose aux éléments de volume 830 éléments de type barre qui représentent les armatures du béton.

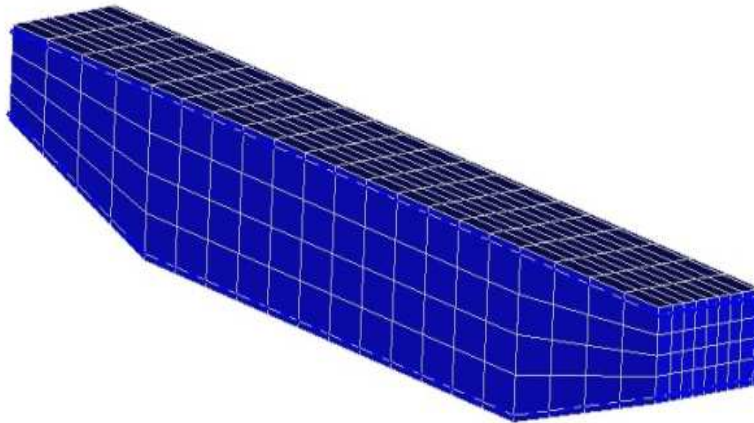


Figure 7-14 Modèle numérique développé pour les calculs de diffusion et mécanique

Pour des raisons de simplification et de limitation de la durée des calculs le ferrailage du modèle est une représentation approchée de la réalité. On a opté pour un lit latéral, supérieur et inférieur alors qu'en réalité il y a aussi des barres inclinées en partie inférieure et des épingles pour reprendre l'effort tranchant. Par contre le ratio d'acier utilisé sur ouvrage est le même que dans le modèle numérique. Dans la suite on détaillera les différentes données des calculs hydrique et mécanique.

2) Calcul thermique au jeune âge

Les propriétés du béton ont été obtenues en réalisant des essais quasi-adiabatiques avec des matériaux similaires à ceux utilisés à l'époque de la construction (1980). La chaleur d'hydratation moyenne du béton mesurée est de 43,3 kJ/mol. La pièce de béton a un volume total de 77 m³, coulée en une seule étape d'environ 5 heures. Le coffrage est en bois contre-plaqué d'épaisseur 20 mm, le coefficient d'échange thermique béton/coffrage est $\lambda=9,18$ kJ/h/m²/K. Le coffrage a été enlevé après 7 jours de maturation. Cette pièce a été coulée durant la période estivale. La température moyenne à l'ombre, dans la localité voisine, enregistrée pendant la fabrication du chevet, est de $23,5 \pm 2^\circ\text{C}$ (données météo France). Le béton est supposé très ferrillé, les caractéristiques thermiques prises sont celles d'un béton standard : une capacité calorifique $C=2400$ kJ/m³/K et une conductivité thermique considérée isotrope $K_x=K_y=K_z=6$ kJ/h/m/K et $K_{xy}=K_{xz}=K_{yz}=0$ kJ/h/m/K. (TEXO 2003)

La simulation numérique des effets thermiques été entreprise à l'aide du modèle TEXO, qui fait partie du programme CESAR LCPC (Humbert et al. 2005). Elle permet d'estimer l'évolution des champs de température et l'avancement de la réaction d'hydratation dans les premières heures après le coulage d'un béton. Des comparaisons avec l'échauffement de pièces massives enregistré à partir de thermocouples coulés dans la masse montrent que cette méthode permet d'approcher l'échauffement réel avec une incertitude de 10 % lorsque des essais adiabatiques ont été réalisés auparavant sur le béton (Clément 2001 a-b-c).

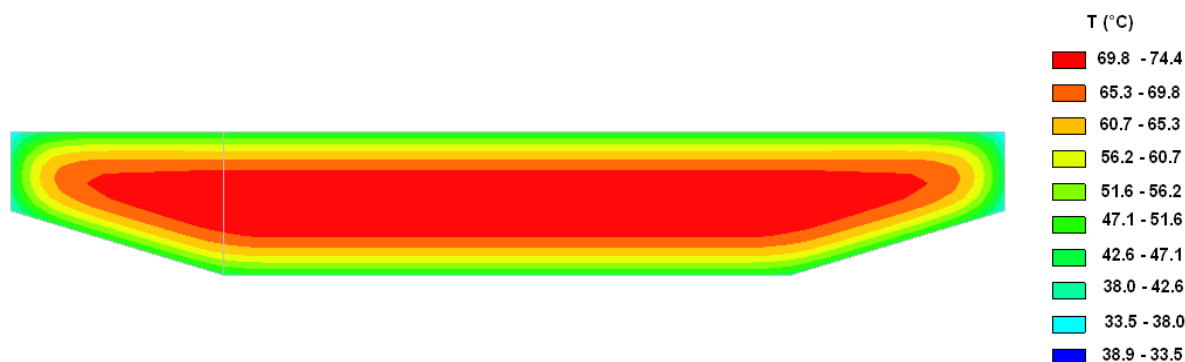


Figure 7-15. Iso-valeurs de la température dans le chevêtre 54h après le coulage

A partir des résultats du calcul thermique effectué, la température maximale atteinte à cœur de la pièce en béton au cours de l'échauffement avoisine 74°C au centre et 58°C à l'extrémité. Dans la figure 7-16, on représente l'évolution de la température de différents points du chevêtre durant les 300 heures qui suivent le coulage.

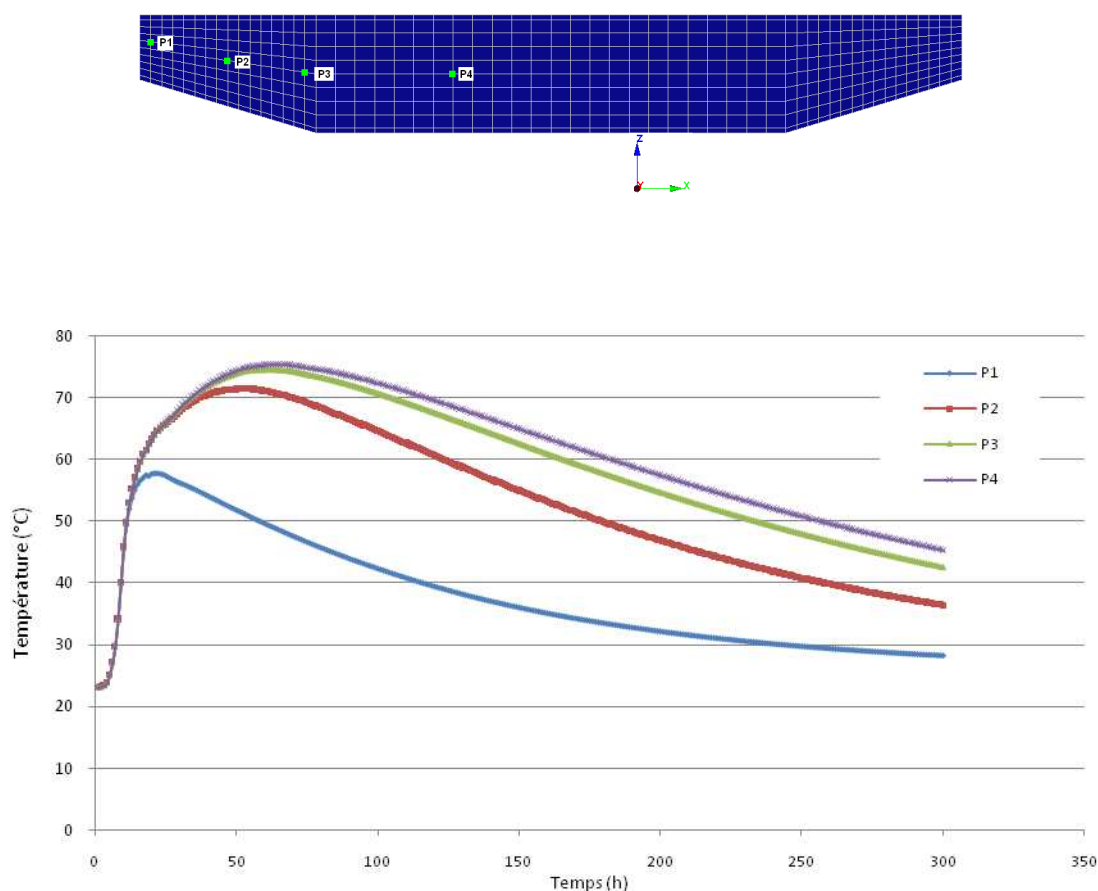


Figure 7-16 Variations de la température au jeune âge dans le chevêtre

Les résultats de la figure 7 -16 montrent que la durée de maintien à haute température ($>70^{\circ}\text{C}$) est de l'ordre de 3 jours au cœur de l'ouvrage. La durée du refroidissement est très longue et se prolonge sur plusieurs semaines. À l'instant où l'échauffement de la pièce est maximal, il existe un gradient de température important ($> 30^{\circ}\text{C}$) entre la surface et le cœur. Ce gradient de température peut créer des fissurations dans les zones latérales de l'ouvrage. Mais cette fissuration a du rester très limitée vu que le ferrailage de peau utilisé est assez dense, ce qui réduit d'une façon considérable le risque d'ouvertures de fissure visibles (d'ailleurs non signalées dans le dossier retraçant le suivi de la construction de l'ouvrage).

La pile du viaduc n'est pas concernée par ce type d'échauffement vu que le coulage est effectué par des levées successives de volume relativement faible. En outre sa géométrie polygonale et creuse a permis un plus grand contact entre la surface du béton et l'environnement extérieur ce qui a réduit l'échauffement du béton.

3) Calcul hydrique durant la vie de l'ouvrage

Les conditions d'humidité environnante sont fournies par Météo-France pour le Site de Soumont distant de 4.5 km de l'ouvrage. Suite à des constatations sur place, il a été noté que la partie Est est plus exposée à l'humidité que la partie Ouest. Ainsi, pour concevoir les conditions aux limites en termes de taux de saturation en eau, on considère qu'on se place dans un environnement à une humidité ambiante qui entraîne un séchage à long terme de la structure. La partie Ouest n'est pas soumise à l'intempérie, donc on a une diffusion de l'eau par des pores moins encombrés ce qui laisse le système évoluer, lorsque l'humidité augmente, vers une absorption d'eau de l'extérieur. Ainsi on est dans un régime de sorption et on lit la valeur du degré de saturation sur la courbe de sorption. Alors que dans la partie Est on a une persistance de l'eau liquide, l'eau tend donc à s'évaporer plus lentement de cette partie du chevet, ainsi on lit le degré de saturation sur la courbe de désorption. Il faut noter que cette hypothèse de conditions aux limites en saturation est adoptée faute de disposer de mesures expérimentales directes du gradient d'humidité entre les deux faces. On trouvera une discussion similaire sur la difficile détermination des conditions aux limites hydriques pour le recalcul d'une structure en (Grimal 2008).

Les isothermes de sorption désorption utilisés dans notre modélisation sont celles relatifs à un béton ordinaire. Ces courbes sont issues des expérimentations faites dans le cadre de la thèse de (Baroghel-Bouny 1994).

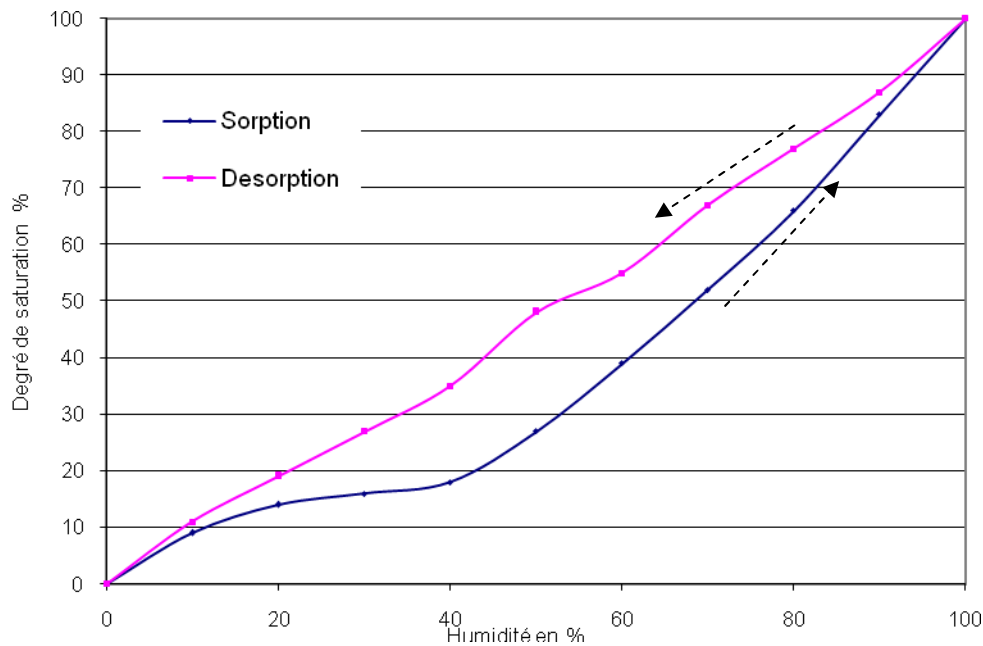


Figure 7-17 Isotherme de sorption-désorption pour un béton ordinaire (Baroghel-Bouny 1994)

Des éléments d'échange ont été placés sur les parois de l'ouvrage afin de simuler l'échange hydrique qui se fait entre la structure et l'environnement extérieur. Faute de données assez précises sur cet échange, on considère qu'il suit une loi de Newton linéaire. Le coefficient d'échange est $\lambda = 6 \cdot 10^{-9}$ m/s ce qui correspond à des faces d'ouvrage exposées à un environnement ventilé. (CESAR 2005)

Le calcul est réalisé par le module DTNL (Piau 1991) qui résout l'équation de la diffusion en régime transitoire dans le code d'éléments finis CESAR-LCPC (Humbert et 2005). Le calcul est effectué avec 300 pas de temps, chaque pas correspond à un mois dans la vie de l'ouvrage. La totalité des calculs s'effectue sur une durée de 25 ans.

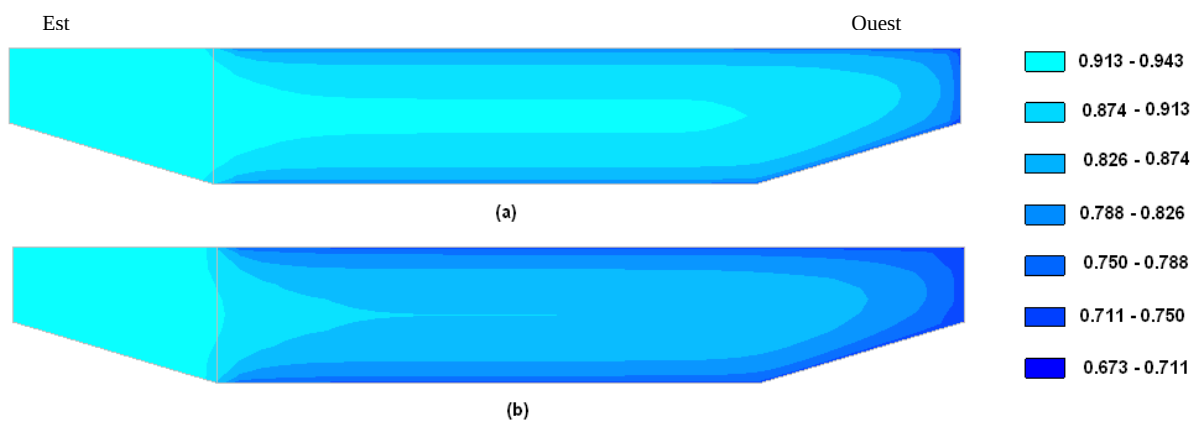


Figure 7-18 Etat de saturation dans l'ouvrage après 10 ans (a) après 20 ans (b)

Durant ces 25 ans, on considère que la température de la structure n'a aucune influence sur l'évolution de la pathologie. On néglige également les effets thermoélastiques dont on suppose d'ils peuvent être déduits des mesures, pour se concentrer sur l'analyse associée au gonflement induit par la RSI.

V. Calcul mécanique RGIB

1) Propriétés des matériaux :

i. Béton

Le béton utilisé a une résistance moyenne à la compression à 28 jours de 50 MPa. Cette valeur est extraite des procès verbaux des essais de contrôle effectués lors de la réalisation de l'ouvrage. En ce qui concerne le module d'Young du béton, on n'a pas trouvé de référence qui permet de déterminer la valeur exacte du module, pour cela on a utilisé la formule du (BAEL 91 1999) (AFNOR NF EN 1992-2, 2007).

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_c} \quad (7.2)$$

Avec f_c la résistance caractéristique du béton.

Ainsi on a un module d'Young moyen $E = 40000$ MPa. Par défaut on a adopté $\nu=0.2$ comme coefficient de Poisson.

ii. Armatures

Les armatures passives du chevêtre sont modélisées explicitement par des éléments barres de section équivalente, dans les trois directions. Le module d'Young de l'acier est pris égal à 200 GPa, l'adhérence acier-béton est supposée parfaite, ceci se traduit par une coïncidence entre les nœuds des éléments tridimensionnels et les nœuds des éléments barres. Une représentation du maillage utilisé pour représenter les armatures d'acier est donnée dans la figure 7-19. Le nombre de barres d'acier utilisées dans le modèle numérique n'est pas conforme au plan de ferrailage, par contre le ratio d'acier utilisé dans les sections du chevêtre est conforme à la réalité. Cette réduction du nombre de barres permet une diminution du nombre de nœuds du maillage ce qui aboutit à une réduction du temps de résolution du problème.

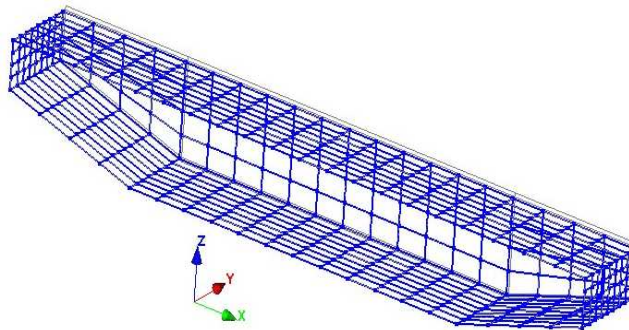


Figure 7-19 Eléments barres du modèle numérique

2) Chargement

Les calculs ont été effectués en combinaison d'état limite de service (ELS) permanent. Ainsi dans notre calcul on tient compte de deux types d'action :

- Le poids propre de la structure, évalué à partir du poids volumique g de 25 kN/m³.
- L'action du tablier : le tablier repose sur le chevêtre par l'intermédiaire de cinq appareils d'appuis de dimension 20 cm*20 cm, la force verticale exercée par le tablier sur le chevêtre est différente selon l'emplacement le long de chevêtre. Une représentation de la position des différentes charges et de leurs emplacements est montrée dans la figure 7-20. Cette représentation est tirée de la note de calcul de réparation de l'ouvrage (Viaduc de Fozière 2006).

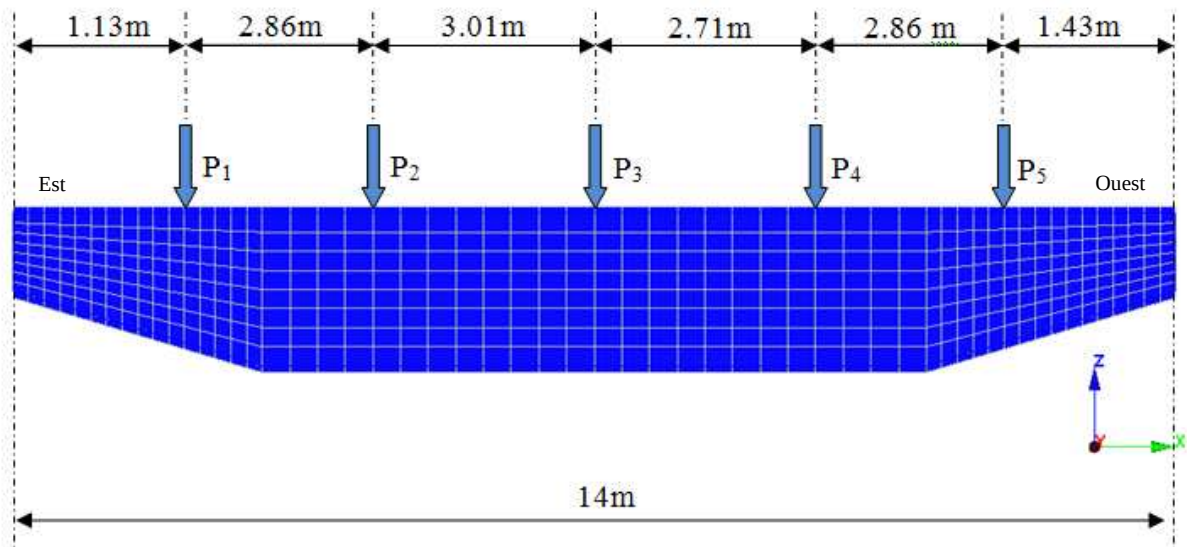


Figure 7-20 Répartition des charges sur le chevêtre du viaduc

Les pressions P_1 , P_2 , P_3 , P_4 et P_5 sont respectivement égales à 6.12 MN/m^2 , 5.88 MN/m^2 , 6.03 MN/m^2 , 6.19 MN/m^2 et 6.69 MN/m^2 .

Les conditions aux limites qu'on a adoptées dans les calculs mécaniques consistent à bloquer les déplacements U (selon x) et W (selon z) au niveau de la surface de contact entre le chevêtre et la pile.

L'ouvrage a été construit en 1980 donc son âge est de l'ordre de 25 ans. Vu que nos calculs vont s'étaler sur toute la vie de l'ouvrage, on a divisé cette durée en 300 incréments. Un incrément de temps de calcul représente ainsi un mois de vie de l'ouvrage réel. Cette discrétisation constitue un compromis entre la durée des calculs et la finesse nécessaire pour tenir compte des fluctuations climatiques. Dans cette série de calculs, on n'a par ailleurs pas prolongé la prévision de l'état de la structure au delà de 25 ans, sachant que ces chevêtres ont fait l'objet d'une réparation majeure par substitution du béton en 2006.

Dans ce qui suit on notera les déplacements selon l'axe x par U , les déplacements selon l'axe y par V , les déplacements selon l'axe z par W . La convention de signe est la suivante : les contraintes de traction sont positives et les contraintes de compression sont négatives.

3) L'état après chargement

Dans ce qui suit, on représente les calculs mécaniques de la structure juste après l'application des charges extérieures c'est-à-dire environ 100 jours après le coulage. Cette date représente le deuxième incrément du calcul par élément finis. On considère que le gonflement induit par la RSI n'a pas encore d'effet sur le comportement mécanique de la structure. Les iso-valeurs de déplacement selon la direction horizontale et verticale sont présentés respectivement dans la figure 7-21 et figure 7-22.

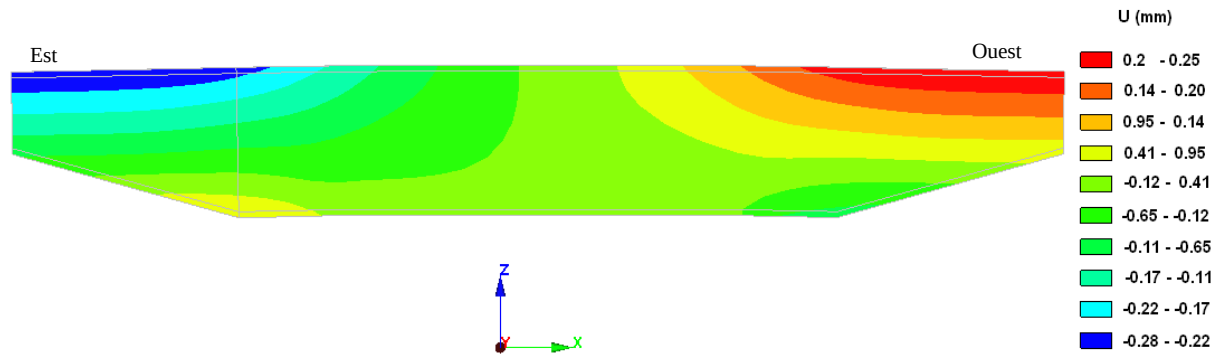


Figure 7-21 Iso-valeurs des déplacements selon x

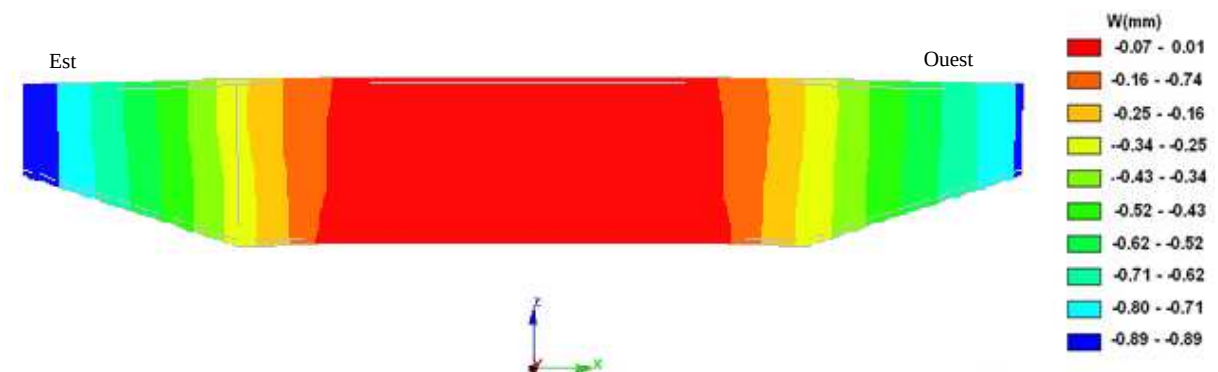


Figure 7-22 Iso-valeurs des déplacements selon l'axe z

Les déplacements verticaux et horizontaux de la structure sont petits. Ils ne dépassent pas 0,2 mm horizontalement et 0,9 mm verticalement. De plus, la non-homogénéité des forces appliquées sur la structure implique une flèche légèrement plus importante du côté Est que du côté Ouest de la structure.

Les iso-valeurs de contrainte transversale dans la structure sont données dans la figure 7-23.

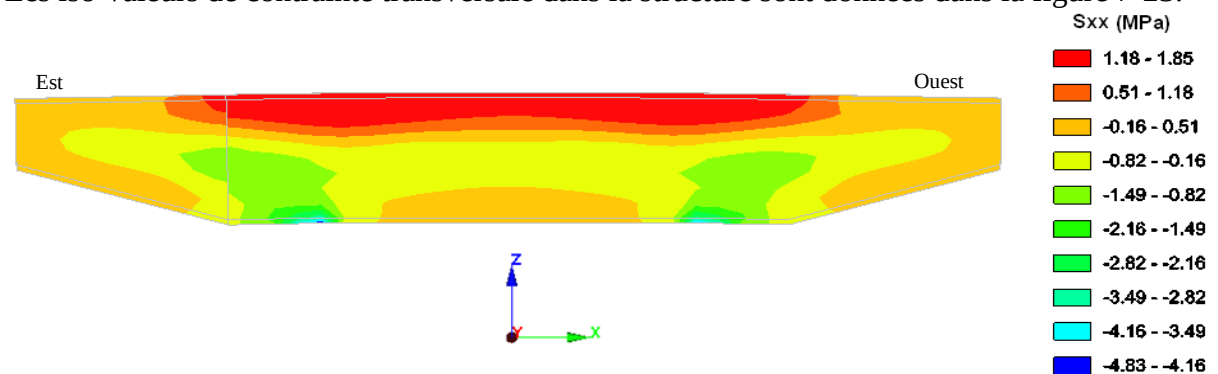


Figure 7-23 Iso-valeurs des contraintes sigma xx

La partie supérieure de la structure est soumise à une contrainte de traction de l'ordre de 1.85MPa. La partie inférieure du chevêtre est soumise à des contraintes de compression qui sont globalement inférieures à -5 MPa. On remarque aussi une concentration de contrainte de l'ordre de -4.83 MPa au niveau de la jonction entre la pile et la semelle, cette erreur est induite par l'application de la condition limite d'encastrement entre la pile et le chevêtre. Cette condition ne représente pas la réalité vu que le béton de la pile peut se déformer avec le chevêtre. Cette erreur très locale peut être négligée à ce stade préliminaire.

Cet état de la structure sera considéré comme un état de référence. Ainsi dans ce qui suit, on étudiera les évolutions de l'état de contraintes qui seront principalement dues aux déformations engendrées par le développement de la réaction.

4) Potentiel de gonflement dans la structure

En faisant une coupe transversale de l'ouvrage, Les iso-valeurs du potentiel de gonflement dans cette coupe sont représentées par la figure 7-24 :

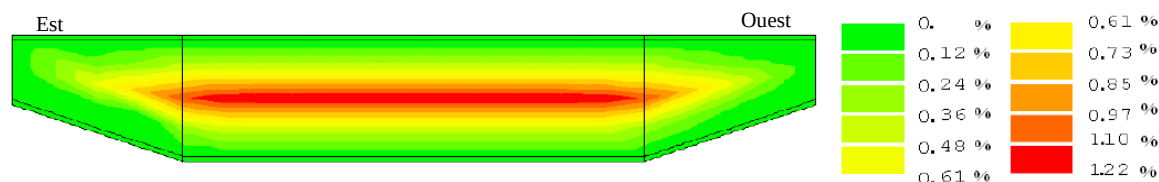


Figure 7-24 Iso-valeurs du potentiel de gonflement

La figure 7-24 nous donne une idée sur la variation du potentiel de gonflement dans la structure. Les parties latérales n'ont pas tendance à gonfler vu que l'échauffement thermique qui y a été subi au jeune âge n'est pas très important et n'a pas dépassé la valeur seuil de température. Plus on pénètre au cœur du chevêtre plus le potentiel augmente. On rappelle ici qu'on a calibré la loi du potentiel sur un résultat d'éprouvette extraite de la partie Est de l'ouvrage en zone peu fissurée (voir la figure 7-7). On retrouve bien dans cette zone le potentiel de gonflement égale à 0.97%. En allant plus vers le centre de chevêtre le potentiel atteint une valeur maximale de 1.22%.

5) Etat actuel de la structure sans prise en compte du couplage contrainte/gonflement, du retrait ni de l'endommagement

L'état « actuel » correspond à l'état après 22 ans de vie de la structure, c'est-à-dire à la fin de l'année 2002, il coïncide avec la date pour la quelle les résultats de mesure d'expansion résiduelle sur éprouvettes et les mesures distance métrique sur ouvrage sont disponible.

À l'état « actuel », les calculs numériques de l'ouvrage montrent que l'évolution de la RSI provoque des déplacements horizontaux et verticaux illustrés sur la carte des iso-valeurs présentées dans la figure 7-25 et la figure 7-26.

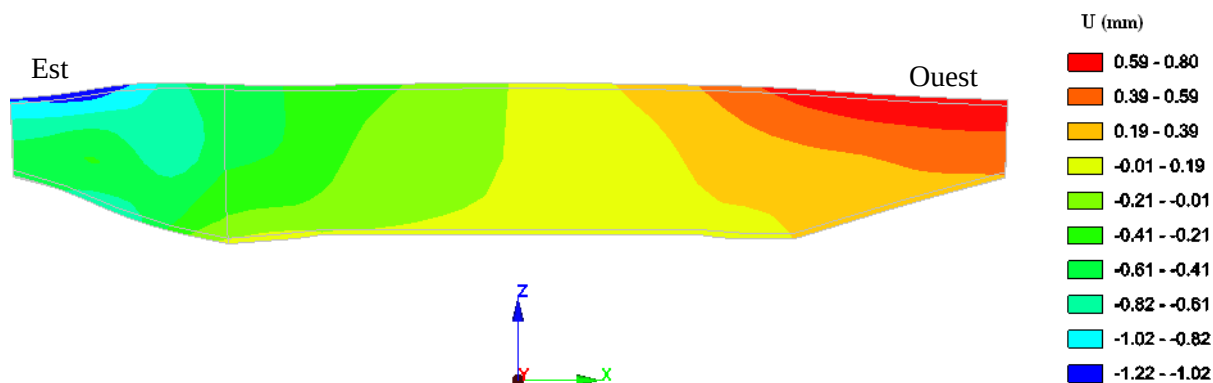


Figure 7-25 Iso-valeurs de déplacement horizontal de la structure

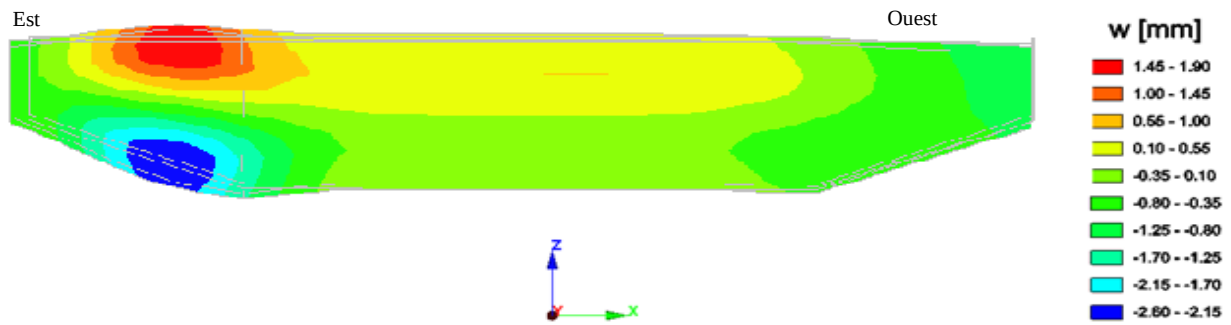


Figure 7-26 Iso-valeurs de déplacement vertical dans la structure

A ce stade, l'orientation du gonflement ne tient pas compte de l'effet de la contrainte verticale sur l'anisotropie de gonflement. Ainsi, l'expansion induite par la RSI se fait bien dans la partie Est, provoquant un déplacement horizontal de l'ordre de 1.22 mm et vertical de l'ordre de 1.55 mm de la partie supérieure. Ce déplacement tient compte du chargement initial qui est de l'ordre de 0.25 mm verticalement. Ce qui équivaut à un gonflement vertical net (induit seulement par la RSI) de la partie supérieure de l'ordre de 1.3 mm.

De la même façon la partie inférieure gonfle de 2.2 mm environ ; en faisant une correction de 0.46 mm par rapport à l'état initial, on a une déformation nette de l'ordre de 1.8 mm.

La partie inférieure gonfle plus que la partie supérieure. Ceci est dû uniquement à la forme géométrique de la partie inférieure de l'ouvrage.

6) Calcul avec prise en compte du couplage contrainte/expansion

Par manque de données expérimentales sur l'influence du sens du coulage du béton sur les directions de gonflement on ne va pas tenir compte dans notre étude d'une éventuelle anisotropie intrinsèque.

On va en revanche tenir compte exclusivement de l'anisotropie induite par l'état de contrainte. On considère pour le calibrage de la loi de couplage une valeur de la résistance en traction du béton de l'ordre de grandeur déterminé par la formule du (BAEL91 1991) (AFNOR NF EN1992-2 2007) $f_{ct28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3.6 \text{ MPa}$. Les iso-valeurs des déplacements sont représentées dans la figure 7-27 et la figure 7-28.

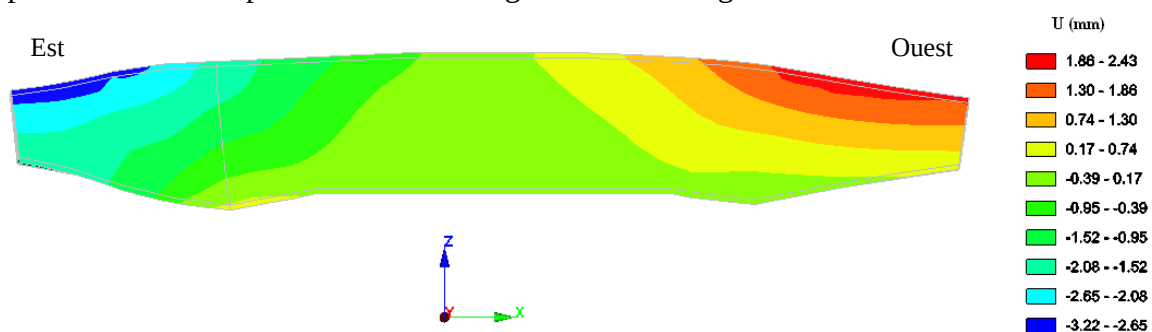


Figure 7-27 Iso-valeurs du déplacement selon l'axe x

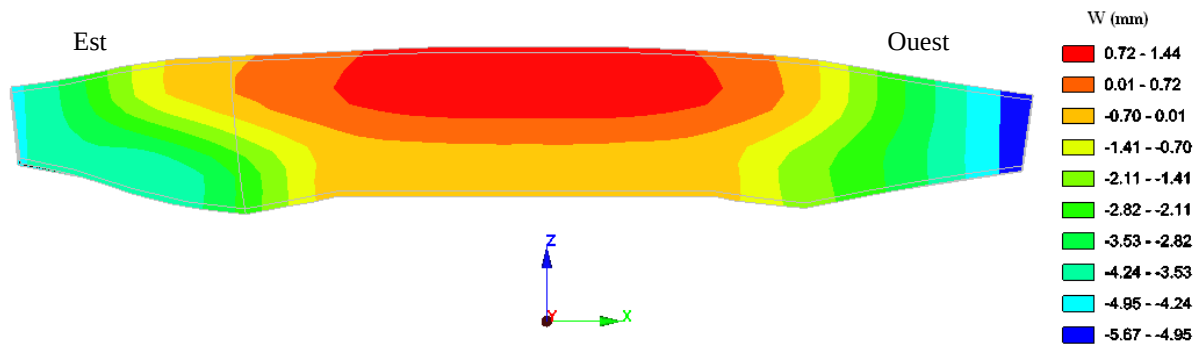


Figure 7-28 Iso-valeurs des déplacements selon l'axe vertical z

En comparant les cas « sans anisotropie » et « avec anisotropie », on remarque deux effets superposés. Premièrement, on a une augmentation du gonflement dans la direction longitudinale ce qui provoque un allongement de l'ouvrage de l'ordre de 2 mm du côté Ouest et de 3.2 mm du côté Est (figure 7-26). Le deuxième effet concerne la partie Est de la structure, la partie Est supérieure est soumise au chargement appliqué par la descente de charge sur les appareils d'appuis, cette application de charge provoque une orientation du gonflement dans la direction la moins chargée. Ainsi on a une amplification de gonflement dans la partie inférieure provoquant un déplacement vertical de la partie inférieure de l'ordre de 4 mm, alors que sans le couplage « contrainte-anisotropie gonflement » on a un déplacement de l'ordre de 2.5 mm (figure 7-27).

7) Cas avec prise en compte du couplage contrainte/expansion et du retrait et l'endommagement

On reprend le calcul précédent en tenant compte cette fois à la fois de l'anisotropie de gonflement, en fonction de l'état de contrainte, du retrait et de la réduction du module d'Young en fonction de l'avancement de la réaction. Les iso-valeurs des déplacements horizontaux sont représentées dans la figure 7-29.

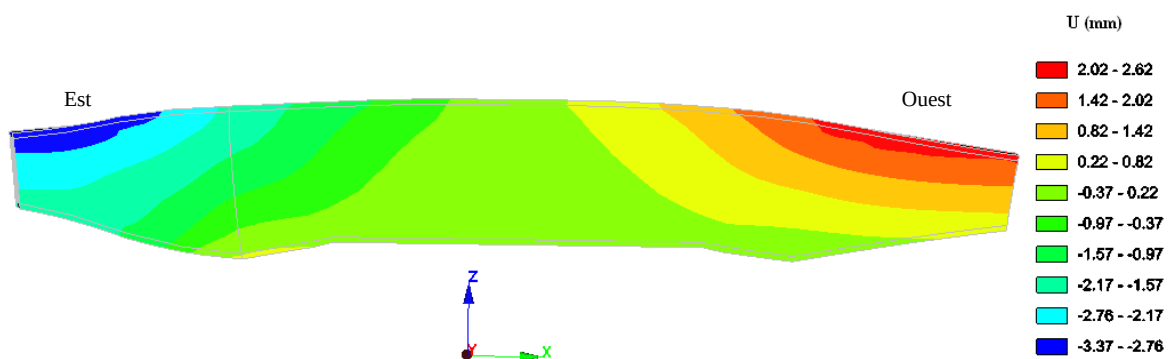


Figure 7-29 Iso-valeurs du déplacement horizontal dans la structure

Après 22 ans de vie de ouvrage, le déplacement horizontal est de l'ordre de 2.4mm dans la partie Ouest et de 3.2 mm dans la partie Est. En comparant ce résultats au cas précédent (on tient compte seulement de l'anisotropie) on trouve que le déplacement augmente très légèrement en passant de 3.22 à 3.37 mm.

Les iso-valeurs des déplacements verticaux sont représentées dans la figure 7-30.

