



ENSC-2013/2014



**THÈSE DE DOCTORAT
DE L'ÉCOLE NORMALE SUPÉRIEURE DE CACHAN**

Présentée par

Adrien HILAIRE

pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'ÉCOLE NORMALE SUPÉRIEURE DE CACHAN

Domaine

MÉCANIQUE - GÉNIE MÉCANIQUE - GÉNIE CIVIL

Sujet de la thèse

**Étude des déformations différées des bétons en compression
et en traction, du jeune âge au long terme**

Application aux enceintes de confinement.

Alain SELLIER	Professeur, Université Paul Sabatier	Rapporteur
Eduardo FAIRBAIRN	Professeur, Université de Rio de Janeiro	Rapporteur
Jean-Michel TORRENTI	Professeur, ENPC	Examineur
Ahmed LOUKILI	Professeur, Ecole Centrale de Nantes	Examineur
Matthieu BRIFFAUT	Maître de Conférences Université Joseph Fourier	Invité
Yves BERTHAUD	Professeur, Université Paris 6	Co-directeur de thèse
Farid BENBOUDJEMA	Maître de Conférences, ENS Cachan	Co-directeur de thèse
Aveline DARQUENNES	Maître de Conférences, ENS Cachan	Encadrante
Georges NAHAS	PAST, ENS Cachan Ingénieur de recherche, IRSN	Encadrant

LMT-Cachan

ENS Cachan / CNRS / UPMC / PRES UniverSud Paris
61 avenue du Président Wilson, F-94235 Cachan cedex, France

Table des matières

Table des matières	i
Table des figures	vii
Liste des tableaux	xiii
Remerciements	xv
Introduction	1
I Interactions entre le béton et son environnement	10
1 Problème thermique et hydratation du béton	12
1.1 L'hydratation du béton : une source de chaleur au jeune âge	13
1.1.1 Avancement de la réaction d'hydratation et degré d'hydratation final . .	13
1.1.2 Exothermie et thermo-activation de la réaction d'hydratation	14
1.2 Transferts thermiques	16
1.2.1 Propriétés thermiques du béton	17
1.2.1.1 Conductivité thermique	17
1.2.1.2 Capacité thermique massique	18
1.2.1.3 Conclusions	19
1.2.2 Conditions aux limites du problème thermique	19
1.2.2.1 Conditions aux limites de type convectif	20
1.2.2.2 Conditions aux limites de type rayonnement	20
1.2.2.3 Influence des aciers en attente sur les conditions aux limites .	22
1.2.2.4 Conclusions	27
1.3 Identification des paramètres du modèle thermo-chimique par calorimétrie semi- adiabatique	28
1.3.1 Détermination des paramètres du modèle thermo-chimique	28
1.3.2 Étalonage du dispositif	29
1.3.3 Résultats	31
1.4 Simulation thermo-chimique d'une structure massive au jeune âge	35
1.5 Conclusion	39

2	Dessiccation du béton	40
2.1	Grandeurs et facteurs d'intérêt du réseau poreux dans la dessiccation du béton .	41
2.1.1	Porosité du béton	41
2.1.1.1	Distribution des tailles de pores	41
2.1.1.2	Porosité volumique totale	42
2.1.1.3	Autres paramètres	43
2.1.2	Teneur en eau du béton et grandeurs associées	44
2.1.2.1	La teneur en eau volumique ou massique et le degré de saturation	44
2.1.2.2	L'humidité relative interne	44
2.1.2.3	Conclusions	45
2.2	Mécanismes de transfert dans les milieux poreux	45
2.2.1	La diffusion	45
2.2.2	La perméabilité	45
2.2.3	Mécanismes de transferts dans un milieu poreux non saturé	46
2.2.3.1	Perméabilité et diffusion dans un milieu poreux non saturé .	47
2.2.3.2	Isothermes d'adsorption/désorption	47
2.2.3.3	Conclusions	48
2.3	Modélisation des transferts hydriques dans le béton	49
2.3.1	Modélisation des transferts hydriques en milieu poreux	49
2.3.1.1	Conservation de la masse	50
2.3.1.2	Perméabilité et diffusivité effective	51
2.3.1.3	Mouvement Darcéen de l'eau liquide vs diffusion de la vapeur	53
2.3.1.4	Validation de la modélisation	54
2.3.1.5	Conclusion	57
2.4	Comparaison des cinétiques de séchage d'éprouvettes de morphologies différentes	59
2.4.1	Influence de la taille et de la morphologie des éprouvettes sur la dessiccation du béton	59
2.4.1.1	Comparaison des cinétiques de séchage d'éprouvettes cylindrique et prismatique	59
2.4.1.2	Comparaison des cinétiques de séchage unidirectionnel et bidirectionnel	61
2.4.2	Étude expérimentale	62
2.4.2.1	Comparaison des cinétiques de séchage d'éprouvettes cylindrique et prismatique	62
2.4.2.2	Comparaison des cinétiques de séchage d'éprouvettes avec des surfaces d'échanges différentes	64
2.4.2.3	Conclusion	65
2.5	Conclusion	66

II	Comportement mécanique différé du béton	68
3	Déformation thermique et retrait endogène	70
3.1	Déformations thermiques	70
3.1.1	Coefficient de dilatation thermique au jeune âge	70
3.2	Déformation de retrait endogène	72
3.2.1	Mécanismes	72
3.2.2	Mesure du retrait endogène et du retrait d'auto-dessiccation du béton B11	72
3.2.2.1	Mesure du retrait endogène	72
3.2.2.2	Gonflement au très jeune âge	74
3.2.2.3	Mesure du retrait d'auto-dessiccation	74
3.3	Conclusion	76
4	Fluage propre du béton sous sollicitation uniaxiale	77
4.1	Introduction	77
4.1.1	Influence de la composition du béton sur la déformation de fluage propre	78
4.1.1.1	Rapport granulats/ciment	78
4.1.1.2	Rapport eau/ciment	79
4.1.1.3	Type de granulats et présence de fibres	79
4.1.2	Micro-mécanismes à l'origine de fluage	80
4.2	Modélisation du fluage propre	82
4.2.1	Cinétique de fluage propre à long terme	83
4.2.2	Influence de l'âge de chargement sur la complaisance de fluage propre pour un béton mature	85
4.2.3	Cinétique de fluage propre durant l'hydratation du béton	86
4.2.3.1	Influence du degré d'hydratation sur la cinétique de fluage propre	86
4.2.3.2	Modélisation de la complaisance de fluage au jeune âge	88
4.2.4	Influence de la température sur la déformation de fluage propre	91
4.2.4.1	Fluage propre sous température constante d'un béton mature	92
4.2.5	Influence du degré de saturation sur la déformation de fluage propre	93
4.2.5.1	Modélisation de l'influence du degré de saturation sur la complaisance de fluage propre	95
4.2.6	Influence du chargement mécanique sur la déformation de fluage propre	97
4.2.6.1	Limites de la relation de linéarité entre le fluage propre et la contrainte	97
4.2.6.2	Couplages entre la déformation de fluage propre et l'endommagement	97
4.2.6.3	Modélisation du couplage fluage propre/endommagement	99
4.2.6.4	Rupture d'une éprouvette de béton sous chargement maintenu	103
4.2.6.5	Type de sollicitation : traction ou compression	105
4.2.7	Schéma numérique	106
4.3	Essais de fluage propre	110

4.3.1	Présentation des essais	110
4.3.2	Mesure de la déformation instantanée	111
4.3.3	Mesure de la déformation endogène et de la perte en masse « parasite »	114
4.3.4	Mesure des déformations de fluage propre	114
5	Fluage du béton sous sollicitation multiaxiale	116
5.1	Fluage propre sous sollicitation multi-axiale	117
5.1.1	Extension du modèle uniaxial au cas 3D	117
5.1.2	Influence du coefficient de Poisson de fluage sur la déformation de fluage propre	117
5.1.3	Coefficient de Poisson de fluage propre	118
5.2	Essai de fluage propre en bi-compression	120
5.2.1	Protocole expérimental	120
5.2.2	Mise en charge de l'éprouvette	121
5.2.3	Mesure des déformations par corrélation d'images	121
5.2.4	Résultats	123
5.2.5	Identification indirecte du coefficient de Poisson	125
5.2.5.1	Méthode d'identification du coefficient de Poisson	125
5.2.5.2	Comparaison des méthodes d'identification du coefficient de Poisson	127
5.2.6	Conclusion	127
5.3	Fluage total du béton sous sollicitation multi-axiale	128
5.3.1	Dessiccation d'éprouvettes peintes préalablement	128
5.3.2	Retrait de dessiccation	128
5.4	Conclusion	131
6	Retrait de dessiccation	132
6.1	Humidité relative interne et retrait de dessiccation	132
6.1.1	Mécanismes du retrait de dessiccation	132
6.1.2	Pression capillaire	132
6.1.3	Pression de disjonction	133
6.1.4	Énergie surfacique solide	134
6.1.5	Des mécanismes discutés	134
6.1.6	Modélisation du retrait de dessiccation	136
6.1.6.1	Modélisation phénoménologique	136
6.1.6.2	Modélisation poromécanique des milieux poreux	137
6.1.7	Validation de la modélisation du retrait de dessiccation	141
6.1.7.1	Modélisation de la perte en masse	141
6.1.7.2	Modélisation du retrait de dessiccation	141
6.2	Effet de la taille et de la morphologie des éprouvettes sur le retrait de dessiccation	144
6.2.1	Introduction	144
6.2.2	Résultats expérimentaux	145
6.2.3	Conclusion	148

6.3	Béton soumis à des cycles de séchage et d'imbibition : retrait de dessiccation	149
6.4	Comparatif des résultats obtenus lors des différentes campagnes expérimentales	154
6.5	Conclusion	155
7	Fluage de dessiccation	157
7.1	Introduction	157
7.1.1	Mécanismes à l'origine du fluage de dessiccation	157
7.1.2	Résultat expérimentaux	161
7.2	Modélisation du fluage de dessiccation	162
7.2.1	Influence du chargement mécanique sur la complaisance de fluage de dessiccation pour un béton mature	162
7.2.2	Couplage fluage-retrait	164
7.2.3	Conclusion	165
8	Interactions fluage-fissuration-séchage	168
8.1	Interactions fluage propre-fissuration-dessiccation	168
8.1.1	Influence d'un chargement de fluage sur les cinétiques de séchage et de retrait de dessiccation	168
8.1.1.1	Protocole	168
8.1.1.2	Influence d'un pré-chargeement de fluage sur les cinétiques de séchage et de retrait de dessiccation	169
8.1.1.3	Influence de la micro-fissuration sur les cinétiques de séchage et de retrait de dessiccation	170
8.1.1.4	Conclusion	171
8.2	Fluage de dessiccation ou retrait de dessiccation sous charge ?	172

III Comportement différé de structures en béton sous chargement mécanique **175**

9	Influence de la complaisance de fluage propre sur le comportement de structures massives au jeune âge	177
9.1	Barreau encasté soumis à une variation de température	177
9.1.1	Présentation du problème	177
9.1.2	Résultats	179
9.2	Mur massif de Civaux	180
9.2.1	Modélisation thermo-chimique et modélisation du retrait endogène	181
9.2.2	Modélisation élastique endommageable	181
9.2.2.1	Modèle élastique	181
9.2.2.2	Modèle élastique endommageable	182
9.2.2.3	Simulation élastique avec fluage du mur de Civaux	184
9.2.2.4	Simulation avec fluage et endommagement du mur de Civaux	184
9.2.3	Influence du coefficient de Poisson de fluage propre	186

9.2.4	Influence du coefficient de dilatation thermique	188
10	Fluage d'une poutre en flexion 4 points	190
10.1	Analyse numérique d'une poutre en flexion 4 points	190
10.1.1	Introduction	190
10.1.2	Modélisation	192
10.1.2.1	Paramètres élastiques et de fluage	192
10.1.2.2	Modélisation du fluage tertiaire	193
10.1.3	Résultats	193
10.1.3.1	Calcul visco-élastique	193
10.1.3.2	Calcul visco-élastique endommageable	196
10.1.4	Conclusions	196
11	Comportement d'une tranche d'enceinte de confinement du jeune âge au long terme	198
11.1	Comportement d'une structure massive coulée en plusieurs levées au jeune âge	198
11.1.1	Introduction	198
11.1.2	Comportement thermo-chimique	198
11.1.3	Comportement mécanique	200
11.2	Comportement d'une structure précontrainte à long terme	202
	Conclusions	204
	Perspectives	208
A	Composition du matériau étudié	210
B	Validation de la mesure des déformations différées avec le déformètre à billes	212
C	Validation du dispositif de fluage biaxial	215
D	Schéma numérique pour le calcul de la déformation de retrait de dessiccation	219
	Bibliographie	221
	Abstract	240
	Résumé	241

Table des figures

1	Photo de la centrale de Cruas-Meyssse.	1
2	Schéma d'une enceinte de confinement	3
3	Origine des auto-contraintes induites par gradient thermique dans une structure massive	5
4	Origine des auto-contraintes induites par retrait empêché à une reprise de bétonnage, les courbes bleus (resp. rouges) sont associées à un béton mature (resp. en cours d'hydratation)	5
5	Comparaison des modélisations TCHM (courbes pointillés) et TCM (courbes pleines) au jeune âge dans les structures massives [Sciume, 2014]	7
6	Évolution de l'état de contrainte en zone courante	8
1.1	Quantité de chaleur massique générée par l'hydratation en fonction du degré d'hydratation [Parrott <i>et al.</i> , 1990]	15
1.2	Conductivité thermique du béton B11 en fonction de la température selon différents auteurs	18
1.3	Coefficient d'échange par rayonnement	21
1.4	Schématisation d'une armature en attente	22
1.5	Coulée d'une éprouvette de béton armé en deux levées	24
1.6	Paramètres des différents matériaux	24
1.7	Comparaison de T_{max} pour les deux cas de maillage	25
1.8	$T_{cas1} - T_{cas2}$	25
1.9	Évolution de l'erreur en fonction du temps	26
1.10	Géométrie d'un mur coulé en deux levées	26
1.11	Gradient de température pour deux ferraillements différents	27
1.12	Étalonnage du calorimètre semi-adiabatique	30
1.13	Évolutions de la température de l'eau T_w en fonction du temps	31
1.14	Vérification de l'uniformité du champ de température dans l'éprouvette	32
1.15	Évolution de la température dans le béton en fonction du temps pour les deux séries d'essais	33
1.16	Évolution de l'affinité chimique \mathcal{A} en fonction du degré d'hydratation ξ ($E_a^{hyd}/R = 5500 K$)	34
1.17	Maquette du projet ECOBA	36
1.18	Simulations menées avec les jeux de paramètres 2 et 4 ($E_a^{hyd}/R = 4400 K$)	37
1.19	Simulations menées avec les jeux de paramètres 1 et 3 ($E_a^{hyd}/R = 5500 K$)	38

1.20	Évolutions du degré d'hydratation en fonction du temps en conditions isothermes (T = 298 K)	38
2.1	Évolution de la porosité capillaire en fonction de e/c [Powers et Brownyard, 1947]	43
2.2	Mécanisme de transfert pour des humidités relatives intermédiaires	47
2.3	Isothermes de désorption [Baroghel-Bouny, 2007]	48
2.4	Évolution de la perméabilité relative en fonction du degré de saturation	53
2.5	Évolution de la fonction $\mathcal{R}_{k/d}$	55
2.6	Calcul de la perte en masse	55
2.7	Évolution de la perte en masse en fonction du temps	57
2.8	Évolutions de la perméabilité relative et effective en fonction du degré de saturation	58
2.9	Profil du degré de saturation selon la dimension radiale de l'éprouvette	58
2.10	Géométrie des éprouvettes cylindriques et prismatiques	60
2.11	Comparaison numérique des cinétiques de séchage en fonction de la taille des éprouvettes	61
2.12	Comparaison numérique des cinétiques de séchage en fonction de la morphologie des éprouvettes pour r = 35 mm	61
2.13	Surfaces d'échange bidirectionnelles et unidirectionnelles	62
2.14	Comparaison des cinétiques de séchage pour différentes surfaces d'échanges hydriques	63
2.15	Évolution de la perte en masse en fonction de \sqrt{t}/r_m	64
2.16	Étude de l'influence de la surface d'échange des éprouvettes sur la cinétique de dessiccation	65
2.17	Évolution de la perte en masse en fonction de la variable \sqrt{t}/r_m	66
3.1	Déformation dans le béton B11 en fonction de la température à deux emplacements différents de la maquette ECOBA lors de la descente en température	71
3.2	Évolution du coefficient de dilatation thermique en fonction du degré d'hydratation [De Schutter, 1996]	71
3.3	Évolution de ϵ_{au} en fonction du degré d'hydratation	73
3.4	Évolution de la déformation dans le béton B11 en fonction du degré d'hydratation	74
3.5	Évolution de la déformation dans le béton B11 en fonction du degré d'hydratation (capteur à corde vibrante)	75
4.1	Pont du Veurdre et essais de fluage à Plougastel	78
4.2	Évolution du fluage spécifique en fonction de V_r^{cP} pour e/c constant	80
4.3	Évolution du fluage spécifique en fonction de V_r^{cP} pour g/c constant	81
4.4	Migration de l'eau adsorbée ([Benboudjema, 2002] adapté de [Ulm et Acker, 1998])	82
4.5	Mécanisme de glissement des feuilletts C-S-H [Ulm et Acker, 1998]	82
4.6	Modèle rhéologique de fluage du béton	83
4.7	Évolution du fluage spécifique en fonction du temps pour différents rapports e/c et différents types de granulats [Brooks, 2005]	85

4.8	Évolution du fluage spécifique en fonction du temps	86
4.9	Évolution du fluage spécifique en fonction du temps pour différents âges de chargement [Browne et Blundell, 1969]	87
4.10	Validation de la modélisation à l'aide des résultats obtenus par DS. Atrushi [Atrushi, 2003]	90
4.11	Validation de la modélisation à l'aide des résultats obtenus par M. Briffaut [Briffaut <i>et al.</i> , 2012b] pour des âges de chargements différents	91
4.12	Fluage propre spécifique en fonction du temps pour différentes températures	93
4.13	Fluage propre spécifique en fonction du temps pour différentes températures	94
4.14	Déformations de fluage propre en fonction du temps pour différentes humidités relatives internes	95
4.15	Évolution de $a_{bc}^{S_l}$ et du degré de saturation S_l en fonction de l'humidité relative	96
4.16	Évolution de la durée de chargement à la rupture Δt_f et de la déformation à la rupture ε_f en fonction du niveau de chargement σ/σ_f	99
4.17	Comparaison des complaisances de fluage expérimentales [Rossi <i>et al.</i> , 2013a] et numériques pour différents niveaux de chargements et différents âges de chargement	101
4.18	Procédure de chargement	102
4.19	Évolution de la déformation totale en fonction du temps pour différents niveaux de chargements	102
4.20	Temps à la rupture (t_f) pour les deux modèles de couplage fluage-endommagement	103
4.21	Courbe contrainte-déformation avec prise en compte d'un champ aléatoire sur la déformation à rupture	104
4.22	Fluage tertiaire d'une éprouvette de béton avec prise en compte d'un champ aléatoire sur la déformation à rupture	105
4.23	Comparaison du fluage propre spécifique en traction et en compression	106
4.24	ε_{kv} , ε_{am} et ε_{bc} calculées pour différents cas de chargement	108
4.25	Schéma numérique de l'incrément de la déformation de fluage propre $\Delta \varepsilon_{bc}^n$	110
4.26	Bâtis de fluage en compression	111
4.27	Retrait endogène à partir de la mise en chargement des éprouvettes de fluage propre de la série 1	114
4.28	Fluage propre spécifique en fonction du temps pour les différentes campagnes d'essais	115
5.1	Évolution du coefficient de Poisson en fonction du rapport entre le module de compressibilité, K , et le module de cisaillement, G	116
5.2	$\frac{\varepsilon_{bc}(v_{bc})}{\varepsilon_{bc}(v_{bc}=0.2)}$ en fonction de v_{bc}	118
5.3	Évolution du coefficient de Poisson de fluage propre dans le cas de sollicitations multiaxiales pour différents auteurs [Torrenti et Benboudjema, 2014]	119
5.4	Schéma du dispositif expérimental du test de fluage en bi-compression	120
5.5	Photos du dispositif de fluage sous chargement biaxial	121
5.6	Mise sous chargement de l'éprouvette (Campagne 3)	122
5.7	Évolutions des contraintes moyennes dans l'éprouvette (Campagne 3)	122

5.8	Champs de déplacement totaux (élastique + fluage propre) après 19.83 jours de chargement	123
5.9	Fluage propre spécifique sous contrainte biaxiale et uniaxiale avec $v_{bc} = -0.05$ (Campagne 3)	124
5.10	Fluage propre spécifique sous contrainte biaxiale et uniaxiale avec $v_{bc} = -0.05$ (Campagne 4)	125
5.11	Identification du coefficient de Poisson par minimisation de l'erreur en effort	126
5.12	Comparaison du coefficient de Poisson viscoélastique obtenu de façon directe et indirecte	127
5.13	Évolution de la perte en masse en fonction du temps.	128
5.14	Évolution de la perte en masse en fonction de la variable \sqrt{t}/r ($r = 5\text{cm}$)	129
5.15	Évolution de la déformation de retrait en fonction de la variable \sqrt{t}/r ($r = 5\text{cm}$)	130
5.16	Fluage total spécifique sous contrainte biaxiale avec $v_{tc} = -0.05$ (Campagne 6)	131
6.1	Observation de la pression de disjonction entre deux sphères de quartz de rayon 1mm ; la lamelle de cuivre de la partie inférieure agit comme un ressort	134
6.2	Évolution de la pression capillaire P_c	135
6.3	Évolution du retrait de dessiccation en fonction de l'humidité relative	136
6.4	Définitions de la pression intersticielle	139
6.5	Relation de la pression intersticielle à la loi de Van Genuchten	140
6.6	Calcul de la déformation de retrait de dessiccation	142
6.7	Calcul de la perte en masse	143
6.8	Évolution de la déformation de retrait de dessiccation en fonction du temps	144
6.9	Évolution de la déformation de retrait de dessiccation en fonction de \sqrt{t}/r_m pour différents rayons moyens de séchage	145
6.10	Évolution de la déformation de retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse	146
6.11	Évolution de la déformation de retrait de dessiccation	147
6.12	Évolution de la déformation de retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse	148
6.13	Calcul numérique des évolutions de la déformation de retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse	149
6.14	Fissures observées en surface d'éprouvettes $7 \times 7 \times 28$ soumises à plusieurs niveaux de chargement mécanique	150
6.15	Évolution de la perte en masse et du retrait de dessiccation en fonction de \sqrt{t}	151
6.16	Évolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse	152
6.17	Évolutions de la perte en masse et du retrait de dessiccation	153
6.18	Évolutions du retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse du béton reconstitué B11	155
7.1	Effet Pickett	158
7.2	Mécanisme du fluage de dessiccation intrinsèque [Sellier <i>et al.</i> , 2012]	160
7.3	Évolution de la déformation totale différée en fonction du temps	161

7.4	Évolution des différentes déformations différées en fonction du temps	162
7.5	Comparaison entre le fluage de dessiccation spécifique en traction et en compression pour différents travaux	163
7.6	Évolution de la déformation de fluage de dessiccation en fonction du retrait de dessiccation	166
7.7	Évolution du paramètre λ_{dc} en fonction du rapport eau/ciment (w/c)	167
8.1	Comparaison de la perte en masse et du retrait de dessiccation d'éprouvettes aux historiques de fluage différents	169
8.2	Comparaison de la perte en masse et du retrait de dessiccation d'éprouvettes avec des états de micro-fissuration différents	171
8.3	Évolutions des pertes en masse d'éprouvettes ayant des histoires mécaniques différentes	172
8.4	Trace des déformations différées totales du béton après 34,8 jours de chargement	173
8.5	Champ de déplacement exprimées en voxel dans la direction x [Hild <i>et al.</i> , 2013]	173
9.1	Élément massif encasté soumis à une variation de température	178
9.2	Évolution de σ au cours du temps (1 = sans fluage ($\epsilon_{bc} = 0$), 2 = avec fluage ($\alpha_{bc} = 1$), 3 = avec fluage dissymétrique en traction/compression ($\alpha_{bc} = 2.57$))	179
9.3	Géométrie du mur de Civaux	180
9.4	Évolution de l'affinité normalisée, $\tilde{A}(\xi)$, et du retrait endogène, ϵ_{au} , en fonction du degré d'hydratation ξ	182
9.5	Évolution de σ_{zz} en fonction du temps à la surface (traits pointillés) et au cœur de la structure (traits pleins)	185
9.6	Évolution de σ_{yy} en fonction du temps à la surface (traits pointillés) et au cœur de la structure (traits pleins)	185
9.7	Évolution de $\frac{\max[\sigma]}{\max[\sigma(\alpha_{bc}=0)]}$ en fonction de $\frac{\alpha_{bc}}{1.69}$	186
9.8	Champ d'endommagement à la fin du jeune âge pour différentes valeurs de α_{bc}	187
9.9	Faciès de fissuration des voiles de Civaux	187
9.10	Évolution de $\frac{\max[\sigma]}{\max[\sigma(v_{bc}=0.2)]}$ en fonction de v_{bc}	188
9.11	Évolution des contraintes en fonction du temps à la surface (traits pointillés) et au cœur de la structure (traits pleins)	189
10.1	Fluage d'une poutre sous chargement maintenu [Ranaivomanana <i>et al.</i> , 2013a]	191
10.2	Déformation visco-élastique normale à la section à plusieurs dates [Tailhan <i>et al.</i> , 2013]	191
10.3	Géométrie de la poutre en flexion 4 points	191
10.4	Évolutions du fluage propre spécifique en fonction du temps pour des chargement de traction et de compression	192
10.5	Modélisation du fluage tertiaire	193
10.6	Déformations normales à la section d'une poutre en flexion maintenue	194
10.7	Évolution de la position de l'axe neutre en fonction du temps	195

10.8	Évolution de la contrainte normale à la section à l'instant de mise sous charge et après six jours de fluage	195
10.9	Complaisances de fluage propre spécifiques calculées en fibres supérieure et inférieure selon deux hypothèses	196
10.10	Évolution de la flèche en fonction du temps	197
11.1	Géométrie et ferrailage de la structure étudiée	199
11.2	Évolutions de la température et du degré d'hydratation dans la seconde levée	200
11.3	Évolutions des contraintes dans la seconde levée	201
11.4	Calcul des déformations différées dans une enceinte	203
B.1	Essais de dessiccation	212
B.2	Comparaison des mesures de retrait de dessiccation suivant 2 méthodes différentes	213
B.3	Fissuration localisée autour du plot de mesure du rétractomètre	214
C.1	Schéma du dispositif expérimental du test de fluage en bi-compression	215
C.2	Résultats de la simulation numérique de l'essai	217
C.3	Projection du champ de déplacement u_z dans le plan (\vec{e}_y, \vec{e}_z)	218
D.1	Comparaison de la solution obtenue par résolution algorithmique à la solution exacte ($k_{kv}^\infty = 10^{10}$ et $\tau = 50$)	220

Liste des tableaux

1.1	Degré d'hydratation final, ξ_{∞} , du béton B11 calculé à partir de différentes relations	14
1.2	Chaleur massique d'hydratation des différents constituants du béton	15
1.3	Conductivité thermique des constituants du B11 (granulats de type calcaire) pour différentes températures [Van Breugel, 1980]	17
1.4	Capacité thermique massique de l'eau C_{th}^w , du ciment C_{th}^c et des granulats calcaire C_{th}^{agg} pour différentes températures [Azenha, 2009]	19
1.5	Quantités d'eau utilisées lors de l'étalonnage des calorimètres	30
1.6	Chaleur latente l_{hyd} identifiée lors des différents essais (figure 1.16)	34
1.7	Paramètres du problème thermo-chimique	36
2.1	[Thiery <i>et al.</i> , 2007]	54
2.2	[Poyet <i>et al.</i> , 2011]	54
2.3	Paramètres de séchage	56
2.4	Facteur de forme k_s intervenant dans le calcul du rayon moyen [RILEM, 1995a]	59
2.5	Caractéristiques géométriques des éprouvettes	63
2.6	Caractéristiques géométriques des éprouvettes	64
4.1	Informations sur les travaux référencés de la figure 4.8	84
4.2	Paramètres du modèle rhéologique	89
4.3	Informations sur les travaux référencés dans les FIG.4.12 et 4.13	93
4.4	Informations sur les travaux référencés de la figure 4.16(a)	98
4.5	Informations sur les travaux référencés dans la FIG.4.23	107
4.6	Récapitulatif des différents essais de fluage propre	113
4.7	Modules de Young mesurés lors de l'essai de fluage propre	113
5.1	Récapitulatif des différents essais de fluage propre sous bi-compression	123
5.2	Perte en masse des éprouvettes de fluage propre mesurée entre les instants de chargement et de déchargement	123
5.3	Récapitulatif des différents essais de fluage sous bi-compression	129
6.1	Mécanismes de retrait de dessiccation d'après Soroka [Soroka, 1979]	135
6.2	Contrainte à la rupture des éprouvettes soumises à un cycle de séchage-imbibition	150
6.3	Ouverture moyenne des fissures observées pour différents seuils de chargement	151

7.1	Récapitulatif des différents essais de fluage de dessiccation	161
7.2	Informations sur les travaux référencés dans la FIG.7.5	163
9.1	Paramètres du modèle thermo-chimique	181
9.2	Paramètres du modèle élastiques	182
9.3	Paramètres du modèle d'endommagement	184
10.1	Paramètres élastiques	192
10.2	Paramètres de fluage propre	192
11.1	Paramètres du modèle thermo-chimique	199
11.2	Paramètres mécaniques	202
11.3	Paramètres mécaniques	202
A.1	Composition du béton B11	210
A.2	Données de base sur les constituants du béton B11	210
A.3	Composition du ciment du béton B11	211
B.1	Formulation du béton utilisé pour les tests de retrait de dessiccation	213
C.1	Simulation élastique du test de fluage biaxial	216

Remerciements

Je souhaite dans un premier temps exprimer ma reconnaissance à l'ensemble des membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mes travaux : Alain Sellier et Eduardo Fairbairn qui ont accepté de rapporter cette thèse ; Jean-Michel Torrenti qui m'a fait l'honneur de présider ce jury ; Ahmed Loukili et Matthieu Briffaut qui, par leurs questions, ont apporté une vision « pratique » à ce travail lors de ma soutenance.