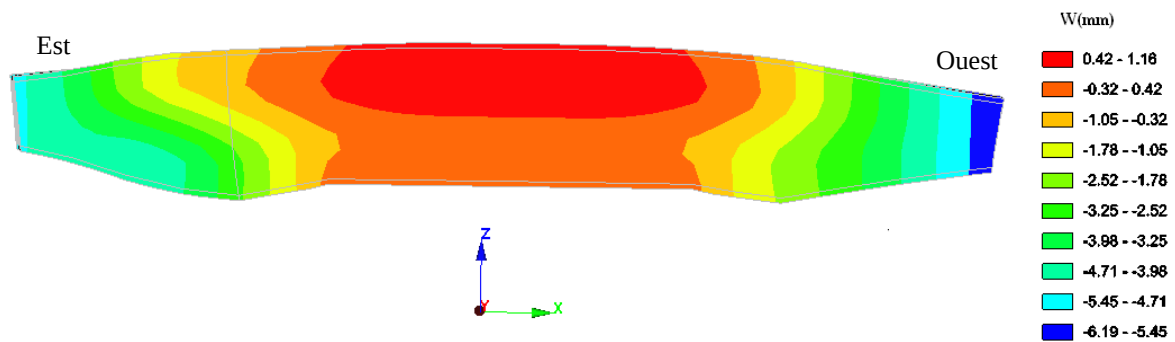


Figure 7-30 Iso-valeurs des déplacements verticaux

On remarque une amplification du déplacement verticale maximale des deux extrémités du chevêtre en passant de 5.6 mm si on ne tient compte que de l'anisotropie à 6.1 mm si on tient compte de tous les couplages. Cette amplification est très légère et elle est essentiellement liée à la variation du module de Young avec le gonflement induit par la RSI.

On représente sur La figure 7-31 les iso-valeurs de la contrainte σ_{xx} après 25 ans de vie d'ouvrage.

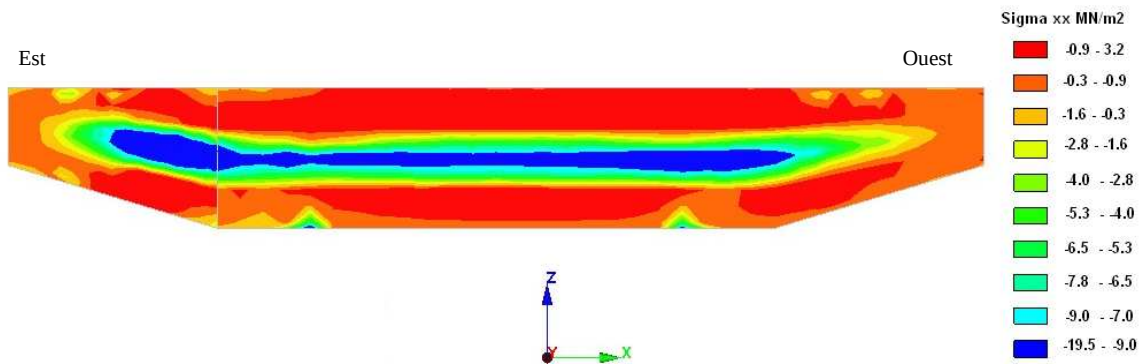


Figure 7-31 Iso-valeurs de la contrainte sigma xx dans le chevêtre

En analysant l'état de contrainte dans le chevêtre on remarque une contrainte de compression dans la zone centrale, cette compression est due à la formation d'ettringite qui provoque une déformation empêchée. Cette contrainte de compression est comprise entre -9 MPa et -19.5 MPa. Elle est plus forte du côté Est du chevêtre que du côté Ouest, par suite de l'apport hydrique plus important dans la partie Est. Le reste du chevêtre est le siège d'une contrainte de traction qui ne dépasse pas 3.2 MPa. On représente dans la figure 7-32 la variation de la contrainte dans quatre points du chevêtre.

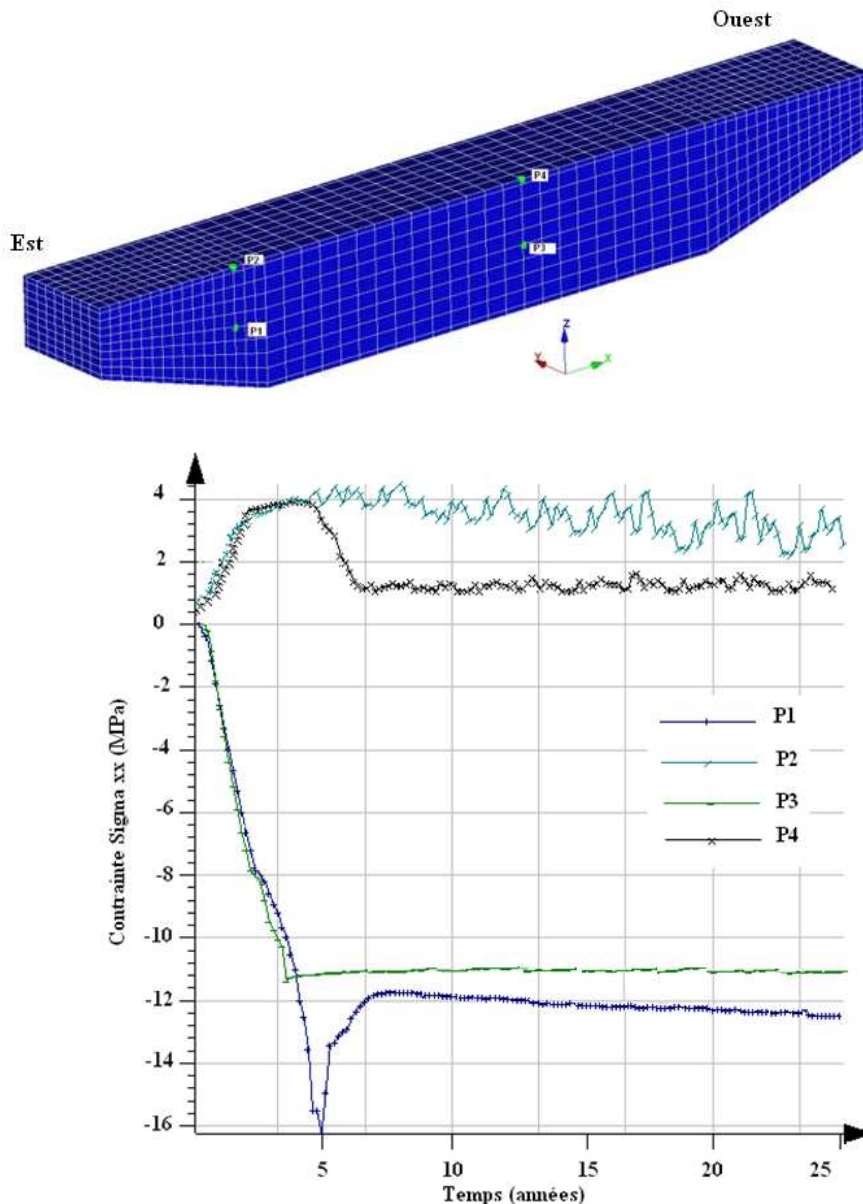


Figure 7-32 Variation de la contrainte en quelques points des chevêtres

La figure 7-32 montre que au point P1 la contrainte augmente jusqu'à atteindre un pic de -16.1 MPa au bout de 5 ans de vie de l'ouvrage. A cette date on observe un début d'ouverture de fissure, en effet la partie latérale atteint 3.6 MPa (point P2), cette fissuration relaxe les tractions dans l'ouvrage et la contrainte redescend pour rester presque stable à 1.2 MPa. Dans les zones centrales on remarque aussi une contrainte de compression de l'ordre de -12.5 MPa. Cette contrainte de compression engendre une traction dans la fibre supérieure centrale de l'ordre de 3.6 MPa. Cette traction n'est pas stable au cours du temps, en effet on remarque une légère fluctuation, ceci est du à la contrainte provoquée par le retrait de séchage qui a une grande influence dans cette partie centrale.

8) Analyse de l'état des aciers dans le chevêtre

On analyse la contrainte dans les aciers. Pour cela on choisit quatre zones, deux armatures dans la zone qui a subi le plus de gonflement et deux dans la zone qui n'a pas beaucoup gonflé. La disposition des armatures choisies est présentée dans la figure 7-33.

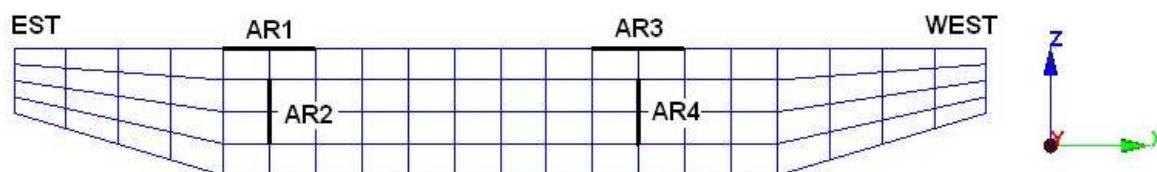


Figure 7-33 Localisation des armatures

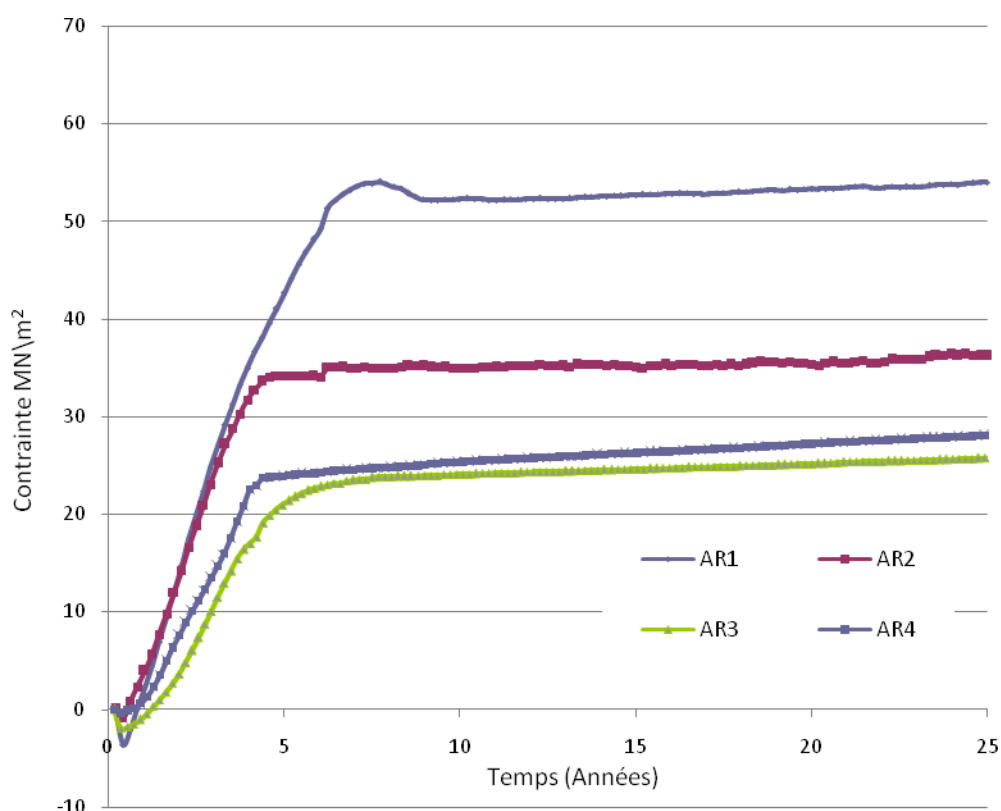


Figure 7-34 Evolution de la contrainte dans les armatures

On remarque une évolution assez significative de la contrainte dans l'armature (Figure 7-34), la contrainte dans les aciers verticaux passe d'une compression à une traction. Cette évolution change de pente après trois ans de vie de l'ouvrage sous l'effet de la fissuration et la stabilisation du gonflement. Aussi l'apport en eau de la partie Est de l'ouvrage a un effet assez significatif sur la contrainte, en effet la tension dans l'armature AR1 est de l'ordre de 60 MPa (cette armature est localisée dans la zone où il y a le plus de gonflement) alors que la tension de AR3 (armature située dans une zone qui n'a pas gonflé) est de l'ordre de 30 MPa. De même la contrainte dans AR2 est de 43 MPa alors que dans AR4 elle est de 32 MPa.

9) Tableau récapitulatif des déplacements en différents points

On illustre dans le tableau 7-6 un récapitulatif des différents cas déjà présentés, pour cela on présente les valeurs des composantes suivantes :

- Déplacement Vertical maximal en partie supérieur
- Déplacement Vertical maximal en partie inférieur
- Contrainte maximale au cœur du chevêtre
- Contrainte maximale dans la fibre supérieure

Les valeurs sont présentées dans l'état initial c'est dire juste après le chargement et dans l'état actuelle.

	Partie Est (Plus humide)		Partie Ouest	
Etat Initial	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-0.34 mm	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-0.35 mm
	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-0.34 mm	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-0.35 mm
	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-1.2 MPa	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-1.25 MPa
	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	-0.5 MPa	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	-0.5 MPa
Etat actuel sans anisotropie ni retrait ni endommagement	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-1.90 mm	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-0.1 mm
	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-2.45 mm	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-0.1 mm
	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-19 MPa	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-4 MPa
	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	3.6 MPa	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	3.6 MPa
Etat actuel avec anisotropie sans retrait ni endommagement	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-0.82 mm	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-1.5 mm
	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-4.4 mm	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-3.64 mm
	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-21 MPa	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-4.5 MPa
	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	3.6 MPa	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	3.6 MPa
Etat actuel anisotrope avec retrait et endommagement	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-0.88 mm	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-1.7 mm
	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-4.7 mm	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-3.26 mm
	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-15.2 MPa	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-4 MPa
	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	3.2 MPa	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	3.2 MPa

Tableau 7-6 Tableau récapitulatif des résultats trouvés en quelques points de la structures

10) Comparaison avec les mesures in situ

En comparant les résultats numériques à ceux trouvées in-situ, on remarque une certaine ressemblance. En effet le distancemètre N3-N6 présenté dans la figure 7-6 placé verticalement au niveau de la partie Est a relevé une variation de gonflement de l'ordre de 0.12 mm/m/an, la longueur de distancemètre est de 1.68m, ceci donne un déplacement de distancemètre de 0.2 mm/an. Aussi le distancemètre horizontale de longueur 7.57 m placé entre N2 et N3 a relevé un déplacement de l'ordre de 0.1 mm/m/an ce qui équivalent à un déplacement de 0.15 mm/m. Ces mesures de distancemètre tiennent compte des variations saisonnières de

température. On présente dans la figure 7-35 la variation de distance entre les couples de points N3-N6 et N2-N3 calculée par le modèle et mesurée in situ.

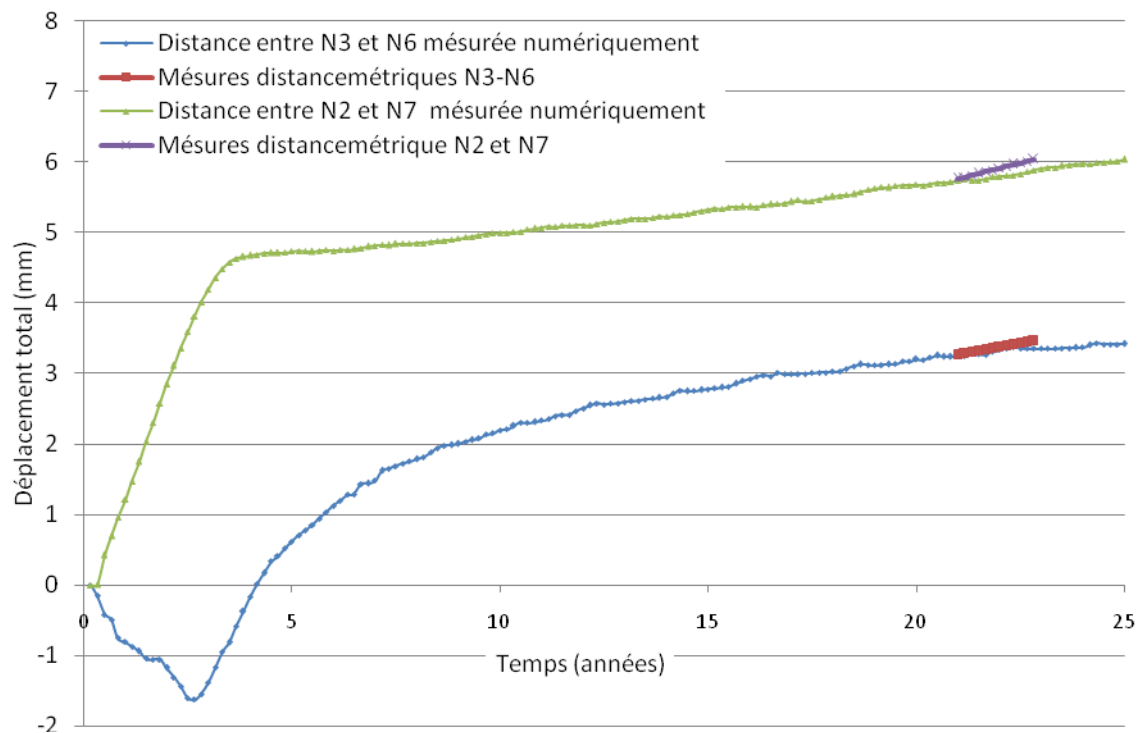


Figure 7-35 Comparaison entre les résultats trouvés numériquement et les mesurés in-situ

En analysant la variation de distance entre N3 et N6, on remarque une première phase avec une variation négative de la distance, ce qui veut dire que la distance entre points N3 et N6 diminue, ce rapprochement est induit par le retrait de séchage. Ensuite le gonflement induit une augmentation de cette variation de distance jusqu'à atteindre 3.2 mm. En comparant cette variation de distance calculée à celle mesurée, à partir de 21 ans de vie de l'ouvrage, on remarque une certaine ressemblance. En effet la pente calculée par le modèle est de l'ordre de 0,18 mm/an alors que celle mesurée est de l'ordre de 0.2 mm/an.

En ce qui concerne la variation de distance entre N2 et N7, elle commence à augmenter avec une vitesse assez constante jusqu'à atteindre 4.2 mm. Ensuite, la pente de cette variation change vue que le gonflement s'oriente essentiellement vers la partie inférieure de la structure (effet de contrainte sur le gonflement) et on a une pente de 0.12 mm/an, cette valeur est assez proche de celle trouvée in-situ qui est de l'ordre de 0.15 mm/an.

Une autre façon de vérifier nos calculs, consiste à déterminer la déformation irréversible qui donne une localisation de la fissuration susceptible à se former dans la structure. Dans la figure 7-36 on présente la déformation irréversible induite par le gonflement dans le cas du calcul chimico-élastoplastique endommageable en tenant compte du retrait et de l'anisotropie.

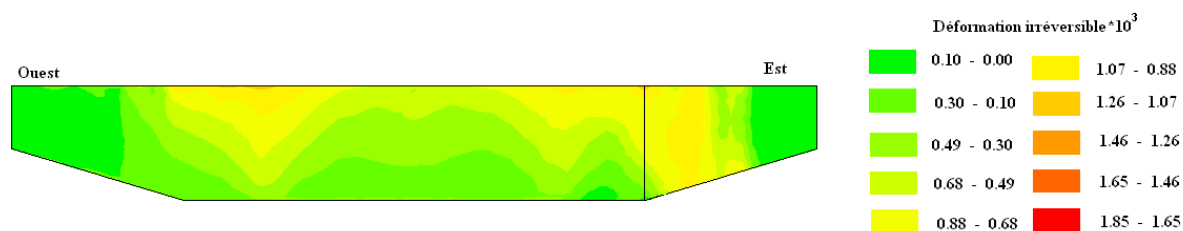


Figure 7-36 Déformation irréversible sur la face extérieure du chevêtre

En analysant la localisation de la déformation irréversible, on remarque qu'elle est localisée essentiellement dans deux zones. Tout d'abord la partie supérieure du chevêtre est soumise à une contrainte de traction induite à fois par la déformation chimique imposée et par le chargement extérieur. Ensuite, la partie Est de la structure est sujette à une déformation irréversible sur toute la face. Cette déformation irréversible est en partie responsable de la fissuration observable dans la structure. En faisant la comparaison entre ces résultats et le relevé de fissure (Figure 7-4), on remarque une certaine coïncidence en effet les fissures observables sur la structure sont dans la partie supérieure et dans le côté Est-ce qui concorde bien avec les résultats des calculs.

VI. Conclusion

On a étudié un exemple d'ouvrage réel qui consiste en un chevêtre d'un viaduc atteint de RSI. Ceci nous a permis de présenter l'enchaînement de la méthodologie de recalcul. L'organisation des données correspondant aux calculs successifs est indiquée en annexe. En commençant par le recueil d'informations in situ et en laboratoire, on a procédé au calage des paramètres. Après les calculs préliminaires, le calcul chimico-mécanique a été mené avec mise en œuvre progressive des couplages. On a ainsi mis en évidence dans la présentation des résultats les capacités du module à effectuer plusieurs configurations de calcul en utilisant différentes loi de couplage. La méthodologie adoptée durant la présentation des résultats est progressive, en ajoutant à chaque fois un phénomène qui peut influencer sur le gonflement. Les résultats trouvés sont très encourageants malgré la complexité du phénomène.

Chapitre 8. Modélisation numérique d'un pylône de pont à haubans

I. Introduction

Un deuxième exemple d'application du modèle est constitué par le pylône d'un pont à haubans. Cet ouvrage réel est en cours de suivi actuellement. Le présent chapitre s'appuie donc sur l'expertise réalisée et encore en cours sur cet ouvrage.

La démarche adoptée est similaire à celle exposée dans le chapitre précédent, à savoir commencer par présenter le calcul thermique au jeune âge, puis le calcul hydrique au cours de la vie de l'ouvrage. Ensuite on présente les calculs mécaniques en adoptant une démarche progressive.

Les calculs illustrent les fonctionnalités et l'intérêt des raffinements successifs de la modélisation proposée dans RGIB.

II. L'ouvrage et sa pathologie

1) Présentation de l'ouvrage

Pour des raisons de confidentialité, la description de cet ouvrage est limitée et les références des rapports ne sont pas indiquées en totalité. Cet ouvrage a été construit dans les années 1990. Le pylône auquel nous allons nous intéresser est en forme de double H. Il est constitué d'une semelle surmontée d'une embase partiellement immergée. L'embase se divise en 2 branches reliées juste en dessous du tablier par une entretoise inférieure. Les deux branches se prolongent ensuite jusqu'à la zone d'ancrage des haubans disposés en deux éventails latéraux. Une deuxième entretoise dite supérieure se situe juste en dessous des ancrages. Le tablier est soutenu en partie par les haubans, mais aussi par l'entretoise inférieure sur laquelle il repose par l'intermédiaire de deux appareils d'appui. Une vue générale du pont est représentée dans la figure 8-1.



Figure 8-1. Vue d'un des pylônes du pont à haubans étudié

2) Détection de la RSI

L'embase des pylônes du pont à haubans est le siège d'une réaction sulfatique interne qui se traduit par un important gonflement du béton. La détection des désordres a eu lieu environ six ans après la construction. Le diagnostic de RSI a pu être posé en effectuant des analyses chimiques de la composition du ciment, des observations au MEB, des essais d'expansion résiduelle et sur béton reconstitué. L'ouvrage est actuellement suivi depuis plus de 8 ans. Le reste de la structure, hors de l'eau et d'une géométrie moins massive, n'est pas le siège d'une réaction de formation différée d'ettringite, ce qui illustre bien le caractère déterminant de l'histoire thermique subie au jeune âge. Des efforts importants résultent de cette différence de comportement. En particulier, comme l'ont montré les inspections menées sur place et les analyses réalisées, l'augmentation de volume de l'embase génère une mise en traction de l'entretoise inférieure initialement comprimée grâce à l'effort de précontrainte, traction qui se traduit par l'ouverture de fissures.

Devant ce dysfonctionnement de l'ouvrage, il est nécessaire d'obtenir plus d'information que ce que peuvent fournir les seuls examens in-situ. En particulier, il est souhaitable de connaître l'état des aciers de l'entretoise, actifs ou passifs, sièges de surtensions. De plus sur la base des essais d'expansion résiduelle réalisés en laboratoire sur des carottes prélevées dans l'embase, l'expansion n'est pas entièrement terminée. Ainsi, les pathologies observées sont amenées à s'aggraver dans le futur. On cherche donc à estimer l'état actuel et final de l'ouvrage, en particulier en matière de contraintes dans les aciers et d'ouverture des fissures.

III. Caractérisation du gonflement de l'ouvrage

1) Mesures in situ

Le pylône sud du pont à haubans a été instrumenté avec 7 distancemètres en juillet 2001 conformément au plan présenté dans la figure 8-2. Les distancemètres ont pour but de suivre l'évolution des déformations globales de certaines parties des pylônes au cours du temps. Certains distancemètres ayant cessé de fonctionner au cours de l'année 2002, il a été décidé en 2003 de réparer ou de remplacer ces distancemètres défectueux.

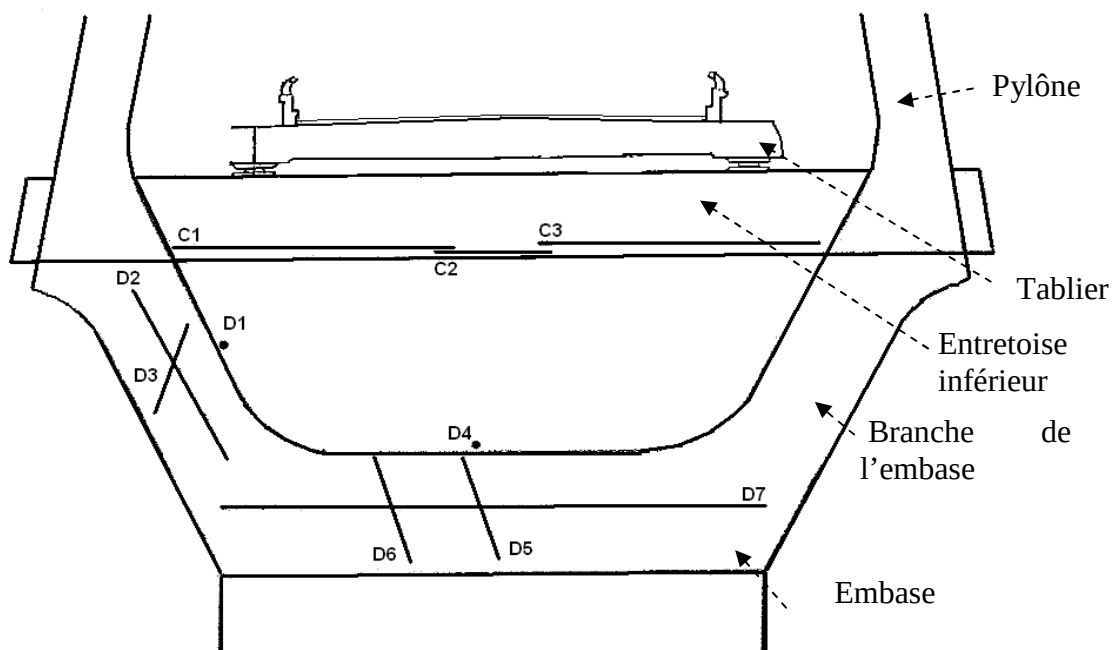


Figure 8-2 Implantation des distancemètres sur piles et entretoises

Les résultats des mesures effectuées sont regroupés dans le tableau 8-1. :

Distancemètre	Période de mesure		
	Déc. 2001 à Juin 2003 (mm/m/an)	Août 2003 à Août 2004 (mm/m/an)	Août 2004 à Sept. 2006 (mm/m/an)
D1	+0.05	----	+0.037
D2	-0.025	0.06	+0.017
D3	+0.08	-0.1	0
D4	----	0	0
D5	----	+0.38	+6.15 (à partir de septembre 2005)
D6	+0.09	+0.11	+1.2 (à partir de septembre 2005)
D7	+0.04	+0.028	+0.034

Tableau 8-1. Evolution des déformations globales annuelles pour les deux périodes de mesure considérées

Le gonflement concerne principalement l'embase. Sur la base de la déformation globale mesurée on estime que le gonflement moyen mesuré par D7 selon l'axe transversal du pont est de 0.034 mm/m par an.

D'autres travaux d'expertise ont bien montré que la déformation du pylône continue à évoluer.

2) Essais d'expansion résiduelle

Des carottes ont été prélevées dans différentes parties de l'ouvrage: dans l'embase en zone de marnage, dans la partie immergée de l'embase et dans la semelle. Le suivi de l'expansion résiduelle des ces éprouvettes a montré que les gonflements résiduels de la semelle atteignent 0.4% et 0.32 % pour l'embase. Vu que cette expansion résiduelle est assez grande on s'attend à des désordres accrus, et vu l'importance économique de cet ouvrage, le LCPC a pris des moyens d'expertise assez lourds. Ainsi on a à notre disposition des essais d'expansion faits sur du béton reconstituée. Au cours de notre étude on ne va pas s'intéresser aux résultats des

essais d'expansion résiduelle car on calera les paramètres d'avancement sur les résultats d'essais faits sur béton reconstitué, dont on attend une meilleure précision pour les estimations.

3) Essais sur béton reconstitué

Dans le cadre de l'expertise de cet ouvrage, des essais d'expansion sur formule de béton reconstituée ont été réalisés. Les essais ont été faits sur des éprouvettes de béton de diamètre 11 cm et de hauteur 22 cm, la formulation du béton reconstitué pour un volume de 1000 litres est donnée dans le tableau 8-2.

Désignation des matériaux	Dosage
Ciment CEM I 52,5 N	400 kg
Eau	180 l
Sable 0/4	730 kg
Gravillon 5/16	376 kg
Gravillon 12/20	700 kg
Adjuvant	1 kg

Tableau 8-2. Formulation du béton reconstitué utilisée dans l'essai d'expansion

Ces éprouvettes sont ensuite soumises aux cycles thermiques ayant existé au sein du pylône afin d'estimer l'histoire complète du gonflement. Les essais n'ont été appliqués qu'aux bétons des semelles, de l'embase et de l'entretoise. Six éprouvettes de béton ont été fabriquées pour chaque partie du pylône. Afin de simuler l'échauffement, les éprouvettes ont été placées dans une enceinte pilotée en température et en humidité relative. Les cycles thermiques imposés aux éprouvettes avant l'essai ont été obtenus par des simulations numériques de l'échauffement au jeune âge en utilisant le module TEXO de CESAR-LCPC. Ces cycles sont illustrés dans la figure 8-3. On présentera la démarche des calculs ainsi que les différents paramètres dans le cadre des calculs préliminaires du calcul RGIB.

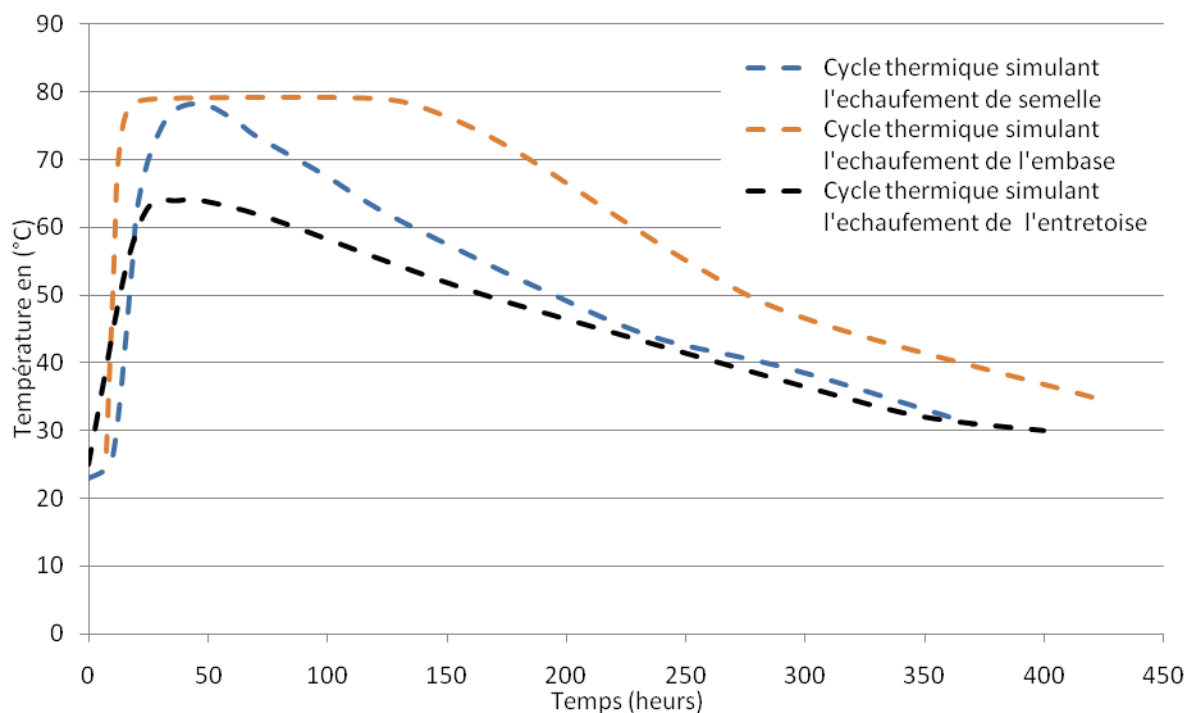


Figure 8-3. Cycle thermique simulé l'échauffement de différentes parties de l'ouvrage

Suite à ces cycles, les éprouvettes ont été placées dans des bassins d'eau à une température constante de $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$. Un suivi du gonflement a été effectué sur ces éprouvettes avec de mesures toutes les semaines. Ce suivi est fait avec la méthode d'essai (LPC n°66 2008). Les courbes de gonflement des éprouvettes de béton représentatives de la semelle, de l'embase et de l'entretoise sont consignées dans la figure 8-4.

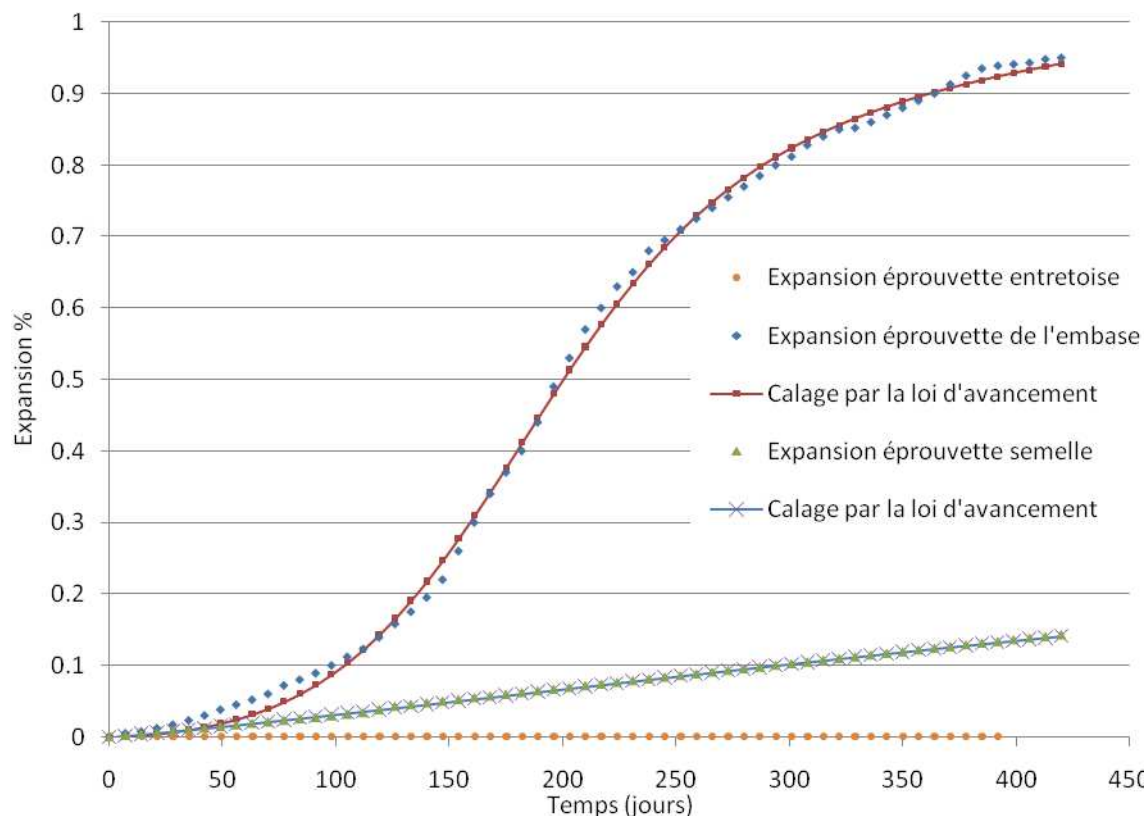


Figure 8-4 Ajustement du modèle de gonflement sur des courbes d'expansion libre des éprouvettes en béton reconstitué

Pour les six éprouvettes de béton reconstitué représentatives de la levée 1 de l'embase, la déformation longitudinale est considérable, supérieure à 0,9 % au bout de 408 jours d'immersion dans l'eau. Les courbes de déformation semblent atteindre une asymptote avec une direction oblique.

Les éprouvettes de béton reconstitué représentatives de la semelle développent une expansion à cinétique très lente et de pente constante. Un gonflement moyen de 0,16 % est mesuré au bout de 480 jours d'immersion dans l'eau. Aucun « palier » de stabilisation n'est mis en évidence.

Les mesures d'expansion montrent que les éprouvettes en béton reconstitué et représentatives de l'entretoise ne développent pas de réaction de gonflement interne pendant les 360 jours d'immersion. Les déformations mesurées sont inférieures à 0,02 %

4) Calage des paramètres

Les essais d'expansion sur béton reconstitué présentés dans la section précédente ont permis de calibrer la loi d'avancement. Les différents paramètres trouvés sont représentés dans le tableau 8-3.

	ε_{∞}	τ_c (jours)	τ_l (jours)	φ (jours)	δ (jours)
Ep. semelle	0.303 %	336	61	81.5	261.3
Ep. embase	1.25%	44.9	171	148.8	189.7

Tableau 8-3 résultats de calibrage des paramètres de gonflement

Le calibrage a été effectué en utilisant la méthode du gradient conjugué avec un critère de convergence type « moindres carrés ». Ces paramètres caractérisent l'expansion libre d'une éprouvette de béton et représentent des paramètres d'entrée pour le calcul numérique.

Le deuxième calage, correspond au calage de la loi du potentiel de gonflement. En utilisant le calibrage déjà effectué, on a un potentiel de gonflement égal à $\varepsilon_{\infty} = 0.303\%$ pour la semelle et le potentiel de gonflement associé à l'embase $\varepsilon_{\infty} = 1.25\%$. On conserve les valeurs $E = 408 \text{ J.mol}^{-1}$ et $T_0 = 54^\circ\text{C}$. On peut calculer la quantité I_0 sous la forme suivante :

$$I_0^{Semelle} = \int_{T(t) \geq T_0} e^{-\left(\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T^{Semelle}(t)} - \frac{1}{T_0} \right)\right)} dt = 7.08 \text{ h}$$

$$I_0^{Embase} = \int_{T(t) \geq T_0} e^{-\left(\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T^{Embase}(t)} - \frac{1}{T_0} \right)\right)} dt = 23.2 \text{ h}$$

Ceci donne une valeur de $\alpha^{Semelle} = 4.5 \cdot 10^{-4} \text{ h}^{-1}$ et $\alpha^{Embase} = 4.9 \cdot 10^{-4} \text{ h}^{-1}$, on remarque que ces deux valeurs sont raisonnablement proches l'une de l'autre. Sachant qu'on a la même composition de béton entre l'embase et la semelle, ceci conforte l'hypothèse que le paramètre α ne dépend que de la composition du béton. On remarque que la valeur du coefficient α trouvée pour le béton de ce pont à haubans est inférieure à celle trouvée pour le chevêtre du viaduc de Fozière. Ceci indique que le béton du pont à hauban est, dans l'absolu, moins réactif que celui du viaduc de Fozière.

IV. Calculs préliminaires

1) Maillage

Le maillage est constitué de 5192 éléments tridimensionnels hexaèdres à huit nœuds, qui approchent les champs de déplacement inconnus par des polynômes du premier degré, ce choix d'élément est fait dans le but d'accélérer les calculs, vu que ces derniers deviennent très lourds avec des éléments quadratiques. En raison de la symétrie du pylône et du chargement appliqué, seule une moitié de la structure est modélisée.

Pour le problème mécanique, le ferrailage est représenté par 4560 éléments linéiques de type barre à deux nœuds. Pour des raisons de simplification, on n'a considéré que le ferrailage de la semelle, celui de l'embase et celui de l'entretoise inférieure; pour le reste on a eu recours à un matériau homogénéisé. Le coulage de la semelle a été fait en 3 levées, celui de l'embase en 4 levées et des jambes en une seule levée, l'intervalle entre les coulages de chaque levée est de l'ordre de deux heures. On estime que le décoffrage a eu lieu entre 4 et 5 jours après le coulage. L'intervalle entre le coulage de la semelle et celui de l'embase est de 27 jours. L'intervalle entre le coulage de l'embase et celui des jambes est de l'ordre 21 jours.