Mes remerciements vont évidemment à Farid Benboudjema et Aveline Darquennes. Cette thèse leur doit beaucoup : par leurs disponibilités, leurs conseils, leurs expériences et leurs encadrements, ils m'ont formé et guidé dans ce monde de la recherche. L'enthousiasme dont ils ont fait preuve tout au long de ces trois ans de travail n'est pas pour rien dans mon envie de continuer dans le milieu académique. J'espère qu'à l'avenir, j'aurai de nouveau l'occasion de travailler avec vous deux.

Je remercie aussi vivement Georges Nahas et l'IRSN pour la confiance qu'ils ont manifestée à mon égard en finançant cette thèse. La connaissance de Georges au sujet des problématiques posées par les installations nucléaires a été précieuse. Je pense aussi à Julien Clément et à l'ensemble des personnels de l'IRSN que j'ai eu la chance de rencontrer au cours de ce travail.

Je suis redevable à Yves Berthaud : il a bien voulu s'insérer dans mon équipe d'encadrants pour lever les derniers obstacles administratifs au lancement de cette thèse. Je le remercie chaleureusement pour sa disponibilité.

Mes remerciements vont aussi à l'ensemble du personnel du LMT et du DGC. Merci notamment à Xavier et Olivier pour leurs aides et leurs conseils et à Amel pour son efficacité et sa patience dans la gestion administrative de mon cas.

Je n'oublie pas bien sûr l'ensemble de mes collègues du LMT. L'ambiance qui règne dans ce laboratoire a été un facteur de réussite. Ces trois années ont été riches en discussions de tout ordre, j'ai beaucoup appris à leurs côtés. Merci à Alexandre, Maxime, Kelly, Frisou, Xavier, Patate, Manu, Zouzou, Clément, Cécile, Erwan, Alexis, Martin, Claire et tous les autres...

Un clin d'oeil à mes amis de Paris et d'ailleurs.

Je pense enfin à ma famille et à mes parents en particulier.

Introduction

Contexte industriel

L'intérêt de la France pour l'énergie nucléaire est déjà ancien. La production industrielle d'électricité via la voie nucléaire s'est initiée dans les années 1960 et s'est poursuivie depuis. Les premières années de la décennie 1970 marquent un tournant technologique décisif. Cette période entérine le choix de la filière des réacteurs à eau sous pression (REP). Depuis, 58 réacteurs nucléaires de type REP ont été construits sur 19 sites du territoire français (la période de construction s'est étalée sur une quinzaine d'années). Ainsi, en 2012, la part du nucléaire dans la production d'électricité était de 74.8%. Si l'électricité produite en France est très largement d'origine nucléaire, le vieillissement des centrales nucléaires met toutefois en question l'avenir de ce moyen de production. La maîtrise des processus de vieillissement permettra de prolonger la durée d'exploitation de certains réacteurs. C'est un élément important du point de vue économique et stratégique pour la France. En effet, bien que l'âge des équipements ne soit pas



FIGURE 1: Photo de la centrale de Cruas-Meysse.

une limite juridique à la poursuite de l'exploitation d'une centrale nucléaire, l'aptitude de ces structures à répondre à des exigences de sûreté de plus en plus sévères peut être limitée par le vieillissement de leurs composants. Cette possibilité n'est réellement problématique que si ces composants sont non-remplaçables ; dans une centrale, ils sont au nombre de deux :

- la cuve qui contient le cœur du réacteur.
- **l'enceinte de confinement qui est l'objet de la présente étude.**

La conception des centrales a été réalisée à partir sur la base d'une durée d'exploitation de 40 ans. Les premières centrales ont été mises en service durant la deuxième moitié des années 1970. Par conséquent, l'hypothèse de conception sera bientôt atteinte. EDF a manifesté son souhait de prolonger la durée de fonctionnement de ses réacteurs au-delà de cette période. L'enjeu de cette proposition est énorme : plus de la moitié du coût de l'électricité produite par une centrale nucléaire est dû à la construction et au démantèlement des centrales. Augmenter la durée de vie des centrales permet d'une part, d'étendre la durée de démantèlement des centrales de cette génération, d'autre part, de produire de l'électricité à moindre coût. Encore faut-il que la sûreté des installations soit préservée. La faisabilité du prolongement de l'exploitation des réacteurs au delà de cette période se mesure donc à l'aptitude des équipements à se conformer aux exigences de sûreté. L'ASN (Autorité de Sûreté Nucléaire) est l'autorité administrative qui émet un avis sur le prolongement de la durée de vie des centrales nucléaires françaises. Sa décision s'appuie en partie sur les informations et les propositions rendues par l'IRSN (Institut de Radioprotection et de Sûreté nucléaire) qui est l'expert public en matière de recherche et d'expertise sur les risques nucléaires et radiologiques. **L'efficacité et la pertinence des évaluations de l'IRSN sont en partie liées à la connaissance des mécanismes de vieillissement des matériaux constitutifs des équipements d'une centrale nucléaire.**

Cette thèse fait partie des programmes de recherche sur le vieillissement des ouvrages de génie civil. Elle fait suite à plusieurs travaux de thèses qui ont déjà été réalisés en ce sens : certains concernent le comportement du béton ([Reviron, 2009] et [Briffaut, 2010] par exemple), d'autres se rapportent à l'étude de la perméabilité du béton fissuré ou en situation accidentelle. Les éléments de connaissance attendus seront utilisés pour appuyer les expertises effectuées par l'IRSN dans cette thématique.

L'enceinte de confinement constitue la troisième et dernière barrière de confinement contre le relâchement éventuel de produits radioactifs dans l'environnement. Sa conception diffère selon que le réacteur appartient au projet REP 900 MW ou aux projets REP 1300 et 1450 MW¹. L'enceinte de confinement du projet REP 900 MW est un bâtiment en béton armé précontraint dont l'intérieur est recouvert d'une peau métallique de 6 mm d'épaisseur. Selon cette conception, la peau métallique garantit l'étanchéité quand le béton assure la résistance.

Si le béton n'est pas garant de l'étanchéité de la structure dans les réacteurs REP 900, il en va différemment pour les réacteurs des paliers suivants. L'enceinte de confinement de ces types de réacteurs se compose d'une paroi interne en béton armé biaxialement précontrainte et d'une paroi externe en béton armé (figure 2). Le volume délimité entre ces deux enceintes est en légère dépression. Une fuite en provenance de l'enceinte interne sera donc traitée dans cet espace. En cas d'accident, son taux de fuite doit être inférieur aux capacités du système de collecte et de filtration des effluents gazeux. **Par conséquent, l'enceinte interne de confinement a un rôle majeur.** Les propriétés de transfert d'un béton non détérioré garantissent que ce taux de fuite soit suffisamment faible ; cependant, en cas de dégradation du matériau, cette garantie pourrait être remise en cause.

1. Les réacteurs sont classés en trois catégories ou paliers en fonction de leur puissance électrique. Les réacteurs du projet REP 1300-1450 sont eux-mêmes classés en trois sous-catégories : les REP 1300 P4, les REP 1300 P'4 et les REP 1450 N4

La capacité de confinement de l'enceinte ne peut donc être assurée que si le niveau d'en-

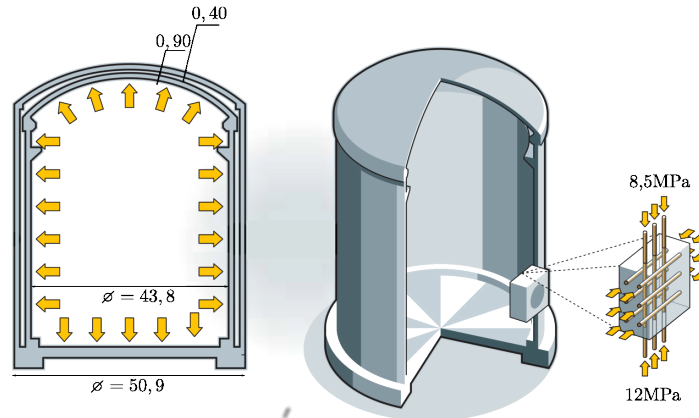


FIGURE 2: Schéma d'une enceinte de confinement

dommagement du matériau reste en deçà d'une certaine limite. Par définition le confinement doit être assuré en situation accidentelle. Or, en cas d'accident APRP (Accident par Perte de Réfrigérant Primaire), un fluide est relâché et se vaporise dans l'enceinte interne. En conséquence, la pression et la température augmentent à l'intérieur du bâtiment et induisent des contraintes de traction dans le béton (figure 2). Néanmoins, le matériau subira peu de dommages car les contraintes de traction sont équilibrées par la compression assurée par les câbles de précontrainte. Ainsi, les enceintes de confinement sont une des rares structures de génie civil où la précontrainte n'a un rôle majeur qu'en cas d'accident.

Malheureusement, l'accident n'est pas la seule situation où le matériau se dégrade. Les propriétés mécaniques et les déformations de la structure évoluent dans le temps. Par exemple, le béton peut se fissurer sous l'action de la dessiccation, des pertes de précontrainte sont également observées... Dès lors, il est nécessaire de pouvoir estimer le vieillissement de l'enceinte pour déterminer si elle est à même de répondre à une situation accidentelle. La capacité de confinement d'une enceinte pourra alors être calculée à partir de sa configuration future au moment de l'accident éventuel. **Pour ces raisons, cette thèse a pour but de donner les outils nécessaires à la modélisation d'une enceinte de confinement depuis sa fabrication jusqu'à la fin de sa mise en service.**

Contexte scientifique

La durée de vie d'une enceinte de confinement peut être décomposée en deux périodes :
 La phase du jeune âge : Elle est associée à la construction du bâtiment. Durant les premières semaines qui suivent la coulée du béton, la réaction d'hydratation du béton se développe

dans le matériau. Les conséquences de cette réaction ne sont pas sans effets sur l'état de contraintes et de déformations de la structure.

La phase du long terme : Cette période correspond grossièrement à la durée d'exploitation de la centrale. Plus précisément, elle débute lorsque le processus d'hydratation est quasi-fini (environ un mois après la fabrication du béton) et se termine avec la fin de la mise en service de la centrale.

La durée de construction d'une enceinte de confinement s'étale sur plusieurs années. Dès lors, certaines parties du bâtiment sont déjà entrées dans la phase du long terme quand d'autres n'ont toujours pas été construites.

La phase du jeune âge Lors de leur construction, les structures massives sont soumises à plusieurs types de déformations dues à l'hydratation du béton. En effet, pour ces structures massives, le dégagement de chaleur induit par la réaction d'hydratation conduit à une augmentation de la température et à un gradient de déformations thermiques dans la structure. A ces gradients, s'ajoute la restreinte apportée par les reprises de bétonnage, par exemple. Ceci conduit à la création de contraintes à l'échelle macroscopique suivant plusieurs mécanismes.

- Le mécanisme d'auto-contraintes lié au gradient thermique (figure 3) : lors de la montée en température, la température croît de façon significative à cœur, alors qu'elle reste proche de la température extérieure en surface. Le gradient de température ainsi créé entraîne un gradient de déformation thermique à l'origine de contraintes de traction en peau et de compression en cœur. Lors du refroidissement, le module de Young du béton est plus important, le gradient de déformation (contraction donc retrait) est inversé par rapport à l'étape précédente correspondante à l'élévation de température. Des contraintes de traction sont alors créées en cœur et des contraintes de compression apparaissent en peau. La fissuration potentiellement générée se produit tout d'abord en surface puis en cœur. D'une manière générale, cette fissuration n'est pas traversante.
- Le retrait empêché lors de la reprise de bétonnage : à l'état de contrainte précédent, il faut ajouter les contraintes induites par la restreinte de la levée inférieure. Lors de la phase de montée en température, des contraintes de compression (faibles, car le module de Young est peu élevé à ce moment) sont induites dans la levée courante (traction dans la levée inférieure). Lors du refroidissement, les contraintes s'inversent : les contraintes de traction générées dans la levée courante peuvent induire une fissuration traversante, ce qui influe fortement sur l'étanchéité de l'ouvrage (figure 4). Cet effet est accentué par le retrait endogène.

Il est à noter, que les fissures éventuellement induites peuvent se refermer du fait de la relaxation, d'une hydratation complémentaire (cas des grains anhydres avec une arrivée d'eau) ou de la carbonatation (réaction entre la portlandite et le CO₂). La refermeture est notamment conditionnée par l'ouverture de la fissure initiale (un maximum de 200-300 μm est une valeur mentionnée dans la littérature [Gagné et Argouges, 2012]). Néanmoins, les essais montrent que c'est dans cette zone de faiblesse que se produira la réouverture de la fissure si l'ouvrage est sollicité à nouveau.

Cette phase de courte durée dans la vie de l'ouvrage pourrait conditionner sa pérennité future.