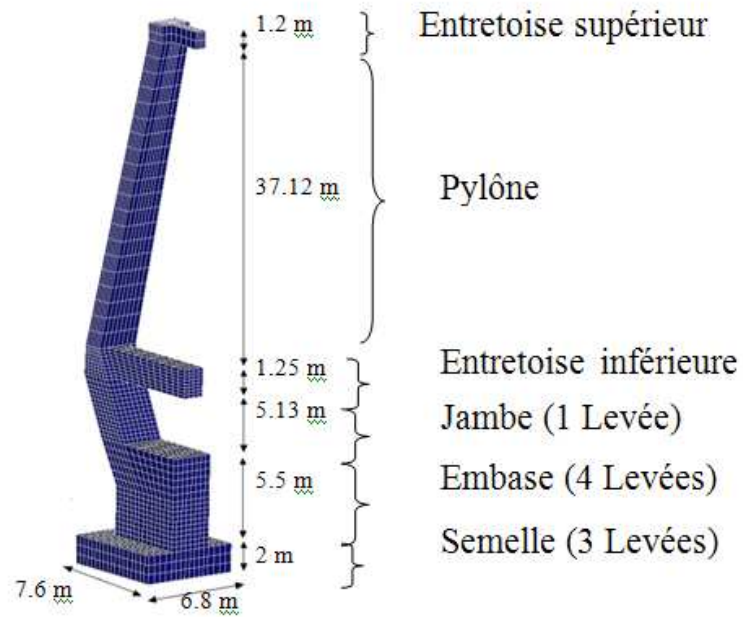


Figure 8-5 Maillage

2) Calcul thermique au jeune âge

Les calculs numériques sont effectués à l'aide du module TEXO du code de calcul CESAR-LCPC. On considère que le béton possède une capacité calorifique $C=2400 \text{ W.h/m}^3/\text{K}$ et une conductivité thermique isotrope $K=1.66 \text{ W/m/K}$. Le coffrage utilisé est métallique avec un coefficient d'échange thermique $\lambda=6 \text{ W/m}^2/\text{K}$. le coulage du béton a été effectué en saison estivale, ainsi nous avons retenu les mêmes températures pour le béton frais, l'ambiance extérieure et la température de la rivière. L'évolution de cette température est présentée dans la figure 8-6.

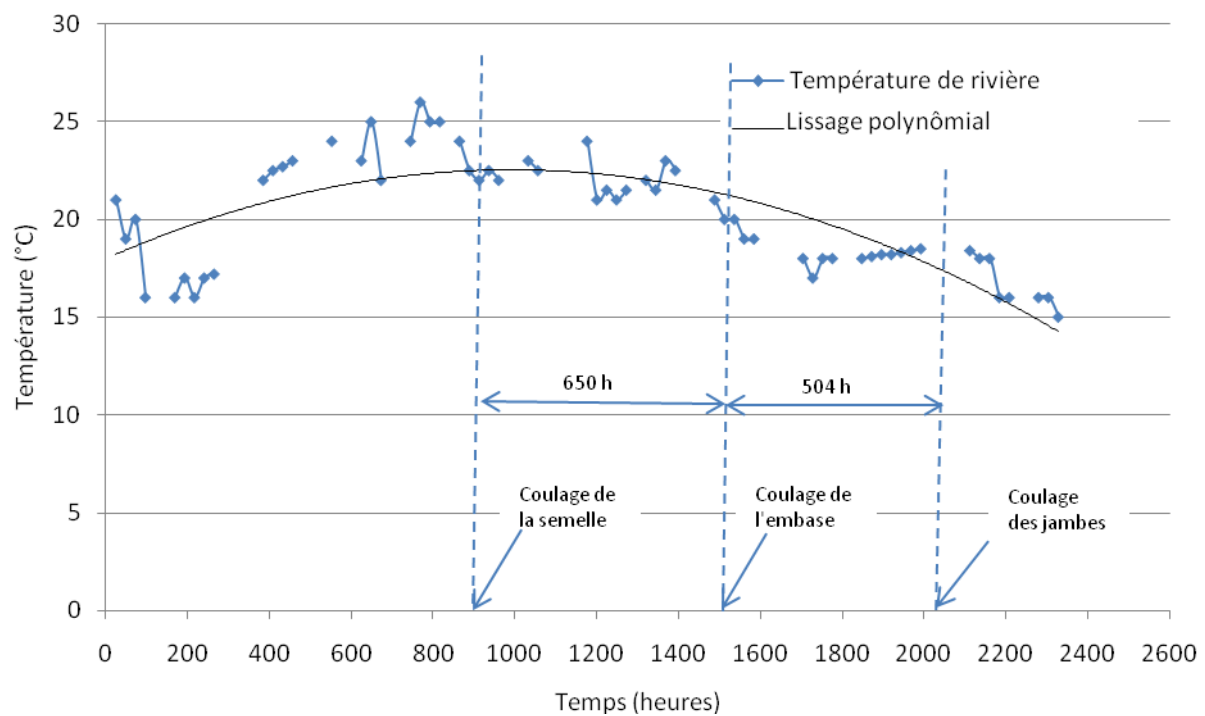


Figure 8-6 Relevé de la température de la rivière lors des coulages

Les calculs ont été effectués sur 1450 pas de temps. Chaque pas de temps représente une heure en temps réel. Dans la suite on présente les résultats du calcul thermique au jeune âge en tenant compte des différentes hypothèses présentées ci dessus. La figure 8-7 illustre la variation de la température en différents points de l'ouvrage.

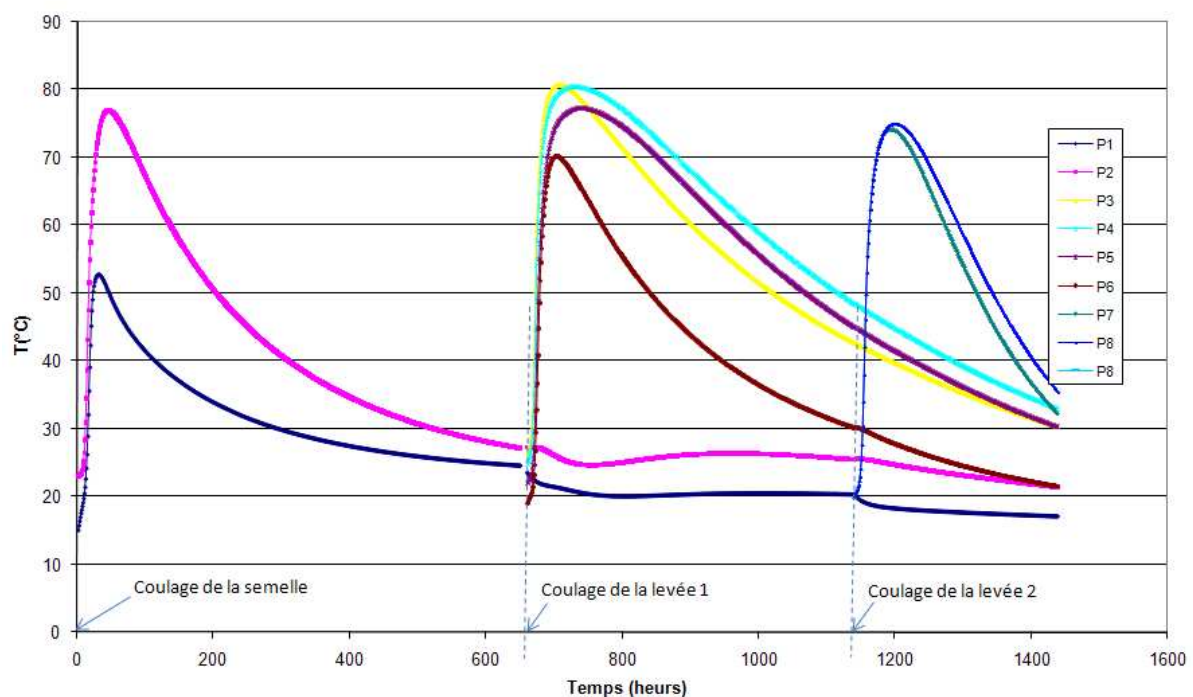
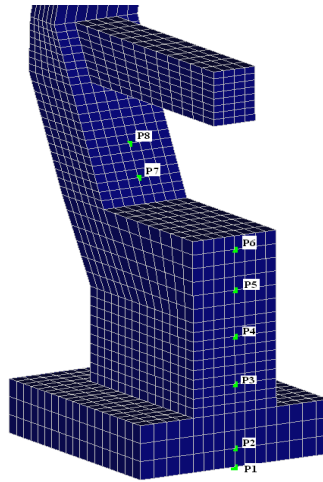


Figure 8-7 Evolution de la température en différents points de la structure

Les simulations thermique au jeune âge montrent que la semelle et l'embase on atteint des températures supérieures à 70°C pendant une durée supérieure à 2 jours. Le refroidissement de ces parties s'effectue d'une façon très lente pendant une durée supérieure à 6 jours.

3) Calcul hydrique

Un calcul de diffusion hydrique a été effectué sur la structure afin de connaître l'état de saturation en tout point. Par manque de données précises sur les caractéristiques de diffusion du béton de ce pont étant donné sa résistance probable, on a adopté commune valeurs des paramètres hydriques les mêmes que celles prises lors du calcul du viaduc de Fozzière. On considère que le degré de saturation initial du béton est égal à 0.9. Les conditions aux limites hydriques dépendent de la hauteur d'eau de la rivière, en effet la semelle ainsi que les trois premières levées de l'embase sont totalement immergées dans l'eau durant toute l'année alors que les jambes et la dernière couche de l'embase sont en zone de marnage. La hauteur de cette zone de marnage durant les 15 premières années de la vie de l'ouvrage nous a été fournie par

HYDRO France. Vu que les calculs effectués s'étalent sur 25 ans et que la durée sur la quelle on fait la prédiction est de 10 ans, on a fait l'hypothèse que la hauteur de marnage pendant la période comprise entre 5 ans et 15 ans est la même que celle sur la période de 15 à 25 ans. Cette hypothèse est adoptée vu la variation de cette hauteur. On note aussi l'appui de cette supposition qu'il n'y a pas eu de crue exceptionnelle durant cette période.

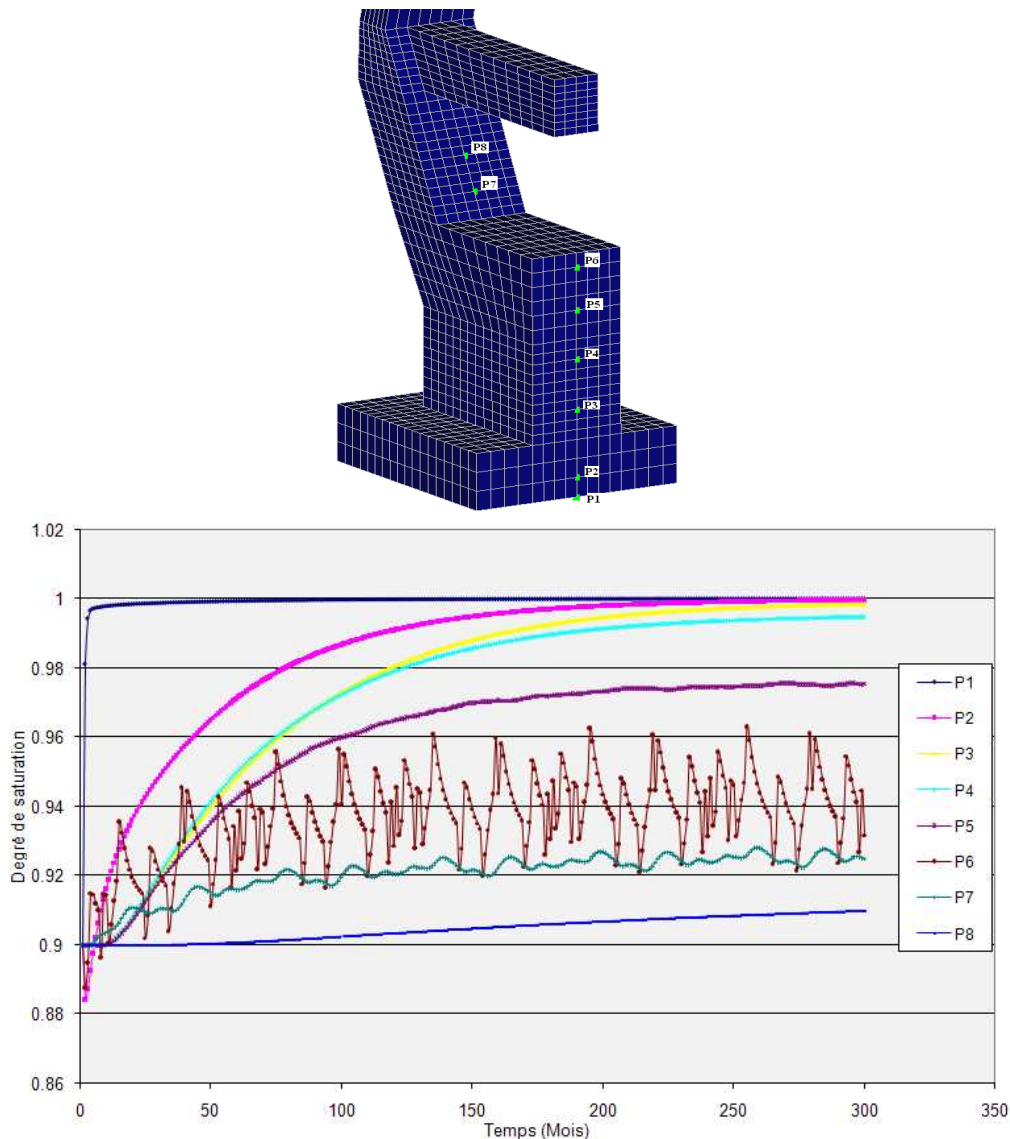


Figure 8-8 Variation du degré de saturation en différents points de la structure

Le degré de saturation se situe alors entre 0,9 et 1, son évolution est variable dans la structure, en effet pour les zones totalement immergées dans l'eau le degré de saturation tend vers 1 au bout de 15 ans au plus (points P1, P2, P3, P4, P5). Le point P6 est le plus influencé par la variation du niveau d'eau : le degré de saturation dans ce point varie entre 0.92 et 0.96. Aux points P8 et P9, l'effet de la variation du niveau d'eau n'est pas grand : le degré de saturation reste presque constant entre 0.9 et 0.92.

V. Calculs chimico-mécaniques RGIB

1) Propriétés des matériaux :

i. Béton

Le béton utilisé a une résistance à la compression de 50 MPa. Le module d'Young vaut $E_c=19000$ MPa. Cette dernière valeur provient du module instantané du béton, qui vaut 38000 MPa et d'un coefficient réducteur permettant de prendre en compte de façon approximative le fluage compte tenue de la durée des pas de temps considérés.

Dans toutes les zones du pylône on a pris un coefficient de Poisson égal à 0.2 et le poids volumique égal à 25kN/m^3 .

ii. Armatures

Les armatures actives et passives de l'entretoise sont modélisées explicitement, puisque c'est en particulier dans ces pièces que l'on veut estimer les conséquences de la RSI. Le module d'Young de l'acier est pris égal à 200 GPa, l'adhérence acier-béton est supposée parfaite. Une représentation du maillage utilisé pour représenter les armatures est donnée dans la figure 8-9.

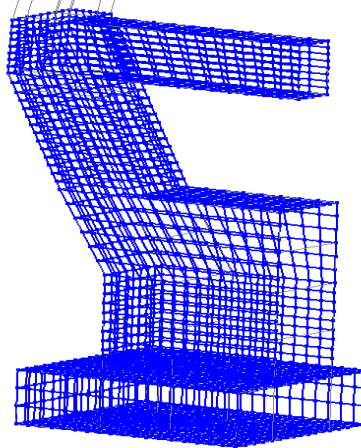


Figure 8-9 Modélisation des armatures dans la structure

Les armatures prises sont de cinq types :

- Des aciers passifs de diamètre 32 mm dans la semelle,
- Des aciers passifs de diamètre 40 mm dans la latérale de l'embase,
- Des aciers passifs de 32 mm dans la partie supérieure et inférieure de l'entretoise,
- Des aciers passifs de 25 mm dans les parties latérales de l'entretoise,
- Deux séries de 6 câbles de précontrainte de type 19T15 qui passent dans la zone médiane et basse de l'entretoise.

iii. Béton armé homogénéisé

Dans la partie supérieure (au dessus de l'entretoise inférieure) les armatures du béton ne sont pas modélisées explicitement. Pour tenir compte du surcroît de rigidité apporté par ces renforcements, nous avons eu recours à une technique de type homogénéisation. Ainsi le module d'Young homogénéisé est déterminé par la relation suivante :

$$E_{hom} = E_c + sE_s$$

Avec :

E_{hom} : Module d'Young homogénéisé

E_c : Le module d'Young du béton égal à 19 GPa

E_s : Le module d'Young de l'acier égal à 200 GPa

s : Taux d'armature dans une section, calculé en faisant le rapport entre la section totale des aciers et la surface du béton.

2) Chargements appliqués:

Les charges appliquées au pylône sont issues de la note de calcul de l'ouvrage en considérant la combinaison quasi-permanente de l'ELS. On distingue 4 actions sur l'ouvrage :

i. Poids propre

Le poids propre de la structure, évalué à partir du poids volumique g de 25kN/m^3 .

ii. Action du tablier

L'action du tablier sur l'entretoise est représentée par une force verticale descendante T transmise par l'intermédiaire d'une plaque de répartition mesurant 45 cm de côté. Selon la note de calcul d'exécution NC16-A, cette force T vaut 2.55 MN à l'ELS. Ce qui est équivalent à l'application d'une pression verticale de 12.59 MPa.

iii. Action des haubans

Les haubans qui passent en tête de pylône créent une force verticale et des moments de flexion dans la structure. Ces actions ne nous sont pas connues directement, mais on peut les déduire d'éléments tirés des notes de calcul. Le calcul des efforts en tête de pylône donne, dans les cas des combinaisons ELS quasi permanent, $N=17,98$ MN, $M_y=-0,07\text{MN.m}$ et $M_z=0.14$ MNm. Ces efforts passant par la section de la jambe du pylône, se traduisent par une répartition des contraintes verticales variant linéairement avec la coordonnée y (dans le repère global de la structure). Nous imposons donc sur notre modèle, comme chargement, une contrainte verticale $\sigma_{zz} = \sigma_0 + \alpha y$ avec $\sigma_0 = -5$ MPa, α valant 0.0614MPa/m et y compris entre 0 et 3 m.

iv. Action des câbles de précontrainte de l'entretoise inférieure

Les câbles de précontrainte sont au nombre de 6, répartis en deux nappes. En section courante l'une passe à 1.33 m de la fibre inférieure de l'entretoise, l'autre à 0.63 m. Le tracé des câbles est horizontal entre la demi-portée et l'abscisse 5,42 m (comptée à partir de la section médiane de l'entretoise).

Les efforts de précontrainte P sont appliqués au niveau de chaque ancrage, avec une inclinaison θ pour tenir compte de la déviation des câbles à l'abscisse 5,42m. On représente l'action des câbles sur le béton par une force verticale dirigée vers le haut d'intensité $P \sin \theta$. Les différentes forces sont représentées sur la coupe de la figure 8-10:

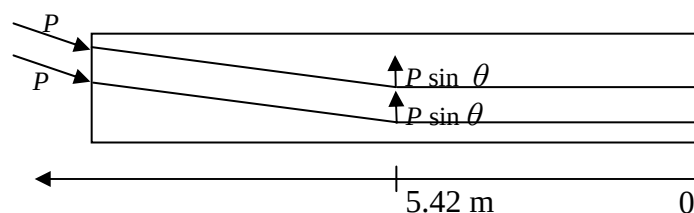


Figure 8-10 Forces équivalentes à la précontrainte de l'entretoise inférieure

La détermination de P se fait à partir de l'effort de précontrainte dans chaque câble égal à $P_0=3,67$ MN (d'après la note de calcul de l'ouvrage) et des pertes de précontrainte calculées selon les règles BPEL 91 (révisé 99).

- La contrainte à l'origine vaut 1288,60 MPa par câble.

- Les pertes de tension par frottement calculées à mi-portée sont de 43.04 MPa
- Les pertes de tension différées (retrait et fluage du béton, relaxation de l'acier) s'élèvent à 108MPa
- Au final, on a un effort de précontrainte initial de 3,672 MN par câble.

Ainsi on prendra $P=0,98 P_0-1,2 \Delta P=3.02$ MN à l'ELS.

3) Calculs réalisés :

Un calcul chimico-mécanique a été effectué en utilisant le modèle chimico-mécanique présenté. La loi de comportement du béton suppose qu'il est élastoplastique en utilisant le critère de William-Warnke : module d' Young $E_c=19$ GPa, coefficient de Poisson $\nu=0.2$, résistance à la compression $f_{c28}=50$ MPa, résistance à la compression bi-axiale $f_{bc}=66$ MPa et une résistance à la traction à 28 jours $f_{t28}=5$ MPa.

Les paramètres de couplage avec le degré de saturation sont pris en se basant sur la littérature,

la valeur de α est prise égale à 0.9 en effet les travaux de (Shimada 2007) montrent qu'il y a un gonflement à partir de 91% d'humidité, et en utilisant la courbe de sorption-désorption ce

seuil équivaut à une saturation égale à 0,9. Les valeurs de S_1 sont nulles a fin d'éviter des problèmes de division par zéro si l'humidité est en dessous du seuil.

En ce qui concerne les paramètres m_{ss} , m_c qui définissent la non linéarité des fonctions on n'a pas pu avoir de valeurs quantitatives de ces paramètres. Mais les travaux de (Shimida et al. 2005) et de (Famy 1999) montrent qu'il y a une expansion assez importante juste après le dépassement du seuil de saturation. Pour cette raison on a

pris $m_{ss} = 0.5$ et $m_c = m_p$, il faut noter que ces valeurs de paramètres sont prises de manière forfaitaire et nécessitent une confirmation par des résultats expérimentaux.

L'ouvrage a été construit dans les années quatre-vingt-dix. Donc on a décidé de faire les calculs sur 300 pas de temps, avec chaque pas de temps représentant un mois. Ainsi on a une prédiction qui se prolonge jusqu'à 2015.

Les résultats qu'on va présenter sont regroupés en trois catégories : état de la structure saine (avant l'application du gonflement correspondant au deuxième pas de temps du calcul), état actuel (180^{ème} incrément de calcul) et état prédit dans 5 ans (240^{ème} incrément). Tous les résultats qui suivent sont présentés avec la convention de signe de la mécanique des milieux continus (les contraintes négatives sont des compressions, les contraintes positives sont des tractions). Dans tout notre calcul on prendra comme état sain initial de la structure celui obtenue avant le chargement.

4) Etat sain après chargement :

L'application des charges sur la structure provoque des déformations et des contraintes. Les iso-valeurs de déplacement dans les différentes directions sont présentées dans la figure 8-11.

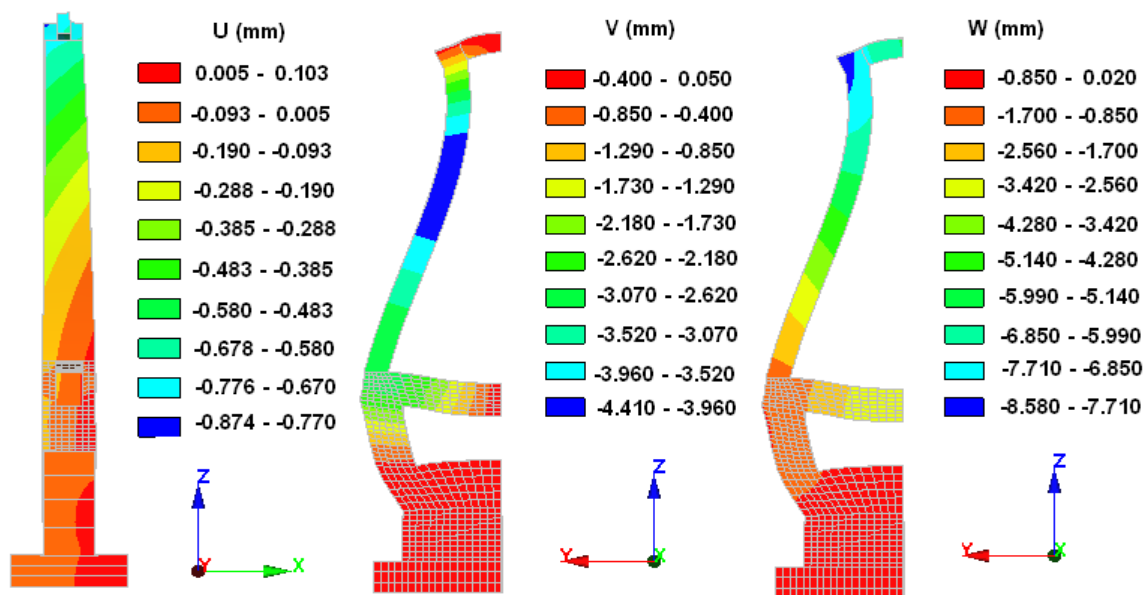


Figure 8-11 Iso-valeurs de déplacement dans les différentes directions

L'analyse des iso-valeurs de déplacement montre que l'application des charges engendre plusieurs conséquences:

- Une légère flexion autour de l'axe y de la partie supérieure de la structure qui est due à la non-symétrie de la charge appliquée par le hauban sur le pylône. Cette déformation est de l'ordre de 0.87 mm dans la tête de pylône.
- La charge en tête provoque aussi une flexion selon z de la partie médiane du pylône. Le déplacement correspondant est de l'ordre de 4.4 mm.
- L'application des charges à travers l'entretoise inférieure provoque une flèche de cette dernière de l'ordre de 3.42 mm, ce qui provoque un avancement de la jonction entretoise-pylône de l'ordre de 3.07 mm vers le milieu du pylône, provoqué à la fois par la précontrainte et la charge transmise par le tablier.

Les iso-valeurs de contraintes dans la structure sont données dans la figure 8-12:

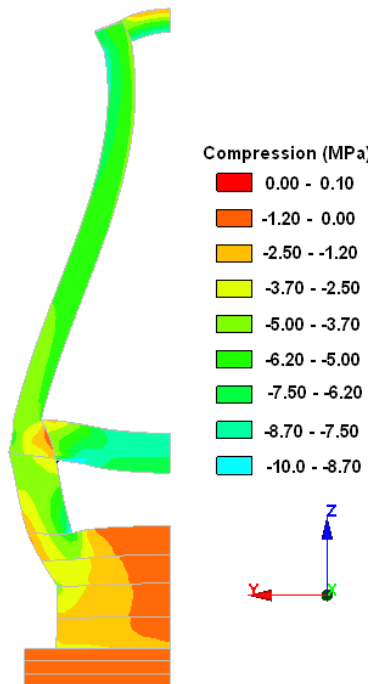


Figure 8-12 Contraintes de compression dans la structure

Les contraintes qui agissent dans la structure sont essentiellement de compression. Cette contrainte atteint -10 MPa dans les fibres supérieures de l'entretoise. Les contraintes dans l'embase sont très faibles, inférieures à -2.5 MPa.

5) Potentiel de gonflement

Au cours de notre étude on a considéré comme réactives seulement l'embase et la semelle. Les autres parties de l'ouvrage ne montrent pas de signe d'expansion même en gonflement résiduel, ainsi on a négligé leur gonflement. Les iso-valeurs du potentiel de gonflement dans l'embase sont présentées dans la figure 8-13. Ces iso-valeurs sont directement issues du calcul thermique au jeune âge (§§chapitre 8-IV-2) avec calibration de $\alpha = 4.9 \cdot 10^{-4} h^{-1}$.

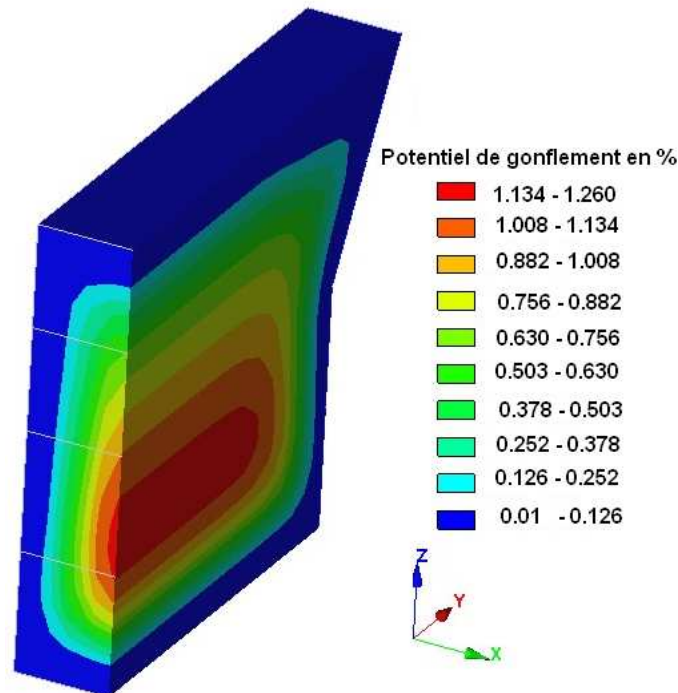


Figure 8-13 Variation du potentiel de gonflement dans le quart de l'embase

Le potentiel de gonflement varie dans l'embase de 0 à 1.26%. Il est élevé au cœur de l'embase vu que cette zone a subi un échauffement important au jeune âge. Ce potentiel est également plus important dans la partie inférieure de l'embase qu'en partie supérieure, ceci est dû aux conditions de coulage du béton et s'explique par deux raisons : premièrement l'échauffement de la première phase de l'embase est influencé par la chaleur dégagée par l'échauffement de la semelle. Deuxièmement, le coulage de l'embase a été fait par phases successives avec un intervalle de quelques heures entre les phases ce qui implique une influence de l'échauffement induit par la levée supérieure sur la levée inférieure. Ceci implique une durée de maintien à haute température de la partie inférieure de l'embase plus importante que celle des autres parties, et explique le potentiel de gonflement assez important dans cette zone.

La variation du potentiel de gonflement dans la semelle de l'ouvrage est présentée dans la figure 8-14.

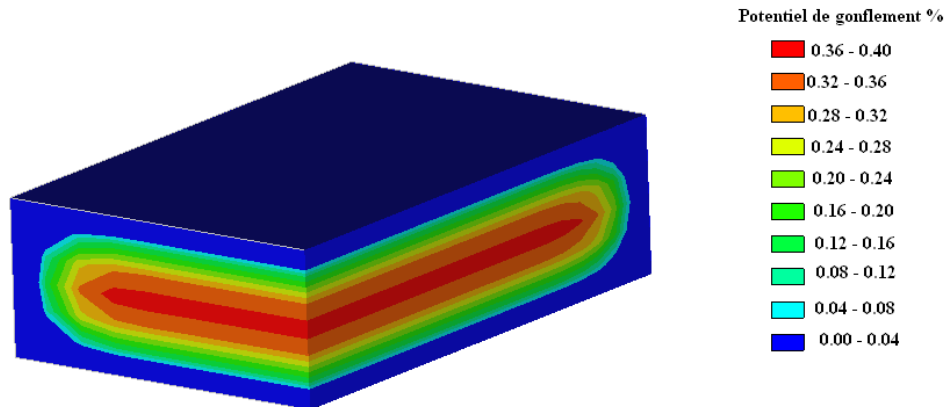


Figure 8-14 Variation du potentiel de gonflement dans le quart de la semelle

Le potentiel de gonflement dans la semelle varie quant à lui de 0% à 0.38%, il est plus important au cœur de la semelle que dans les zones latérales.

6) Avancement de la réaction

Afin de connaître l'état d'avancement de la réaction dans la structure, on représente dans la figure 8-15 les iso-valeurs de cet avancement à l'état actuel, c'est-à-dire après 15 ans de vie de l'ouvrage. Cette représentation est faite sur le quart de l'embase et de la semelle.

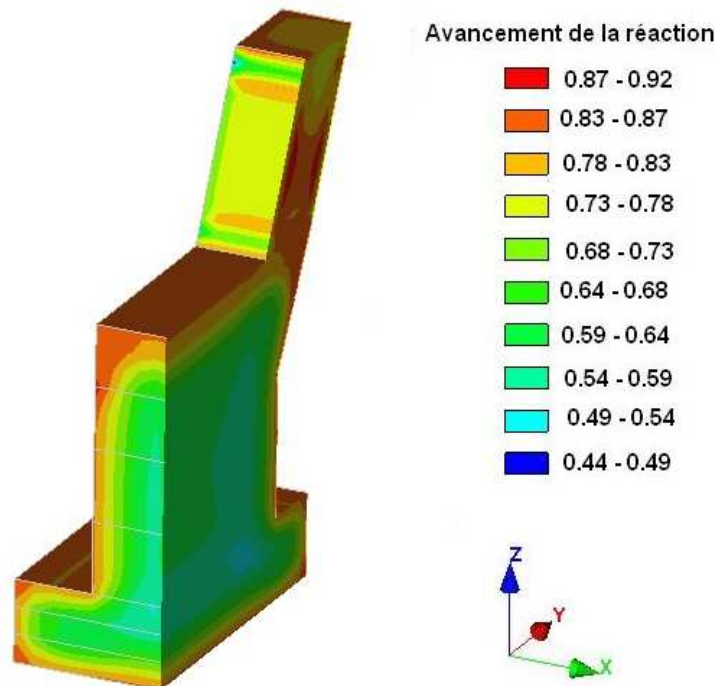


Figure 8-15 Avancement de la réaction de gonflement dans la structure

On remarque que l'avancement de la réaction est variable dans la structure et qu'il est plus faible dans la partie centrale que dans les zones latérales, en effet au cœur des parties massives en béton l'avancement est de l'ordre de 0.49 alors que sur les côtés cet avancement est de l'ordre de 0.87. Cette variation est due au gradient de degré de saturation entre les différentes zones de l'ouvrage. En effet l'état de saturation initial de la structure est pris par hypothèse égal à 0.9 ce qui correspond à une valeur d'état de saturation pour un béton ordinaire (effet de l'auto-dessiccation) et comme on l'a présenté dans le calcul hydrique, l'évolution de l'état de saturation est très lente dans le temps. Ceci provoque une

augmentation du degré de saturation dans les zones latérales plus rapidement qu'à cœur, et vu qu'on a un couplage entre avancement de la réaction et état hydrique de la structure, ainsi on a un avancement de la réaction plus important dans les zones latérales qu'à cœur.

Cet avancement élevé dans les zones latérales ne veut pas dire que les déformations chimiques engendrées par la réaction dans ces zones sont élevées, en effet ces zones latérales correspondent à des zones où le potentiel de gonflement est très bas (la température au jeune âge n'a pas été aussi haute), on analysera dans la suite les déplacements engendrés par la déformation chimique.

La figure 8-16 présente l'évolution de l'avancement de la réaction en fonction du temps en cinq points caractéristiques.

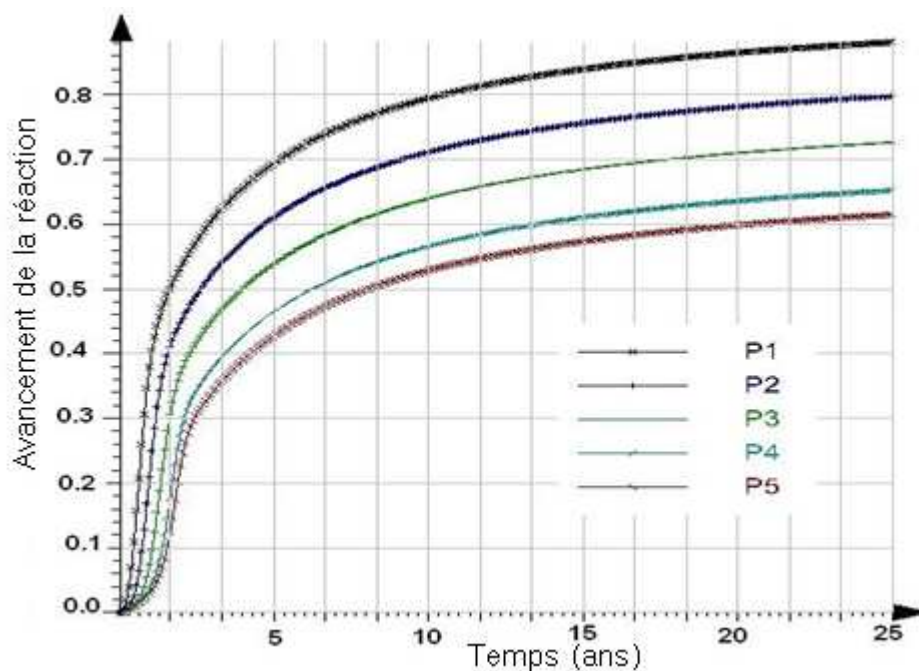


Figure 8-16 Variation de l'avancement de la réaction en cinq points de la structure

On remarque que l'avancement de la réaction est plus important dans les cinq premières années, il atteint 0.7 au point P1 et 0.42 au point P5. Ce caractère reflète bien le caractère rapide du développement de la RSI sur tout avec un apport en eau important. Au bout de 15 ans l'avancement atteint 0.55 au point P5 et 0.83 au point P1, au delà de 15 ans la réaction continue à évoluer selon une pente oblique relativement faible.

7) L'état actuel de la structure

Après 15 ans de vie de la structure, l'action des charges extérieures ajoutée à l'évolution de la RSI dans la structure provoque des déplacements représentés par les iso-valeurs de la figure 8-17.

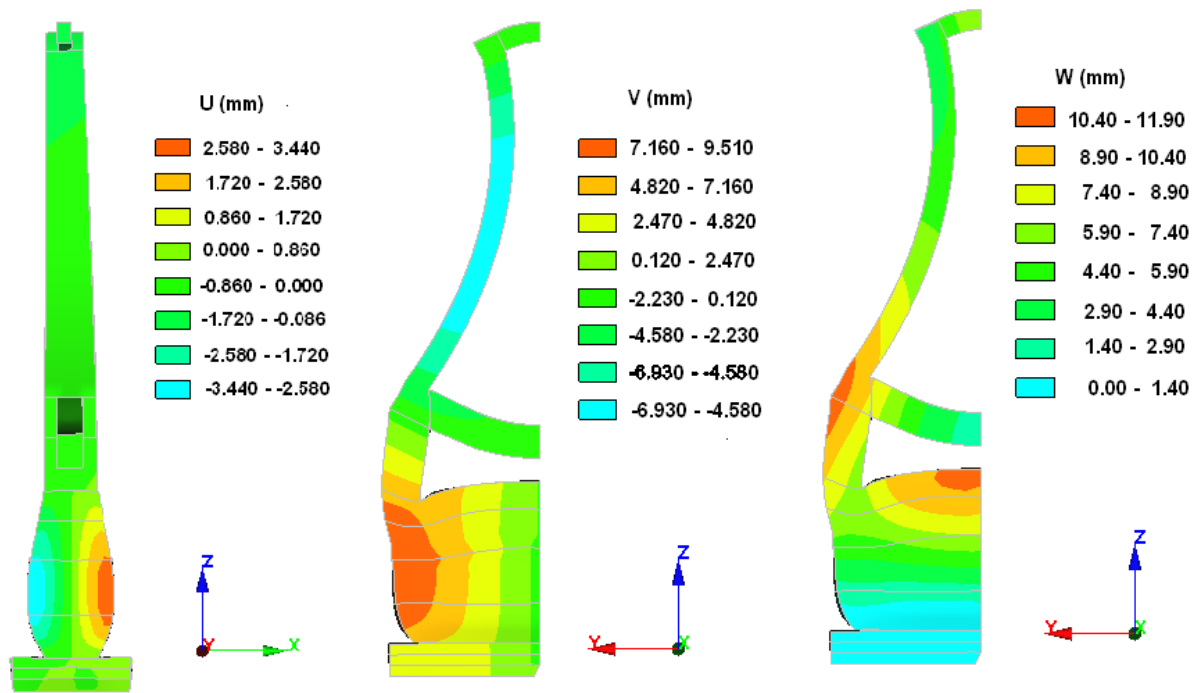


Figure 8-17 Déplacements de la structure

Le développement de la RSI a engendré un gonflement significatif dans la partie inférieure de la structure. Ce gonflement atteint 3.44 mm dans la direction x essentiel des l'embase. En analysant le gonflement dans la levée on remarque que le gonflement affecte essentiellement la partie inférieure de l'embase. Cette partie est le siège à la fois d'une température élevée au jeune âge et d'un apport en eau très important vu qu'elle se trouve dans une zone totalement immergée. Ce gonflement provoque un déplacement dans la direction y de l'ordre de 9.5 mm. Dans la figure 8-18, on représente l'effet de l'évolution de la RSI dans la structure ; pour cela on a choisi 3 points et on a représenté les déplacements verticaux de ces trois points en fonction du temps.

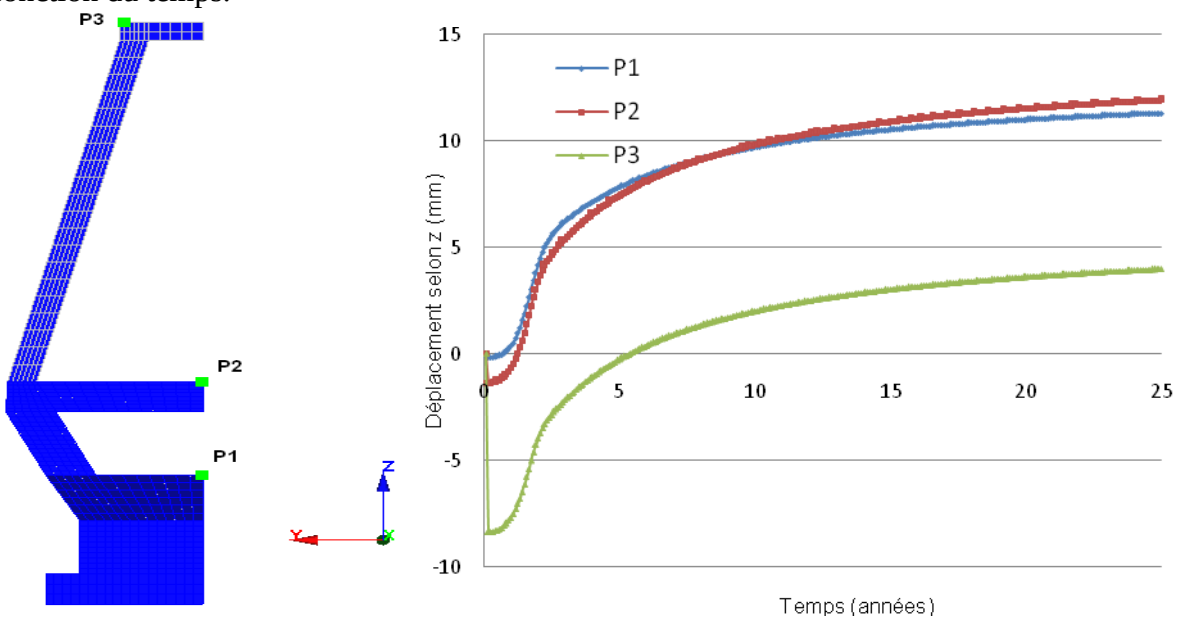


Figure 8-18 Déplacement vertical en quelques points de la structure

En considérant l'état initial de référence comme étant l'état avant chargement, on peut faire à partir de la (figure 8-18) deux constations. Premièrement l'application des charges provoque

un déplacement élastique vers le bas visible dès le premier incrément, ce déplacement est de l'ordre de 1.2 mm au niveau de l'entretoise et 8.3 mm au niveau de la partie supérieure du pylône (P3). Deuxièmement, en éliminant ce premier déplacement dû aux charges appliquées, on représente dans la figure 8-19 le déplacement net induit par la RSI.