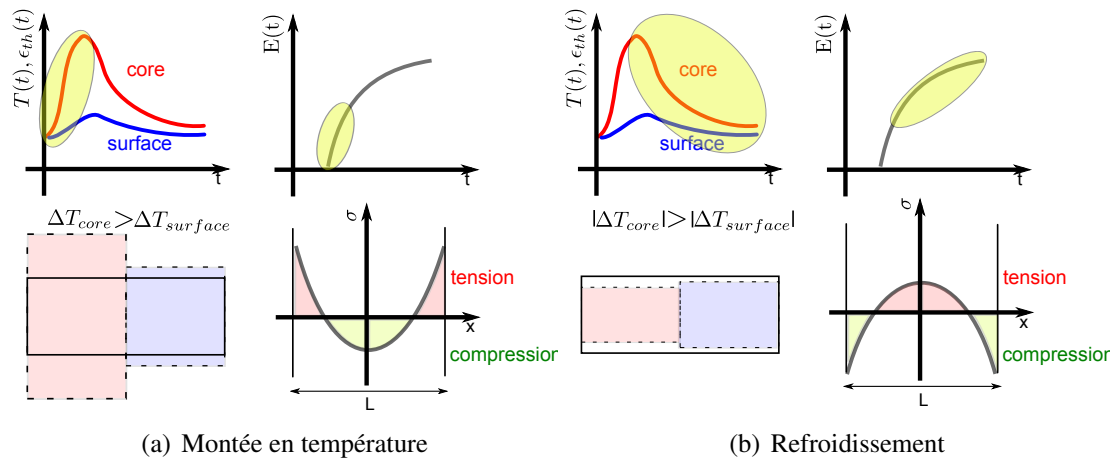


FIGURE 3: Origine des auto-contraintes induites par gradient thermique dans une structure massive

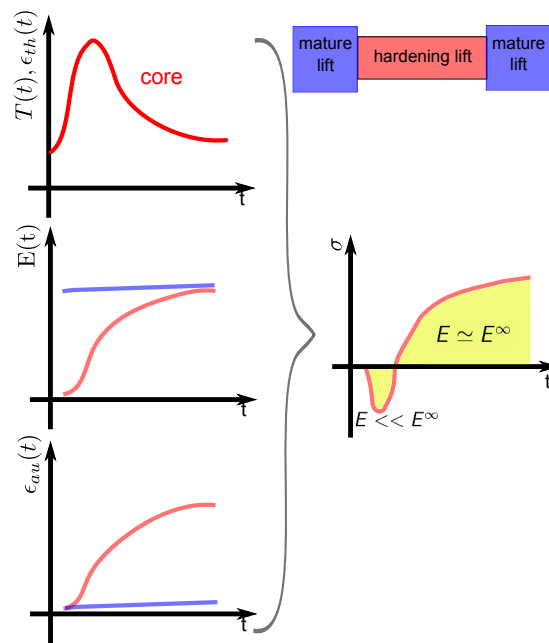


FIGURE 4: Origine des auto-contraintes induites par retrait empêché à une reprise de bétonnage, les courbes bleus (resp. rouges) sont associées à un béton mature (resp. en cours d'hydratation)

Le long terme Dès sa fabrication, le béton est en déséquilibre hydrique avec le milieu extérieur. La consommation d'eau par l'hydratation ne suffit pas à désaturer la porosité interne de ce matériau. Ainsi, bien qu'ayant atteint un niveau de maturité conséquent, les bétons utilisés dans la construction des enceintes (avec un rapport eau/ciment supérieur à 0.5) sont quasi saturés en eau. En conséquence, tout au long de la mise en service de l'ouvrage, l'eau contenue dans le réseau poreux du béton migre vers le milieu extérieur afin d'établir cet équilibre hydrique.

Cette dessiccation n'est pas sans effet sur la structure : une de ses principales particularités est que son développement est accompagné par une déformation de retrait de dessiccation. Dès lors, comme pour le problème thermo-chimique, la nature diffuse du séchage naturel des bétons induit un gradient de déformation dans la structure : le béton qui se trouve en peau sèche plus rapidement que celui qui se trouve en cœur. Une fissuration limitée à la zone de peau peut alors se produire : la perméabilité apparente au gaz à travers le réseau poreux croît. Dès lors, le taux de fuite pendant les épreuves d'enceinte augmente

De plus, combiné au fluage du béton, le retrait de dessiccation cause également un raccourcissement global de la structure. Par conséquent, des pertes de précontrainte sont observées dans les câbles et le niveau de précontrainte décroît tout au long de la vie de l'ouvrage. Or il est impossible de venir retendre les torons de précontrainte car, en France, les câbles sont injectés au coulis de ciment après leur mise en tension. En conséquence, durant la durée d'exploitation du réacteur, le développement des déformations de retrait et de fluage peuvent compromettre la fonction d'étanchéité et le rôle de troisième barrière de confinement de l'enceinte.

Le séchage et l'hydratation, deux phénomènes décorrélés : une hypothèse raisonnable ?

Le séchage du béton est décorrélé du problème thermo-chimique au jeune âge. Or, la dessiccation du béton commence dès la fabrication du matériau. De plus, elle n'est pas sans conséquence sur l'hydratation du matériau : si l'eau présente dans la porosité n'est plus disponible en quantité suffisante la formation de nouveaux hydrates n'est plus possible. Cependant, le séchage peut être négligé dans les structures massives au jeune âge. En effet, d'une part, les échanges hydriques sont 1000 à 10000 fois plus lents que les phénomènes thermiques [Acker et Ulm, 2001] et ils ne concernent qu'une fine couche de béton située en peau dans les structures massives. D'autre part, lorsque le coffrage reste en place, le séchage ne peut pas se produire (si le coffrage reste parfaitement étanche).

Sciume compare les modélisations TCHM (Thermo-Chemo-Hydro-Mécanique) et TCM (Thermo-Chemo-Mécanique) d'une structure massive au jeune âge [Sciume, 2014]. La coulée d'un mur massif (1,2 m d'épaisseur) sur une fondation mature est simulée (figure 5). Les effets du couplage entre le séchage et l'hydratation (modèle TCHM) sont importants en peau de la structure. Dans cette zone, si séchage et hydratation ne sont pas couplés, le développement de l'hydratation est surestimé et les contraintes mécaniques sont sous-évaluées. En revanche, le reste de la structure n'est pas impacté par la considération de ces interactions entre ces deux phénomènes. En outre, la pertinence de la solution TCHM en peau est discutable : le matériau qui constitue cette région est différent du reste de la structure, la littérature fait souvent état d'un effet « paroi ». Dès lors, il apparaît justifié de découpler ces deux problèmes.

Le développement d'une modélisation des déformations différées : un effort nécessaire ?

Depuis la parution des instructions relatives à l'emploi du béton armé dans la circulaire de 1906 qui ignorait l'existence des déformations différées dans le béton, de nombreuses étapes ont été franchies dans la connaissance du béton armé. Pourtant, de nombreuses inconnues demeurent dans la compréhension des déformations différées : la modélisation du séchage naturel des bétons reste délicate, le mécanisme moteur du fluage n'est toujours pas identifié, la nature et les

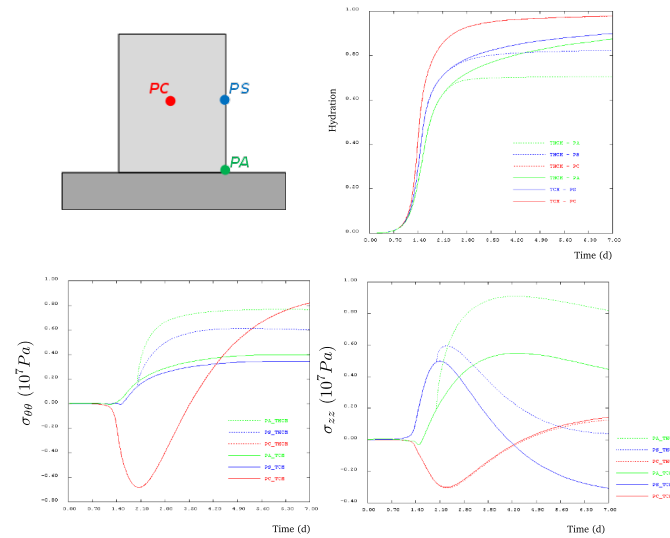


FIGURE 5: Comparaison des modélisations TCHM (courbes pointillés) et TCM (courbes pleines) au jeune âge dans les structures massives [Sciume, 2014]

variables du problème poromécanique associées au retrait de dessiccation ne font pas consensus, le couplage entre fluage et retrait est encore débattu...

Ce manque de connaissances se traduit dans les règlements officiels. Le calcul des déformations différées par le Code Model 2010 ne considère comme paramètres que la classe du ciment et la résistance moyenne du béton en compression. Des facteurs à l'influence majeure tels que la teneur en eau, la température, la porosité, l'hydratation ne sont pas pris en compte dans ce type de recommandation officielle. Ainsi, comme attendu, l'application directe de ces règlements conduit à une estimation erronée des déformations différées dans le béton. Pire, dans bon nombre de cas elle les sous-estime [Torrenti et Benboudjema, 2014][Bažant *et al.*, 2013]. Les conséquences de cette mésestimation ne sont pas toujours anodines : le pont de Palau en est une démonstration probante. Construit en 1977, il s'écroulait 20 ans, principalement après à cause d'une mauvaise prédiction des déformations différées lors de sa conception [Bazant *et al.*, 2008].

Une autre démarche consiste à utiliser les équations proposées dans les règlements officiels et de calibrer les paramètres de ces relations à partir de mesures sur sites [Mozayan, 2013]. Comme attendu, les résultats de ces travaux apparaissent pertinents dans leur comparaison à la réalité. À long terme, la structure vieillira selon une tendance similaire à celle de la période d'observation du site. De plus, l'étanchéité de la centrale est fortement dépendante de l'état de fissuration et de la teneur en eau du matériau. Ces facteurs d'influence ne peuvent que être partiellement prédits à partir de ce type de modèle.

Une modélisation par éléments finis de l'évolution dans le temps d'une structure en béton armé précontraint semble dès lors appropriée. Si elle repose sur la considération de phénomènes physiques, des interactions éventuelles entre les problèmes mécaniques et hydriques pourront être considérées. De plus, la modélisation par éléments finis permet de considérer l'ensemble de la

structure : les zones non courantes à l'état de contrainte particulier peuvent ainsi être étudiées. Les données d'entrée nécessaires à la modélisation d'un accident APRP seront donc mieux renseignées grâce à cette démarche.

Démarche et structure du rapport

Le principal objectif de cette thèse est de poursuivre **le développement d'un modèle TCHM capable de prédire le comportement d'une structure massive depuis sa construction jusqu'au long terme.**

Le plan choisi pour ce mémoire comporte trois parties. La première traite du comportement

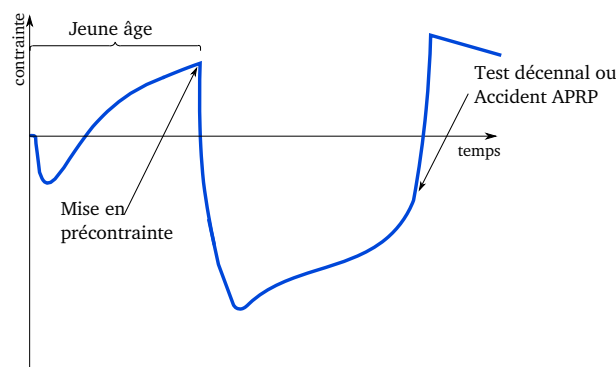


FIGURE 6: Évolution de l'état de contrainte en zone courante

thermo-chimique du béton au jeune âge et du séchage naturel des bétons à long terme. Ces deux problèmes ont en commun leur nature diffuse, ils décrivent les interactions environnementales entre le bâtiment et son milieu ambiant.

La deuxième partie s'attache à la description de chacune des déformations différées qui existent dans le béton. De plus, cette partie comporte également un chapitre dédié aux interactions entre ces déformations, la fissuration et la dessiccation.

Enfin, la troisième partie présente des simulations TCHM ou TCM d'ouvrages massifs. Dans un sens, elle est la conclusion à ce travail en validant le passage de la modélisation du matériau à celle de la structure.

Le plus souvent, la démarche suivie dans ce travail est la suivante : un bref état des connaissances actuelles est présenté, puis une modélisation basée sur la description des mécanismes physiques est proposée. Elle est ensuite validée à partir de données issues de résultats expérimentaux antérieurs ou obtenus dans cette étude. Dans le cas où les essais effectués au sein du LMT présentent un aspect original, une description du protocole expérimental est ajoutée.

L'étendue des sujets abordés dans ce travail est relativement vaste. En conséquence, l'analyse bibliographique ne fait pas l'objet d'une partie précise. L'état de l'art est rappelé au fil du mémoire, la compréhension du lecteur sur les choix faits dans ce travail est ainsi facilitée. Le texte inséré dans les figures et graphiques est écrit en anglais afin de rendre les résultats obtenus accessibles au lecteur non francophone.

Le béton étudié est représentatif d'une enceinte de confinement interne. Il s'agit du béton B11 reconstitué qui a été l'objet de plusieurs travaux scientifiques [Granger, 1995], [Omar, 2004], [Reviron, 2009] et [Briffaut, 2010]. Les résultats expérimentaux obtenus dans ces travaux antérieurs sont comparés à ceux de cette étude. Cette confrontation permet de valider le travail expérimental effectué et de caractériser la variabilité de ce béton.

Première partie

**Interactions entre le béton et son
environnement**

Le béton utilisé lors de la construction d'une structure massive n'est pas en équilibre thermodynamique. Des mécanismes se mettent en place pour établir cet équilibre durant la durée de vie de l'ouvrage.

Dans un premier chapitre, le problème lié à l'hydratation du béton au jeune âge est étudié. La modélisation est détaillée et le problème des conditions aux limites est analysé. La variabilité du comportement thermo-chimique du béton est abordée. La validation du modèle est réalisée à partir des données obtenues lors d'essais effectués au laboratoire. Puis, la simulation d'une structure massive au jeune âge est réalisée.

Le second chapitre traite du séchage naturel des bétons. La prépondérance de certains mécanismes de transfert hydrique y est discutée. Seuls les modes de transfert prédominants sont considérés. Une modélisation de la dessiccation des bétons est alors présentée. Vu que les relations nécessaires à l'étude de ce problème font débat dans la communauté scientifique, plusieurs de ces relations sont retenues et comparées afin d'estimer l'influence des choix de modélisations. La validation du modèle s'effectue à partir de résultats expérimentaux obtenus durant cette thèse. Enfin, l'effet d'échelle associé à ce problème est étudié.

Chapitre 1

Problème thermique et hydratation du béton

La réaction d'hydratation du ciment est la combinaison de plusieurs réactions chimiques exothermiques. De plus, ces réactions sont thermo-activées. Dans une structure massive au jeune âge, la géométrie, les propriétés thermiques du matériau, les conditions aux limites du problème et l'avancement de l'hydratation du ciment conduisent alors à une augmentation de la température au cœur du béton. Cette hausse de la température dans le béton a des conséquences mécaniques sur le comportement de la structure.

Même limitée au ciment Portland, l'hydratation des ciments est complexe. En effet, le ciment Portland est composé de nombreux constituants qui réagissent lorsqu'ils sont mis en présence d'eau. Mais chacune de ces phases a sa cinétique propre. De plus, l'hydratation du mélange de ces différentes phases ne peut pas être décrite comme la superposition des différentes réactions chimiques. Dès lors, l'étude précise de la cinétique de l'hydratation d'un ciment est délicate. Le présent travail n'aborde pas cette question de l'hydratation avec ce type d'approche. Le ciment est considéré globalement comme un matériau anhydre qui réagit avec l'eau ; dans cette démarche, la réaction d'hydratation s'écrit sous la forme suivante ¹ :



où Q est la quantité de chaleur globale dégagée par la réaction d'hydratation.