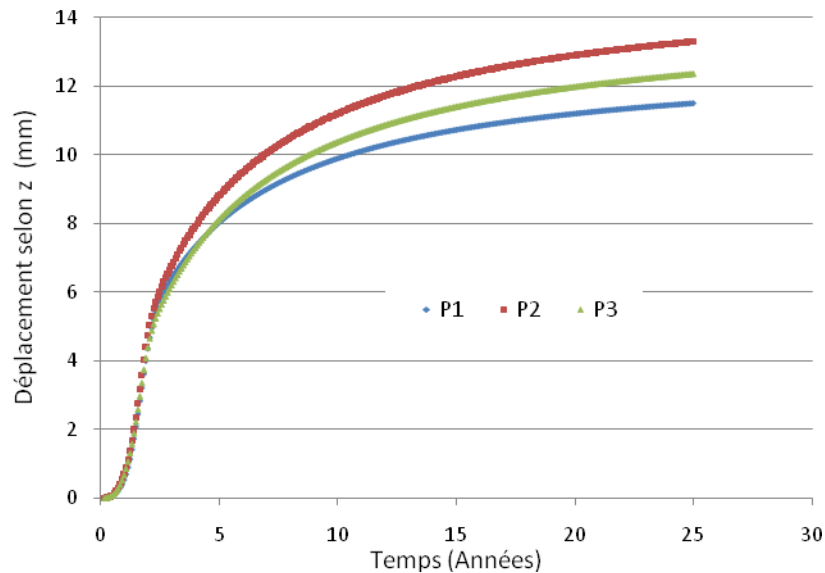


Figure 8-19 Déplacement net induit par la RSI en différents points de la structure

On remarque que le gonflement de la partie inférieure de l'ouvrage provoque à 15ans un soulèvement de l'ordre 11 mm au niveau de la partie supérieure de l'embase. Ce soulèvement entraîne à son tour un déplacement vers le haut de la partie supérieur de l'ouvrage et de toute la structure de l'ordre de 12 mm après 15 ans. On remarque que le gonflement continue à évoluer mais avec une faible pente, en effet après 25 ans le soulèvement atteint 13 mm.

On représente dans les figures 8-20 et 8-21 les iso-valeurs des contraintes dans l'ouvrage. Premièrement on représente une vue longitudinale de l'ouvrage dans le sens yy (transversal à l'ouvrage), ensuite une vue transversale, qui permet de voir l'état de contrainte au cœur de l'ouvrage, ensuite une coupe longitudinale de la vue transversale.

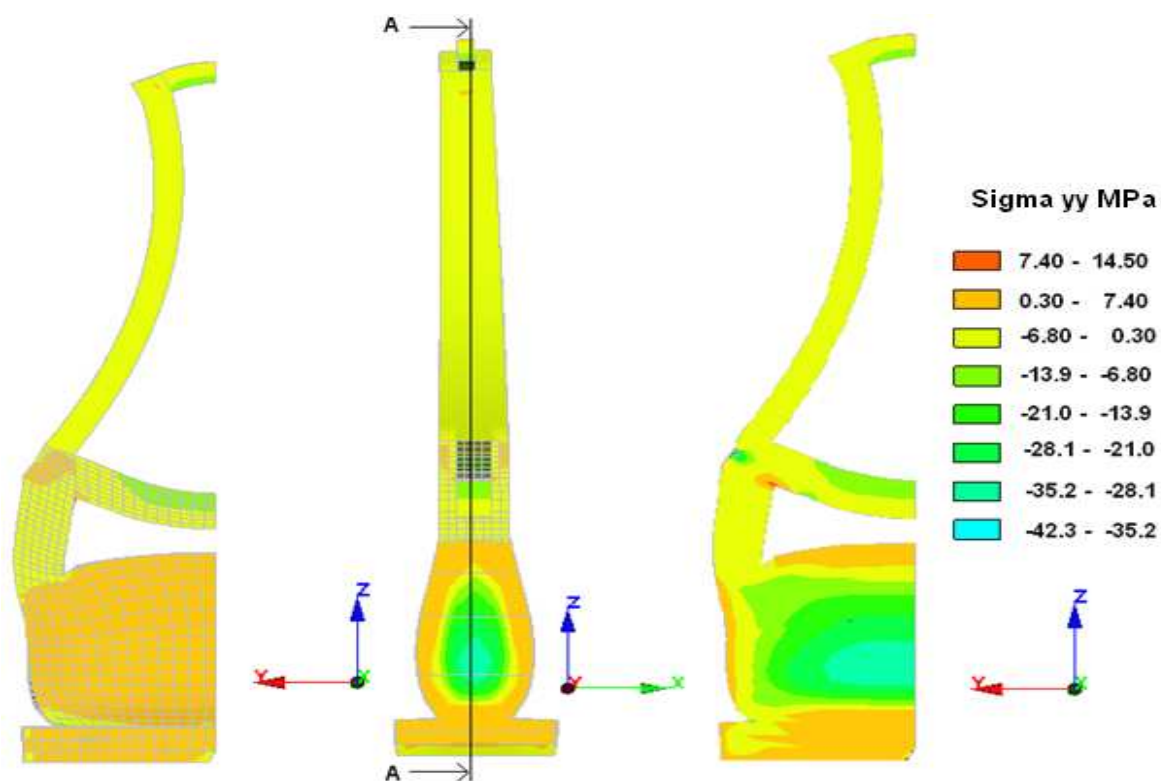


Figure 8-20 Variation de la contrainte sigma yy dans la structure

On remarque que la majeure partie du pylône est en compression. La partie supérieure de l'entretoise est en compression et la partie inférieure passe d'une valeur de -7.2 MPa à -3.3 MPa ce qui veut dire que le gonflement induit par la RSI a tendance à décompresser les fibres inférieures de l'entretoise. En ce qui concerne l'embase et la semelle on représente dans la figure 8-21 les isovaleurs de contrainte uniquement dans ces deux parties. Au niveau de l'entretoise on a aussi une concentration de contrainte provoqué par les câbles de précontrainte.

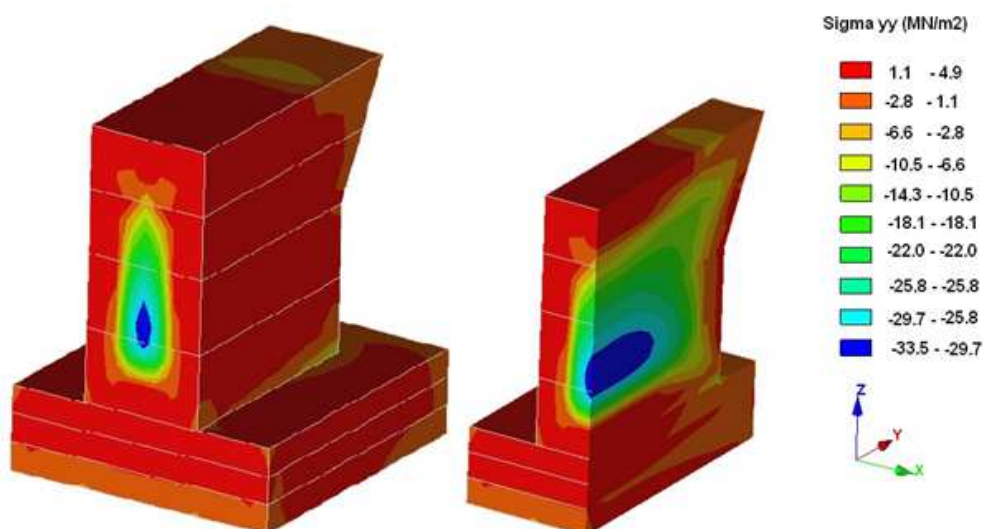


Figure 8-21 Variation de la contrainte dans la semelle et dans l'embase (a) et en coupe verticale (b)

En étudiant les contraintes dans la semelle et l'embase, on remarque que la partie latérale de l'embase est soumise à des contraintes de traction, ces contraintes sont dans une plage d'iso-valeur comprise entre 1.1 MPa et 4.9 MPa (Figure 8-21). Cette contrainte montre bien que le béton est fissuré comme le montrent les constatations in-situ. En analysant maintenant la partie centrale de l'embase on remarque qu'elle est le siège d'une compression, cette compression est de l'ordre de -33 MPa. En effet la formation de l'ettringite essentiellement dans la partie qui a le plus chauffé provoque une déformation, cette déformation est empêchée au cœur de l'ouvrage, ce qui provoque une augmentation des contraintes de compression.

8) Calcul en tenant compte du retrait de séchage

Un recalcul de l'ouvrage a été effectué en tenant compte du retrait de séchage, pour cela on a utilisé les données expérimentales de (Granger 1995) pour caler la loi de couplage présentée dans la partie précédente. Ainsi, pour un béton ordinaire on a $k_{rd}=2 \cdot 10^{-3}$ et on a adopté comme seuil initial au dessous duquel on tient compte du retrait de dessiccation $S_{r0}=0.95$. Dans la figure 8-22, on représente les déplacements en trois points de la structure en tenant compte du retrait.

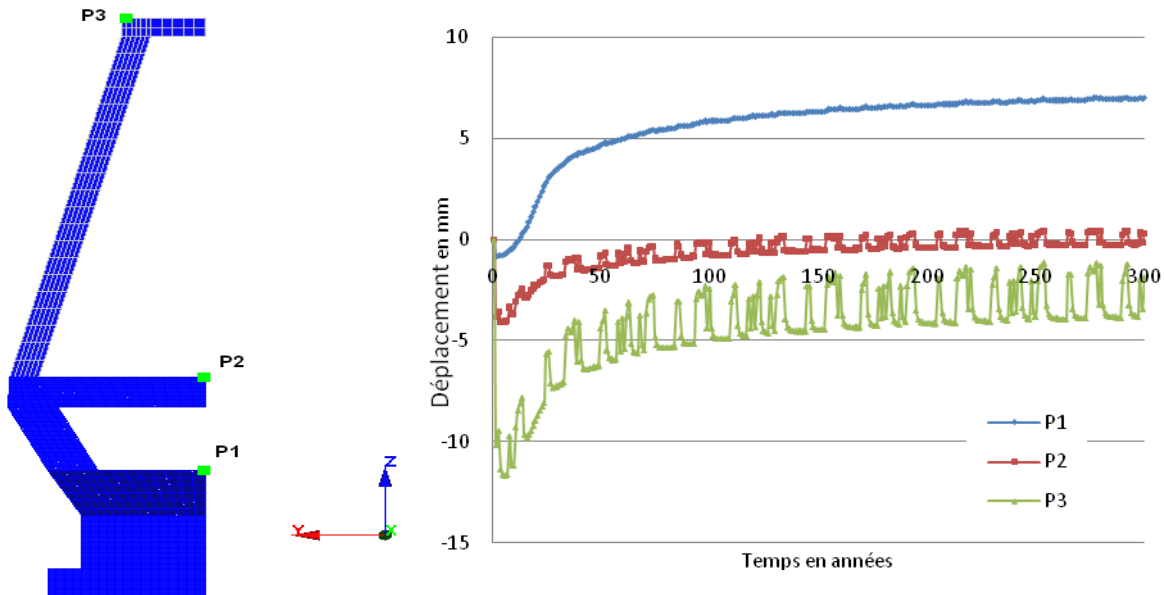


Figure 8-22 Déplacement en différents points en tenant compte de retrait

On remarque une fluctuation du déplacement essentiellement dans les points P2 et P3. En effet l'apport en eau est variable au cours du temps. Cette variation a engendré une variation du retrait l'amplitude cette variation est de l'ordre de 0,5 mm pour le point P2 et elle est de 2 mm pour P3. L'introduction du retrait provoque une diminution du soulèvement des différents points : réduction des déplacements des points P2 de l'ordre de 8 mm et P3 de l'ordre de 12mm.

9) Calcul en tenant compte du retrait de séchage et de l'anisotropie du gonflement

En tenant compte de l'anisotropie de gonflement, on fait un calcul avec une contrainte de traction de 3.6 MPa. Les iso-valeurs des déplacements sont représentées dans la figure 8-23.

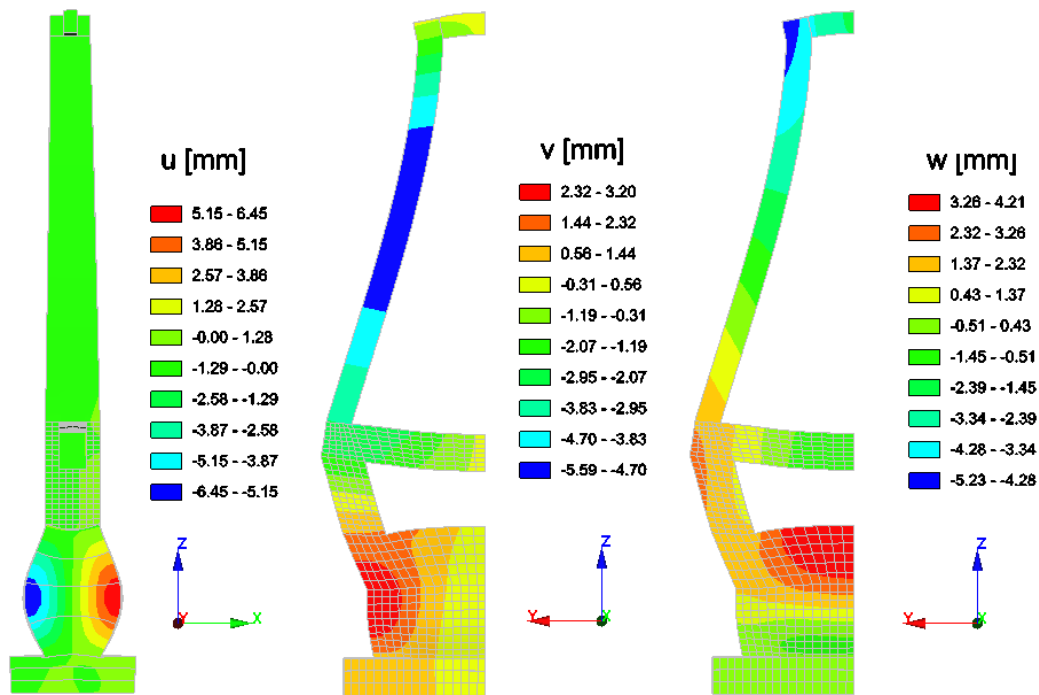


Figure 8-23 Iso-valeurs des déplacements en considérant l'anisotropie du gonflement

La prise en compte de l'anisotropie provoquée par l'état de contrainte induit une amplification du gonflement dans la direction x . En effet cette direction est la moins chargée donc on a un report du gonflement dans cette direction. Les déplacements y atteignent 5.2 mm des deux cotés de l'ouvrage. La dissymétrie des charges en tête de pylône n'a pas une grande influence sur l'anisotropie de gonflement, en effet on remarque un déplacement similaire des deux côtés de l'embase.

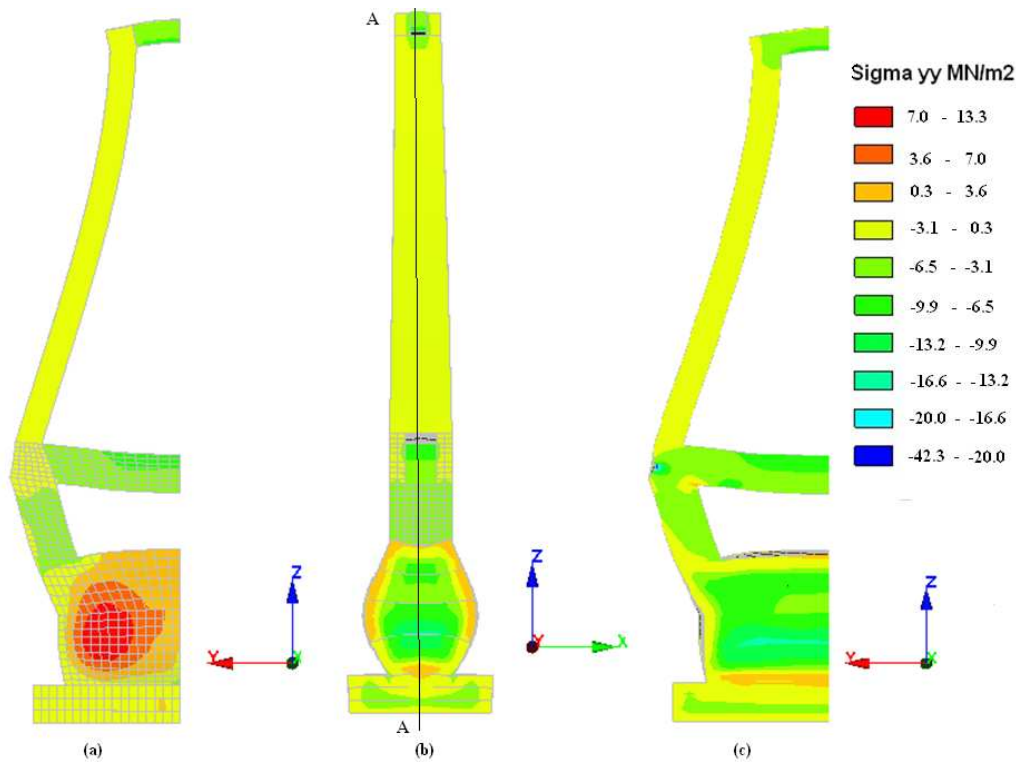


Figure 8-24 Iso-valeurs de contrainte dans la structure

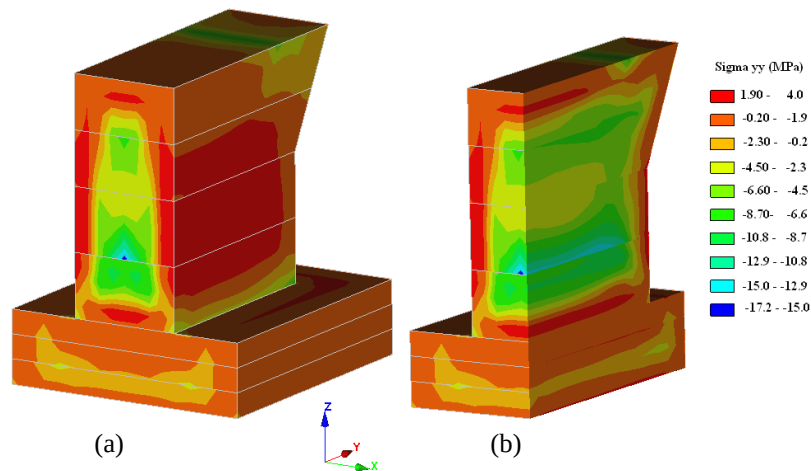


Figure 8-25 Iso-valeurs de contrainte dans l'embase et la semelle (a) et en coupe verticale (b)

Les contraintes de compression maximales concernent le point d'ancrage de la précontrainte dans l'entretoise et elles sont de l'ordre de -42 MPa. Dans le cœur de l'embase la contrainte selon l'axe y est passée de -33.4 MPa dans le cas isotrope (figure 8-21 (a) et (b)) à -17 MPa dans le cas anisotrope (figure 8-25 (a) et (b)) ceci est due à une réorientation de la contrainte selon l'axe x, vue que les déformations se produisent essentiellement selon cet axe. La contrainte de traction ne concerne plus la totalité de face latérale l'embase (figure 8-20) mais elle se concentre plus sur la face latérale centrale et la partie supérieure de l'embase (figure 8-25). Ceci est due à une orientation du gonflement vers la zones les moins chargées qui sont la tête de l'embase est sa face latérale.

10) Calcul élasto-plastique endommageable tenant compte du retrait et de l'anisotropie de gonflement

On reprend toujours le même modèle numérique, avec les mêmes paramètres de gonflement, comportement mécanique, en tenant compte de l'anisotropie de gonflement et de l'endommagement du module d'Young. Pour cela on considère un module d'Young initial de $E_0=19000$ MPa, une pente d'endommagement $\omega=4$ et une limite d'endommagement de 30%, ces valeurs sont prises forfaitairement à partir des expérimentations de (Brunetaud 2005), faute de données expérimentales précises spécifiques à l'ouvrage. Les iso-valeurs des déplacements sont représentées dans la figure 8-26.

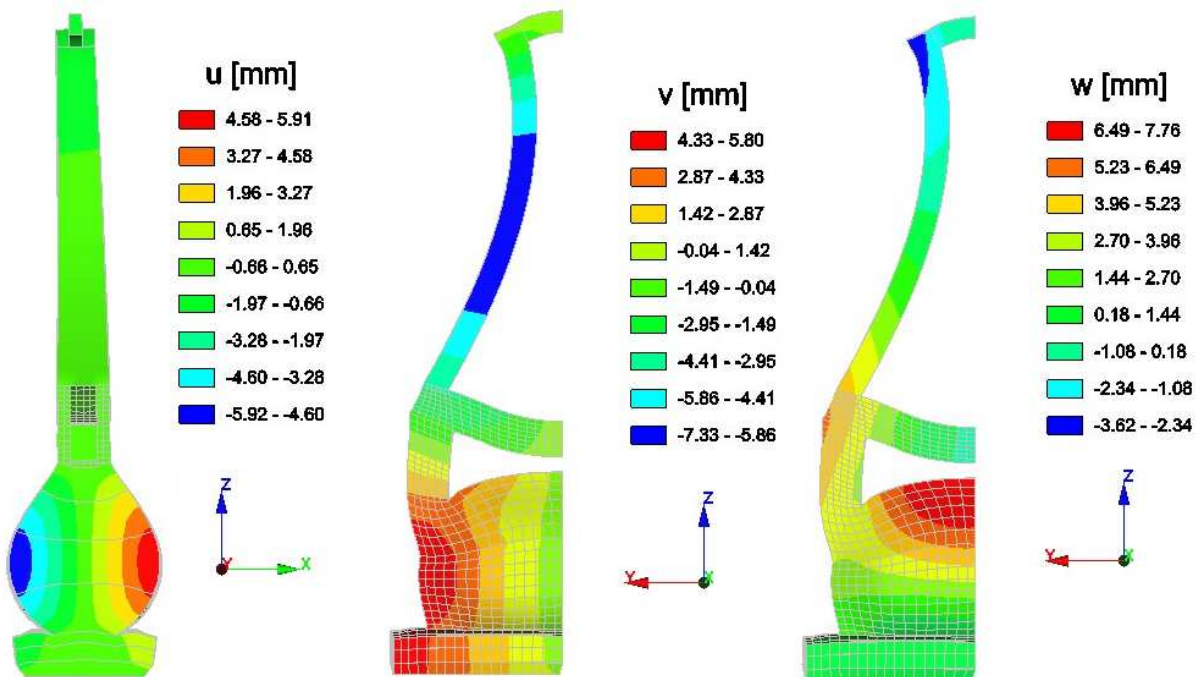


Figure 8-26 Isovaleurs de déplacement dans différentes directions

La réduction du module de Young n'a pas d'effet significatif sur le déplacement, en effet le déplacement selon x reste toujours de l'ordre de 6 mm, le déplacement selon z est de l'ordre de 7 mm. Le gonflement induit aussi un déplacement maximal selon l'axe Y de l'embase de l'ordre de 5.8 mm, cette poussée latérale a tendance d'amener avec lui la jambe de l'embase. Ce déplacement est empêché par l'entretoise inférieure, ainsi le gonflement de la RSI a tendance de mettre en traction l'entretoise ainsi le gonflement induit par la RSI induit des conséquences assez importantes sur le mécanisme de fonctionnement de l'ouvrage. Dans les figures 8-27 et 8-28 on représente les valeurs des contraintes dans l'ouvrage en tenant compte de la diminution du module d'Young induit par la déformation d'origine chimique.

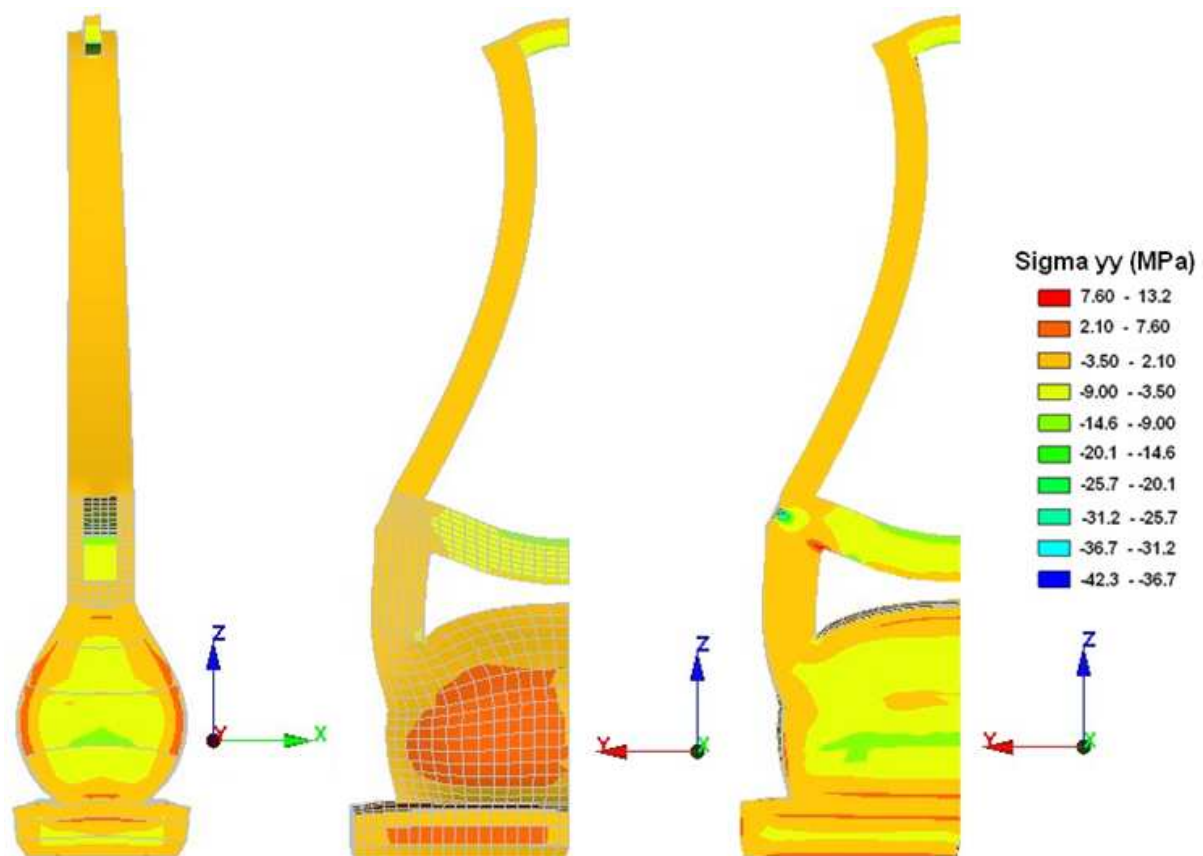


Figure 8-27 Iso-valeurs des contraintes dans la structure en tenant compte de l'anisotropie du gonflement et de l'endommagement

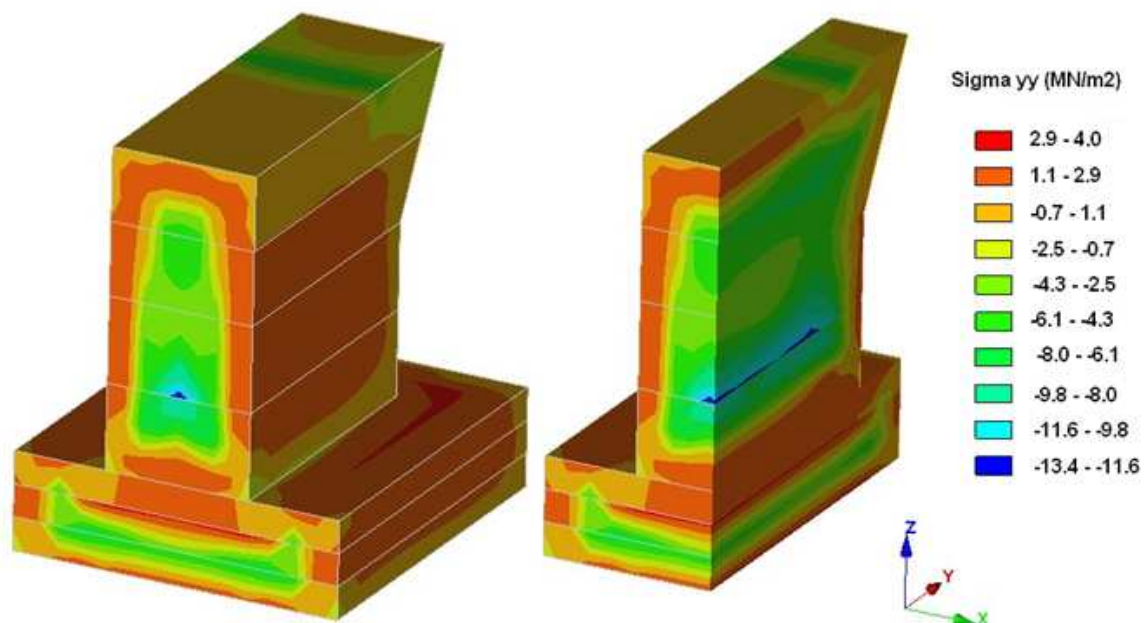


Figure 8-28 Isovaleurs des contraintes dans l'embase et la semelle

En comparant ces résultats aux résultats trouvés dans le cas anisotrope non endommageable, on remarque une baisse significative des contraintes dans toute la structure, cette baisse est liée à la réduction du module d'Young. Ainsi la contrainte de compression au cœur de l'embase passe de -17 MPa dans le cas sans endommagement (figure 8-21-b) à -13.4 MPa dans le cas endommageable (figure 8-28).

En faisant une analyse de l'évolution de la contrainte dans une section du béton, on choisit 4 points appartenant à la section médiane de la structure comme représenté dans la figure 8-29. Ces points sont situés à une hauteur de 4.45 m et espacés de 0.375 m.

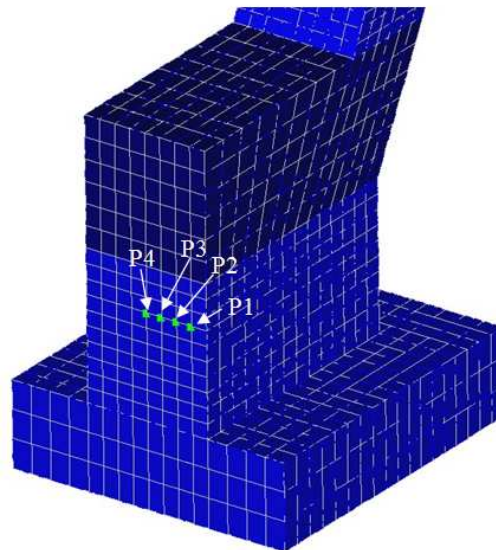


Figure 8-29 Emplacement des différents points choisis

L'évolution au cours du temps de la contrainte σ_{yy} du béton dans ces points est représentée dans la figure 8-30:

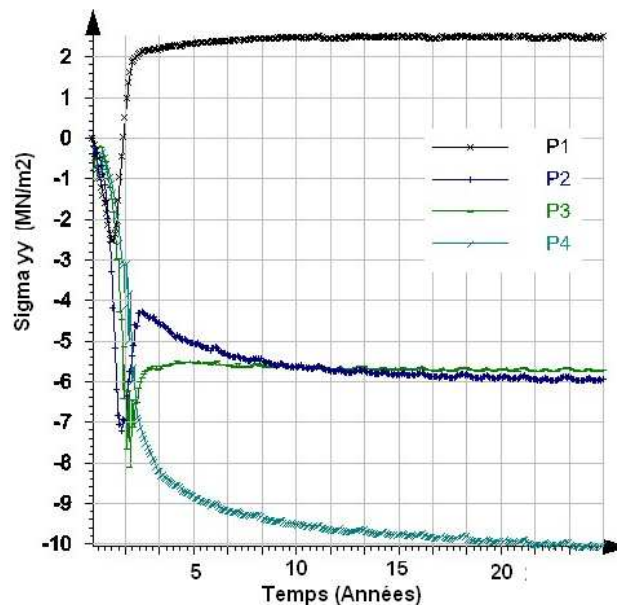


Figure 8-30 Evolution de la contrainte σ_{yy} au cours du temps en quatre points de la structure

La formation de l'ettringite à l'intérieur du milieu poreux provoque une contrainte de compression à l'intérieur du milieu, cette contrainte est de l'ordre de -10 MPa au point P4. On remarque que dans les zones latérales la contrainte évolue en compression du au chargement extérieur ensuite cette tendance s'inverse sous l'effet du gonflement induit par la RSI et on a une évolution vers la traction jusqu'à atteindre une contrainte de « plastification » du béton.

11) Analyse des contraintes dans l'entretoise inférieure

L'entretoise inférieure est composée d'une poutre en béton armé avec six câbles de précontrainte. Cette précontrainte engendre des contraintes de compression à proximité des câbles. Cette contrainte atteint -35 MPa. Dans la figure 8-30 on présente l'état de contrainte dans l'entretoise

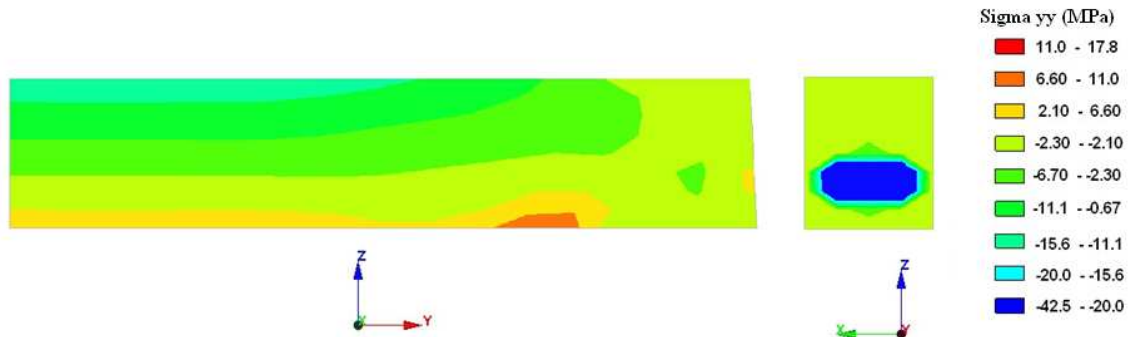


Figure 8-31 Isovaleurs de contraintes sigma yy dans l'entretoise inférieure

Le développement de la RSI dans la semelle et l'embase provoque un changement dans le mécanisme de l'ouvrage, en effet la poussée transversale engendrée par le gonflement provoque la mise en traction de la partie inférieure de l'entretoise. Cette contrainte est comprise entre 2.1 MPa et 4 MPa. Cette contrainte de traction engendre une fissuration dans la partie inférieure de l'entretoise. Cette constatation est bien remarquée réellement sur l'ouvrage. On note aussi que la partie supérieure a subi une décompression importante, en effet la contrainte est passée de -10.8 MPa (figure 8-17) à -5.6 MPa (figure 8-31).

12) Analyse des contraintes dans les barres d'acier

Afin d'analyser l'état de contrainte dans les armatures, on a choisi deux armatures longitudinales horizontale et une verticale représentées dans la figure 8-32, ces armatures sont situées dans l'embase qui est le siège des gonflements principaux.

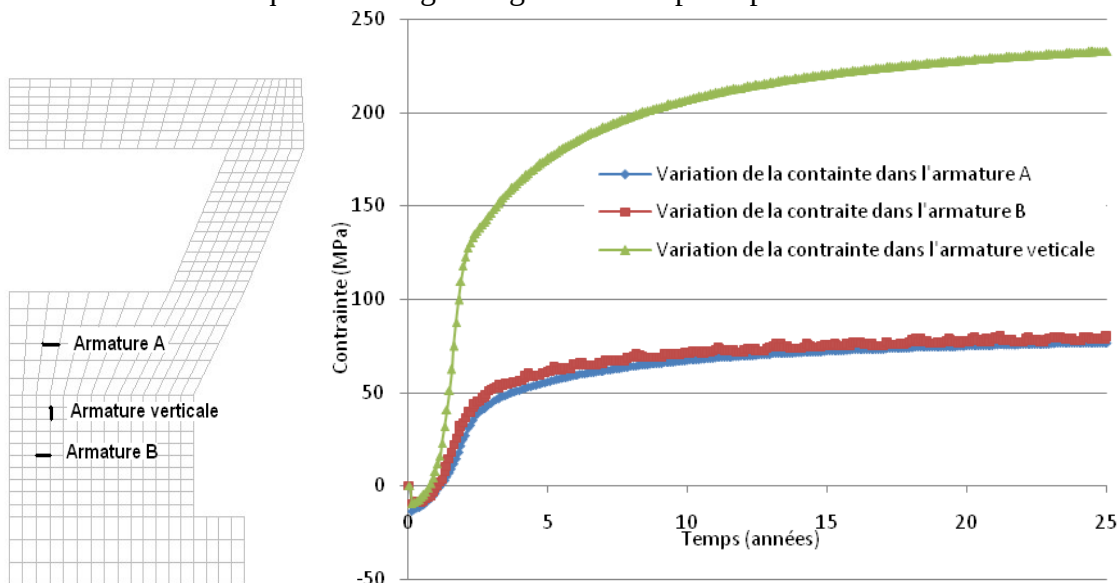


Figure 8-32 Evolution de la contrainte dans les armatures horizontales et verticales

Dans les trois cas on remarque une phase initiale de compression induite par la contrainte appliquée par le chargement extérieur, cette contrainte ne dépasse pas les 20MPa, ensuite

l'évolution du gonflement provoque une mise en tension des armatures. Cette mise en tension est plus importante dans les armatures verticales où la tension dépasse 230 MPa que dans les aciers horizontaux où elle ne dépasse pas 90 MPa. Vu que la limite d'élasticité de l'acier utilisé dans la construction de l'ouvrage est de 500 MPa, il n'y a pas de risque immédiat à l'état actuel, même après 25 ans, de rupture par plastification d'acier.

13) Comparaison avec les mesures du distancemètre in-situ

Les mesures in-situ nous donnent une plage de comparaisons entre fin 2001 et 2006. Ce qui équivaut à une durée entre 13 ans et 16 ans de vie de l'ouvrage. Durant cette période le distancemètre placé horizontalement en tête de l'embase a relevé un déplacement longitudinal net induit, seulement par le gonflement de la RSI, égal à 0.034 mm/m/an en moyenne. La figure 8-33 présente une superposition du relevé du distancemètre D7 et de l'évolution prédite par le calcul numérique.

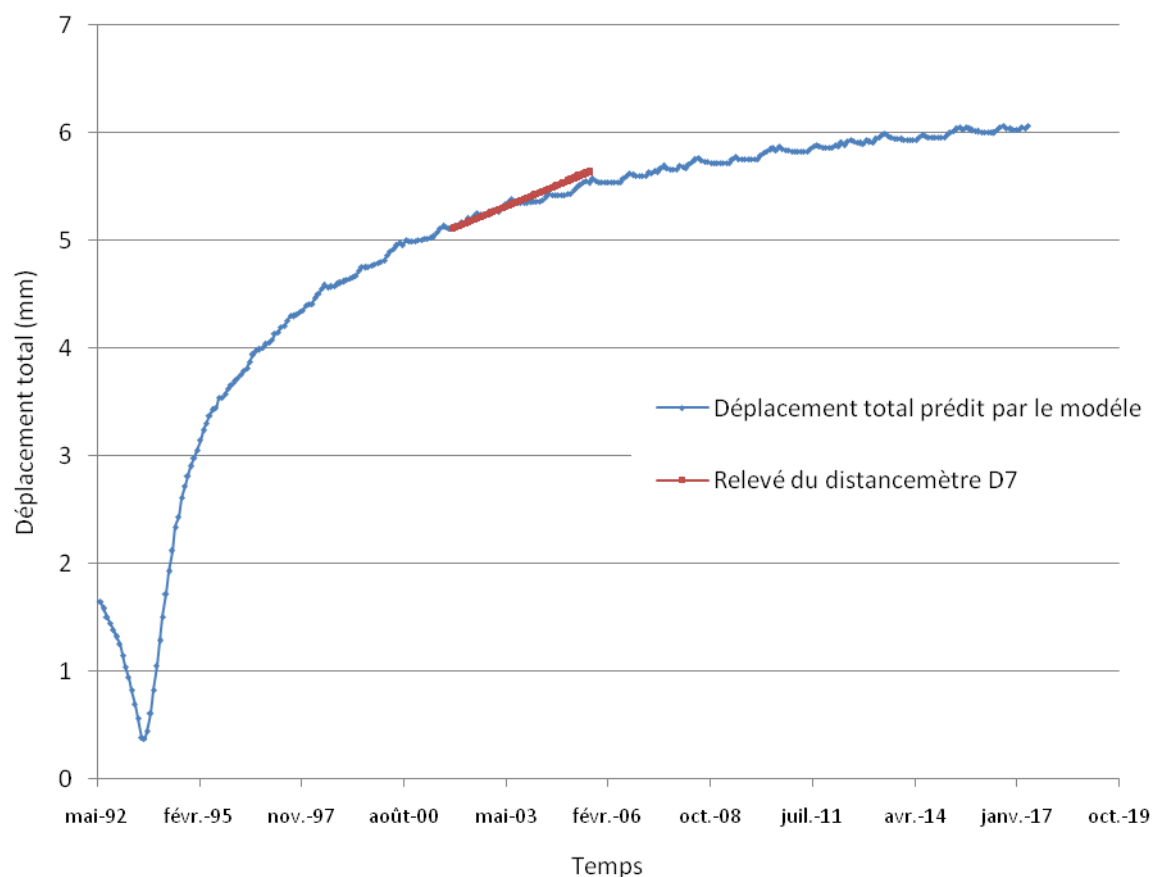


Figure 8-33 Comparaison entre les résultats prédits par le modèle et les valeurs relevées par le distance mètre D7

La valeur initiale du déplacement est inconnue, on fait l'hypothèse qu'elle est égale à celle prédite par le modèle, en faisant cette hypothèse on remarque que les valeurs trouvées par le distancemètre sont très proches des prédictions du modèle.

Par ailleurs, le distance mètre D4 situé en tête de l'embase n'a pas détecté de gonflement pendant la durée de sa mise en place. Ceci est cohérent avec les prévisions illustrée figure 8-24, où on voit bien qu'il n'y a pas de déplacement longitudinale en tête du pylône.

VI. Etude du comportement de l'ouvrage à long terme

L'un des objectifs de la modélisation d'un ouvrage atteint consiste à prévoir son comportement à long terme. Dans notre cas, vu que la phase actuelle coïncide avec 15 ans de vie de l'ouvrage, nous allons présenter les résultats de calcul de l'incrément 300^{ème} correspondant à 25 ans de vie de l'ouvrage. On présente les résultats du calcul mettant en œuvre le modèle élastoplastique endommageable en tenant compte du retrait et de l'effet de contrainte sur l'anisotropie. En effet ce modèle tient compte de la majorité des paramètres qu'on a pris en compte, et il s'est avéré fournir des résultats assez proches de la réalité *in-situ*. Les isovaleurs de déplacement à 25 ans de vie de l'ouvrage sont données dans la figure 8-34.

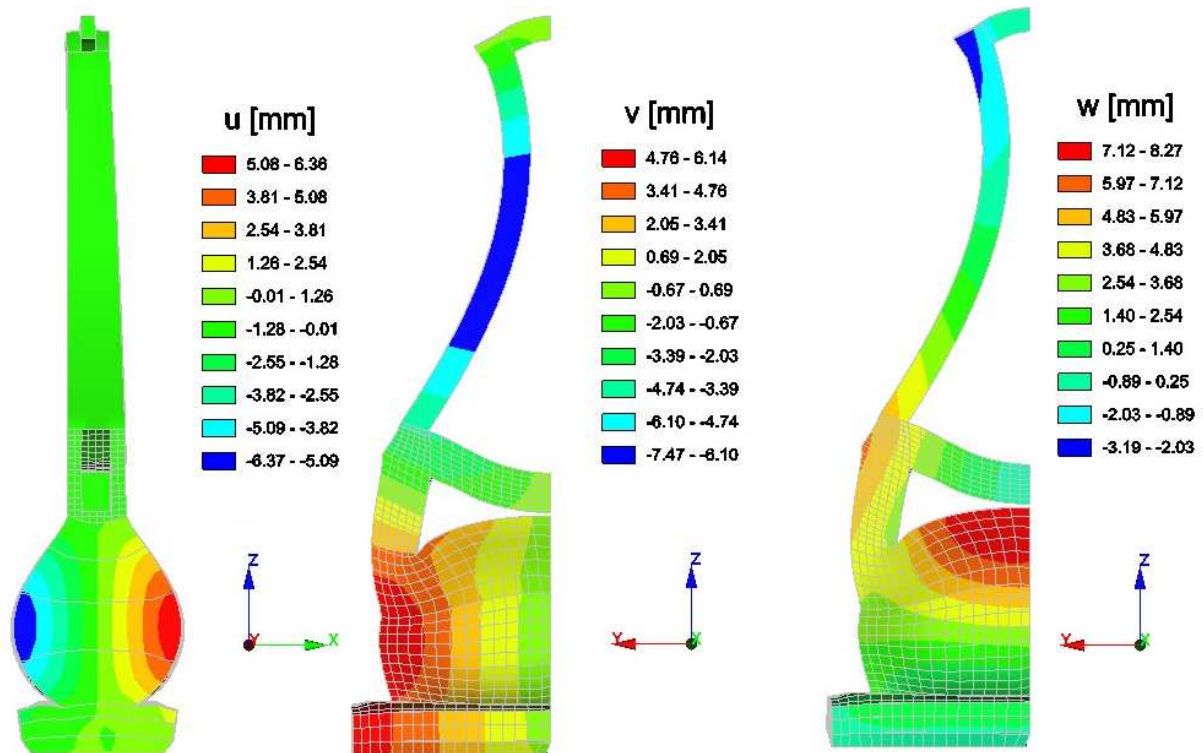


Figure 8-34 Isovaleurs de déplacement à 25 ans de vie de l'ouvrage

On remarque une augmentation du gonflement dans toutes les directions, en effet on a un accroissement de l'ordre de 0.6 mm selon x, 0.2 mm selon y et 0.5 mm selon z. Ces valeurs sont très petites par rapport à celles enregistrées dans les 15 premières années de vie de l'ouvrage, donc on peut dire que le gonflement est entré dans une phase asymptotique.

En ce qui concerne les contraintes, on remarque à partir de la figure 8-30 que la contrainte tend à se stabiliser au cours du temps, ainsi on a une contrainte de compression de l'ordre de -10 MPa au cœur de l'embase. Les contraintes dans les armatures tendent elles aussi à se stabiliser, on a ainsi une contrainte de l'ordre de 240 MPa dans les aciers verticaux et de 90 MPa dans les aciers horizontaux.

14) Tableau récapitulatif des déplacements en différents points

On illustre dans le tableau 8-4 un récapitulatif des différents cas déjà présentés, pour cela on présente les valeurs des composantes suivantes :

- le déplacement vertical de la tête du pylône,
- le déplacement vertical la section médiane de l'entretoise inférieur,
- le déplacement latéral horizontal maximal de l'embase
- la contrainte maximale au cœur de l'embase

- la contrainte dans la fibre inférieure de l'entretoise

Ces valeurs sont prises à l'état initial c'est dire juste après le chargement, à l'état actuelle (après 15 ans de vie de l'ouvrage) et l'état future (25 ans de vie)

	Composantes	Valeurs	Composantes	Valeurs
Etat Initial	Déplacement de la tête du pylône	-7.7 mm	Contrainte dans la fibre inférieure de l'entretoise	-7.4 MPa
	Flèche de l'entretoise	-3.6 mm	Contrainte maximale σ_{yy} au cœur de l'embase	-1.3 MPa
	Déplacement horizontal de l'embase	0.005 mm		
Etat actuel sans anisotropie ni retrait ni endommagement	Déplacement de la tête du pylône	-4.9 mm	Contrainte dans la fibre inférieure de l'entretoise	-1.2 MPa
	Flèche de l'entretoise	-2.8 mm	Contrainte maximale σ_{yy} au cœur de l'embase	-33 MPa
	Déplacement horizontal de l'embase	3 mm		
Etat actuel anisotrope avec retrait ni endommagement	Déplacement de la tête du pylône	-3.86 mm	Contrainte dans la fibre inférieure de l'entretoise	-1.1 MPa
	Flèche de l'entretoise	-1.5 mm	Contrainte maximale σ_{yy} au cœur de l'embase	-17 MPa
	Déplacement horizontal de l'embase	4.8 mm		
Etat actuel anisotrope avec retrait et endommagement	Déplacement de la tête du pylône	-2.7 mm	Contrainte dans la fibre inférieure de l'entretoise	3.2 MPa
	Flèche de l'entretoise	0.56 mm	Contrainte maximal σ_{yy} au cœur de l'embase	-13 MPa
	Déplacement horizontal de l'embase	4.58 mm		
Etat futur anisotropie avec retrait et endommagement	Déplacement de la tête du pylône	-2.2 mm	Contrainte dans la fibre inférieure de l'entretoise	3.8 MPa
	Flèche de l'entretoise	0.56 mm	Contrainte maximale σ_{yy} au cœur de l'embase	-13.5 MPa
	Déplacement horizontal de l'embase	6.2 mm		

Tableau 8-4 Tableau récapitulatif des résultats trouvés en quelques points de la structures

VII. Conclusion

L'analyse de ce pont à haubans a pu mettre en évidence l'effet de la RSI sur le fonctionnement global de la structure. Cet exemple est une étude d'une structure réelle atteinte de RSI. La présentation des résultats a été faite avec une démarche par étape, ce qui permet de montrer les capacités du module RGIB. On a pu mettre en évidence la nécessité de prendre en compte l'ensemble des couplages en quantifiant l'importance de chacun d'entre eux. Malgré les hypothèses parfois fortes prises dans le calcul, les résultats trouvés sont assez proches de la réalité. Ceci confère au module une valeur non négligeable dans la capacité de prédiction.

Conclusion générale

L'essentiel de ce travail de thèse a été de concevoir un outil de calcul de structures, pour le recalcul de structures atteintes de RSI. Le modèle développé s'est inscrit dans la continuité des travaux faits par le LCPC dans le domaine de la modélisation des réactions de gonflement interne du béton. Le modèle est conçu à l'échelle macroscopique, le choix de cette échelle est dicté par: la complexité du phénomène RSI à l'échelle microscopique qui fait encore l'objet de désaccord dans la communauté des chercheurs, la représentation à l'échelle macroscopique permettant de tenir compte de la composition du béton d'une façon implicite et raisonnablement accessible expérimentalement dans le cadre d'expertises ce qui réduit significativement le nombre de paramètres de calcul. Ce choix est également issu de l'expérience que les équipes du LCPC ont acquise à la fois dans le domaine des modélisations et aussi dans le domaine des méthodes d'essai sur éprouvettes.

Dans le contexte de cette modélisation, notre apport dans cette thèse peut être résumé par les points suivants.

- L'avancement de la réaction est un outil important pour décrire l'évolution de la réaction. Vu son importance il est nécessaire d'avoir la précision la plus fine possible. Dans notre modèle, on décrit mathématiquement la cinétique par une loi sigmoïdale à quatre paramètres : deux paramètres « classiques » sont le temps de latence et le temps caractéristique et deux nouveaux paramètres ont un rôle de correction. Ces deux paramètres permettent à la loi d'avancement d'avoir une direction oblique en fin de gonflement et permettent ainsi une meilleure estimation de la prédiction du gonflement à long terme. Dans un milieu élastique, le mécanisme de mise en gonflement du matériau impose une relation linéaire entre l'avancement chimique et le potentiel de gonflement, par cette relation linéaire on a une déformation chimique imposée isotrope. On a donc programmé cette loi, et mis en œuvre la calibration des paramètres sur plusieurs cas d'application décrits dans ce mémoire.
- Vu que le gonflement induit dépend beaucoup de l'histoire thermique au jeune âge, on a introduit une loi de couplage entre le potentiel de gonflement et l'histoire thermique de l'ouvrage au jeune âge. Pour décrire ce couplage, on a proposé une modulation du potentiel de gonflement par une loi de type Arrhenius avec effet de seuil. Ce choix est motivé par le fait que la déstabilisation de l'ettringite primaire augmente avec la température, nous avons supposé qu'elle était correctement décrite par une loi d'Arrhenius. la reformation de cette ettringite primaire en ettringite secondaire provoque le gonflement observé dans la structure. Une étude expérimentale a été effectuée afin de calibrer la loi présentée. Les résultats du calibrage sont satisfaisants, le modèle mériterait cependant d'être validé sur des données plus nombreuses.
- Vu que la RSI dépend d'une façon considérable de l'état hydrique auquel le matériau est exposé, on a tenu compte de ce couplage en adoptant des lois avec effet de seuil

qui traduisent l'accélération de la réaction par l'augmentation du taux de saturation. Ces lois issues des travaux de (Poyet 2003) sur l'alcali réaction seront calibrées par les résultats d'essais en cours de réalisation dans le cadre de la thèse de (Martin 2009).

- Pour tenir compte de l'effet des contraintes sur le gonflement on a programmé une pondération de la déformation chimique par des coefficients qui tiennent compte de l'état de contrainte auquel la structure est soumise. Pour cela on distingue deux étapes : d'abord on effectue une pondération du gonflement volumique par une fonction qui tient compte de la contrainte moyenne, puis on pondère le gonflement chimique sous contrainte par un tenseur d'orientation de gonflement. La prise en compte de ce couplage, issue des observations de (Multon et Toutlemonde 2006) dans le cas de l'alcali-réaction, et cohérente avec les observations d'orientation des fissures sur les ouvrages atteints, demandera une confirmation quantitative actuellement engagée dans le cadre de la thèse de (Martin 2009)
- L'anisotropie intrinsèque, constatée –et quantitativement importante- dans le cas de la RAS, est encore mal documentée dans le cas de la RSI. Si elle est potentiellement faible lorsque la cristallisation de l'ettringite se fait d'abord dans la pâte de ciment, elle peut devenir significative lorsque, au delà d'une déformation de l'ordre de 1‰ environ, des fissurations préférentielles autour des granulats sont observées. Les compléments programmés dans RGIB permettent d'en tenir compte.
- Le module développé tient compte du retrait de séchage induit par la variation du degré de saturation.
- Le module tient compte de la baisse du module d'Young en fonction de la déformation chimique imposée.

Afin de confirmer sa calibration, la modélisation développée s'appuie sur un large programme expérimental en cours de réalisation dans le cadre d'un partenariat entre EDF et LCPC. Les résultats de ce programme (Martin 2009) permettront de calibrer et de valider le modèle et d'apporter des précisions sur l'effet mécanique de la RSI sur la structure notamment en termes d'effet des apports hydriques et d'effet des contraintes sur l'anisotropie de gonflement. L'implémentation de cette modélisation dans le code de calcul CESAR-LCPC nous a permis de concevoir un outil de calcul original, dédié aux réactions de gonflement d'origine interne. Cet outil est flexible dans sa conception, l'utilisateur peut faire des choix progressifs de lois de couplage selon le problème auquel il est confronté. Les nouveaux développements du solveur (module RGIB) ainsi que leur chainage avec les fonctionnalités existantes, ont été abondamment testés et documentés, permettant d'enrichir la version « expert » du code.

On a utilisé ce module pour le recalcul de cas réels de structures atteintes de réaction de gonflement, on a adopté dans notre présentation des résultats une démarche progressive pour mettre en évidence l'apport de chaque couplage et présenter enfin la prédiction de l'évolution du gonflement. Les résultats trouvés en termes de déplacement sont du même ordre de grandeur que ceux observés sur site, ceci ouvre la voie à la prédiction du comportement de l'ouvrage à long terme.

Cette thèse apporte donc beaucoup d'éléments nouveaux et originaux dans le domaine de la modélisation des réactions de gonflement interne du béton, mais elle doit être complétée pour tenir compte de plusieurs autres facteurs qui peuvent influencer d'une manière significative sur le gonflement. A l'heure actuelle le modèle ainsi conçu manque de validation surtout en ce qui concerne le couplage avec la température, l'humidité et l'état de contraintes. Le modèle a besoin aussi de plus d'apprentissage en poursuivant la quantification de la sensibilité aux différents paramètres. Aussi, parmi les perspectives immédiates de ce travail, il y a lieu de prévoir la prise en compte du fluage, et d'étudier la superposition RSI et RAS, vu que ces

deux réactions peuvent coexister dans la structure. On pourrait aussi inclure dans la modélisation un éventuel changement des propriétés de diffusion hydrique causé par la formation des fissures induite par l'échauffement thermique au jeune âge. Il est primordial enfin de définir une méthodologie fiable pour modéliser les techniques de réparation des ouvrages, ce qui veut dire assigner à chaque méthode de réparation une modélisation robuste correspondante, que ce soit en termes de conditions aux limites ou en termes de chargement.

Au total, le module RGIB développé au cours de cette thèse a du faire de nombreuses hypothèses sur la quantification des effets mécaniques de la RSI en lien avec les variables externes influentes, faute d'informations suffisantes dans la littérature. Il a du également faire des choix et des compromis en se concentrant en priorité sur les effets considérés comme prépondérants. Nous espérons que l'utilisation de cet outil (avec la prudence nécessaire) pourra néanmoins aider les gestionnaires des ouvrages atteints de cette pathologie, leur expérience effective étant précieuse pour guider les choix d'amélioration de l'outil d'expertise et la méthodologie associée.

Bibliographie

- Acker P., Torrenti J.M., Ulm F.J. (2004) Comportement du béton au jeune âge, Hermes Science publications, Paris.
- AFNOR, NF EN 1992-2 (2007) Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – partie 2: ponts en béton- Calcul et dispositifs constructives – Annexe nationale à la NF EN 1992-2:2006-Ponts en béton-Calcul et dispositions constructives.
- AFNOR, NF EN 13-230 (1999) Applications ferroviaires - Voie - Traverses et supports en béton.
- AFNOR, NF P 18-451 (1981) Bétons - Essai d'affaissement,.
- AFNOR NF P 18-590 (1986) Essai accéléré de stabilité dimensionnelle sur mortier.
- BAEL91 (1999) BAEL 91 révisé 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Baghdadi N., Toutlemonde F., Seignol J.-F., (2007-a), Modélisation de l'effet des contraintes sur l'anisotropie de l'expansion dans les bétons atteints de réactions de gonflement interne, Conférence AUGC, Bordeaux.
- Baghdadi N., Seignol J.-F., Toutlemonde F.,(2007-b) Modélisation du couplage chimico mécanique pour calculer une structure en béton atteinte de réaction sulfatique interne, 18ème Congrès Français de Mécanique, Grenoble, Août, 2007,p. 295.
- Baghdadi N., Seignol J.F., Martin R.-P., Renaud J-C, Toutlemonde F,(2008-a) Effect of early age heat-treatment on the expansion due to delayed ettringite formation: experimental study and model Calibration, 2nd Euro-Mediterranean Symposium on Advances in Geomaterial and structures AGS2008, Hammamet, Tunisia,Mai, 2008,p. 661-666.
- Baghdadi N., Toutlemonde F., Seignol J.F. (2008-b). Chemo-mechanical model describing the expansion due to internal sulfate attack : numerical simulation, Concrete Modelling CONMOD'08, Delft, (The Netherlands), May 26-28, RILEM PRO 58, p.291-298
- Baghdadi N., Omikrine-Metalssi O., Seignol J.F, Toutlemonde F. (2008-c) Cahier de développement du module RGIB, LCPC.
- Barbarulo R. (2002). Comportement des Matériaux Cimentaires : actions des sulfates et de la température, Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan - Université de Laval.
- Barbarulo R., Peycelon H., Prené S., Marchand J. (2005). Delayed ettringite formation symptoms on mortar induced by high temperature due to cement heat of hydration or late thermal cycle, Cement and Concrete Research Vol. 35, No 1, 125-131.
- Baroghel-Bouny V. (1994). Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons – Méthodes, analyses, interprétations, Presses du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Baroghel-Bouny V., Mainguy M., Lassabatere T., Coussy O. (1999). Characterization and identification of equilibrium and transefert moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials , Cement and Concrete Research, 29, p. 1225-1238.
- Berntsson L., Chandra S.(1988). Deterioration of concrete in swimming pools in the south of Sweden, ACI Materials Journal (American Concrete Institute), v 85, n 6, Nov-Dec, 1988, 489-494
- Brunetaud X. (2005). Etude de l'influence des paramètres sur la cinétique et l'intensité de la réaction sulfatique interne au béton, Thèse de doctorat, Ecole de Mines de Douai.
- Capra B., Bournazel J.P. (1996).« Modelling of alkali aggregate reaction induced mechanical effects in concrete, Proceedings of the International Conference on Concrete : from material to structure, pp 260-267, Arles, France,.
- Capra, B., Sellier, A. (2002). Modelling of alkali-aggregate reaction: orthotropic behaviour and numerical simulations , Concrete science and engineering, Vol. 4 – No. 13, 56-70, March 2002.

- Carlson R.W. (1937), Drying shrinkage of large concrete members , Journal of American Concrete Institute, 33, p. 327-336.
- Cesar (2005) Manuel de formation : mode d'emploi de Cesar-LCPC, Laboratoire centrale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Ciarlet, Philippe-G, 2006, introduction à l'analyse numérique matricielle et à l'optimisation , Dunod.
- Clément J.-L. (2001-a.) Recalage des températures dans le puit P1. Rapport d'activité LCPC, n°34208699 - Verrieres - A.I.O.A. BCC1-LCPC.
- Clément J.-L. (2001-b.) Recalage des températures du béton dans les premières levées de la pile P1. Rapport d'activité LCPC, n°34208699 - Verrieres - A.I.O.A. BCC1-LCPC.
- Clément J.-L. (2001-c.) Recalage des températures du béton de la semelle de la pile P1. Rapport d'activité n°34208699 - Verrieres - A.I.O.A. BCC1-LCPC.
- Colleparadi, M. (1999). Damage by delayed ettringite formation, concrete international, vol.21,n°1, pp.69-74.
- Colleparadi M., Olagot J. (2004). The influence of microcracking and high sulfate clinker cements on expansion following cures at 20 and 90°C. Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation, Proceedings of the International RILEM TC 186-ISA Workshop. PRO 35.
- Correns C.W. (1949), Growth and dissolution of crystals under linear pressure, Disc. Faraday Soc. 5 267-271.
- Coussy O., Ulm F.J. (1996). Creep and plasticity due to chemo-mechanical couplings, Archive of Applied Mechanics 66, pp. 523-535.
- Diamond S.(1996). Delayed ettringite formation - processs and problems. Cem. Concr. Composites, 18 p. 205-215.
- Day R. L.(1992). The Effect of Secondary Ettringite Formation on the Durability of Concrete : A literature Analysis. Research and Development Bulletin RD108T, Portland Cement Association. Skokie, Illinois, U.S.A..
- Divet, L. (2001). Les réactions sulfatiques internes au béton: contribution à l'étude des mécanismes de la formation différée de l'ettringite. Thèse de doctorat, Conservatoire National des Arts et Métiers.
- Divet L., Guerrier F., Le Mestre G. (1998). Existe-t-il un risque d'attaque sulfatique endogène dans les pièces en béton de grande masse ? Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 213 : pp.59-72.
- Duszak, S. et Kurdowski, W. (2002) Effects of Cement Parameters on Expansion Associated with DEF, Proceedings of the International RILEM TC 186-ISA Workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation, Villars, Switzerland, September 2002, p.229 - 234.
- Fascicule 65 (1986) Exécution des ouvrages en béton armé ou précontraint : Fascicule 65 du CCTG, SETRA, La Documentation Française, Février 1986.
- Fairbairn M.R.E. (2004) Smeared cracking FEM simulation of Alkali-silica expansion using a new macroscopic coupled model , Proceeding of the 12th International conference on Alkali-aggregate reaction in concrete ICAAR2004, p.104-114.
- Famy C. (1999). Expansion of heat-cured mortars. Thèse de doctorat, Imperial College, London, UK.
- Famy C., Scrivener K.-L., Atkinson A., A.-R. Brough (2001). Influence of the storage conditions on the dimensional changes of heat-cured mortars. Cement and Concrete Research, Vol. 31 : 795-803.
- Famy C., Scrivener K.L., and Brough A.R., (2002) Role of Microstructural Characterization in Understanding the Mechanism of Expansion Due to Delayed Ettringite Formation, proceedings of the International RILEM TC 186-ISA Workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation, Villars, Switzerland, September 2002, p. 167-172
- Flatt J. R., Scherer G.W. (2007) thermodynamics of crystallization stresses in DEF, Cem. Concr.Res., 32 : 1729-1736, 2002.

- Fu Y., Beaudoin J.J. (1996). Mechanisms of Delayed Ettringite Formation in Portland Cement Systems ACI Materials Journal, Vol. 93, No. 4, July-August 1996.
- Fu Y., Ding J., et Beaudoin J.J. (1997). Expansion of Portland cement mortar due to internal sulfate attack. Cem. Concr. Res., Vol. 27, No 9 , p.1299-1306.
- Fu Y.. Delayed Ettringite Formation in Portland Cement Products. Thèse de doctorat, CNRC, Ottawa, Canada, 1996.
- Garboczi E.J. (1997) «Stress, displacements, and expansive cracking around a single spherical aggregate under different expansive conditions». Cement and concrete research, Vol 27, No 4, pp 495-500.
- Godart B., Kittel G., Fasseu P., (1999). Manuel d'identification des réactions de dégradation interne du béton dans les ouvrages d'art, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Gomes J. P. (2004). Analysis of concrete dams under swelling processes , proceedings of the 12th international conference on alkali-aggregate reaction in concrete, 15-19 october 2004, Beijing, Chine, p.1148-1157.
- Graf-Noriega L.A.(2007). Effect of Relative Humidity on Expansion and Microstructure of Heat cured Mortars, Portland Cement Association, RD139,Skokie, Illinois,
- Granger L. (1995), Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : analyse et modélisation , Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Grattan-Bellew P.E., Beaudoin J.-J. (1998). Effect of aggregate particle size and composition on expansion of mortar bars due to delayed ettringite formation, Cement and concrete research Vol. 28, No 8: 1147-1156.
- Grimal E. (2007). Caractérisation des effets du gonflement provoqué par la réaction alcali-silice sur le comportement mécanique d'une structure en béton thèse de doctorat Université Paul Sabatier - Toulouse III.
- Grimal et al. (2008) article ACI
- Hansen W. (1987), Drying shrinkage mechanisms in Portland cement pastes , Journal of the American Ceramic Society, Vol 70, N°5, 323.
- Heinz D. (1986). Deleterious Formation of Ettringite-like Phases in Heat-treated Mortars and Concretes, Thesis (Doctor of Engineering), Technical University of Rhein-Westfalen, 255 pages.
- Heinz D., Ludwig U. (1987). Mechanism of secondary ettringite formation in mortars and concretes subjected to heat treatment, Concrete durability, American Concrete Institute, K. & B. Mather, vol ACI SP-100, Detroit, USA : 2059-2071.
- Heinz D., Ludwig U., Rüdiger I. (1989). Delayed ettringite formation in heat treated mortars and concretes, Concrete Precasting Plant and Technology, Vol. 11, 56-61.
- Heinz D., Kalde M., Ludwig U., Ruediger I. (1999) Present State of Investigation on Damaging Late Ettringite Formation (DLEF) in Mortars and Concretes, Erlin, B., (Ed.), Ettringite – The Sometimes Host of Destruction, SP-177, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, p. 1-13.
- Hime W.-G (1996). Delayed ettringite formation-a concern for precast concrete? PCI Journal, vol. 41,n°4, ,PP26-30.
- Hime W. G. et S. Marusin (1999). Delayed Ettringite Formation : Many Questions and Some Answers. In : Ettringite The sometimes host of destruction, Farmington Hills, Mich. Bernard Erlin.SP-177, p. 199-206.
- Hobbs D,-W (2001) Cracking of concrete attributed to delayed ettringite formation, Proceeding of the eleventh annual BCA/concrete society conference on hie education and the concrete industry, UMIST, Manchester, paper 6 ,pp. 51-60
- Humbert P., Dubouchet A., Fezans G., Remaud D., (2005). CESAR-LCPC, un progiciel de calcul dédié au génie civil, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, pp. 7-37, n°256-257.

- Inderwick A.F.(1972). Leistungsfähigkeit einiger Betonschwellen in Nordamerika Performance of some concrete railway cross ties in North America, *Betonwerk und Fertigteil-Technik/Concrete Precasting Plant and Technology*, v 63, N°1, p118-122, Janvier 1997.
- Johansen V., Thaulow N., Skalny J. (1993). Simultaneous presence of alkali-silica gel and ettringite in concrete, *Adv. Cem. Res.*, Vol. 5, No 17, p. 23-29.
- Kelham S. (1999). The influence of cement composition on the volume stability of mortars, volume SP 177,chapter Ettringite – The sometimes host of destruction, pages 27-45. American Concrete Institute International, Farmington Hills, MI, USA, B. Erlin edition.
- Kelham S. (1996). The Effect of cement composition and fineness on expansion associated with delayed ettringite formation, *Cem. Concr. Comp.*, Vol. 18, p. 171-177.
- Larive C. (1998). Apports combinés de l'expérimentation et la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques, Monograph LPC, OA28, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.
- Lawrence C. D. (1993). Laboratory studies of concrete expansion arising from delayed ettringite formation. Technical report C/16, BCA.
- Lawrence C.D. (1995-a). Delayed Ettringite Formation: An issue?, *Materials Science of Concrete IV*, American Ceramic Society, J. Skalny & S. Mindess, Werverville, OH, USA : 113-154.
- Lawrence C.D. (1995-b). Mortar expansion due to delayed ettringite formation, effect of curing period and temperature. *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, n° 4, pp. 903-914.
- Lawrence C.D. (1999). Long-term expansion of mortars and concretes, volume SP 177, chapter Ettringite – The sometimes host of destruction, pages 105-123. American Concrete Institute International, Farmington Hills, MI, USA, B. Erlin edition.
- LCPC (2003) Aide à la gestion des ouvrages atteints de réactions de gonflement interne, Guide technique des Laboratoires des Ponts et Chaussées sous direction de Fasseu P. Mahut B, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- LCPC (2007). Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne, Guide technique des Laboratoires des Ponts et Chaussées, sous direction de Kretz T., Godart B., Divet L., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Lewis M. (1996) Heat curing and delayed ettringite formation in concretes, Thèse de doctorat, Imperial College of Science, Technology and Medicine, University of London.
- Lewis M.C., Scrivener K.L., Kelham S. (1995). Heat Curing and Delayed Ettringite Formation, *Materials Research Society Symposium Proceedings*, Boston, Massachusetts, Vol. 370, p. 67 - 76.
- Li K., Coussy O., Larive C.(2004) 'Modélisation chimico-mécanique du comportement des bétons affectés par la réaction d'alcali-silice. Expertise numérique des ouvrages d'art dégradés, OA43 (2004) LCPC Paris.
- Louarn N., Larive C. (1993). Alkali-réaction et réaction sulfatique: synthèse des études microscopiques d'expertises de ponts dégradés. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Vol. 184,p. 57- 69.
- LPC, n°47 (1997). Détermination de l'indice de fissuration d'un parement de béton, méthode d'essai des LPC, n°47, 1997.
- LPC n°59 (2003) Pavoine A., Divet L. Réactivité d'une formule de béton vis-à-vis d'une réaction sulfatique interne, *Technique et méthodes LPC*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris
- LPC n°66 (2008) Pavoine A. et Divet L. Essai d'expansion résiduelle sur carotte de béton extraite de l'ouvrage, méthode d'essai LPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.
- LRPC d'Aix-En-Provence (1997) Inspection détaillée de l'ouvrage, Nom de l'ouvrage: Viaduc de Fozieres, Direction Departementale de l'équipement des l'Herault.

- Martin R.-P., Seigert D., Toutlemonde F., (2006), Etude expérimentale des effets mécaniques de la réaction sulfatique interne – Rapport d’avancement phase 1, contrat LCPC-EdF n°C455C60530, 32 pages.
- Martin R.P., Seigert D., Toutlemonde F.,(2008), Experimental analysis of concrete structure affected by DEF: influence of moisture and restraint, GeoProc2008, 2-6 june 2008 ,Lille ,France ,pp.333-340.
- Martin R.P. (2009). Analyse sur structures modèles des effets mécaniques de la réaction sulfatique interne, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, en préparation.
- Marusin S.L. (1993-a), SEM Studies of Concrete Failures Caused by Delayed Ettringite Formation, Proceedings of the 4th Euroseminar on Microscopy Applied to Building Materials, BORÅS, Sweden, (SP Report 1993:15), 13 pages.
- Marusin S.L. (1993-b). SEM Studies of DEF in Hardened Concrete, Proceedings of the 15th International Conference in Cement Microscopy, Dallas, Texas, 1993b, p. 289-299.
- Marusin S.L. (1994-a), A Simple Treatment to Distinguish Alkali - Silica Gel From Delayed Ettringite Formations in Concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 46, No. 168, p. 163-166.
- Marusin S.L. (1994-b), “Concrete Failure Caused by Delayed Ettringite Formation, Case Study,” 3rd CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Nice, France, (ACI-SP 145), p. 79-94.
- Michaud V., Suderman, R. (1999). Solubility of Sulfates in High SO₃ Clinkers, Ettringite: the Sometimes Host of Destruction, ACI International, SP 177-2, p. 15-26.
- Metha P.K. (1973). Mechanism of Expansion Associated with Ettringite Formation, Cement and Concrete Research, vol. 3, p. 1-6.
- Midgeley H.G., Pettifer K. (1971). Microstructure of hydrated supersulfated cement, Cement and Concrete Research, vol. 1, p. 101-104.
- Mielenz R. (1995). «Investigation of prestressed concrete railway tie distress» Concrete International, v 17, n 12, Dec, 1995, p.62-68.
- Multon S. (2004), Evaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcaliréaction sur des structures modèles, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ERLPC, OA 46.
- Multon S., Toutlemonde F. (2006), Effect of applied stress on alkali-silica reaction-induced expansions. Cem. Concr. Res., 36, p.912-920
- Multon S.,Barin F.X., Godart B., Toutlemonde F. (2008) Estimation of the residual expansion of concrete affected by Alkali-Silica Reaction, Journal of Material in civil engineering, Vol 20,N°1, p.54-62
- Odler I. (1998). Hydratation, Setting, and Hardening of Portland Cement, in Lea’s Chemistry of Cement and Concrete, Fourth Edition, pp. 288-289.
- Odler I., Chen Y. (1995). “Effect of Cement Composition on the Expansion of Heat-cured Cement Pastes,” Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 4, 1995, p. 853-862.
- Odler I., Chen. Y. (1996) On the delayed expansion of heat-cured Portland cement pasts and concretes. Cement and Composites, 18 : 181-185.
- Ouyang C., Nanni A., Chang W.-F. (1988). Internal and external sources of sulfate ions in Portland cement mortar : two types of chemical attack. Cement and Concrete Research, Vol. 18, 699-709.
- Pavoine A. (2003). Evaluation du potentiel de réactivité des bétons vis-à-vis de la formation différée de l’ettringite. Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie - Paris VI.
- Petrov N., Tagnit-Hamou A. (2004). Is microcracking really a precursor to delayed ettringite formation and consequent expansion? ACI Materials Journal, Vol. 101, No 6 , 442-447.
- Petrov N. (2003) Combined Effect of Different Factors on Concrete Expansion due to DEF, Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada.

- Piau J.-M. (1991) CESAR-LCPC version Standard – Manuel théorique : Les modules de diffusion non linéaire DTNL, NAPP, TEXO et NSAT, 5e édition, juin 2003.
- Poole A. B., Introduction to alkali-aggregate reaction in concrete, in « The alkali-silica reaction in Concrete », edited by R. N. Swamy, Blackie, London, England, 1992.
- Pourchez J., Valdivieso F., Grosseau P., Guyonnet R. & Guilhot B. 2006 Kinetic modelling of the thermal decomposition of ettringite into metaettringite. Cement and Concrete Research., 36, 2054-2060
- 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 , thèse de doctorat de l'université de Marne la Vallée, Décembre 2003.
- Saouma V., Perotti L. (2006). Constitutive Model for Alkali Aggregate Reactions, American Concrete Institute, Materials Journal, vol.103, No.3, May-June 2006, p. 194-202.
- Scott, F.W. (1997) Ettringite: Cancer of Concrete, ed. Burgess Publishing Division, p.72
- Scrivener K., Damidot D., Famy C. (1999). Possible mechanisms of expansion of concrete exposed to elevated temperatures during curing (Also known as DEF) and implications for avoidance of field problems, Cem. Concr. Aggr, CCAGDP 21, No 1, 93-101.
- Scrivener K.L., Guidoum A., Mathier V. (2004). Role of cracks in delayed ettringite formation. Workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation, RILEM proceedings PRO 35 p. 259-262.
- Scherer G.W. (2004). Stress from crystallisation of salt, Cement and Concrete Research Vol. 34 : 1613-1624.
- Seignol J.F., Ngo T.T., Toutlemonde F. (2006) Modeling of the coupling between moisture and alkali-silica reaction in concrete, in computational modelling of concrete structure, proceeding of EURO-C 2006 conférence, Mayhofen (Austria), 27-30 Mars 2006, London p.639-646
- Seignol J.F., Dubouchet A. (2006) Cahier de développement du code de calcul ALKA, version recherche, LCPC.
- Sellier A., Modélisations probabilistes du comportement de matériaux et de structures en génie civil, Thèse de doctorat de l'Ecole Normale Supérieure de Cachan, Soutenue le 4 décembre 1995, 150p.
- Sellier A. (2006) HDR
- Sellier A., Capra B., Modélisation physico-chimique de la réaction alcali-granulats, apport au calcul des structures dégradées, Revue Française de Génie Civil, Vol. 1 n°3, 1997, pp. 445-481
- Sellier A., Capra B., Tognazzi C., Poyet S., (1999) Couplage dégradation–diffusion, chapitre 8 de la communication : La dégradation des bétons–couplage fissuration–dégradation chimique, sous la direction de J.-M. Torrenti, O. Didry, J.-P. Ollivier, F. Plas dans la série : communications en mécanique, éditions Hermès, Janvier 1999.
- Shayan, A. and Quick, G.W., (1991) “Relative Importance of Deleterious Reactions in Concrete: Formation of AAR Products and Secondary Ettringite,” Advances in Cement Research, Vol. 4, No. 16, p. 149-157.
- Shayan, A. and Quick, G.W. (1992-a) Microscopic Features of Cracked and Uncracked Concrete Railway Sleepers, ACI Materials Journal, Vol. 89, No. 4, p. 348 - 361.
- Shayan, A. and Quick, G.W., (1992-b) Sequence of Formation of Deleterious Alkali-Aggregate Reactivity Products and Secondary Ettringite in the Same Mortar and Concrete Specimens, Proceedings of the 14th International Conference on Cement Microscopy, Duncanville, TX , p.11- 21.
- Shayan, A. and Quick, G.W. (1994). “Alkali-Aggregate Reaction in Concrete Railway Sleepers From Finland,” Proceedings of the 16th International Conference on Cement Microscopy, Duncanville, TX, p.69 - 79.

- Shimada Y., Johansen V.C., Miller F.M., Mason T.O. (2005), Chemical Path of Ettringite Formation in Heat-cured Mortar and Its Relationship to Expansion: A Literature Review, RD136, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 46 pages.
- Soroushian P., Elzafraney M. (2004). Damage effects on concrete performance and microstructure, *Cem. Concr. Comp.*, Vol. 26 : 853-859.
- Stark J., Bollmann K., Seyfarth J. (1992). Investigation into delayed ettringite formation in concrete. *Proceedings of the 9th International Congress on the Chemistry of Cement*, New Delhi, Vol. V : 348-354.
- Steiger M. (2005). Crystal growth in porous materials—II: Influence of crystal size on the crystallization pressure, *J. Cryst. Growth* 282 455–469.
- Skalny J. P., Thaulow N. (2002). Sulfate attack in North America, *Proceedings of the 1st international conference on thaumasite in cementitious materials*, Garston, UK , p.63-70.
- Taylor H.F.W. (1994). Delayed Ettringite Formation,” in: Grutzeck, M.W., and Sarkar, S.L. (Eds.), *Advances in Cement and Concrete*, American Society of Civil Engineers, New York, New York, p. 122 - 131.
- Taylor H.-F.-W., Famy C., Scrivener K.-L. (2001). Review: Delayed Ettringite Formation, *Cem. Concr. Res.*, V. 31, No 5 p. 683-693.
- Tepponen et al. (1987). Damages in concrete railway sleepers in Finland , *Nordic Concrete Research* p 199-209.
- Torrenti J.M., Granger L., Diruy M., Genin P. (1997). Modélisation du retrait du béton en ambiance variable , *Revue Française de Génie Civil*, Vol 1, N°4, p. 687-698.
- ULM F.-J. (1996) ULM, Un modèle d'endommagement plastique : application aux bétons de structure, *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Collection ERLPC-OA19*, Paris, 1996.
- Ulm F. J., (1999). Couplages thermocémomécaniques dans les béton, *Laboratoire centrale des ponts et chaussées O.A31*
- Verbeck G.J., Helmuth R.A. (1968). « Structures and physical properties of cement paste », *5th International Symposium on Chemistry of Cement*, Cachan, 3, p. 1-36.
- Viaduc de Foziere (2006) NC202c Descente de Charge, A75 section Pegairolles -Lodeve Nord, Réparation du viaduc de Foziere, DDE de l'Herault et CETE, 2006
- Willam K.-J., Warnke E. P. (1975). Constitutive Models for the Triaxial Behaviour of Concrete, *Proc., Int. Assoc. Bridge Struct. Eng.*, 19, p.1-30.
- Yang R., Lawrence C.-D., Lynsae C.-J., Sharp J.-H. (1999). Delayed ettringite formation in heat-cured Portland cement mortar. *Cement and Concrete Research* Vol. 29 : 17-25.
- Zhang Z., Olek J., Diamond S. (2002). Studies on delayed ettringite formation in early-age, heat cured mortars: 1– Expansion measurements, changes in dynamic modulus of elasticity, and weight gains. *Cement and Concrete Research*, Vol32 , 1729-1736.