1. Dans la notation cimentière, $H = H_2O$

1.1 L'hydratation du béton : une source de chaleur au jeune âge

1.1.1 Avancement de la réaction d'hydratation et degré d'hydratation final

Dans ce travail, l'avancement de la réaction d'hydratation est décrit par le degré d'hydratation, ξ . Il est défini selon la relation suivante :

$$\xi(t) = \frac{m_h^c(t)}{m_a^c(t=0)} = 1 - \frac{m_h^a(t)}{m_a^c(t=0)} \quad (1.2)$$

avec m_h^c la masse de ciment hydraté et m_a^c la masse de ciment anhydre. L'évolution de cette variable est particulièrement importante car elle est directement liée à l'évolution du champ de température de la structure et aux propriétés mécaniques du béton. Il existe d'autres moyens de le définir, Powers et Brownyard [Powers et Brownyard, 1947] le caractérisent par rapport à la quantité d'eau liée par exemple. Néanmoins c'est cette définition qui est retenue dans ce travail (équation 1.2).

Comme pour le degré d'avancement, le degré d'hydratation atteint sa valeur maximum lorsqu'un des réactifs (ici l'eau) est entièrement consommé. Le degré d'hydratation final est par conséquent dépendant du rapport eau/ciment. Ainsi, d'après Powers et Brownyard, une pâte de ciment ne peut être complètement hydratée si son rapport eau/ciment est inférieur à 0.418. Cependant, la définition du degré d'hydratation diffère de celle du degré d'avancement car à l'état final il n'est pas forcément égal à un même si l'eau est présente en quantité suffisante. Ainsi, ce rapport théorique ($e/c = 0.418$) n'est pas suffisant pour que l'hydratation soit totale. Une couche d'hydrates se forme autour des grains anhydres et les empêche de réagir avec l'eau. D'autres facteurs sont en prendre en compte. Plusieurs relations sont proposées dans la littérature, Mills propose la relation phénoménologique suivante [Mills, 1966] pour calculer le degré d'hydratation final ξ_∞ :

$$\xi_\infty = \frac{1.031e/c}{0.194 + e/c} \quad (1.3)$$

Waller montre que l'équation proposée par Mills sous-estime le degré d'hydratation final, il propose la relation suivante [Waller, 2000] :

$$\xi_\infty = 1 - e^{-3.3e/c} \quad (1.4)$$

Les précédentes relations ne tiennent pas compte de la taille des grains de ciment. Or plus un ciment est fin, plus son hydratation est facilitée [Bentz et Haecker, 1999]. Lin et Meyer introduisent une relation qui tient compte de ce facteur via la finesse de Blaine, B , exprimée en $m^2.kg^{-1}$ [Lin et Meyer, 2009] :

$$\xi_\infty = \frac{\beta_1(B) \cdot \frac{e}{c}}{\beta_2(B) + \frac{e}{c}} \quad \text{avec} \quad \beta_1(B) = \frac{1.0}{9.33 \left(\frac{B}{100}\right)^{-2.82} + 0.38} \quad \text{et} \quad \beta_2(B) = \frac{B - 220}{147.78 + 1.656(B - 220)} \quad (1.5)$$

À partir des données disponibles sur la fiche produit du ciment utilisé et de la composition du B11 (annexe A), le degré d'hydratation maximum est calculé. Les résultats sont présentés dans le tableau 1.1. Les relations proposées dans la littérature sont plutôt contradictoires, si le modèle de Mills prévoit qu'à l'issue du processus d'hydratation, un quart de la masse de ciment initiale n'est toujours pas hydraté, celui de Lin et Meyer prédit une hydratation totale. Des essais de mesure de degré d'hydratation par perte au feu [Hornain, 2007] ont été réalisés par M.Briffaut, sept jours après la fabrication du béton, le degré d'hydratation est égal à 0.9 [Briffaut, 2010]. Dans le cadre d'une hydratation sous conditions environnementales contrôlées, le degré d'hydratation final du béton B11 est certainement tel que $0.85 < \xi_{\infty} < 1.0$.

Cependant, les propriétés de l'hydratation du béton ne dépendent pas que de sa composition

e/c	B	[Mills, 1966]	[Waller, 2000]	[Lin et Meyer, 2009]
0.57	$381 \text{ m}^2 \cdot \text{kg}^{-1}$	0.77	0.85	1.0

Tableau 1.1: Degré d'hydratation final, ξ_{∞} , du béton B11 calculé à partir de différentes relations

et des propriétés de son ciment associé. Les conditions environnementales influent elles aussi sur son hydratation. Lors de la construction d'une enceinte de confinement, la température de cure et l'humidité relative ambiante diffèrent de celles imposées lors d'un essai classique en laboratoire.

La température de cure n'est pas sans influence sur le processus d'hydratation (cf partie suivante). Néanmoins, son influence sur le degré d'hydratation final est quasi-négligeable lorsque elle est inférieure à 60°C [Kjellsen et Detwiler, 1992][Escalante-Garcia, 2003].

L'humidité relative ambiante peut influencer la réaction d'hydratation. En effet, lorsque l'humidité relative interne est en deçà d'une certaine valeur, l'hydratation est stoppée [Jensen *et al.*, 1999]. Cette observation est d'importance pour les bétons à faible rapport e/c car l'auto-dessiccation est particulièrement marquée [Bentz, 2008]. Si le béton B11, de part son rapport e/c assez élevé, n'est pas sensible à ce problème de consommation de l'eau libre par les réactions chimiques, l'humidité relative interne de ce béton est sensible à la dessiccation. Néanmoins, ce processus est très lent. La géométrie massive des structures étudiées implique que seul un très faible volume du bâtiment verra son degré d'hydratation final limité par la dessiccation.

Pour conclure, le degré d'hydratation final du béton dans le cas d'une structure massive peut être estimé simplement à l'aide d'une relation comme celle proposée par Waller (équation 1.4). L'influence de paramètres tels que la température de cure ou l'humidité relative ambiante ne semble pas être assez importante pour être prise en compte.

1.1.2 Exothermie et thermo-activation de la réaction d'hydratation

Degré d'hydratation et température sont intimement liés. D'une part, les réactions chimiques sont la source des dégagements de chaleur qui conduisent à une augmentation de la température dans la structure. D'autre part, les cinétiques de ces réactions sont thermo-activées.

La chaleur massique des principaux constituants du béton est présentée dans le tableau 1.2 [Acker *et al.*, 2004]. Si la capacité thermique volumique du béton est supposée égale à 1000

$J.K^{-1}.kg^{-1}$, alors en conditions adiabatiques, l'hydratation totale du ciment du béton B11 entraînerait une augmentation de température de l'ordre de $70^{\circ}C$.

Par conséquent, un des moyens de connaître l'avancement de la réaction d'hydratation est de

Constituants	% Chaleur d'hydratation (J/g)
C ₃ S ou alite	510
C ₂ S ou belite	260
C ₃ A	1100
C ₄ AF	410

Tableau 1.2: Chaleur massique d'hydratation des différents constituants du béton

mesurer la chaleur dégagée par cette réaction. Pour des pâtes de ciment, Parrott *et al.* montrent que la quantité de chaleur dégagée par la réaction d'hydratation est proportionnel au degré d'hydratation estimé par QXRD² (figure 1.1).

De plus, les réactions d'hydratation des anhydres sont thermo-activées. La vitesse d'avance-

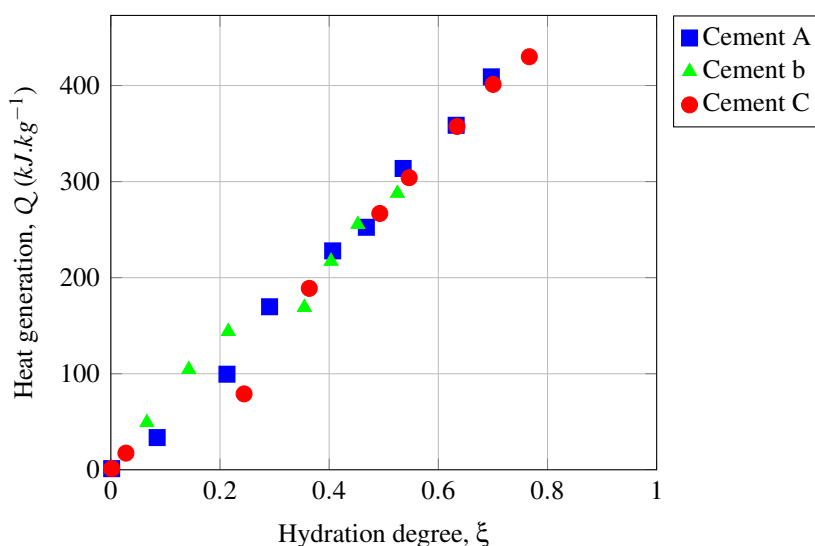


FIGURE 1.1: Quantité de chaleur massique générée par l'hydratation en fonction du degré d'hydratation [Parrott *et al.*, 1990]

ment de la réaction d'hydratation croît si la température de cure est élevée. La puissance thermique dégagée, \dot{Q} , par la réaction est donc dépendante de la température. Cette observation peut être prise en compte via le concept d'énergie d'activation introduit par Arrhenius [Arrhenius, 1915]. La vitesse du degré d'hydratation, $\dot{\xi}$, de la réaction est alors dépendante de la température selon la relation suivante :

$$\dot{\xi}(T) = \dot{\xi}(T = T_0) \cdot e^{-\frac{E_a^{hyd}}{R} \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right)} \quad (1.6)$$

2. Quantitative X-Ray Diffraction analysis

où E_a^{hyd} est l'énergie d'activation apparente³ de la réaction d'hydratation et T_0 une température de référence. La vitesse d'hydratation n'est pas seulement dépendante de la température. Le processus d'hydratation implique qu'une couche d'hydrates se forme autour des grains anhydres, en conséquence, la vitesse d'hydratation diminue. La cinétique de l'hydratation est par conséquent liée à l'état d'avancement de la réaction chimique. Ulm et Coussy [Ulm et Coussy, 1995] traduisent cette observation par l'introduction d'une affinité chimique \mathcal{A} dépendante du degré d'hydratation dans le calcul de la cinétique de l'hydratation :

$$\dot{\xi}(\xi, T) = \mathcal{A}(\xi) \cdot \exp\left(-\frac{E_a^{hyd}}{RT}\right) \quad (1.7)$$

Pour conclure, la connaissance de la vitesse d'avancement de la réaction d'hydratation peut être calculée à partir de l'équation 1.7. Cette modélisation fait apparaître deux paramètres, l'affinité chimique \mathcal{A} et l'énergie d'activation apparente E_a^{hyd} . Si ces paramètres ont chacun leur propre signification, il n'est pas nécessaire de les identifier séparément pour calculer les inconnues du problème thermo-chimique (partie I.1.3.1).

1.2 Transferts thermiques

La chaleur peut être échangée de trois façons différentes :

- par changement d'état.
- par conduction : ce transfert d'énergie se fait sans déplacement de matière à l'échelle macroscopique, c'est un phénomène de type diffusif. Les échanges de chaleur à travers le béton s'établissent selon ce mécanisme.
- par convection et par rayonnement : les échanges de chaleur entre le béton et son environnement s'expliquent par ces deux modes de transfert. Les conditions aux limites du problème thermique sont par conséquent liées à la modélisation de ces deux phénomènes.

La nature poreuse du béton induit également un transfert thermique à travers le déplacement de l'eau dans le béton, ce phénomène est connu sous le nom d'effet Dufour. Au jeune âge, les températures maximales atteintes sont suffisamment faibles pour négliger cet effet [Bazant et Thonguthai, 1978].

La conduction thermique est décrite par la loi dite de Fourier qui établit une relation de proportionnalité entre le flux de chaleur ϕ_{th} et le gradient de température ∇T :

$$\vec{\phi}_{th} = -k_{th} \vec{\nabla} T \quad (1.8)$$

où k_{th} est la conductivité thermique [$W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}$]. L'équation de la chaleur est alors établie grâce à l'application du premier principe de la thermodynamique :

$$C_{th} \dot{T} = \nabla(k_{th} \nabla T) + \dot{Q} \quad (1.9)$$

3. Cette énergie d'activation est dite apparente car ce concept a été établi et justifié pour des gazs et des liquides homogènes où une seule réaction chimique est en jeu ce qui n'est pas le cas du béton.

où C_{th} est la capacité thermique du béton [$J.m^{-3}.K^{-1}$] et Q est la quantité volumique de chaleur fournie par la réaction d'hydratation du béton [$J.m^{-3}$].

Résoudre un problème de structures massives au jeune âge, c'est trouver la solution d'une équation de la chaleur où le terme source est dépendant de l'hydratation et de la température dans le béton :

$$C_{th}\dot{T} = \nabla(k_{th}\nabla T) + \dot{Q}(\xi, T) \text{ et } \dot{Q}(\xi, T) = L_{hyd} \cdot \mathcal{A}(\xi) \cdot \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \quad (1.10)$$

où L_{hyd} est la chaleur latente de la réaction d'hydratation.

Grâce à la résolution de cette équation, l'évolution du champ de température au sein du béton est connue. Le résultat obtenu est donc fortement lié à la connaissance des paramètres thermiques ainsi qu'à la pertinence de la modélisation des conditions aux limites.

1.2.1 Propriétés thermiques du béton

Les caractéristiques thermiques d'un béton sont dépendantes de la nature de ses constituants ainsi que de sa formulation. Néanmoins, théoriquement une simple loi des mélanges sera fautive. En effet, avec le développement de la réaction d'hydratation, de nouveaux produits apparaissent et une partie de l'eau libre initiale change d'état thermodynamique. De plus, les propriétés thermiques des constituants du béton évoluent avec la température. Par conséquent, au jeune âge, les paramètres de l'équation de la chaleur sont liés à la composition du béton, au degré d'hydratation et à la température.