Annexes

Annexe 1. Analyse au MEB

Dans cette annexe, on présente les différentes figures prises par lors des examens au MEB. Les échantillons testés sont ceux 3 jour -80°C conservés à 20°C et 5 jours à 80°C conservés à 38°C près 12 mois de conservation dans l'eau et atteinte d'un niveau stabilisé de gonflement respectif de 2.08% et 2.02%. On distingue 2 types d'échantillons observés, d'une part des surfaces issues de cassure fraîche et d'autre part des surfaces polis.

I. Cas de l'éprouvette 3 jours à 80°C

1) Cassure fraîche

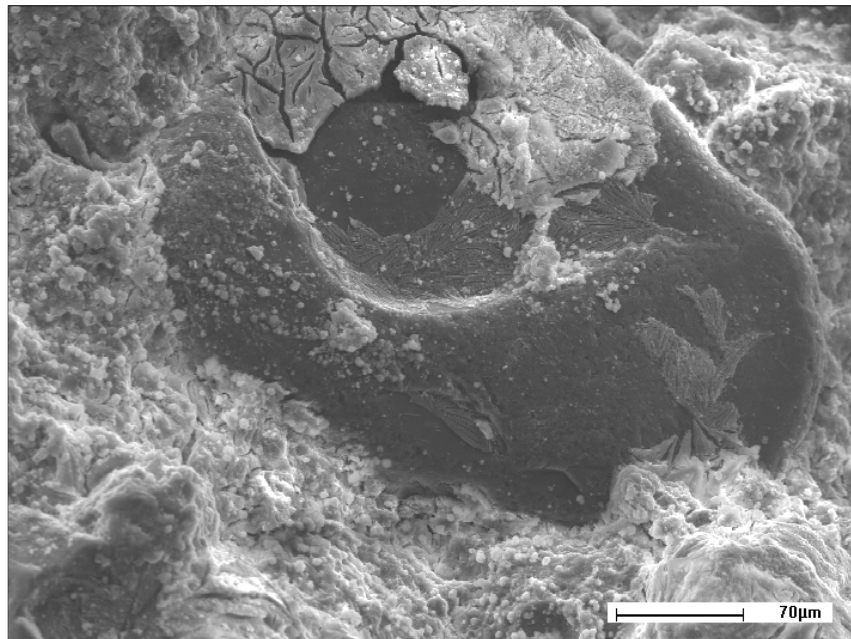


Figure A1.1 Grain de quartz dans la pâte de ciment entouré d'ettringite

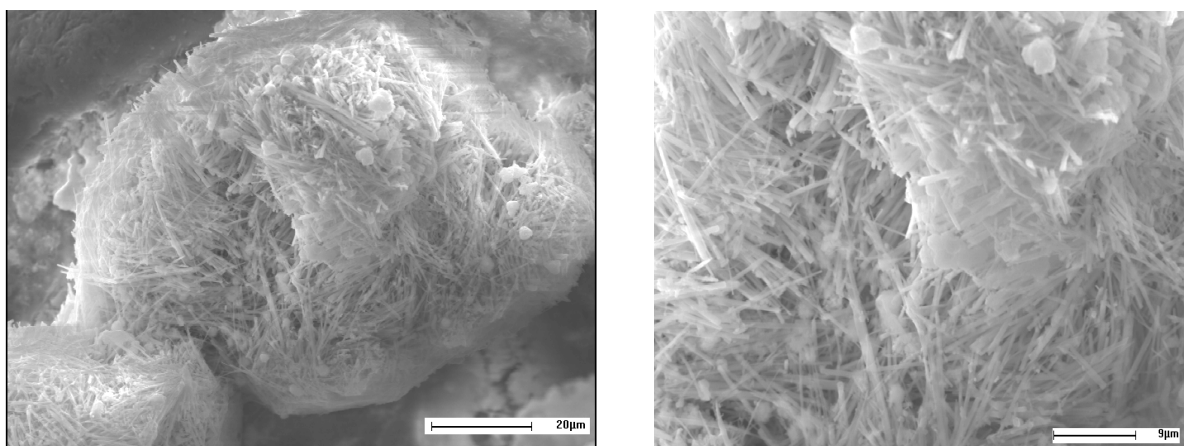


Figure A1.2 Pelote d'ettringite

2) Surface polie

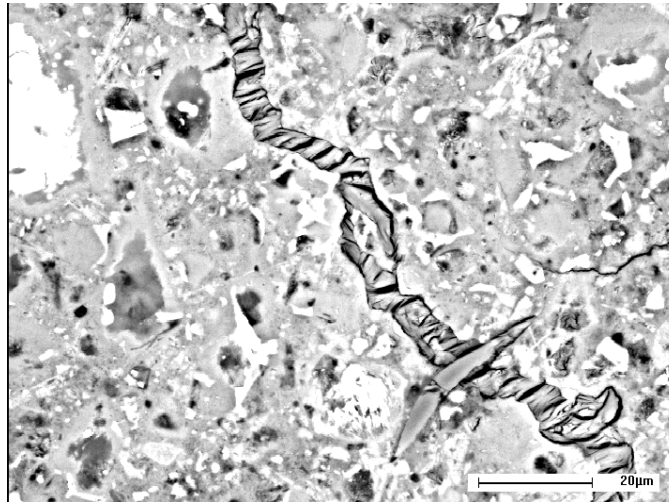


Figure A.1-3 Ettringite comprimée dans une fissure

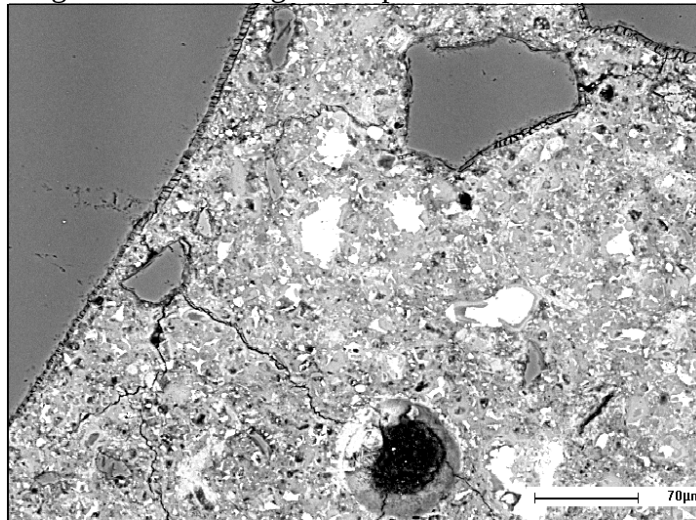


Figure A.1-4 Ettringite à l'interface pâte granulat, dans les pores et dans les fissures

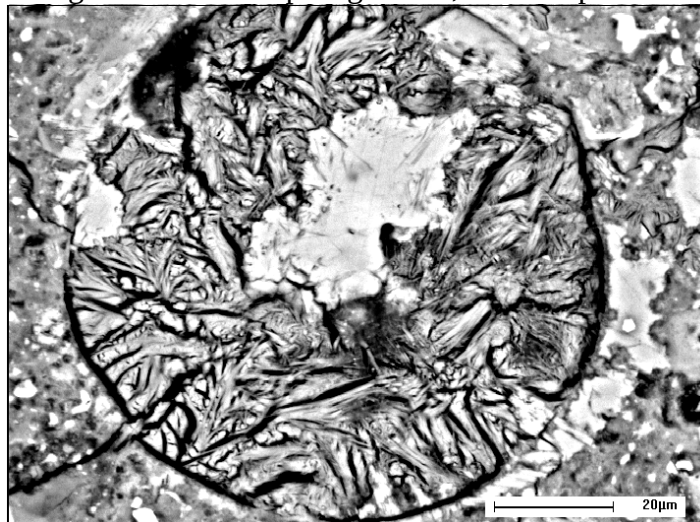


Figure A1-5 Ettringite dans une vacuole

II. Cas de l'éprouvette 5 jours à 80°C conservée à 38°C

1) Cassure fraîche

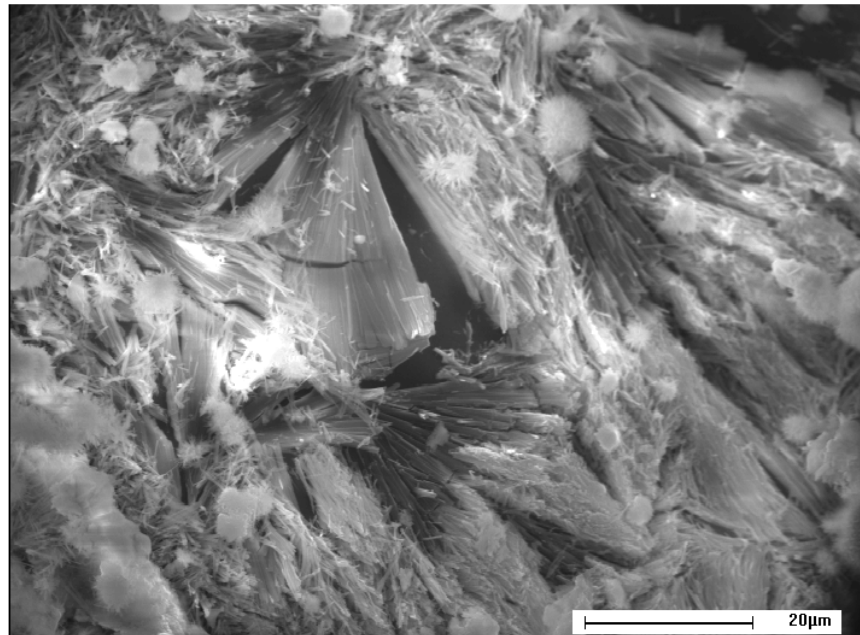


Figure A.1.6 Zoom sur l'ettringite compacte

2) Surface polie

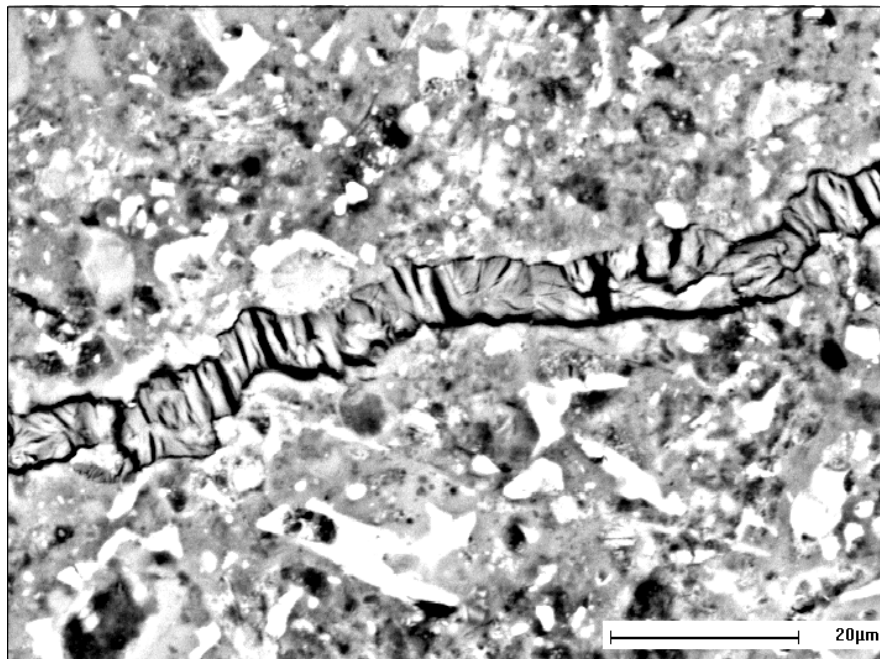


Figure A.1.7 fissure remplie d'ettringite

Annexe 2. Un exemple de jeu de données RGIB.

Dans cette annexe, on présente un exemple de jeu de donnée RGIB avec la signification de chaque partie. Ce jeu correspond au cas du tube épais présenté en annexe 4.

EXEC COMT

```

-
-          CESAR-LCPC Version 4.1.x          -
-
-
-
-          Nom du MAILLAGE : tubxm          -
-          Nom du CALCUL  : alka1          -
-
- Familles      : 1          -
-
- Module        : ALKA          -
-
- . 28 noeuds          -
- . 1 groupe          -
- . 5 elements : 5 MBQ8          -
-
- . champ de temperature calcule par "tubxt_therm"          -
- . champ d'humidite relative calcule par "tubxd_diffu"          -
-

```

COOR

```

1 0
28 2
1. 0. 1.15165877 0. 1.15165877 .5
1. .25 1. .5 1.30331754 0.
1.53080569 0. 1.53080569 .5 1.30331754 .25
1.30331754 .5 1.75829384 0. 2.09952607 0.
2.09952607 .5 1.75829384 .25 1.75829384 .5
2.44075829 0. 2.95260664 0. 2.95260664 .5
2.44075829 .25 2.44075829 .5 3.46445498 0.
4.23222749 0. 5. .25 4.23222749 .5
3.46445498 .25 3.46445498 .5 5. 0.
5. .5

```

} Coordonnées des nœuds
de maillage (position
x,y,z en m)

ELEM

```

1 0
5 1
1 9 17 25 33 41
1 6 10 5 2 9 3 4 6
11 15 10 7 14 8 9 11
16 20 15 12 19 13 14 16
21 26 20 17 25 18 19 21

```

} Numérotation des nœuds

27 28 26 22 23 24 25

MBQ8 MBQ8 MBQ8 MBQ8 MBQ8 } Type de maillage (Hexaèdre à 8 nœuds)
1 1 1 1 1

BETON

107 0 0 2 2 2 4 2 2

IMOD : indicateur
sur la nature du
problème

IPLAS : indicateur
de la loi de
plasticité

IVISC : indicateur
de viscosité

ICHEM : Indicateur sur la réaction
=1 RAS
=2 RSI

ILG: Indicateur sur la loi d'avancement
=1 loi Larive
=2 Loi direction asymptotique oblique

ICPLH : Indice de la loi de couplage avec le
degré de saturation
=1 loi Li
=2 Loi Poyet

IANI : Indice d'anisotropie
=1 Sans anisotropie
=2 anisotropie intrinsèque
= 3 anisotropie due aux contraintes
= 4 anisotropie intrinsèque et due aux
contraintes

IRET : Indicateur de retrait de dessiccation
=1 On ne tient pas compte du retrait
=2 On tient compte du retrait

IENDO : Indicateur sur l'endommagement
=1 on tient compte de l'endommagement
=2 on ne tient pas compte de l'endommagement

1 1

0. 35000. .20

ρ, E, ν

38. 1200. 2400. 3. 0.0065

$T_{ref}, \tau_l, \tau_c, \varphi, \delta$

50. 545. 0.003 8.32

T_{ref}, E, α, R

0.2 0.2 0.2 1. 1. 1.

$S_{T,T}^{\infty}, S_{T,T}^e, S_{T,T}^l, m_{\infty}, m_e, m_l$

1.e-5 0.0025

$\alpha_T, \epsilon_{\infty}$

30. 0.6 3.

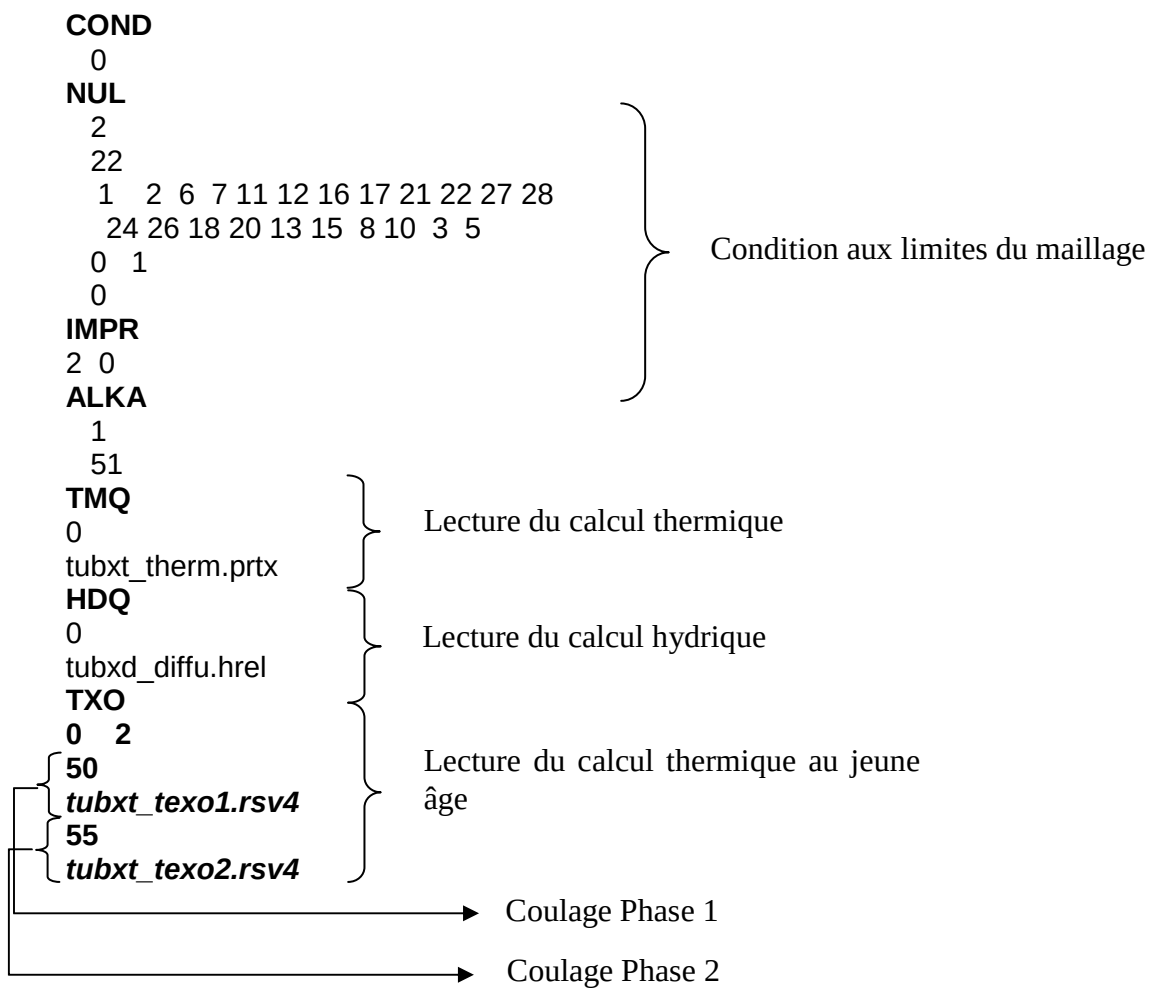
$\alpha_{coul}, c_{coul}, f_t$

0.2 0.6

$k_{T,d}, S_{r0}$

0.1 0.7 0.01

$d_{max}, \omega,$



Annexe 3. Jeux de données des calculs effectués.

I. Cas du pont à haubans

Dans cette annexe on présente les jeux de données utilisés pour le calcul du cas du pont à haubans.

1) Cas sans anisotropie sans retrait sans endommagement (Partie 3 chapitre 8 §V-7)

EXEC
COMT

COORD

```
2 0
6839 3
2.300000e+000 2.630000e+000...
```

Coordonnée des nœuds du maillage

ELEM

```
2 0
9752 20
1 9 17 25 33 41 49 57 65 73...
```

Numérotation des éléments du maillage

Sem1 A 9

```
107 47 0 2 2 2 1 1 1
1 1
0.025 19000. .20
50. 3.6 60. 0.5 1 500.
38. 11.2 2.08 2.6 8.6
54. 407. 4.9e-4 8.32
0.91 0. 0. 0.5 20. 20.
1e-5 0.0
```

Sem2 A 9

```
107 47 0 2 2 2 1 1 1
1 1
0.19000. .20
50. 3.6 60. 0.5 1 500.
38. 11.2 2.08 2.6 8.6
54. 407. 4.9e-4 8.32
0.91 0. 0. 0.5 20. 20.
1e-5 0.0
```

Données relatives au béton réactif de la semelle (3 levées)

Sem3 A 9

```
107 47 0 2 2 2 1 1 1
1 1
0.025 19000. .20
50. 3.6 60. 0.5 1 500.
38. 11.2 2.08 2.6 8.6
54. 407. 4.9e-4 8.32
0.91 0. 0. 0.5 20. 20.
1e-5 0.0
```

Levée1	A	9	Données relatives au béton réactif de l'embase (3 levées)
107 47 0 2 2 2 1 1 1			
1 1			
0.025 19000. .20			
50. 3.6 60. 0.5 1 500.			
38. 1.5 5.6 4.8 6.3			
54. 407. 4.9e-4 8.32			
0.91 0. 0. 0.5 20. 20.			
1e-5 0.0			
Levée2	A	9	
107 0 0 2 2 2 1 1 1			
1 1			
0.025 19000. .20			
50. 3.6 60. 0.5 1 500.			
38. 1.5 5.6 4.8 6.3			
54. 407. 4.9e-4 8.32			
0.91 0. 0. 0.5 20. 20.			
1e-5 0.0			
Levée3	A	9	Données relatives au béton non réactif (Pylône + entretoise)
107 47 0 2 2 2 1 1 1			
1 1			
0.025 19000. .20			
50. 3.6 60. 0.5 1 500.			
38. 1.5 5.6 4.8 6.3			
54. 407. 6e-8 8.32			
0.91 0. 0. 0.5 20. 20.			
1e-5 0.0			
Levée4	A	9	
107 47 0 2 2 2 1 1 1			
1 1			
0.025 19000. .20			
50. 3.6 60. 0.5 1 500.			
38. 1.5 5.6 4.8 6.3			
54. 407. 6e-8 8.32			
0.91 0. 0. 0.5 20. 20.			
1e-5 0.0			
Pylone1	A	9	Données relatives aux armatures
1 0.025 19000 2.000000e-001			
Pylone2	A	9	
1 0.025 19698 2.000000e-001			
Entretoise1	A	9	
1 0.025 19000 2.000000e-001			
Entretoise2	A	9	
1 0.025 19000 2.000000e-001			
Arseminf	A	9	
1 200000 1.650000e-003			
Arsemlat	A	9	
1 200000 2.380000e-004			
Arsemsup	A	9	
1 200000 0.80000e-003			
Arlevée	A	9	
1 200000 1.600000e-003			
Arleveelat	A	9	
1 200000 1.560000e-003			
Arleveesup	A	9	
1 200000 1.880000e-003			
Arpylone	A	9	
1 200000 1.770000e-003			

Arentretoise
 1 200000 8.8000e-004
 Arpylone2
 1 200000 8.7000e-004

A 9

A 9

COND

2

NUL

2

323

6290 6083 6057 ...

1 0 1

2

289

5992 5987 5968 ...

0 1 0

0

CHAR

2

PUR

6 4

709 715 827 ...

-5.96000e+00

PUR

6 4

556 559 715 ...

-5.98000e+00

PUR

12 4

334 244 261 ...

-6.00000e+00

PUR

12 4

169 99 100 ...

-6.03000e+00

PUR

6 4

6 5 117 ...

-6.05000e+00

PUR

6 4

3 1 5 6 ...

-6.07000e+00

PUR

4 4

2092 1965 1964 ...

-6.5600e+00

SOL

0

2

15

1920 1907 ...

1

15*0.00000e+000

2

15

1920 1907 ...

2

-3.67600e+00 -3.67600e+00 -3.67600e+00

-3.67600e+00 -3.67600e+00 -3.67600e+00

-2.45000e+00 -2.45000e+00 -2.45000e+00

-2.45000e+00 -2.45000e+00 -2.45000e+00

Conditions aux limites

Pression en tête
du pylône

Chargement

Pression due à
l'action du
tablier

TXO 1 6 300 Foz_texo.rsv4 3 NIT 1 2000 0.01	}	Calcul thermique au jeune âge	}	Données relatives au module RGIB
--	---	----------------------------------	---	-------------------------------------

2) Cas anisotrope sans retrait sans endommagement (Partie 3 chapitre 7 §V-6)

Dans ce cas, il faut changer les propriétés du béton réactif (sous le mot clé ELEM pour les groupes concernés) par ces valeurs suivantes :

```

107      47      0      2  2  2  3 1  1
1         1
0.025 40000.  .20
50. 3.6 60.    0.5  1    500.
38.  3.2 6.7  0.5 1.1
54.  407.    4.9e-4 8.32
0.91 0. 0.    0.5 20. 20.
1e-5    0.0
3.6

```

3) Cas anisotrope avec retrait avec endommagement (Partie 3 chapitre 7 §III-7)

Dans ce cas, il faut changer les propriétés du béton réactif (sous le mot clé ELEM pour les groupes concernés) par ces valeurs suivantes :

```

107      47      0      2  2  2  3 2  2
1         1
0.025 40000.  .20
50. 3.6 60.    0.5  1    500.
38.  3.2 6.7  0.5 1.1
54.  407.    4.9e-4 8.32
0.91 0. 0.    0.5 20. 20.
1e-5    0.0
3.6
2e-3  0.95
0.36 4

```


Annexe 4. Test de validation de la programmation de RGIB

Le cahier de charge de la programmation dans CESAR-LCPC stipule que des tests soient effectués avec le contrôle d'une personne indépendante, afin de donner son avis sur la méthode de programmation et tester les différentes fonctionnalités du modèle et s'assurer de la compatibilité avec les fonctionnalités existantes. Les tests qui suivent ont été réalisés par N. Baghdadi et contrôlés par Othmane Omikrine Metalsi. Le texte qui suit assure la traçabilité de cette validation et est extrait du cahier de développement intégré dans la documentation du code CESAR-LCPC.

I. Extrait du plan des tests

Le plan de test décrit les modules utilisés et permet de s'assurer qu'il est bien couvert par un jeu de données tout en indiquant les spécifications, le nom du fichier contenant le jeu de données et le résumé descriptif du cas test.

Les jeux de données sont alors capitalisés dans le Référentiel des cas tests du solveur CESAR. Les modélisations « Tube épais » testent plus particulièrement la cohérence du modèle pour un même cas traité suivant trois géométries : 2D, Axisymétrique et 3D. L'intérieur du tube est rempli d'air humide à 20 °C, il est lui-même plongé dans de l'eau liquide à 40 °C, ce qui induit en même temps des gradients d'humidité et de température selon la direction radiale. Le problème présente donc une symétrie de révolution ainsi qu'une invariance par rapport à la direction de l'axe du tube. On utilise les trois maillages représentés sur les figures A4.2, A4.3 et A4.4. Le premier est axisymétrique, le second représente un secteur plan de $\theta = 5^\circ$, et le dernier représente un tube 3D avec $R_i = 1$ m et $R_e = 5$ m.

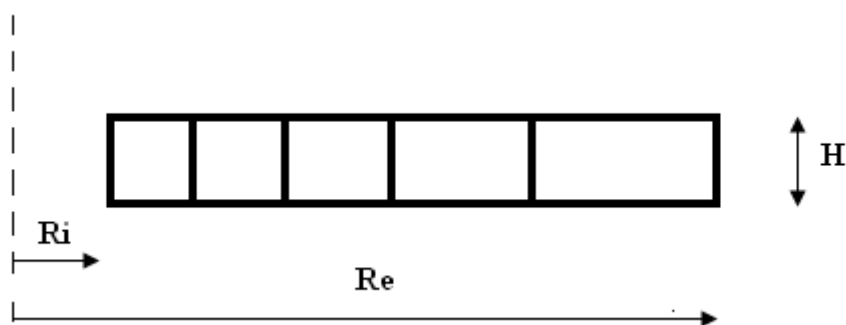


Figure A4.1. Maillage axisymétrique (2D)

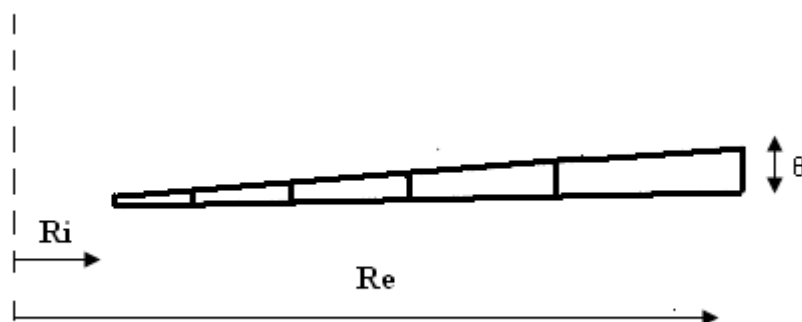


Figure A4.2. Maillage plan d'un secteur (2D)

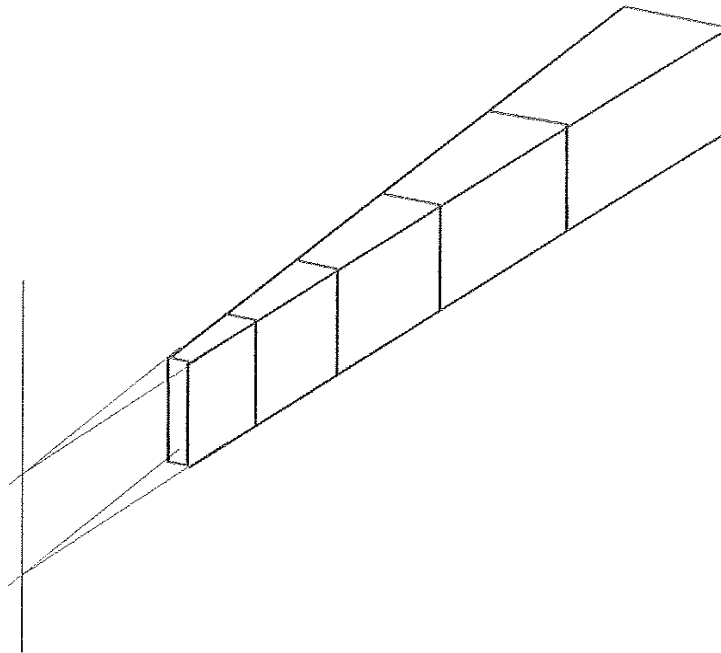


Figure A4.3. Maillage volumique d'un secteur (3D)

Le Tableau A4.1 présente les jeux de données concernant les trois calculs DTNL thermique, DTNL hydrique et TEXO qui servent comme paramètres d'entrée pour le calcul chémo-mécanique réalisé avec RGIB.

Nom (.data)	Description
Modélisation axisymétrique (2D)	
tubax_hum	Tube épais : 28 noeuds, 5 éléments DBQ8, calcul hydrique DTNL pour le cas test tuba_rgib.
tubax_texo	Tube épais : 28 noeuds, 5 éléments MBQ8, calcul thermique au jeune âge TEXO pour le cas test tuba_rgib.
tubax_ther	Tube épais : 28 noeuds, 5 éléments DBQ8, 1 élément EB3, calcul thermique DTNL pour le cas test tuba_rgib.
Modélisation plane (2D)	
tubpl_hum	Tube épais (secteur de 5 degrés) : 28 noeuds, 5 éléments DBQ8, calcul hydrique DTNL pour le cas test tubp_rgib.
tubpl_texo	Tube épais (secteur de 5 degrés) : 28 noeuds, 5 éléments MBQ8, calcul thermique au jeune âge TEXO pour le cas test tubp_rgib.
tubpl_ther	Tube épais (secteur de 5 degrés) : 28 noeuds, 5 éléments DBQ8, 1 élément EB3, calcul thermique DTNL pour le cas test tubp_rgib.
Modélisation tridimensionnelle (3D)	
tubtr_hum	Tube épais (secteur de 5 degrés) : 68 noeuds, 5 éléments DTH20 calcul hydrique DTNL pour le cas test tubt_rgib.
tubtr_texo	Tube épais (secteur de 5 degrés) : 68 noeuds, 5 éléments MTH20, 1 élément ETQ8, calcul thermique au jeune âge TEXO pour le cas test tubt_rgib

tubtr_ther	Tube épais (secteur de 5 degrés) : 68 noeuds, 5 éléments DTH20, 1 élément ETQ8, calcul thermique DTNL pour le cas test tubt_rgib.
------------	---

Tableau A4.1. Cas tests réalisés

Les Tableaux A4.2,A4. 3 et A4.4 présentent les jeux de données concernant le module RGIB selon les trois cas de figures : axisymétrique, plane et tridimensionnelle.

Specs	Nom (.data)	Description
Sp_RGI1 Sp_RGI8	tuba_rgib	- Tube épais : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique.
Sp_RGI3 Sp_RGI8	tuba1_rgib	- Tube épais : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastoplastique (critère de Willam-Warnke).
Sp_RGI2 Sp_RGI8	tuba2_rgib	- Tube épais : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la loi de gonflement de C. Larive modifiée.
Sp_RGI11 Sp_RGI8	tuba3_rgib	- Tube épais : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique. - Prise en compte de l'anisotropie liée aux contraintes.
Sp_RGI12 Sp_RGI8	tuba4_rgib	- Tube épais : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique. - Prise en compte de l'effet du retrait de dessiccation.
Sp_RGI13 Sp_RGI8	tubA4_rgib	- Tube épais : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique. - Prise en compte de l'endommagement du module d'Young.
Sp_RGI1 Sp_RGI2 Sp_RGI11 Sp_RGI12 Sp_RGI13 Sp_RGI8	tuba6_rgib	- Tube épais : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique. - Prise en compte de tous les lois de couplage citées précédemment.

Tableau A4.2. Cas tests axisymétrique (2D)

Specs	Nom (.data)	Description
Sp_RGI1 Sp_RGI7	tubp_rgib	- Tube épais (secteur de 5 degrés avec changement de repère) : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique.
Sp_RGI3 Sp_RGI7	tubp1_rgib	- Tube épais (secteur de 5 degrés avec changement de repère) : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastoplastique (critère de Willam-Warnke).
Sp_RGI2 Sp_RGI7	tubp2_rgib	- Tube épais (secteur de 5 degrés avec changement de repère) : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la loi de gonflement de C. Larive modifiée.

Sp_RGI11 Sp_RGI7	tubp3_rgib	- Tube épais (secteur de 5 degrés avec changement de repère) : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique. - Prise en compte de l'anisotropie liée aux contraintes.
Sp_RGI12 Sp_RGI87	tubp4_rgib	- Tube épais (secteur de 5 degrés avec changement de repère) : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique. - Prise en compte de l'effet du retrait de dessiccation.
Sp_RGI13 Sp_RGI7	tubp5_rgib	- Tube épais (secteur de 5 degrés avec changement de repère) : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique. - Prise en compte de l'endommagement du module d'Young.

Tableau A4.3. Cas tests plan (2D)

Specs	Nom (.data)	Description
Sp_RGI1 Sp_RGI9	tubt_rgib	- Tube épais (secteur de 5 degrés avec changement de repère) : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique.
Sp_RGI3 Sp_RGI9	tubt1_rgib	- Tube épais (secteur de 5 degrés avec changement de repère) : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastoplastique (critère de Willam-Warnke).
Sp_RGI2 Sp_RGI9	tubt2_rgib	- Tube épais (secteur de 5 degrés avec changement de repère) : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la loi de gonflement de C. Larive modifiée.
Sp_RGI11 Sp_RGI9	tubt3_rgib	- Tube épais (secteur de 5 degrés avec changement de repère) : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique. - Prise en compte de l'anisotropie liée aux contraintes.
Sp_RGI12 Sp_RGI9	tubt4_rgib	- Tube épais (secteur de 5 degrés avec changement de repère) : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique. - Prise en compte de l'effet du retrait de dessiccation.
Sp_RGI13 Sp_RGI9	tubt5_rgib	- Tube épais (secteur de 5 degrés avec changement de repère) : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique. - Prise en compte de l'endommagement du module d'Young.
Sp_RGI1 Sp_RGI2 Sp_RGI11 Sp_RGI12 Sp_RGI13 Sp_RGI9	tubt6_rgib	- Tube épais (secteur de 5 degrés avec changement de repère) : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique. - Prise en compte de tous les lois de couplage citées précédemment.

Tableau A4.4. Cas tests tridimensionnel (2D)

II. Fiches de test

Chaque jeu de données mentionné dans les tableaux A4.1 à A4.4 fait l'objet d'une fiche de test. Par similitude de ces cas tests, les jeux de données sont rassemblés dans des fiches globales détaillées qui contiennent des données concernant le nom d'étude, le modèle utilisé, l'objectif du test, le maillage, les familles d'éléments, les lois de comportement, les conditions aux limites et de chargement et enfin les résultats tirés de ces cas tests. Dans ce qui suit, nous présentons les fiches de test pour les modules DTNL (hydrique et thermique) et TEXO servant comme paramètres d'entrée pour le module RGIB, ensuite nous présentons en détail les fiches de test qui concernent ce dernier module avec quelques résultats qui confirment sa validation.

DTNL + TEXO	Série de cas tests servant à modéliser la RSI : Tube épais
--------------------	---

Études 1 : tubax

Modèles 1 : hum 2 : ther 3 : texo

Auteur : LCPC-FDOA/SFIOA LCPC – O. Omikrine-metalsi-N. Baghdadi : Avril 2008

Objectif du test : Enchaînement de calculs pour modéliser la réaction sulfatique interne :

1 : tubax_hum : calcul du champ de teneur en eau,

2 : tubax_ther : calcul du champ de température,

3 : tubax_texo : calcul de l'évolution de la température au jeune âge,

Maillage : Bidimensionnel (axisymétrique)

1 : Nb. noeuds : 28 Nb. éléments : 5 Nb. groupes : 1 2 : Nb. noeuds : 28 Nb. éléments : 6 Nb. groupes : 2 3 : Nb. noeuds : 28 Nb. éléments : 6 Nb. groupes : 2

Famille(s) d'éléments :

1 : F21 (5 DBQ8) 2 : F21 (5 DBQ8) et F23 (1 EB3) 3 : F21 (5 MBQ8) et F23 (1 EB3)

Loi(s) de comportement :

1 : IMOD=3 Modèle de diffusion non linéaire général

Axx = 1. ; Ayy = 1 ; Axy = 0. ; CE = 1. ;

Courbes θ (de 0.3 à 1.0), Kr et Cr données par 36 valeurs.

2 : F21 IMOD=3 Modèle de diffusion non linéaire général

Axx = 6. ; Ayy = 6 ; Axy = 0. ; CE = 2400. ;

Courbes θ (de 20. à 40.), Kr et Cr données par 3 valeurs.

F23 IMOD=1 Conduction de chaleur, échange linéaire : ECH = 16.7

3 : F21 IMOD=3 Modèle de diffusion non linéaire général

Axx = 6. ; Ayy = 6 ; Axy = 0. ; CE = 2400. ;

Courbes θ (de 20. à 40.), Kr et Cr données par 3 valeurs.

F23 IMOD=1 Conduction de chaleur, échange linéaire : ECH = 16.7

Valeurs de l'essai Q_{AB}

Conditions initiales :

1 : Le tube est soumis à une température extérieure uniforme de 30 °C.

2 : L'humidité relative est 80 %.

3 : Pas de chargement initial (NB : le poids propre n'est pas pris en compte).

Conditions aux limites :

Les variations du champ de température selon la direction radiale sont dues aux différences de température entre le matériau et les milieux qui sont à son contact. Au départ, le béton est à la température $T_0 = 30$ °C. L'eau qui l'entoure est à $T_e = 40$ °C et l'air contenu à l'intérieur est à $T_a = 20$ °C. Au contact de l'eau, on peut supposer que la température du béton poreux est elle aussi maintenue à 40 °C. Pour la partie en présence d'air, l'échange de chaleur se fait par une loi de convection.

Pour le champ de l'humidité, on considère que le tube contient de l'air à $ha=70\%$ d'humidité relative, et qu'il est entouré d'eau liquide, ce qui est équivalent à imposer une humidité relative de $he=100\%$ sur la surface externe.

En résumé, les conditions aux limites du problème sont :

1 : Les frontières du tube sont soumises à deux températures pour chaque côté (20 °C et 40 °C).

2 : Les frontières du tube sont soumises à deux humidités relatives pour chaque côté (70 % et 100 %).

Chargement :

1 : Le tube n'est soumis à aucun chargement mécanique.

DTNL + TEXO	Série de cas tests servant à modéliser la RSI : Tube épais (secteur de 5 degrés)
--------------------	---

Études 1 : tubpl

Modèles 1 : hum 2 : ther 3 : texo

Auteur : LCPC-FDOA/SFIOA LCPC – O. Omikrine-metalsi , N. Baghdadi : Avril 2008

Objectif du test : Enchaînement de calculs pour modéliser la réaction sulfatique interne :

1 : tubpl_hum : calcul du champ de teneur en eau,

2 : tubpl_ther : calcul du champ de température,

3 : tubpl_texo : calcul de l'évolution de la température au jeune âge,

Maillage : Bidimensionnel (plane)

1 : Nb. noeuds : 28 Nb. éléments : 5 Nb. groupes : 1

2 : Nb. noeuds : 28 Nb. éléments : 6 Nb. groupes : 2

3 : Nb. noeuds : 28 Nb. éléments : 6 Nb. groupes : 2

Famille(s) d'éléments :

1 : F21 (5 DBQ8) 2 : F21 (5 DBQ8) et F23 (1 EB3) 3 : F21 (5 MBQ8) et F23 (1 EB3)

Loi(s) de comportement :

1 : IMOD=3 Modèle de diffusion non linéaire général

Axx = 1. ; Ayy = 1 ; Axy = 0. ; CE = 1. ;

Courbes θ (de 0.3 à 1.0), Kr et Cr données par 36 valeurs.