1.2.1.1 Conductivité thermique

À l'état mature, une moyenne massique permet de calculer la conductivité thermique⁴ k_{th} du béton [Lura et Breugel, 2001] selon l'équation 1.11 où ω^c , ω^w , ω^{agg} sont les fractions massiques du ciment, d'eau et de granulats et k_{th}^c , k_{th}^w , k_{th}^{agg} sont les conductivités thermiques respectives de chacun des constituants.

$$k_{th} = \omega^c \cdot k_{th}^c + \omega^w \cdot k_{th}^w + \omega^{agg} \cdot k_{th}^{agg} \quad (1.11)$$

Or, les conductivités thermiques de chacun des constituants du béton sont connues pour différentes températures (Tableau 1.3 [Van Breugel, 1980] cité dans [Azenha, 2009]). Ainsi, la relation 1.11 permet de calculer l'évolution de la conductivité thermique du béton en fonction de la température pour le béton reconstitué B11. [Morabito, 2001] propose une relation qui lie directement la conductivité d'un béton avec des granulats calcaire à la température.

$$\frac{k_{th}(T) - k_{th}(T_0)}{k_{th}(T_0)} = -0.0015(T - T_0) \quad (1.12)$$

Cependant, [Neville, 2000] donne une valeur différente pour la conductivité thermique des granulats calcaires, $k_{th}^{agg} = 3.2W.m^{-1}.K^{-1}$. La figure 1.2 représente les valeurs obtenues pour la

4. Théoriquement, cette affirmation est fautive. Cependant, les conductivités thermiques des différentes phases sont relativement proches et rendent acceptable cette relation

T (°C)	21.1	32.2	43.3	54.4
$k_{th}^w (W.m^{-1}.K^{-1})$	0.6	0.6	0.6	0.6
$k_{th}^c (W.m^{-1}.K^{-1})$	1.23	1.27	1.31	1.35
$k_{th}^{dgg} (W.m^{-1}.K^{-1})$	4.03	3.94	3.86	3.79

Tableau 1.3: Conductivité thermique des constituants du B11 (granulats de type calcaire) pour différentes températures [Van Breugel, 1980]

conductivité thermique du béton B11 établie à partir des différentes équations et bases de données ainsi que la valeur établie expérimentalement [Briffaut, 2010]. Les variations dues à la prise en compte de la température dans le calcul de la conductivité k_{th} apparaissent négligeables devant l'incertitude de la valeur établie pour une température ambiante.

L'avancement de la réaction d'hydratation influence également la conductivité thermique. Plu-

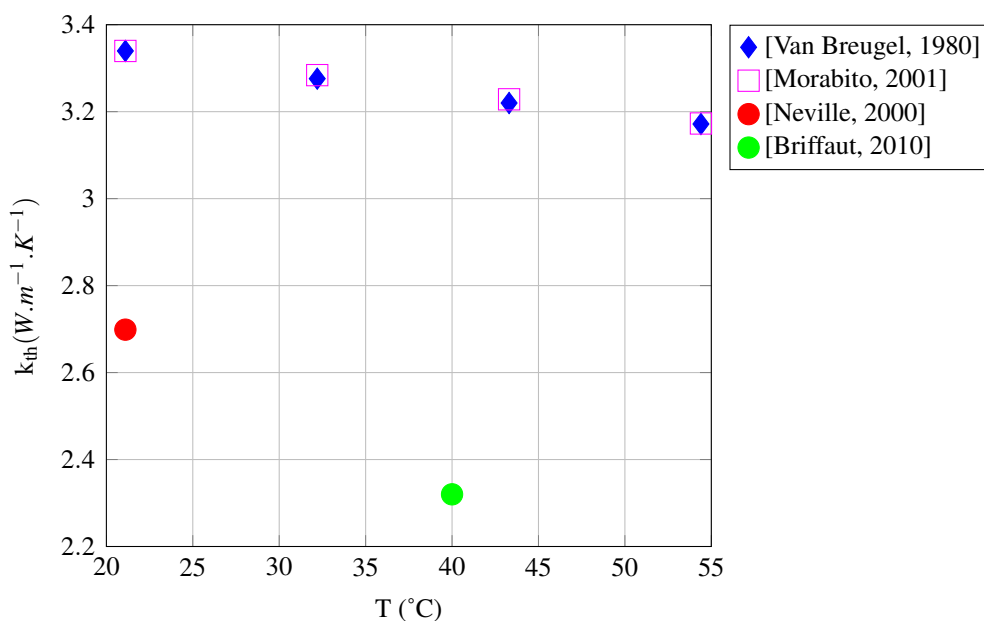


FIGURE 1.2: Conductivité thermique du béton B11 en fonction de la température selon différents auteurs

sieurs auteurs [Byfors, 1980] [Schutter, 2002] [Faria *et al.*, 2006] proposent la relation suivante où k_{th}^0 et k_{th}^∞ sont respectivement les conductivités du béton pour le degré d'hydratation ξ initial et final :

$$k_{th}(\xi) = k_{th}^0 + (k_{th}^\infty - k_{th}^0)\xi \quad (1.13)$$

avec $k_{th}^0 = 1.1k_{th}^\infty$ pour [Schutter, 2002] et $k_{th}^0 = 1.33k_{th}^\infty$ pour [Faria *et al.*, 2006].

1.2.1.2 Capacité thermique massique

Comme précédemment, la capacité thermique d'un béton dépend de la nature des granulats, de la formulation du béton, de la température et du degré d'hydratation.

Suivant la formulation, la capacité thermique du béton peut quasiment doubler. En effet, la capacité thermique massique de l'eau est 4 à 5 fois supérieure à celle des granulats et presque 10 fois supérieure à celle du ciment. Par conséquent, la teneur en eau du béton influence fortement la capacité du béton à absorber la chaleur.

Avec l'augmentation de la température, les capacités thermiques des constituants du béton augmentent (voir Tableau 1.4 [Azenha, 2009]). À l'inverse, une diminution de la capacité calori-

T (°C)	21.1	32.2	43.3	54.4
$C_{th}^w (J.kg^{-1}.K^{-1})$	4187	4187	4187	4187
$C_{th}^c (J.kg^{-1}.K^{-1})$	456	536	662	825
$C_{th}^{agg} (J.kg^{-1}.K^{-1})$	749	758	783	821

Tableau 1.4: Capacité thermique massique de l'eau C_{th}^w , du ciment C_{th}^c et des granulats calcaire C_{th}^{agg} pour différentes températures [Azenha, 2009]

fique au cours de l'hydratation est observée [De Schutter et Taerwe, 1995]. Cet effet est attribué à la fixation de l'eau dans les hydrates [Whiting *et al.*, 1978]. Cette baisse de la capacité thermique se traduit dans les équations proposées par différents auteurs (cf Equation 1.14 [De Schutter et Taerwe, 1995] et Equation 1.15 [De Schutter et Taerwe, 1995]) où C_{th}^0 et C_{th}^∞ sont respectivement les capacités calorifiques du béton pour le degré d'hydratation ξ initial et final, $c^{bindw} \simeq 0.2$ est un coefficient qui prend en compte la présence d'eau chimiquement et physiquement liée et ω^c est la fraction massique de ciment dans le béton.

$$C_{th}(\xi) = C_{th}^0 + (C_{th}^\infty - C_{th}^0)\xi \text{ avec } C_{th}^0 = 1.15C_{th}^\infty \quad (1.14)$$

$$C_{th}(\xi) = C_{th}^0 - c^{bindw}\omega^c C_{th}^w \xi \quad (1.15)$$

La température et l'hydratation du ciment ont donc des effets opposés sur l'évolution de la capacité calorifique du béton. Ainsi, ces deux évolutions se compenseraient au jeune âge pour certains auteurs [Morabito, 2001] [Knor *et al.*, 2012].

À partir des données du tableau 1.4, la valeur finale ($\xi = \xi_{max}$) de la capacité thermique du B11 est égale à $885 J.kg^{-1}.K^{-1}$ selon l'équation 1.14 et à $891 J.kg^{-1}.K^{-1}$ selon l'équation 1.15

1.2.1.3 Conclusions

Plusieurs auteurs ont étudié l'impact de la dépendance des paramètres thermiques C_{th} et k_{th} à l'hydratation et à la température sur un problème de structure massive au jeune âge [Azenha, 2009][Briffaut *et al.*, 2012c]. Pour deux types de structures, Azhenha montre qu'il est suffisant de considérer constants les paramètres thermiques au cours de l'hydratation du béton. Briffaut obtient des résultats aux conclusions similaires⁵.

5. En outre, les résultats obtenus avec des paramètres constants mènent à des augmentations de température dans la structure légèrement plus importants. Ce choix est donc conservatif

Par conséquent, dans la suite de ce travail, ces paramètres seront considérés constants quels que soit la température ou le degré d'hydratation.

1.2.2 Conditions aux limites du problème thermique

Diverses études ont été menées afin de modéliser les conditions aux limites du problème thermique. Les transferts de chaleur entre le béton et son environnement sont souvent pris en compte par des lois facilement implantables dans un code aux éléments finis. L'estimation des paramètres de ces modèles est beaucoup moins aisée et dépend de nombreux facteurs liés au milieu extérieur et à la géométrie de la structure. Deux principaux types d'échanges sont envisageables : les échanges par convection et les échanges par rayonnement. L'influence du ferrailage de la structure sur ces conditions aux limites est étudiée dans ce chapitre.

1.2.2.1 Conditions aux limites de type convectif

La convection est dite naturelle lorsque le transfert thermique est la conséquence d'une différence de température entre l'air et la couche d'air limite autour du béton. La masse volumique de l'air présente alors un gradient et une circulation de l'air se met en place. La convection est dite forcée, lorsque les mouvements de l'air ont une cause externe (le vent par exemple). Le flux de chaleur à travers la surface d'échange φ_{conv} s'écrit sous la forme suivante :

$$\varphi_{conv} = h_{conv}(T_s - T_{ext}) \quad (1.16)$$

où h_{conv} est le coefficient d'échange par convection, T_s la température à la surface du béton et T_{ext} la température ambiante. La valeur du coefficient d'échange n'est calculable que pour des géométries assez simples et des conditions environnementales contrôlées. Dans le cas de conditions ambiantes quelconques, plusieurs relations empiriques existent dans la littérature, toutes prennent en compte la vitesse du vent, V_{wind} (exprimée en $m.s^{-1}$). Plusieurs relations proposées dans la littérature sont décrites par Azhena [Azenha, 2009] : en l'absence de vent, la plupart de ces formules prédisent une valeur du coefficient de convection proche de $5 W.m^2.K^{-1}$. De même, selon les règles Th-U [TH-U, 2012], la relation suivante est proposée :

$$h_{conv} = 4 + 4.V_{wind} \quad (1.17)$$

Briffaut *et al.* [Briffaut *et al.*, 2012a] proposent un calcul de ce coefficient à partir d'une analyse adimensionnelle (théorème de Vaschy-Buckingham). Cependant cette méthode implique de faire des hypothèses sur les principales grandeurs intervenants dans le phénomène de convection. Lee *et al.* [Lee *et al.*, 2009] mesurent un coefficient de convection sur un béton en cours d'hydratation, sa valeur est comprise entre 10 et $25 W.m^2.K^{-1}$ ($0 < V_{wind} < 4m.s^{-1}$).

1.2.2.2 Conditions aux limites de type rayonnement

Les transferts thermiques s'effectuent également par rayonnement. Tout corps émet un rayonnement électro-magnétique si sa température est supérieure à $0 K$. Chaque corps interagit différemment à ce phénomène, le rayonnement peut être réfléchi, absorbé puis réémis par

rayonnement ou transmis. S'il est entièrement absorbé, alors ce matériau est appelé corps noir. L'émissivité ϵ_{ray} est la grandeur qui permet de connaître la part de flux réémise après absorption ; pour un corps noir, ce paramètre est égal à 1⁶. Dans le cadre des règles Th-U, la valeur recommandée est $\epsilon_{ray} = 0.9$. Le rayonnement Φ_{ray}^{emi} émis par un corps quelconque obéit à la loi de Stefan Boltzmann :

$$\Phi_{ray}^{emi} = \sigma_{S-B} \cdot \epsilon_{ray} \cdot T^4 \quad (1.18)$$

où $\sigma_{S-B} = 5.67 \cdot 10^{-8} \text{ W.m}^{-2} \cdot \text{K}^{-4}$ est la constante de Stefan-Boltzmann et T la température. Un volume de béton est considéré, il émet un certain rayonnement vers le milieu extérieur et reçoit de ce milieu une certaine énergie, le flux thermique total par rayonnement entre 2 surfaces (surfaces opaques grises) s'exprime selon l'équation suivante⁷ où F est un facteur de forme :

$$\Phi_{ray}^{tot} = \Gamma \cdot \sigma_{S-B} \cdot (T_{ext}^4 - T_s^4) \text{ avec } \Gamma = \frac{1}{\frac{1-\epsilon_{ray}^c}{\epsilon_{ray}^c} + \frac{1}{F} + \frac{1-\epsilon_{ray}^{ext}}{\epsilon_{ray}^{ext}}} \quad (1.19)$$

En l'état, l'équation 1.19 n'est pas pratique d'un point de vue numérique. De manière analogue au flux thermique par convection, il est possible de calculer le flux thermique par rayonnement selon l'équation suivante :

$$\Phi_{ray}^{tot} = h_{ray} (T_s - T_{ext}) \quad (1.20)$$

Plusieurs expressions sont proposées dans la littérature pour le calcul du coefficient d'échange par rayonnement h_{ray} , les règles Th-U préconisent la relation suivante :

$$h_{ray} = 4 \cdot \sigma_{S-B} \cdot \epsilon_{ray} \cdot T_{moy}^3 \text{ où } T_{moy} = \frac{T_{ext} + T_s}{2} \quad (1.21)$$

Branco et al. [Branco *et al.*, 1992] suggèrent pour h_{ray} l'expression suivante :

$$h_{ray} = \epsilon_{ray} \cdot (4.8 + 0.075 \cdot (T_{ext} - 278.15)) \quad (1.22)$$

Les valeurs de ce coefficient⁸ sont tracées en fonction de la température extérieure sur la figure 1.3. Dans des conditions classiques, ce coefficient varie peu, il est donc considéré comme constant tel que $h_{ray} = 5 \text{ W.m}^{-2} \cdot \text{K}^{-1}$.

1.2.2.3 Influence des aciers en attente sur les conditions aux limites

1.2.2.3.1 Modélisation Les échanges thermiques par convection et par rayonnement sont considérés via une relation unique qui lie le flux de chaleur échangé avec la différence de température entre la surface du matériau et le milieu extérieur :

$$\Phi = h_{th} (T_s - T_{ext}) \text{ avec } h_{th} = h_{ray} + h_{conv} \quad (1.23)$$

6. En réalité, les grandeurs caractéristiques de ce problème dépendent de la température, de la longueur d'onde, de la nature de la surface...