2 : F21 IMOD=3 Modèle de diffusion non linéaire général

Axx = 6. ; Ayy = 6 ; Axy = 0. ; CE = 2400. ;

Courbes θ (de 20. à 40.), Kr et Cr données par 3 valeurs.

F23 IMOD=1 Conduction de chaleur, échange linéaire : ECH = 16.7

3 : F21 IMOD=3 Modèle de diffusion non linéaire général

Axx = 6. ; Ayy = 6 ; Axy = 0. ; CE = 2400. ;

Courbes θ (de 20. à 40.), Kr et Cr données par 3 valeurs.

F23 IMOD=1 Conduction de chaleur, échange linéaire : ECH = 16.7

Valeurs de l'essai Q_{AB}

Conditions initiales :

1 : Le tube est soumis à une température extérieure uniforme de 30 °C.

2 : L'humidité relative est 80 %.

3 : Pas de chargement initial (NB : le poids propre n'est pas pris en compte).

Conditions aux limites :

Les variations du champ de température selon la direction radiale sont dues aux différences de température entre le matériau et les milieux qui sont à son contact. Au départ, le béton est à la température $T_0 = 30$ °C. L'eau qui l'entoure est à $T_e = 40$ °C et l'air contenu à l'intérieur est à $T_a = 20$ °C. Au contact de l'eau, on peut supposer que la température du béton poreux est elle aussi maintenue à 40 °C. Pour la partie en présence d'air, l'échange de chaleur se fait par une loi de convection.

Pour le champ de l'humidité, on considère que le tube contient de l'air à $ha=70\%$ d'humidité relative, et qu'il est entouré d'eau liquide, ce qui est équivalent à imposer une humidité relative de $he=100\%$ sur la surface externe.

En résumé, les conditions aux limites du problème sont :

1 : Les frontières du tube sont soumises à deux températures pour chaque côté (20 °C et 40 °C).

2 : Les frontières du tube sont soumises à deux humidités relatives pour chaque côté (70 % et 100 %).

Chargement :

1 : Le tube n'est soumis à aucun chargement mécanique.

DTNL + TEXO	Série de cas tests servant à modéliser la RSI : Tube épais (secteur de 5 degrés)
--------------------	---

Études 1 : tubtr

Modèles 1 : hum 2 : ther 3 : texo

Auteur : LCPC-FDOA/SFIOA LCPC – O. Omikrine-metalsi, N. Baghdadi : Avril 2008

Objectif du test : Enchaînement de calculs pour modéliser la réaction sulfatique interne :

1 : tubtr_hum : calcul du champ de teneur en eau,

2 : tubtr_ther : calcul du champ de température,

3 : tubtr_texo : calcul de l'évolution de la température au jeune âge,

Maillage : Tridimensionnel

1 : Nb. noeuds : 68 Nb. éléments : 5 Nb. groupes : 1

2 : Nb. noeuds : 68 Nb. éléments : 6 Nb. groupes : 2

3 : Nb. noeuds : 68 Nb. éléments : 6 Nb. groupes : 2

Famille(s) d'éléments :

1 : F22 (5 DTH20) 2 : F22 (5 DTH20) et F24 (1 ETQ8) 3 : F22 (5 DTH20) et F24 (1 ETQ8)

Loi(s) de comportement :

1 : IMOD=3 Modèle de diffusion non linéaire général

Axx = 1. ; Ayy = 1 ; Axy = 0. ; CE = 1. ;

Courbes θ (de 0.3 à 1.0), Kr et Cr données par 36 valeurs.

2 : F21 IMOD=3 Modèle de diffusion non linéaire général

Axx = 6. ; Ayy = 6 ; Axy = 0. ; CE = 2400. ;

Courbes θ (de 20. à 40.), Kr et Cr données par 3 valeurs.

F23 IMOD=1 Conduction de chaleur, échange linéaire : ECH = 16.7

3 : F21 IMOD=3 Modèle de diffusion non linéaire général

Axx = 6. ; Ayy = 6 ; Axy = 0. ; CE = 2400. ;

Courbes θ (de 20. à 40.), Kr et Cr données par 3 valeurs.

F23 IMOD=1 Conduction de chaleur, échange linéaire : ECH = 16.7

Valeurs de l'essai Q_{AB}

Conditions initiales :

1 : Le tube est soumis à une température extérieure uniforme de 30 °C.

2 : L'humidité relative est 80 %.

3 : Pas de chargement initial (NB : le poids propre n'est pas pris en compte).

Conditions aux limites :

Les variations du champ de température selon la direction radiale sont dues aux différences de température entre le matériau et les milieux qui sont à son contact. Au départ, le béton est à la température $T_0 = 30$ °C. L'eau qui l'entoure est à $T_e = 40$ °C et l'air contenu à l'intérieur est à $T_a = 20$ °C. Au contact de l'eau, on peut supposer que la température du béton poreux est elle aussi maintenue à 40 °C. Pour la partie en présence d'air, l'échange de chaleur se fait par une loi de convection.

Pour le champ de l'humidité, on considère que le tube contient de l'air à $ha=70\%$ d'humidité relative, et qu'il est entouré d'eau liquide, ce qui est équivalent à imposer une humidité relative de $he=100\%$ sur la surface externe.

En résumé, les conditions aux limites du problème sont :

1 : Les frontières du tube sont soumises à deux températures pour chaque côté (20 °C et 40 °C).

2 : Les frontières du tube sont soumises à deux humidités relatives pour chaque côté (70 % et 100 %).

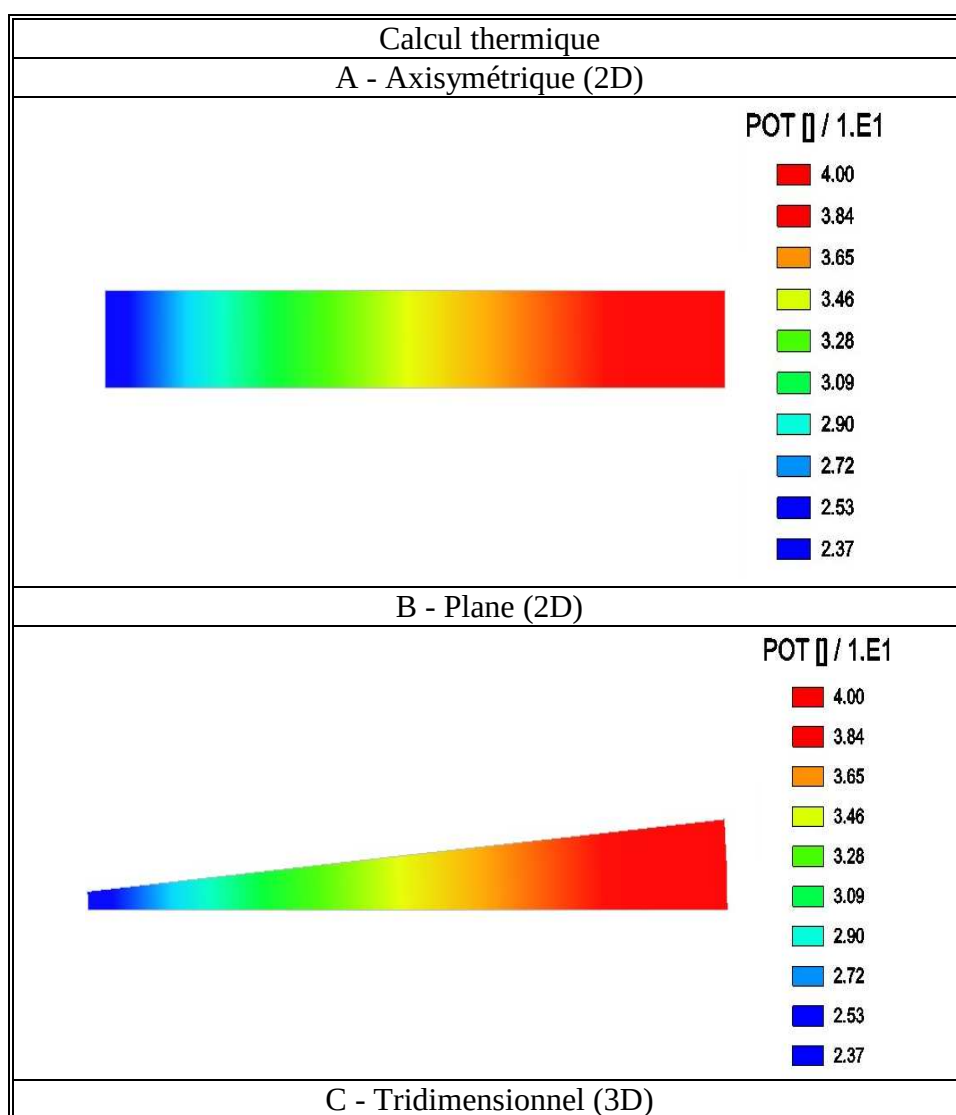
Chargement :

1 : Le tube n'est soumis à aucun chargement mécanique.

III. Résultats des calculs préliminaires :

Le calcul est effectué pour cinquante instants T_i , avec un pas de temps constant égal à $\Delta t = 360$ h pour le champ de température et $\Delta t = 15$ jours pour le champ d'humidité.

Les figures A4.5.A, A4.5. B et A4.5.C présentent l'évolution de la température dans le béton au temps T_f pour les trois cas de figure : axisymétrique, plan et tridimensionnel. Les résultats montrent que ces températures se situent entre 23,7 °C et 40 °C et elles sont réparties de la même manière pour les trois cas. Cela confirme la validation du module DTNL thermique même si ce n'est pas le but de cette étude.



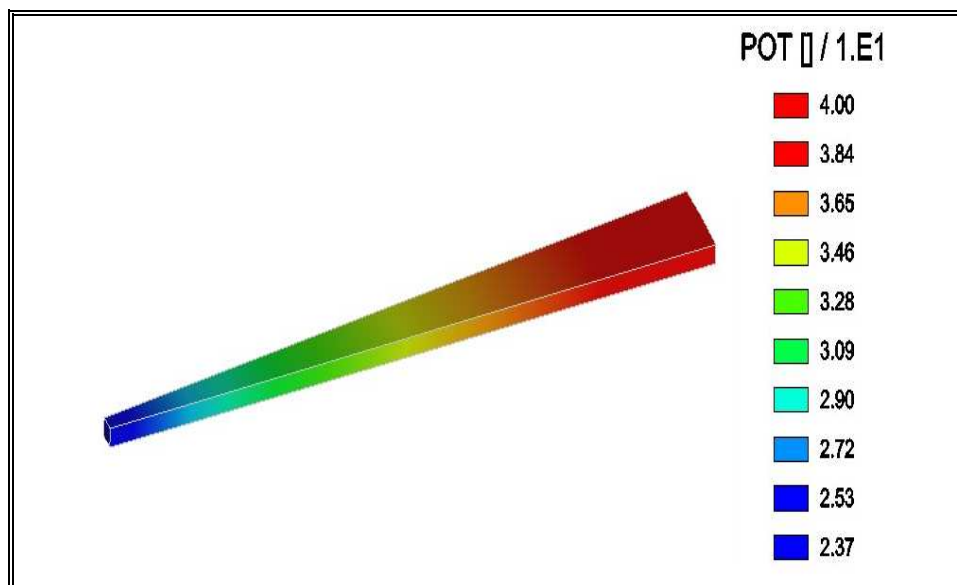


Figure A4.5. Evolution du champ de température dans les trois cas de figures (tube épais) à T_f .

En plus, pour ce calcul thermique, on étudie la répartition spatiale et l'évolution au cours du temps de la température. Pour cela, la distribution du champ de température T en fonction du rayon r est représentée à l'instant T_f . La figure A4.6 l'illustre pour le cas du problème tridimensionnel

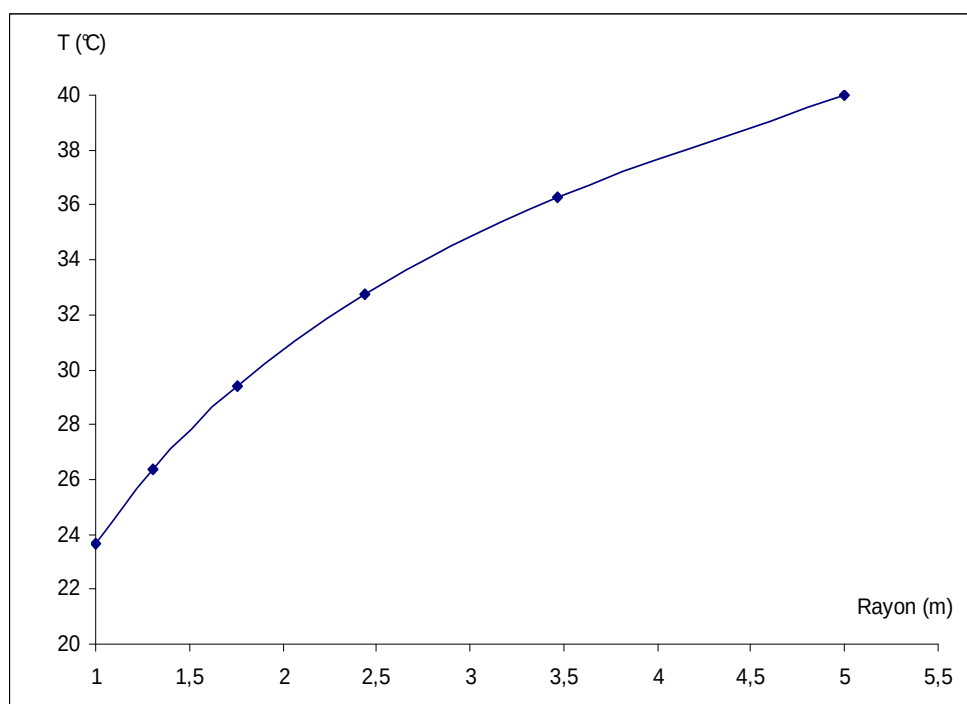


Figure A4.6. Distribution de la température en fonction du rayon à T_f .

Pour l'évolution de la température T en fonction du temps t , on s'intéresse aux points correspondant aux frontières de chaque élément, comme résumé dans le Tableau A4-5. Nous présentons les résultats qui concernent le cas tridimensionnel (Figure A4.7).

Numéro du point	R1	R2	R3	R4	R5	R6
Position (m)	1	1,303	1,758	2,441	3,464	5

Tableau A4.5. Position des points de vérification

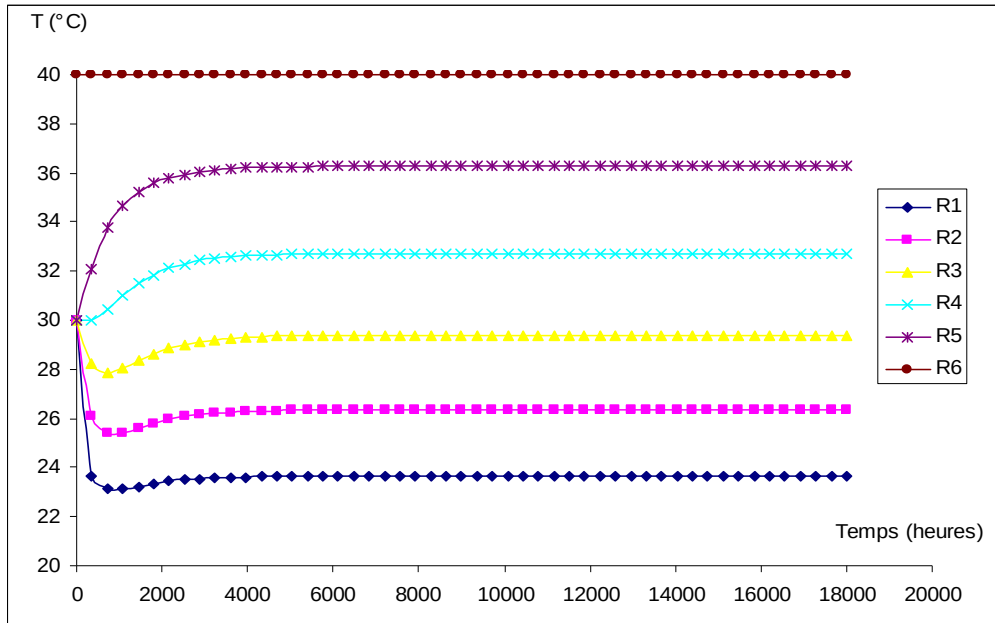


Figure A4.7. Evolution de la température en fonction du temps.

En parallèle à ce calcul DTNL thermique, le calcul DTNL hydrique est effectué sur les mêmes tubes en prenant en compte les conditions aux limites citées dans les trois fiches de test. Les figures A4.8.A, A4.8.B et A4.8.C montrent l'évolution du champ d'humidité dans le béton du tube. Comme pour le cas de champ de température, l'humidité relative est répartie de la même manière pour tous les cas de figure : axisymétrique, plan et tridimensionnel.

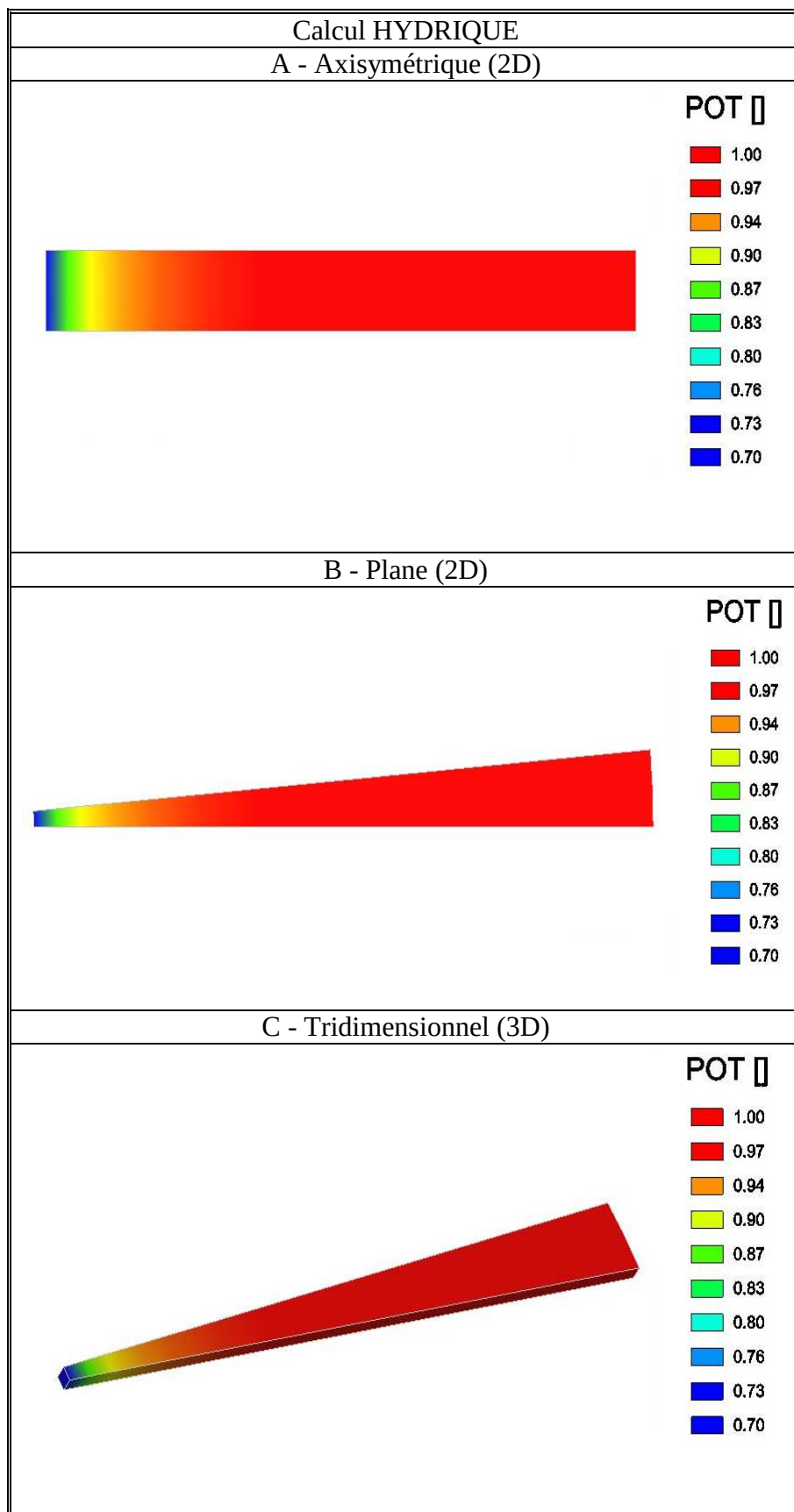


Figure A4.8. Evolution du champ de l'humidité dans les trois cas de figures (tube épais) à T_f .

Comme pour le cas du calcul thermique, nous présentons dans la figure A4.9 l'évolution de l'humidité en fonction du rayon à $T = T_f$ et dans la figure A4. 10 l'évolution de cette même température en fonction du temps pour le cas tridimensionnel.

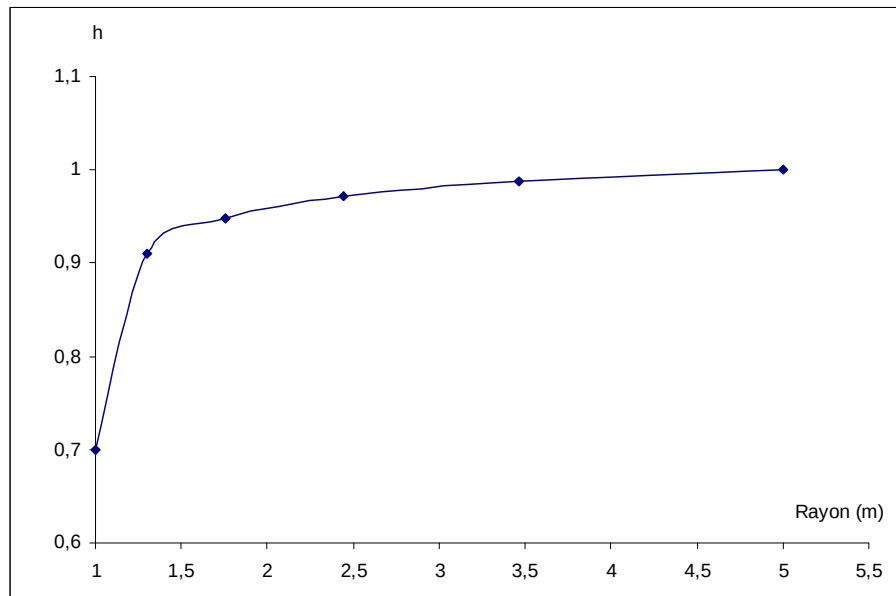


Figure A4.9. Distribution de l'humidité en fonction du rayon à T_f .

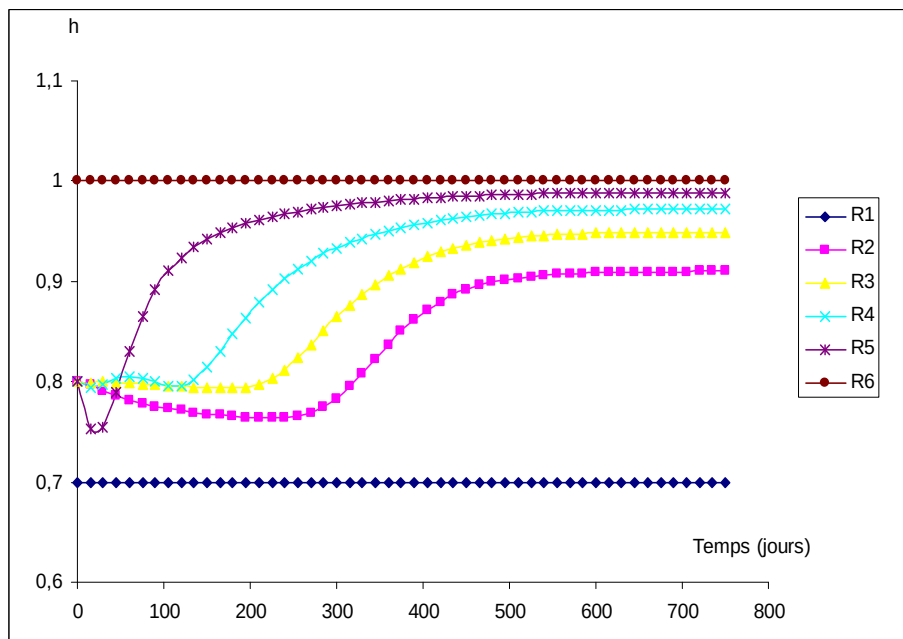


Figure A4.10. Evolution de l'humidité en fonction du temps.

D'autre part, ces calculs thermique et hydrique par le module DTNL ont été complétés par des simulations sur le module TEXO qui permet de simuler l'évolution de la température au jeune âge pour le béton des tubes. Les résultats de ces calculs présentés dans les figures A4. 11.A, A4.11.B et A4.11.C montrent que la température au jeune âge pour les trois cas de figure arrive à une valeur maximale d'environ 60 °C et que l'évolution de cette température reste la même quelque soit la géométrie du tube.

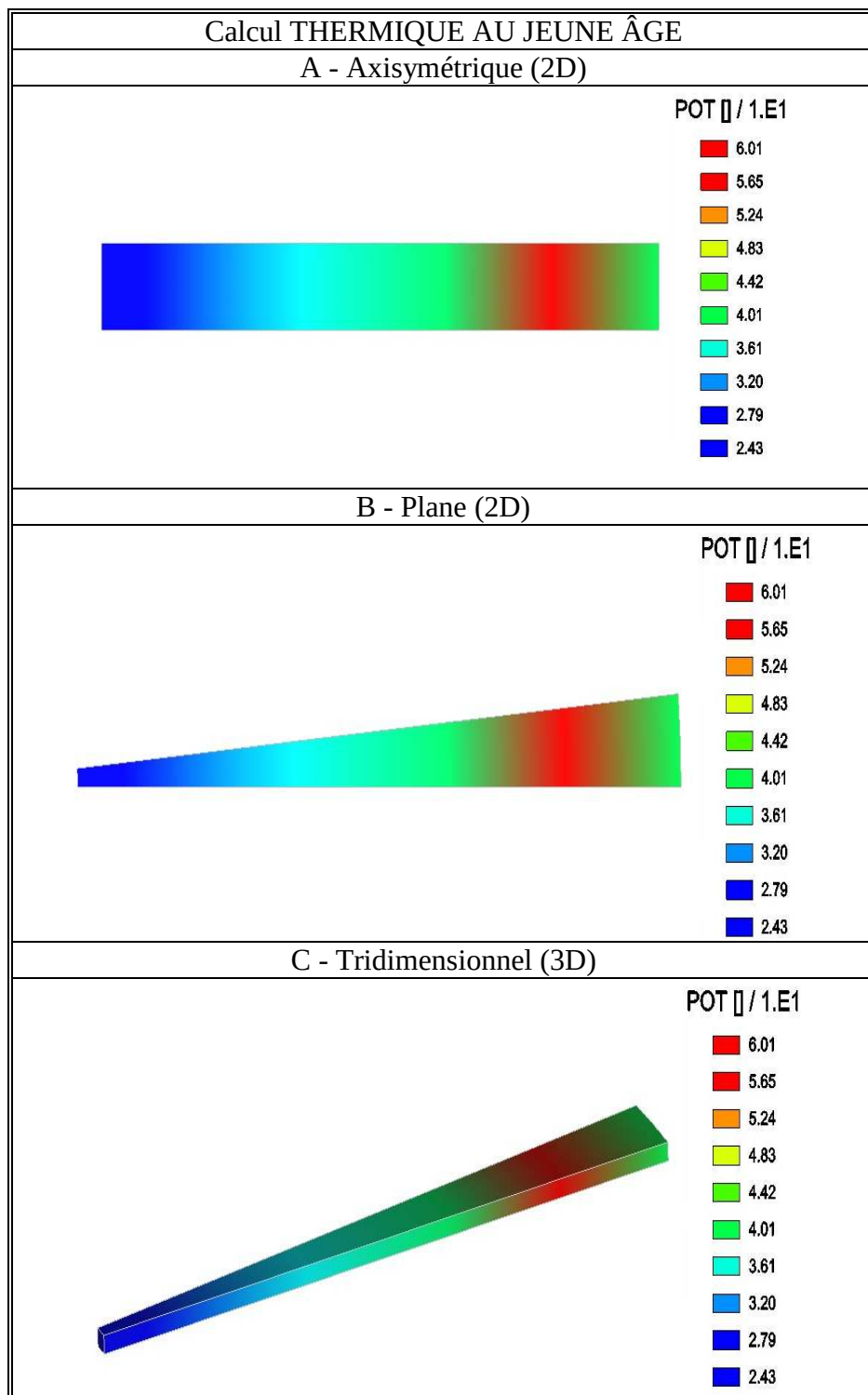


Figure A4.11. Evolution du champ de la température au jeune âge dans les trois cas de figures (tube épais) à T_f .

IV. Calcul RGIB activant les différents couplage

Après avoir présenté les résultats qui concernent les calculs thermique et hydrique du module DTNL et le calcul thermique au jeune âge du module TEXO, nous présenterons dans ce qui suit les fiches de test qui résumeront les différents cas de couplage intégrés dans le module RGIB et les résultats tirés pour les différents cas de figure : axisymétrique, plan et tridimensionnel. L'analyse et la comparaison de ces résultats permettront par la suite de confirmer la validation de ce module.

RGIB	Série de cas tests pour modéliser la RSI : Tube épais
-------------	--

Études 1 : tuba, 2 : tuba1, 3 : tuba2, 4 : tuba3, 5 : tuba4, 6 : tubA4, 7 : tuba6

Modèles : rgib

Auteur : LCPC-FDOA/SFIOA LCPC – O. Omikrine-metalsi, N. Baghdadi : Avril 2008

Objectif du test : Enchaînement de calculs du module RGIB qui traite la réaction sulfatique interne pour les différents couplages afin de vérifier et comparer les résultats des trois cas de figure (axisymétrique, plane et tridimensionnel).

1 : tuba_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique;

2 : tuba1_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastoplastique (critère de Willam-Warnke);

3 : tuba2_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la loi de gonflement de C. Larive modifiée;

4 : tuba3_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la prise en compte de l'anisotropie liée aux contraintes;

5 : tuba4_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la prise en compte de l'effet du retrait de dessiccation;

6 : tubA4_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la prise en compte de l'endommagement du module d'Young;

7 : tuba6_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la prise en compte de toutes les lois de couplage citées précédemment.

Maillage : bidimensionnel (axisymétrique)

Nb. noeuds : 28 Nb. éléments : 5 Nb. groupes : 1

Familles d'éléments :

1 : F01 (5 MBQ8)

2 : F01 (5 MBQ8)

3 : F01 (5 MBQ8)

4 : F01 (5 MBQ8)

5 : F01 (5 MBQ8)

6 : F01 (5 MBQ8)

7 : F01 (5 MBQ8)

Lois de comportement :

1 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,

RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;

TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;

TZERO = 54 ; ERERG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;

ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025.

2 : IMOD = 107 Modèle chemo-plastique (critère de Willam-Warnke) ; IPLAS = 47,

RHO = 0,024 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;

FC = 50 ; FT = 10 ; FBC = 60 ; A0 = 1 ; B0 = 0,25 ; KAPPA = 90 ;

TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;

TZERO = 254 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025.
 3 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,
 RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;
 TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;
 TZERO = 54 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 6 paramètres de la loi de S. Poyet : 0,8 ; 0,8 ; 0 ; 1 ; 1 ; 1 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025.
 4 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,
 RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;
 TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;
 TZERO = 54 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025 ;
 ft = 10 .
 5 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,
 RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;
 TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;
 TZERO = 54 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025 ;
 COERT = $2,13 e^{-3}$; HUMIN = 0,15.
 6 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,
 RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;
 TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;
 TZERO = 54 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025 ;
 Paramètres de l'endommagement : 0.35 ; 0.2
 7 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,
 RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;
 TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;
 TZERO = 54 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 6 paramètres de la loi de S. Poyet : 0,8 ; 0,8 ; 0 ; 1 ; 1 ; 1 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025.
 ft = 10 .
 COERT = $2,13 e^{-3}$; HUMIN = 0,15.
 Paramètres de l'endommagement : 0.35 ; 0.2

Conditions initiales :

Pas de chargement initial (NB : le poids propre n'est pas pris en compte afin de mettre en évidence les seules déformations causées par la réaction sulfatique interne).

Conditions aux limites :

Les conditions aux limites sont de types déplacements, afin d'empêcher tout mouvement de corps rigide. Aucune force (volumique ou surfacique) n'est appliquée au tube ; les contraintes observées résultent uniquement des gonflements empêchés.

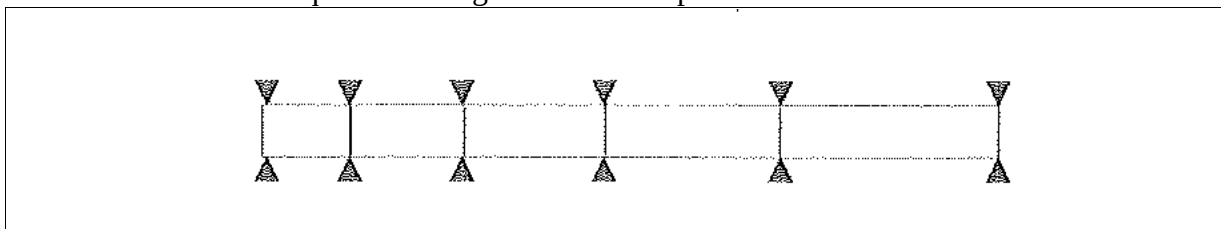


Figure A.5.12 Conditions limites appliquées au tube

Chargement :

Le tube n'est soumis à aucun chargement mécanique.

RGIB	Série de cas tests pour modéliser la RSI : Tube épais (secteur de 5 degrés)
-------------	--

Études 1 : tubp, 2 : tubp1, 3 : tubp2, 4 : tubp3, 5 : tubp4, 6 : tubp5, 7 : tubp6

Modèles : rgib

Auteur : LCPC-FDOA/SFIOA LCPC – O. Omikrine-metallssi, N. Baghdadi : Avril 2008

Objectif du test : Enchaînement de calculs du module RGIB qui traite la réaction sulfatique interne pour les différents couplages afin de vérifier et comparer les résultats des trois cas de figure (axisymétrique, plane et tridimensionnel).

1 : tubp_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique;

2 : tubp1_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastoplastique (critère de Willam-Warnke);

3 : tubp2_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la loi de gonflement de C. Larive modifiée;

4 : tubp3_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la prise en compte de l'anisotropie liée aux contraintes;

5 : tubp4_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la prise en compte de l'effet du retrait de dessiccation;

6 : tubp5_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la prise en compte de l'endommagement du module d'Young;

7 : tubp6_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la prise en compte de toutes les lois de couplage citées précédemment.

Maillage : bidimensionnel (plane)

Nb. noeuds : 28 Nb. éléments : 5 Nb. groupes : 1

Familles d'éléments :

1 : F01 (5 MBQ8)

2 : F01 (5 MBQ8)

3 : F01 (5 MBQ8)

4 : F01 (5 MBQ8)

5 : F01 (5 MBQ8)

6 : F01 (5 MBQ8)

7 : F01 (5 MBQ8)

Lois de comportement :

1 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,

RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;

TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;

TZERO = 54 ; ERERG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;

ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025.

2 : IMOD = 107 Modèle chemo-plastique (critère de Willam-Warnke) ; IPLAS = 47,

RHO = 0,024 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;

FC = 50 ; FT = 10 ; FBC = 60 ; A0 = 1 ; B0 = 0,25 ; KAPPA = 90 ;

TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;

TZERO = 254 ; ERERG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;

ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025.

3 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,

RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;
 TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;
 TZERO = 54 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 6 paramètres de la loi de S. Poyet : 0,8 ; 0,8 ; 0 ; 1 ; 1 ; 1 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025.
 4 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,
 RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;
 TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;
 TZERO = 54 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025 ;
 ft = 10 .
 5 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,
 RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;
 TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;
 TZERO = 54 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025 ;
 COERT = $2,13 e^{-3}$; HUMIN = 0,15.
 6 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,
 RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;
 TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;
 TZERO = 54 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025 ;
 Paramètres de l'endommagement : 0.35 ; 0.2
 7 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,
 RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;
 TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;
 TZERO = 54 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 6 paramètres de la loi de S. Poyet : 0,8 ; 0,8 ; 0 ; 1 ; 1 ; 1 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025.
 ft = 10 .
 COERT = $2,13 e^{-3}$; HUMIN = 0,15.
 Paramètres de l'endommagement : 0.35 ; 0.2

Conditions initiales :

Pas de chargement initial (NB : le poids propre n'est pas pris en compte afin de mettre en évidence les seules déformations causées par la réaction sulfatique interne).

Conditions aux limites :

Les conditions aux limites sont de types déplacements, afin d'empêcher tout mouvement de corps rigide. Aucune force (volumique ou surfacique) n'est appliquée au tube ; les contraintes observées résultent uniquement des gonflements empêchés.

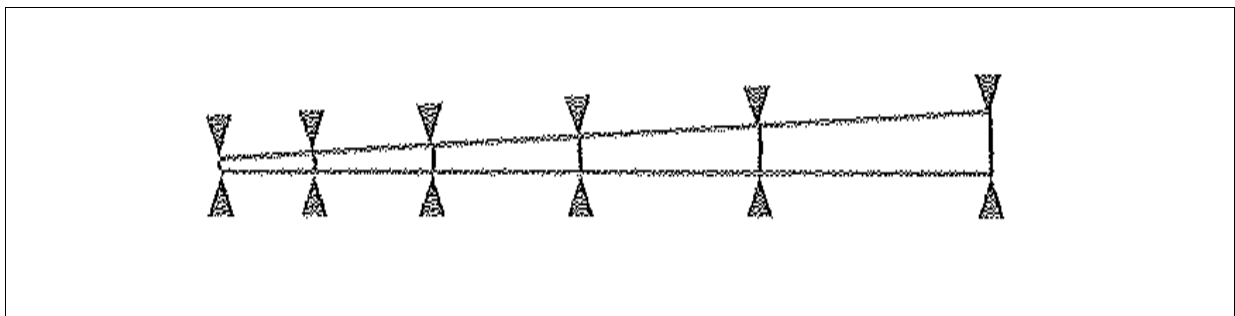


Figure A.5.13 Condition aux limites appliquées au tube

Chargement :

Le tube n'est soumis à aucun chargement mécanique.

RGIB	Série de cas tests pour modéliser la RSI : Tube épais (secteur de 5 degrés)
-------------	--

Études 1 : tubt, 2 : tubt1, 3 : tubt2, 4 : tubt3, 5 : tubt4, 6 : tubt5, 7 : tubt6

Modèles : rgib

Auteur : LCPC-FDOA/SFIOA LCPC – O. Omikrine-metalssi, N. Baghdadi : Avril 2008

Objectif du test : Enchaînement de calculs du module RGIB qui traite la réaction sulfatique interne pour les différents couplages afin de vérifier et comparer les résultats des trois cas de figure (axisymétrique, plane et tridimensionnel).

1 : tubt_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique;

2 : tubt1_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastoplastique (critère de Willam-Warnke);

3 : tubt2_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la loi de gonflement de C. Larive modifiée;

4 : tubt3_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la prise en compte de l'anisotropie liée aux contraintes;

5 : tubt4_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la prise en compte de l'effet du retrait de dessiccation;

6 : tubt5_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la prise en compte de l'endommagement du module d'Young;

7 : tubt6_rgib : calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la prise en compte de toutes les lois de couplage citées précédemment.

Maillage : tridimensionnel

Nb. noeuds : 68 Nb. éléments : 5 Nb. groupes : 1

Familles d'éléments :

1 : F02 (5 MTH20)

2 : F02 (5 MTH20)

3 : F02 (5 MTH20)

4 : F02 (5 MTH20)

5 : F02 (5 MTH20)

6 : F02 (5 MTH20)

7 : F02 (5 MTH20)

Lois de comportement :

1 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,

RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;

TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;

TZERO = 54 ; ERERG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;

ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025.

2 : IMOD = 107 Modèle chemo-plastique (critère de Willam-Warnke) ; IPLAS = 47,

RHO = 0,024 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;

FC = 50 ; FT = 10 ; FBC = 60 ; A0 = 1 ; B0 = 0,25 ; KAPPA = 90 ;

TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;

TZERO = 254 ; ERERG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;

ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025.