7. les symboles *c* et *ext* font respectivement référence au béton et au milieu extérieur

8. Pour le calcul selon les règles Th-U, le cas considéré est le moment où le pic de température dans le béton est atteint, le flux thermique est maximal. À cette date, la différence de température entre la surface du béton et le milieu extérieur est inférieure à 30°C

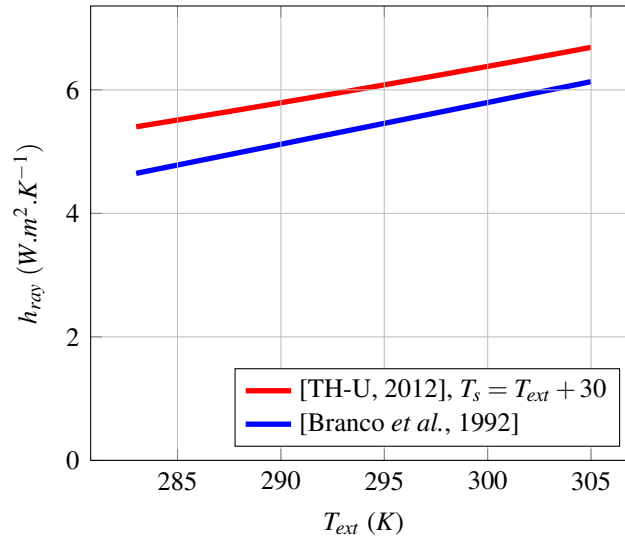


FIGURE 1.3: Coefficient d'échange par rayonnement

La quantité de chaleur $q_{conv+ray}$ échangée s'écrit alors suivant l'équation 1.24.

$$q_{conv+ray} = \iint \phi dS \quad (1.24)$$

La surface de l'interface air-structure est donc un des paramètres du problème thermique. Au jeune âge, une structure en béton armé se coule en plusieurs phases. Les fers en attente servent à relier mécaniquement ces différentes coulées. Ce ferrailage induit donc une surface d'échange supplémentaire et va influencer sur l'intensité du phénomène de convection.

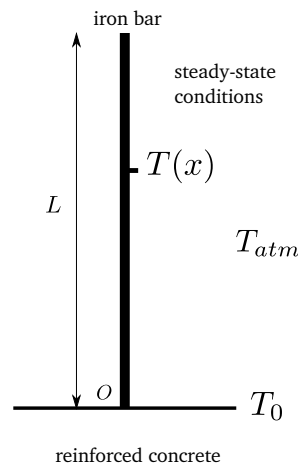


FIGURE 1.4: Schématisation d'une armature en attente

Afin d'estimer cette perte de chaleur additionnelle, un coefficient de convection équivalent

est calculé (FIG.1.4). Pendant un intervalle de temps Δt , les hypothèses suivantes sont formulées :

- La conductivité thermique du béton est environ 40 fois inférieure à celle de l'acier, k_{th}^s . La température de l'armature en attente au niveau du béton est donc considérée constante. La résolution du problème se fait de façon quasi-statique.
 - Le coefficient de convection le long de l'armature h_{th}^s est uniforme le long de la barre d'acier.
 - La température de l'air T_{atm} est uniforme.
 - L'armature en acier est modélisée sous la forme d'un cylindre de diamètre ϕ_s .
- L'équation de la chaleur s'écrit selon l'équation 1.25.

$$k_{th}^s \phi_s \frac{d^2 T}{dx^2} = 4h_{th}^s (T(x) - T_{atm}) \quad (1.25)$$

La solution de cette équation s'écrit selon la relation suivante :

$$T(x) - T_{atm} = (T_O - T_{atm}) \times \exp\left(-\sqrt{\frac{4h_{th}^s}{k_{th}^s \phi_s}} x\right) \quad (1.26)$$

La chaleur totale dissipée par une armature q_s est calculé selon l'équation 1.27 où L_s est la longueur de cette armature. Les crénelures des barres d'acier ne sont pas prises en compte.

$$\begin{aligned} q_s &= \iint h_{th}^s (T(x) - T_{atm}) \pi \phi dx \\ &= h_{th}^s \pi \phi_s (T_O - T_{atm}) \sqrt{\frac{k_{th}^s \phi_s}{4h_{th}^s}} \left[1 - e^{-\sqrt{\frac{4h_{th}^s}{k_{th}^s \phi_s}} L_s} \right] \\ &= h_{th}^{eq} \times (T_O - T_{atm}) \end{aligned} \quad (1.27)$$

Le volume de béton étudié a N armatures en attente, par conséquent, la chaleur totale q_s^{tot} dissipée par convection est déterminée à l'aide de l'équation 1.28 où h_c est le coefficient de convection du béton et S_c la surface de béton participant à ces échanges.

$$\begin{aligned} q_s^{tot} &= Nq_s + h_{th}^c S_c (T_O - T_{atm}) \\ &= h_{th}^{hom} S_c (T_O - T_{atm}) \end{aligned} \quad (1.28)$$

1.2.2.3.2 Validation du modèle La relation 1.28 est validée à l'aide d'une étude d'un cas simplifié : la coulée d'une éprouvette de béton armé. Ce volume de béton est coulé sur une précédente levée dont le processus d'hydratation est terminé (figure 1.6). Il n'y a pas de transfert de chaleur entre les surfaces latérales du béton et le milieu environnement. La température à la base de la première levée est égale à celle de l'air et est fixée à $T_0 = 20^\circ\text{C}$. La nature exothermique de l'hydratation est prise en compte au travers des équations présentées précédemment. Les paramètres des différents matériaux sont présentés dans le tableau 1.6.

Cette structure est étudiée au jeune âge à travers deux approches :

cas 1 : le calcul est fait avec un maillage très fin qui permet de mailler chaque armature.

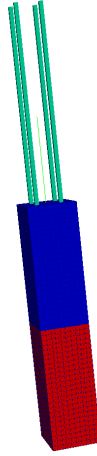


FIGURE 1.5: Coulée d'une éprouvette de béton armé en deux levées

	acier	béton
$k_{th}(W.m^{-1}.K^{-1})$	41.7	1.7
$C(J.m^{-3}.kg^{-1})$	450	900
$L(J.m^{-3})$		177.10^6
$E_a/R(K^{-1})$		5500

FIGURE 1.6: Paramètres des différents matériaux

cas 2 : le calcul est fait avec une taille de maille identique mais seul le volume de béton est représenté. Les échanges par transfert convectif sont pris en compte avec le coefficient h_{th}^{hom} . Afin de ne pas surestimer le champ de température, la conductivité thermique k_{th}^{hom} , la capacité thermique C_{th}^{hom} et la chaleur latente d'hydratation L_{hyd}^{hom} sont elles aussi homogénéisées grâce aux équations 1.29 où V_c , V_s et V_{tot} représentent les volumes respectifs de béton, d'acier et total.

$$k_{th}^{hom} = \frac{Nk_{th}^s \frac{\pi\phi^2}{4} + k_{th}^c S_c}{S_{tot}} \quad (1.29a)$$

$$C_{th}^{hom} = \frac{\rho_c C_{th}^c V_c + \rho_s C_{th}^s V_s}{\rho_c V_{tot}} \quad (1.29b)$$

$$L_{hyd}^{hom} = \frac{L_{hyd}^c V_c}{V_{tot}} \quad (1.29c)$$

La température maximale T_{max} atteinte durant l'hydratation est représentée sur la figure 1.7 pour les deux cas. Comme attendu, elle est maximale au cœur de la structure et atteint des valeurs similaires pour les 2 maillages ($74.04^\circ C$ contre $73.65^\circ C$).

La différence entre les deux champs de température est représentée 13h et 40h après la coulée du béton sur la figure 1.8. L'erreur faite avec le modèle simplifié est relativement faible et est concentré sur le haut de l'éprouvette.

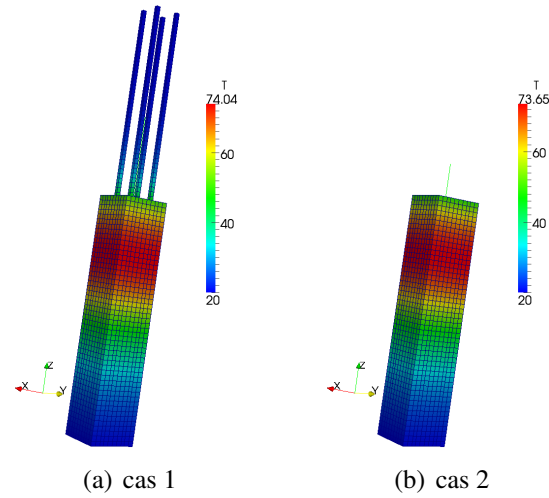


FIGURE 1.7: Comparaison de T_{max} pour les deux cas de maillage

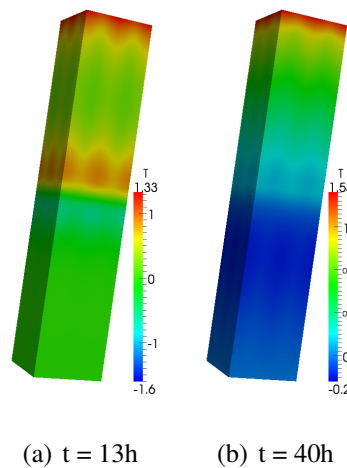


FIGURE 1.8: $T_{cas1} - T_{cas2}$

Afin d'avoir une idée plus générale des biais introduits avec ce type de modèle, un indicateur d'erreur δ est créé selon l'équation 1.30 où n est le nombre de pas de temps de la discrétisation temporelle du problème. Son évolution en fonction de l'âge du béton est tracée sur la figure 1.9.

$$\delta = \frac{1}{n} \frac{\sum (T_{cas2}^i - T_{cas1}^i)^2}{(T_{cas2}^i)^2} \quad (1.30)$$

1.2.2.3.3 Influence des aciers en attente sur un ouvrage massif au jeune âge L'influence des armatures en attente sur le champ de température et son gradient est analysée à travers la simulation d'un comportement d'un ouvrage massif au jeune âge. Les paramètres qui rentrent

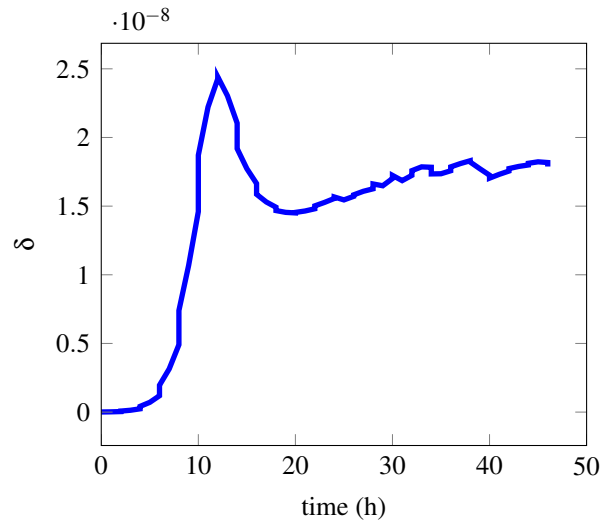


FIGURE 1.9: Évolution de l'erreur en fonction du temps

en jeu dans les équations de ce problème thermique sont les mêmes que ceux de la section 1.2.2.3.2. Un mur coulé en deux levées est étudié (FIG.1.10). On suppose que sa dimension suivant \vec{x} est très grande, par conséquent, seule une partie représentative de sa géométrie est étudiée. Les échanges convectifs de chaleur se font sur les surfaces latérales et sur la surface supérieure où des armatures en attente sont laissées en prévision de la prochaine levée. Les coefficients de convection du béton et de l'acier sont égaux $h_{th}^s = h_{th}^c = 15 \text{ W.m}^{-2}.\text{K}^{-1}$. Afin de n'évaluer que l'impact du coefficient h_{th}^{hom} sur le gradient de température selon \vec{z} , deux jeux de paramètres sont pris en compte :

- jeu 1 : k_{th} , C_{th} et L_{hyd} sont homogénéisés mais h_{th} ne l'est pas.
- jeu 2 : k_{th} , C_{th} , L_{hyd} et h_{th} sont homogénéisés.

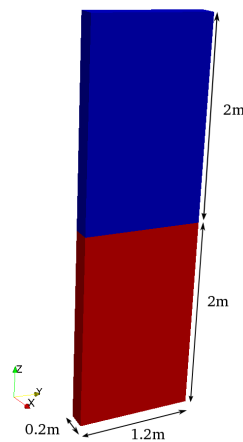


FIGURE 1.10: Géométrie d'un mur coulé en deux levées

Deux types de ferrailage sont étudiés, l'un classique présente un taux de ferrailage τ_{fer} de $103kg.m^{-3}$, l'autre est très dense avec $\tau_{fer} = 490kg.m^{-3}$. On trace le gradient de température $\overline{Grad_z T}$ en cœur de structure 21 h après la seconde levée (figure 1.11). Quel que soit le choix de ferrailage, la prise en compte des fers en attente a un effet négligeable sur le gradient de température. Cependant, il a été vérifié que l'homogénéisation des autres paramètres (k_{th} , C et L) est nécessaire afin de ne pas surestimer le champ de température maximal qui va déterminer l'état de contrainte au joint de bétonnage. Un fort taux de ferrailage aura donc un effet positif sur la contrainte σ_{xx} dans ce problème. À contrario, il aura un effet négatif sur la contrainte σ_{zz} . En effet, sur la surface supérieure, la figure 1.11 montre que le gradient de température est plus élevé quand τ_{fer} est grand. Il serait utile de traiter le problème mécanique qui découle de ce problème thermique afin de regarder à partir de quel taux de ferrailage, les problèmes liés au gradient thermique deviennent importants.