3 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,

RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;

TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;

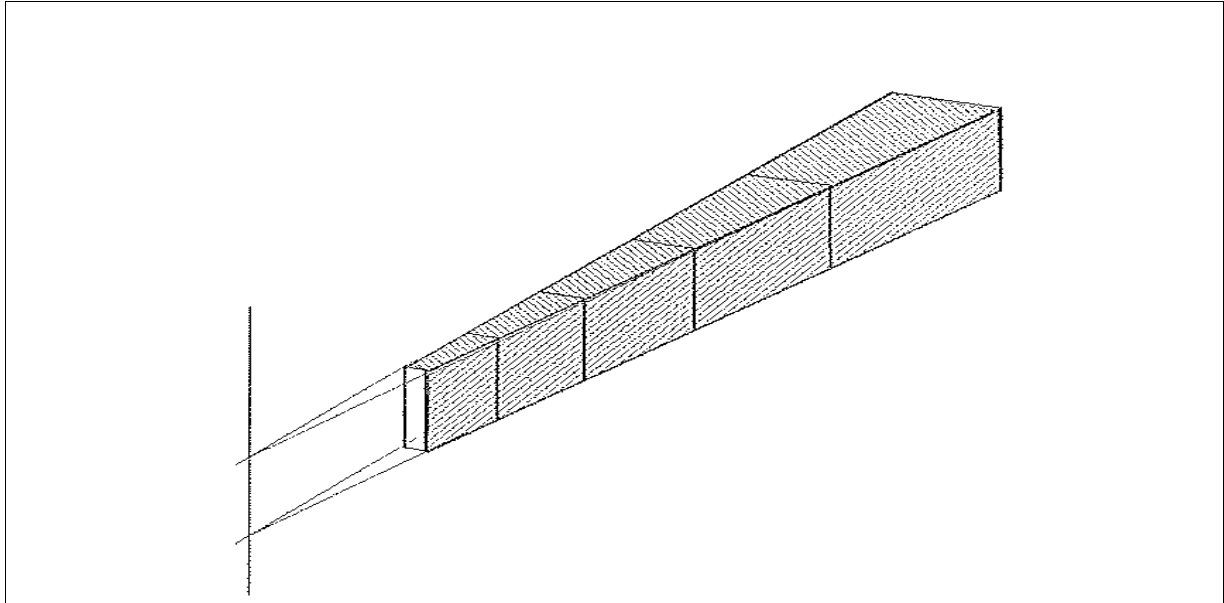
TZERO = 54 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 6 paramètres de la loi de S. Poyet : 0,8 ; 0,8 ; 0 ; 1 ; 1 ; 1 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025.
 4 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,
 RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;
 TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;
 TZERO = 54 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025 ;
 ft = 10 .
 5 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,
 RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;
 TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;
 TZERO = 54 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025 ;
 COERT = $2,13 e^{-3}$; HUMIN = 0,15.
 6 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,
 RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;
 TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;
 TZERO = 54 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025 ;
 Paramètres de l'endommagement : 0.35 ; 0.2
 7 : IMOD = 107 Modèle chemo-mécanique ; IPLAS = 0,
 RHO = 0 ; YOUNG = 35000 ; POISS = 0,2 ;
 TEMP0 = 38 ; TAUC = 1200 ; TAUL = 2400 ;
 TZERO = 54 ; EREG = 400 ; CNGPR = 8,32 ;
 6 paramètres de la loi de S. Poyet : 0,8 ; 0,8 ; 0 ; 1 ; 1 ; 1 ;
 ALPHA = $1e^{-5}$; BETA = 0,0025.
 ft = 10 .
 COERT = $2,13 e^{-3}$; HUMIN = 0,15.
 Paramètres de l'endommagement : 0.35 ; 0.2

Conditions initiales :

Pas de chargement initial (NB : le poids propre n'est pas pris en compte afin de mettre en évidence les seules déformations causées par la réaction sulfatique interne).

Conditions aux limites :

Les conditions aux limites sont de types déplacements, afin d'empêcher tout mouvement de corps rigide. Aucune force (volumique ou surfacique) n'est appliquée au tube ; les contraintes observées résultent uniquement des gonflements empêchés.



Chargement :

Le tube n'est soumis à aucun chargement mécanique.

Résultats :

La figure A4.12 présente l'évolution des déplacements radiaux en fonction du temps et aussi en fonction du rayon à T_f pour le cas du calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique et dans un milieu élastoplastique (critère de Willam-Warnke) pour le cas tridimensionnel. La comparaison des résultats montrent que ces déplacements sont plus importants quand on considère que le milieu est élastoplastique. En effet, les déplacements dans ce milieu atteignent une valeur maximale de l'ordre de 38 mm alors que dans un milieu élastique, ils atteignent environ 9 mm selon les conditions aux limites et les données citées dans les fiches de test.

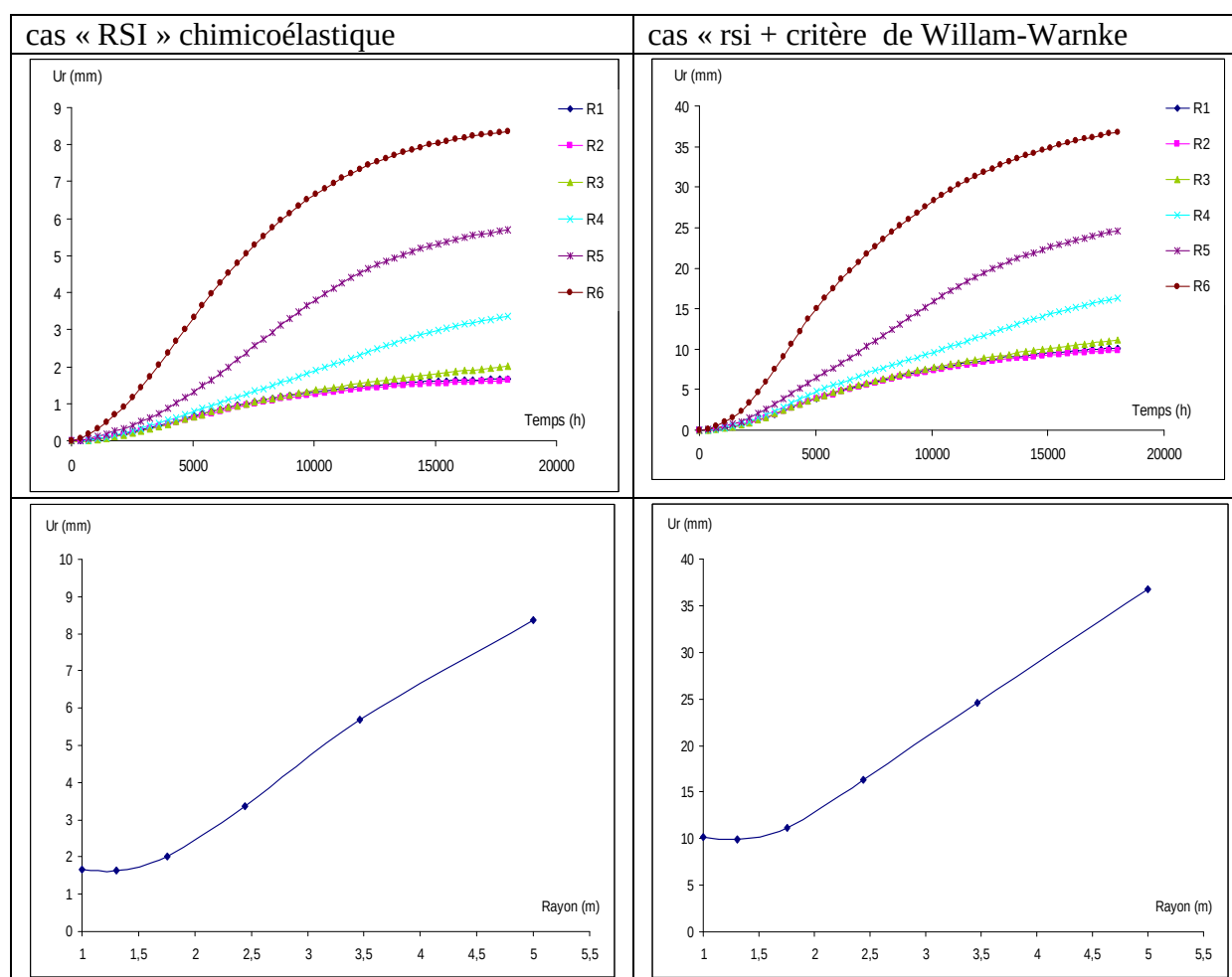


Figure A4.12. Déplacements radiaux en fonction du temps et déplacement radial en fonction du rayon à $t = t_f$ pour le cas de figure tridimensionnel.

Dans ce qui suit, nous proposons de comparer les résultats concernant les contraintes et les déplacements radiaux pour les différents cas de couplage et les différents cas de figure : axisymétrique, plan et tridimensionnel. Ces résultats sont présentés dans les figures A4.13 à A4.18. Les différents cas de calcul sont récapitulés dans le tableau A4.5.

	Loi de gonflement	Plasticité	Retrait	Anisotropie	Endommagement
Cas 1	Larive	Non	Non	Non	Non
Cas 2	Larive	Oui	Non	Non	Non
Cas 3	Brunetaud	Non	Non	Non	Non
Cas 4	Larive	Non	Non	Oui	Non
Cas 5	Larive	Non	Oui	Non	Non
Cas 6	Larive	Non	Oui	Non	Oui

Tableau A4.5 différents cas de calcul

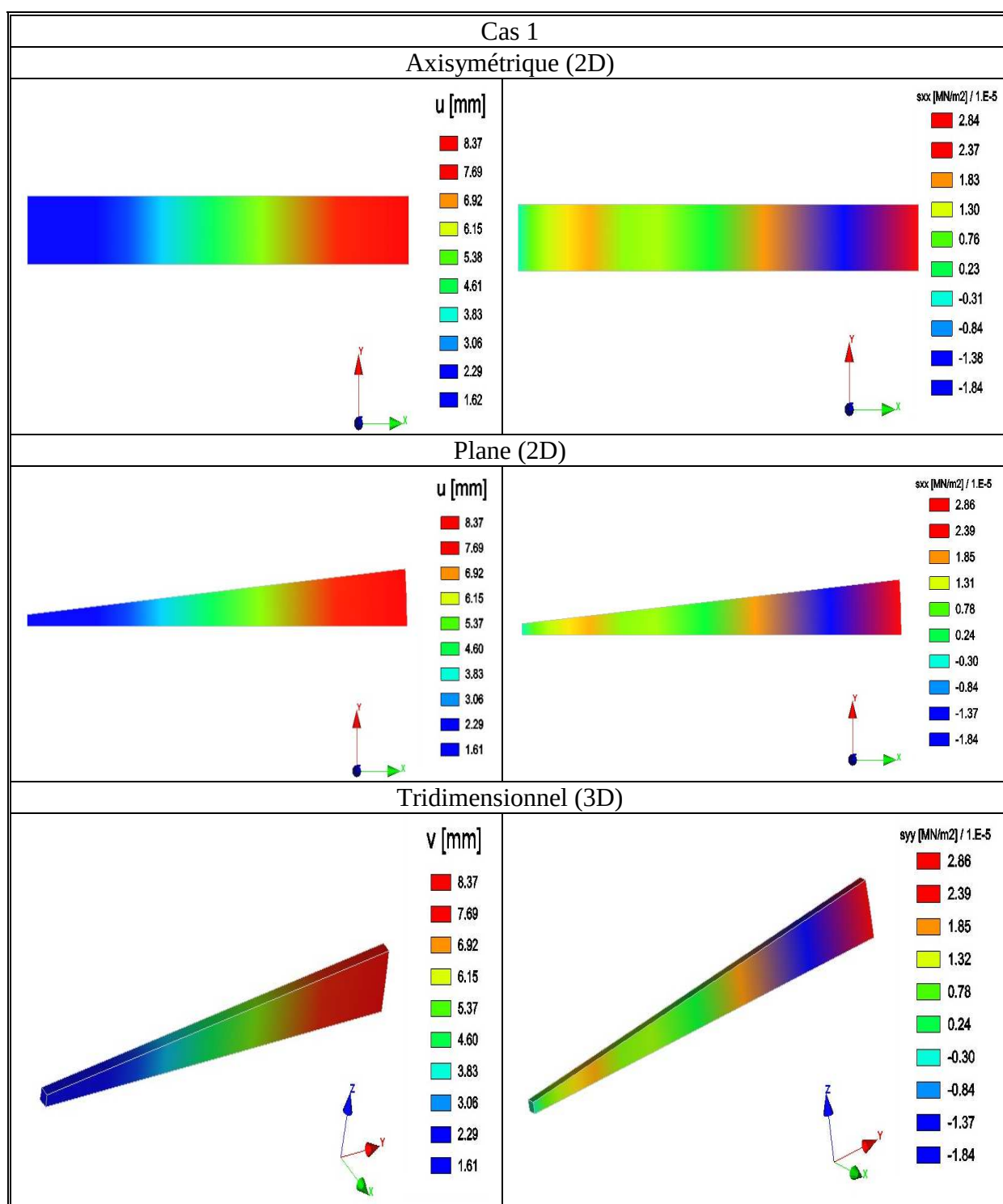


Figure A4.13. Cas 1 : Calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique.

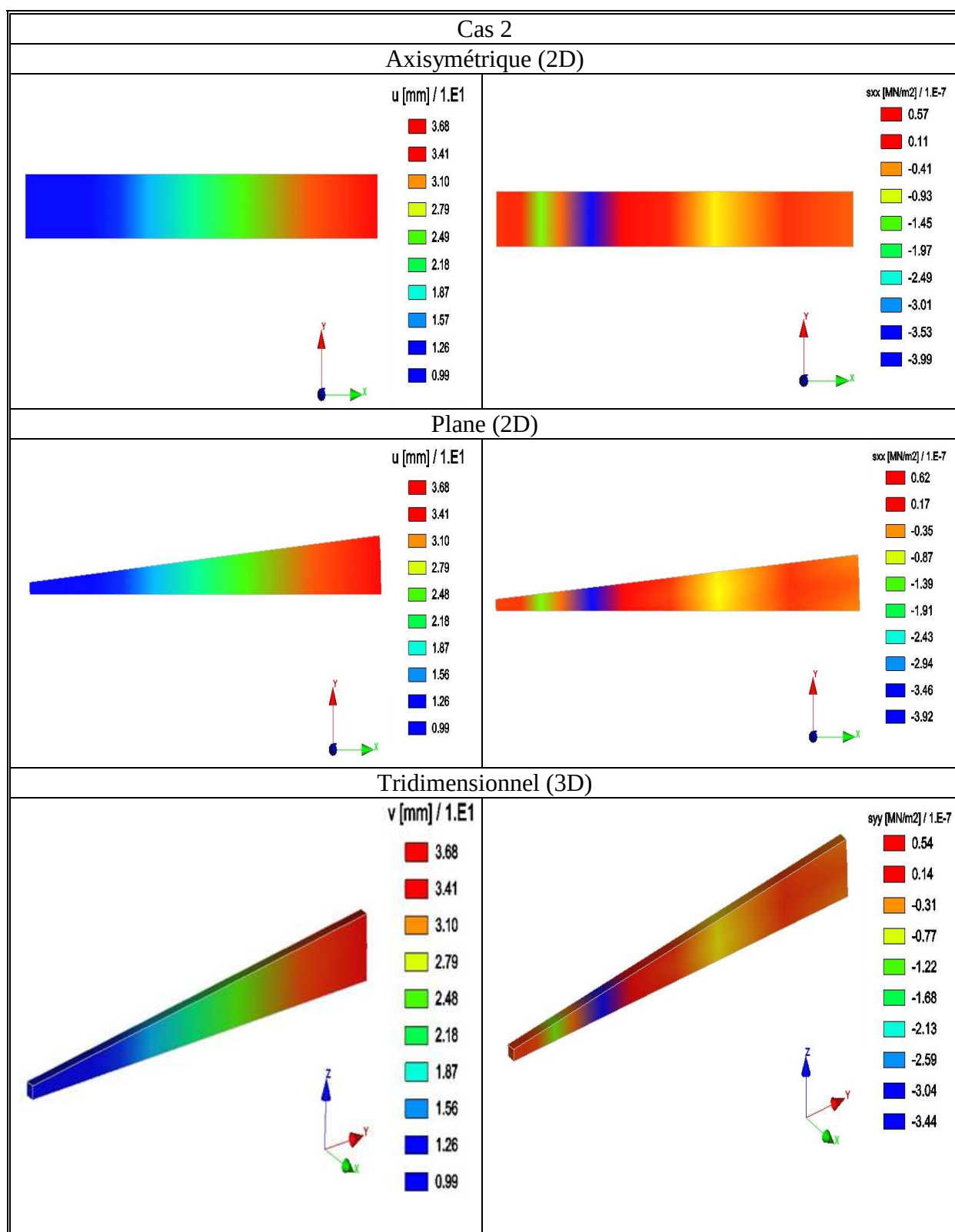


Figure A4.14. Cas 2 : Calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastoplastique (critère de Willam-Warnke).

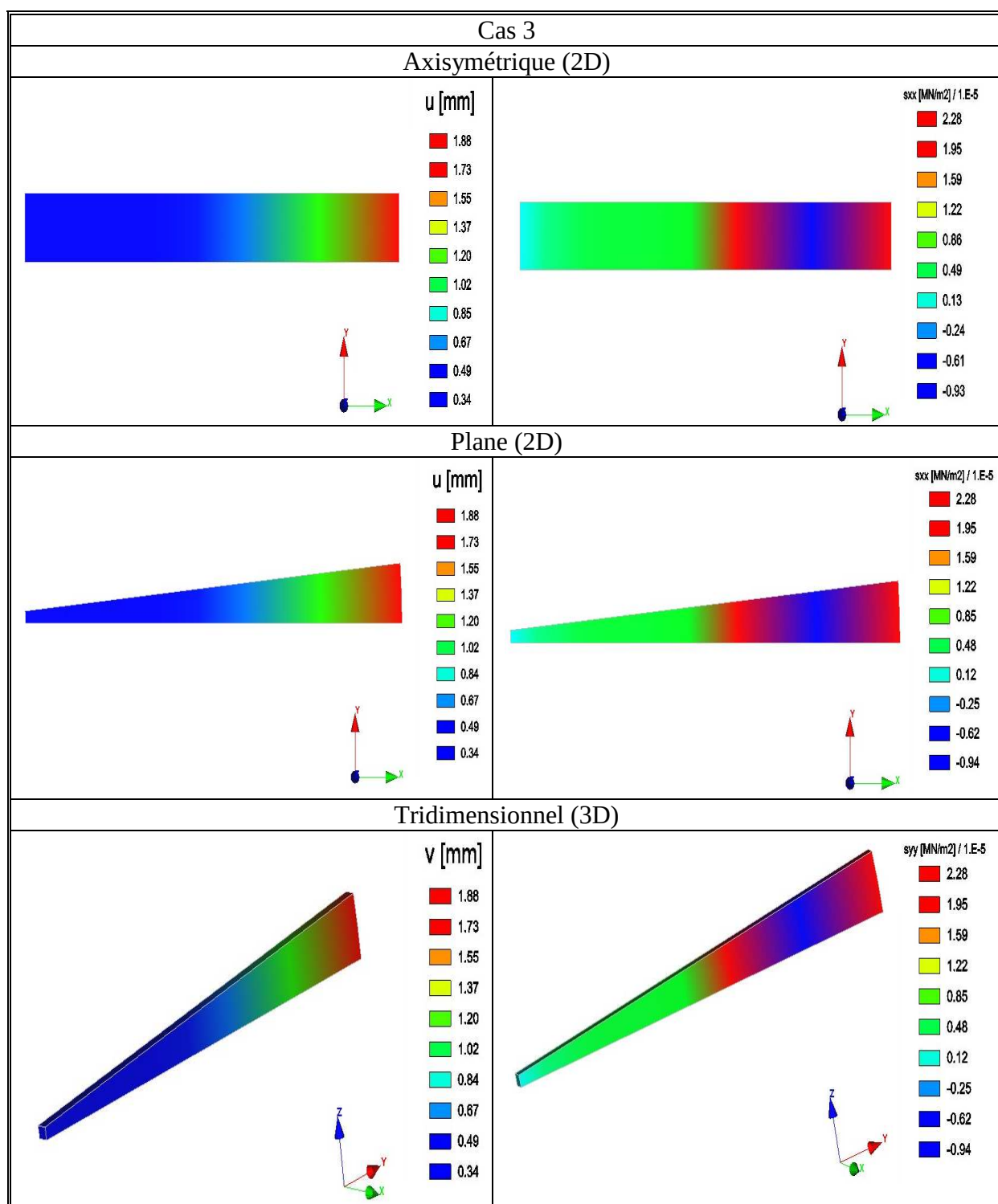


Figure A4.15. Cas 3 : Calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la loi de gonflement de Brunetaud

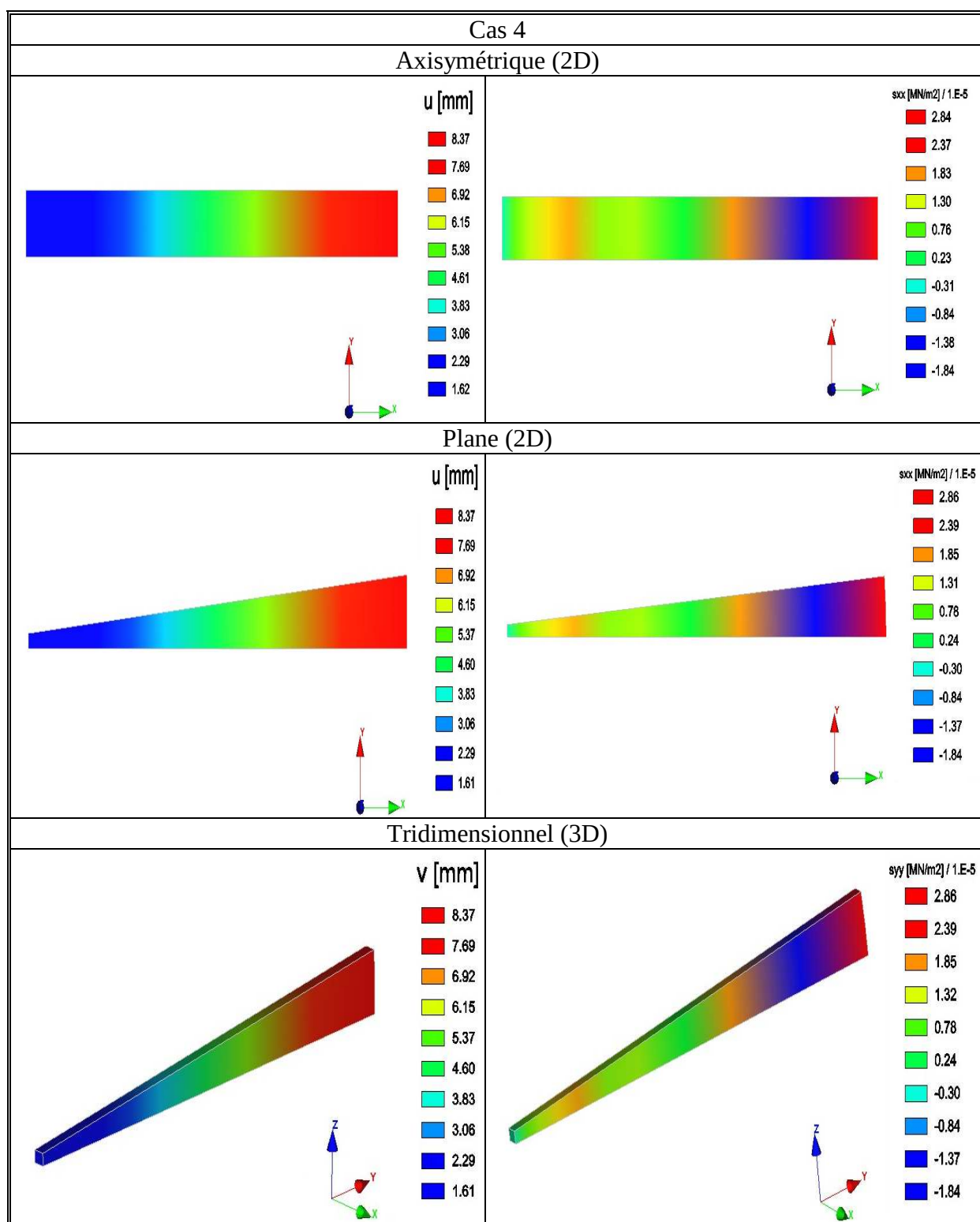


Figure A4.16. Cas 4 : Calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la prise en compte de l'effet du retrait de dessiccation.

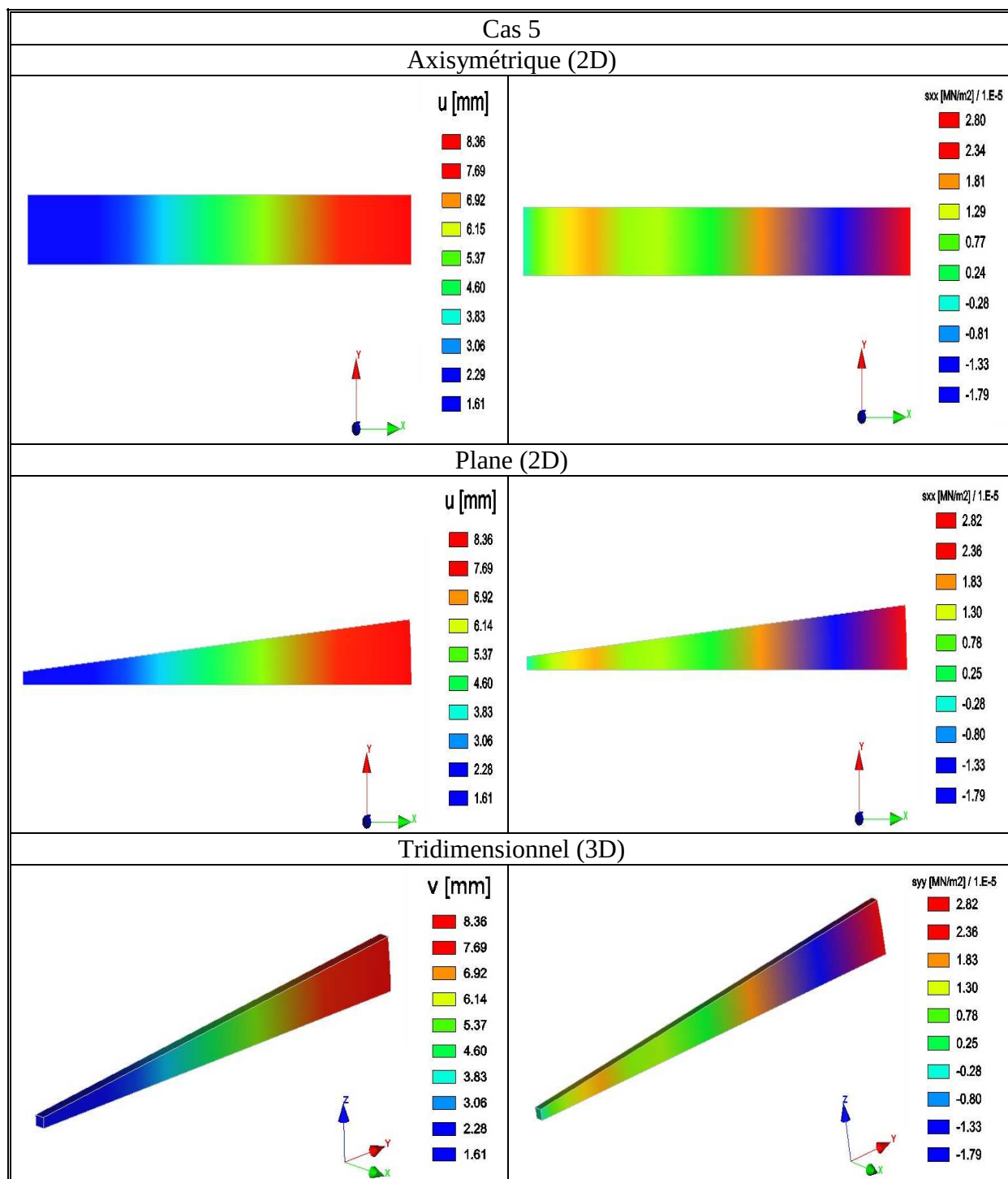
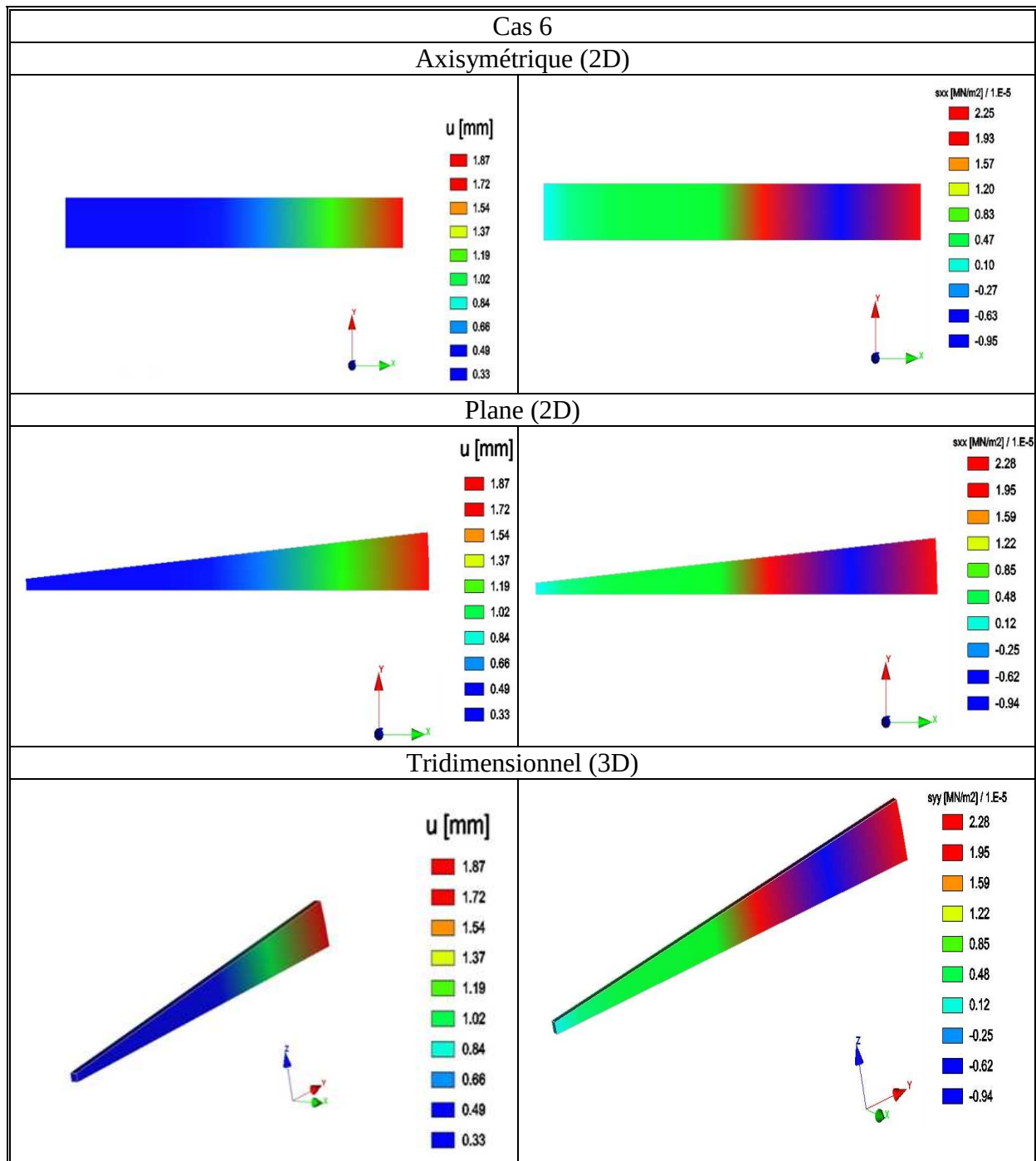


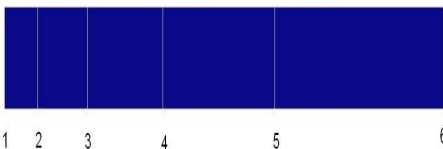
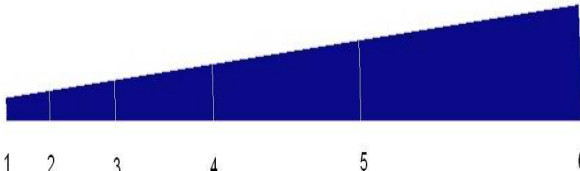
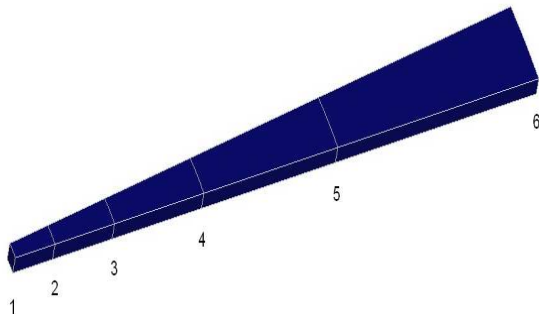
Figure A4.17. Cas 5 : Calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la prise en compte de l'endommagement du module d'Young.



FigureA4.18. Cas 6 : Calcul de l'effet mécanique de la RSI (RGIB) dans un milieu élastique avec la prise en compte de toutes les lois de couplage citées précédemment.

Les résultats présentés dans les figures A4.13 à A4.18 montrent bien que l'évolution des contraintes et des déformations est la même pour tous les cas de figure : axisymétrique, plane et tridimensionnel. Cependant, ces résultats changent avec la modification des lois de comportement traduites par l'intégration des lois de couplages dans le module RGIB.

Pour avoir une bonne comparaison des résultats, le tableau A4.6 présente les déplacements radiaux trouvés pour les différents cas d'étude et pour les six points correspondants aux frontières de chaque élément.

Cas d'étude	Forme de la structure (maillage)		
	Axisymétrique (2D)	Plane (2D)	Tridimensionnel (3D)
			
Déplacement radial (mm)			
Cas 1	1- 1,667584 2- 1,623078 3- 2,010204 4- 3,365886 5- 5,695167 6- 8,367087	1- 1,667590 2- 1,623103 3- 2,010231 4- 3,365925 5- 5,695056 6- 8,366806	1- 1,667607 2- 1,623119 3- 2,010249 4- 3,365945 5- 5,695081 6- 8,366893
Cas 2	1- 10,139708 2- 9,900751 3- 11,152931 4- 16,296908 5- 24,603663 6- 36,751088	1- 10,140540 2- 9,901688 3- 11,155304 4- 16,301647 5- 24,607742 6- 36,754649	1- 10,140540 2- 9,901688 3- 11,155304 4- 16,301647 5- 24,607742 6- 36,754649
Cas 3	1- 0,371715 2- 0,340071 3- 0,350317 4- 0,427552 5- 0,626643 6- 1,879866	1- 0,371718 2- 0,340073 3- 0,350320 4- 0,427552 5- 0,626669 6- 1,879924	1- 0,371726 2- 0,340081 3- 0,350329 4- 0,427562 5- 0,626681 6- 1,879965

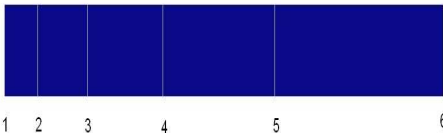
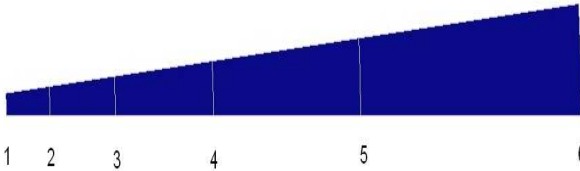
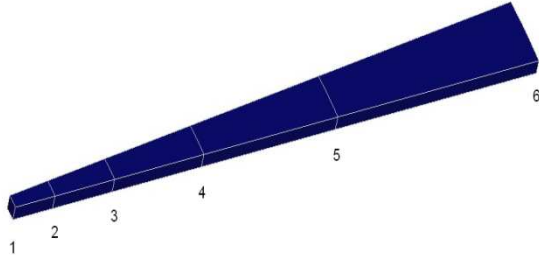
Cas d'étude	Forme de la structure (maillage)		
	Axisymétrique (2D)	Plane (2D)	Tridimensionnel (3D)
			
	Déplacement radial (mm)		
Cas 4	1- 1,667584 2- 1,623078 3- 2,010204 4- 3,365886 5- 5,695167 6- 8,367087	1- 1,667590 2- 1,623103 3- 2,010231 4- 3,365925 5- 5,695056 6- 8,366806	1- 1,667607 2- 1,623119 3- 2,010249 4- 3,365945 5- 5,695081 6- 8,366893
Cas 5	1- 1,665924 2- 1,621495 3- 2,008785 4- 3,364219 5- 5,692240 6- 8,364023	1- 1,665931 2- 1,621520 3- 2,008813 4- 3,364257 5- 5,692131 6- 8,363742	1- 1,665947 2- 1,621536 3- 2,008830 4- 3,364277 5- 5,692156 6- 8,363828
Cas 6	1- 0,365215 2- 0,334337 3- 0,344323 4- 0,420232 5- 0,616121 6- 1,869121	1- 0,365995 2- 0,334497 3- 0,344553 4- 0,420315 5- 0,616209 6- 1,869751	1- 0,365121 2- 0,334121 3- 0,341231 4- 0,420121 5- 0,616212 6- 1,869121

Tableau A4.6. Comparaison des résultats numériques des déplacements radiaux pour les différents cas-tests.

Enfin, nous présentons dans les figures A4.19, A4.20 et A4.21 les déformées des tubes par rapport à leurs états initiaux pour les cas axisymétrique, plan et tridimensionnel. Pour cela, nous nous limitons aux résultats qui concernent le module RGIB sans couplage avec d'autres phénomènes.

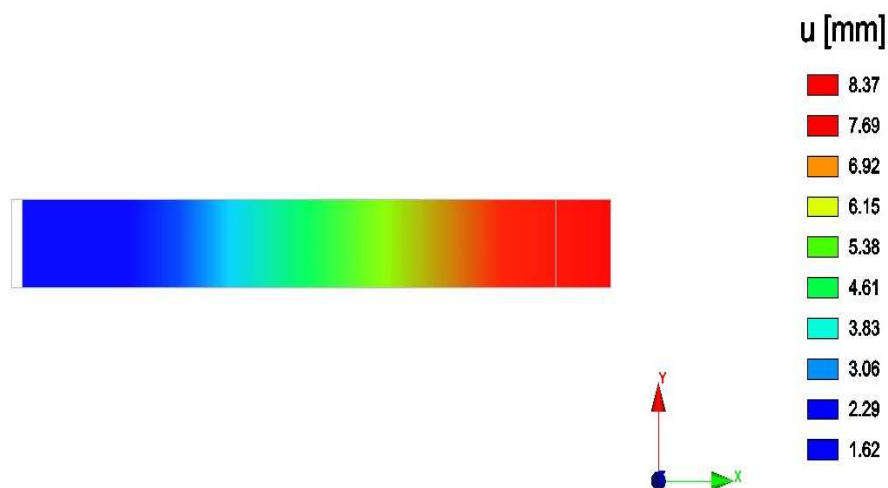


Figure A4.19. Déformée du tube pour le cas axisymétrique (2D).

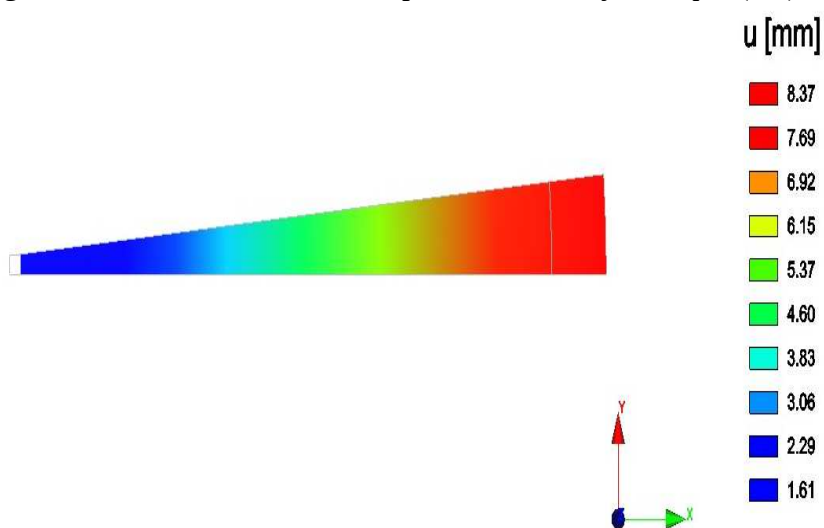


Figure A4.20. Déformée du tube pour le cas plan (2D).

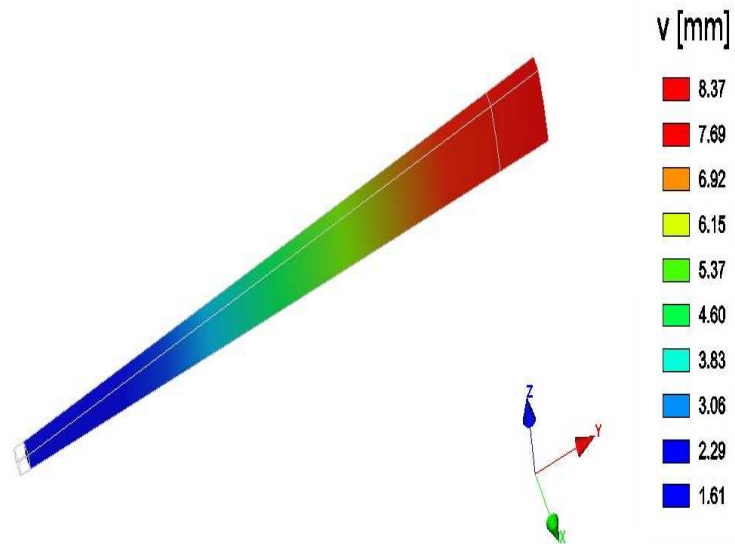


Figure A4. 21. Déformée du tube pour le cas tridimensionnel (3D).

En comparant les différents résultats des différents cas de calcul, on remarque que la différence trouvée entre les différents calculs est très infime, l'effet est de l'ordre de 10^{-4} .

La validation de ce type de test donne à la programmation effectuée une robustesse et un large champ d'application. Ainsi, il est possible de traiter avec le module RGIB le cas 2D plan ou axisymétrique ou 3D, ce qui permet une simplification des calculs et un gain de temps considérable.