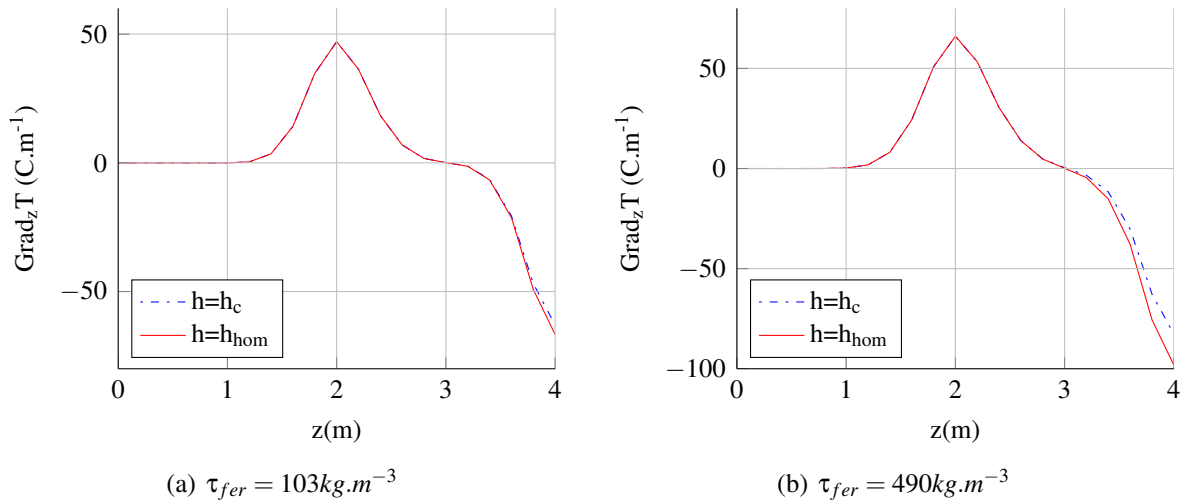


FIGURE 1.11: Gradient de température pour deux ferrailages différents

1.2.2.4 Conclusions

Les échanges thermiques par convection et par rayonnement sont considérés via une équation unique :

$$\varphi = h_{conv+ray}(T_s - T_{ext}) \text{ avec } h_{conv+ray} = h_{ray} + h_{conv} \quad (1.31)$$

h_{ray} est une constante égale à $5 W.m^{-2}.K^{-1}$ et h_{conv} est compris entre 5 et $25 W.m^{-2}.K^{-1}$ en fonction de la vitesse du vent. Beaucoup de travaux [Lee *et al.*, 2014][Azenha, 2009] considèrent un coefficient d'échange thermique tel que $h_{conv+ray} \approx 10 - 15 W.m^{-2}.K^{-1}$. Dans le cas d'ouvrage massif, les coffrages sont laissés en place au début de l'hydratation du béton, le coefficient d'échange thermique globale, h_{th} , peut alors être calculé selon la relation 1.32 où e^{form}

et k_{th}^{form} sont respectivement l'épaisseur et la conductivité thermique du coffrage :

$$\frac{1}{h_{th}} = \frac{1}{h_{conv+ray}} + \frac{e^{form}}{k_{th}^{form}} \quad (1.32)$$

Briffaut *et al.* étudient l'impact de ce coefficient d'échange sur le risque de fissuration au jeune âge, les auteurs montrent qu'ils n'existent pas de conditions de fabrication idéale [Briffaut *et al.*, 2012c]. Si la valeur du coefficient h_{th} est élevée, alors la température maximale atteinte dans le béton est relativement faible, mais le gradient de température est très fort. Les risques de fissuration à la reprise de bétonnage sont par conséquent limités mais ceux de fissuration en peau par auto-restreinte sont augmentés.

1.3 Identification des paramètres du modèle thermo-chimique par calorimétrie semi-adiabatique

La loi d'Arrhenius qui lie la cinétique de la réaction d'hydratation à la température implique l'identification de deux paramètres : l'énergie d'activation de la réaction d'hydratation, E_a^{hyd} , et l'affinité chimique qui dépend du degré d'hydratation, $\mathcal{A}(\xi)$. De plus, le calcul de la chaleur dégagée par la réaction d'hydratation nécessite de connaître la chaleur latente d'hydratation L_{hyd} . Un calorimètre semi-adiabatique développé au laboratoire ([Chen *et al.*, 2011]) permet de caractériser l'hydratation du béton. Il est constitué d'une enveloppe en polystyrène (matériau de faible conductivité) limitant les échanges thermiques par les faces latérales, inférieure et supérieure. L'éprouvette en béton est un cylindre de diamètre 15 cm et de 30 cm de hauteur. Elle est coulée dans un moule en carton puis placée dans le calorimètre. L'évolution de la température est suivie à l'aide d'un thermocouple placé au cœur de l'éprouvette. L'ensemble du dispositif est placé dans une salle où la température subit peu de variations.

1.3.1 Détermination des paramètres du modèle thermo-chimique

Le principe de la calorimétrie quasi adiabatique sur béton est identique à celui de la procédure appliquée pour la détermination normalisée de la chaleur d'hydratation des ciments⁹. La température dans le béton en cours d'hydratation, T_c , est supposée uniforme. Les pertes thermiques du calorimètre P_{cal} sont proportionnelles à la différence entre la température du béton et la température extérieure. De plus, la chaleur produite par la réaction d'hydratation est proportionnelle au degré d'hydratation. Dès lors, l'évolution de cette température en fonction du temps obéit à la relation suivante :

$$C_{th}^{tot} \cdot \frac{dT_c}{dt} = a_{cal} \cdot (T_c - T_{ext}) + L_{hyd} \frac{d\xi}{dt} \quad (1.33)$$

9. Un bref descriptif de cette méthode est présenté dans ce travail, une étude approfondie de ces techniques a été réalisée par Boulay *et al.* [Boulay *et al.*, 2010]

où C_{th}^{tot} est la capacité calorifique totale du béton et du calorimètre, a_{cal} est le coefficient de déperdition thermique et L_{hyd} est la chaleur latente de l'éprouvette de béton et T_{ext} est la température ambiante. Par conséquent, la chaleur totale produite par la réaction d'hydratation Q est calculée selon la relation suivante :

$$Q(t) = C_{th}^{tot} \cdot (T_c(t) - T_c(0)) + \int_0^t a_{cal} \cdot (T_c(u) - T_{ext}) du \quad (1.34)$$

Cette quantité de chaleur est issue de la réaction d'hydratation, elle s'exprime en fonction de la chaleur latente et du degré d'hydratation :

$$L_{hyd} \cdot \xi(t) = Q(t) \text{ et } L_{hyd} \cdot \xi_{max} = Q(t = \infty) \quad (1.35)$$

où ξ_{max} est le degré d'hydratation maximum. Par conséquent, le degré d'hydratation de la réaction et la chaleur latente d'hydratation sont calculés selon les relations suivantes :

$$\xi(t) = \xi_{max} \cdot \frac{Q(t)}{Q(t = \infty)} \text{ et } L_{hyd} = \frac{Q(t = \infty)}{\xi_{max}} \quad (1.36)$$

Au sein de l'éprouvette placée dans le calorimètre, l'avancement de la réaction d'hydratation est gouverné par une loi d'Arrhénius. Dès lors l'affinité chimique est identifiable à partir de l'évolution du degré d'hydratation :

$$\frac{d\xi}{dt} = \mathcal{A}(\xi) \cdot \exp\left(-\frac{E_a^{hyd}}{RT_c}\right) \implies \mathcal{A}(\xi) = \frac{d\xi}{dt} \cdot \exp\left(\frac{E_a^{hyd}}{RT_c}\right) \quad (1.37)$$

où E_a^{hyd} est l'énergie d'activation de la réaction.

1.3.2 Étalonage du dispositif

Le calcul des paramètres thermo-chimiques nécessite de connaître la capacité thermique et les pertes thermiques du calorimètre. La procédure d'étalonnage [ril, 1997] est la suivante :

- Un volume d'eau est chauffé à une température d'une soixante de degrés à l'aide d'un bain thermostaté (figure 1.12(a)).
- Ce volume d'eau est placé dans un moule en carton ($15cm \times 30cm$) dont les parois sont recouvertes d'un film plastique. Un thermocouple est placé au centre de l'éprouvette (figure 1.12(b)).
- L'échantillon d'eau est placé dans le calorimètre. L'évolution de la température est enregistrée durant la phase de refroidissement (figure 1.12(c)).

La capacité calorifique du dispositif (quantité d'énergie accumulée dans le calorimètre) est négligée. En effet, une étude numérique réalisée sur le dispositif QAB (développé à l'IFST-TAR et proche de celui développé dans cette étude) et sur le calorimètre de type Langavant montre que la capacité calorifique du calorimètre C_{th}^{cal} peut être négligée devant celle du béton (ou de l'eau dans le cas de l'étalonnage) : la capacité calorifique volumique du béton ($c_{th}^c \approx 2.4MJ.m^{-3}.K^{-1}$) et de l'eau ($c_{th}^w \approx 4.186MJ.m^{-3}.K^{-1}$) sont très supérieures à celles

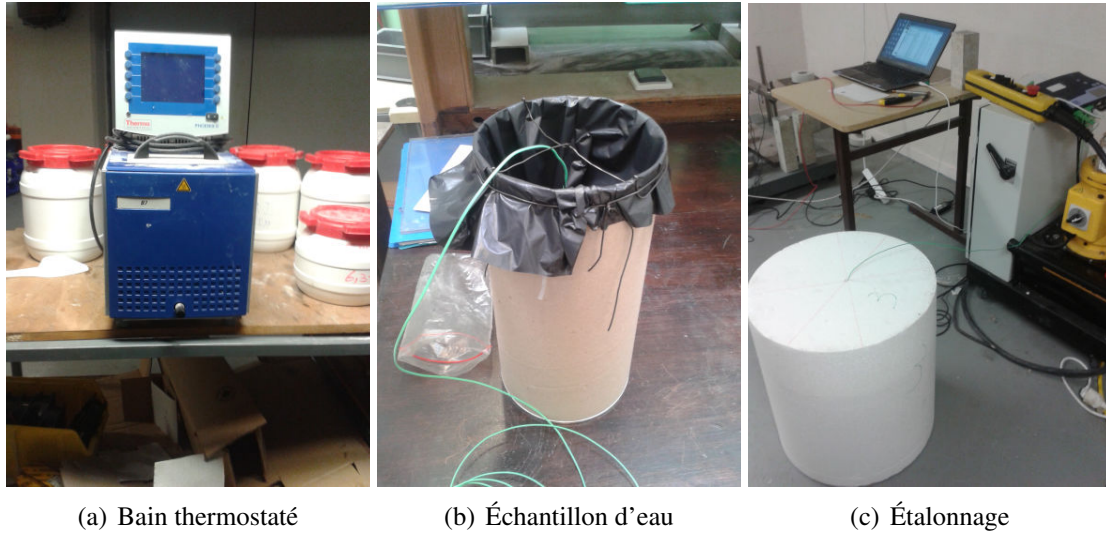


FIGURE 1.12: Étalonage du calorimètre semi-adiabatique

de l'isolant ($c_{th}^p \approx 24 \text{kJ} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{K}^{-1}$). De plus, le gradient de température est très important dans les isolants, ce qui implique que seule une fine épaisseur d'isolant accumule de la chaleur ([Briffaut *et al.*, 2012a]). Par conséquent, la capacité calorifique totale C_{th}^{tot} est supposée égale à celle de l'échantillon d'eau.

Les déperditions thermiques P_{cal} vers le milieu ambiant sont exprimées à l'aide du coefficient de déperdition thermique a_{cal} selon l'équation suivante où T_w est la température de l'éprouvette et T_{ext} est la température extérieure :

$$P_{cal} = a_{cal} \cdot (T_w - T_{ext}) \quad (1.38)$$

La température est supposée uniforme dans le béton et les variations de la température extérieure sont négligées. L'évolution de la température obéit alors à l'équation différentielle suivante :

$$C_{th}^{tot} \cdot \frac{dT_w}{dt} = a_{cal} \cdot (T_w - T_{ext}) \quad (1.39)$$

La résolution de cette relation permet d'exprimer l'évolution de la température en fonction du temps :

$$T_w = T_{ext} + (T_w^0 - T_{ext}) \cdot e^{-\frac{t-t_0}{\tau_{cal}}} \quad \text{avec } \tau_{cal} = \frac{C_{th}^{tot}}{a_{cal}} \quad \text{et } T_w^0 \text{ est la température initiale de l'eau} \quad (1.40)$$

Deux essais d'étalonnage ont été réalisés avec des masses d'eau différentes. Dans le premier cas le moule en carton est rempli à 60% de sa capacité, dans le deuxième cas à 90%. Dans chaque cas, les quantités d'eau évaporées durant la phase de refroidissement ont été calculées. L'enthalpie de vaporisation de l'eau est égale à $2257 \text{kJ} \cdot \text{kg}^{-1}$, la chaleur consommée par les changements d'état est par conséquent négligeable devant celle échangée durant les transferts

thermiques. Les évolutions de la température de l'eau en fonction du temps sont tracées sur la figure 1.13 pour chacun des étalonnages, ces évolutions sont comparées à celles obtenues grâce à la relation 1.40.

Le coefficient de déperdition thermique est alors calculé selon la relation 1.41 où V_w est le

	1 ^{er} essai	2 ^e essai
Masse d'eau initiale	3075,5 g	3066,5 g
Masse d'eau après essai	4830,5 g	4820,1 g

Tableau 1.5: Quantités d'eau utilisées lors de l'étalonnage des calorimètres

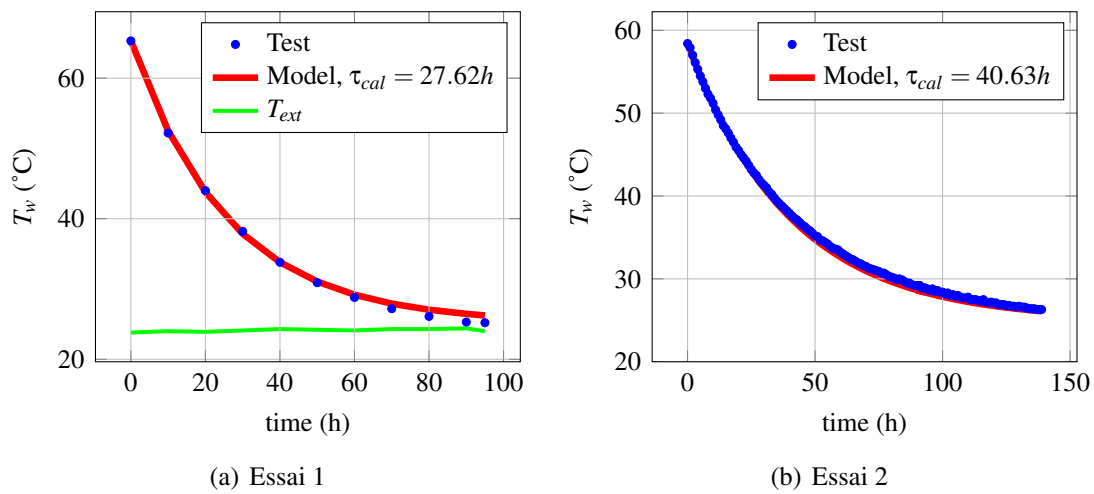


FIGURE 1.13: Évolutions de la température de l'eau T_w en fonction du temps

volume d'eau présent initialement dans l'éprouvette :

$$a_{cal} = \frac{C_{th}^{tot}}{\tau_{cal}} = \frac{C_{th}^{cal} + V_w \cdot c_{th}^w}{\tau_{cal}} \approx \frac{V_w \cdot c_{th}^w}{\tau_{cal}} \quad (1.41)$$

Les deux étalonnages réalisés donnent des résultats similaires :

$$a_{cal} = 465 \text{ J.K}^{-1} \cdot \text{h}^{-1} \text{ pour l'essai 1 et } a_{cal} = 497 \text{ J.K}^{-1} \cdot \text{h}^{-1} \text{ pour l'essai 2} \quad (1.42)$$

Les valeurs du coefficient de déperdition thermique sont légèrement différents d'un essai à l'autre car la capacité thermique du calorimètre est négligée¹⁰ et la couche d'air présente au dessus de l'eau est plus ou moins importante suivant l'essai considéré. La valeur $a_{cal} = 497 \text{ J.K}^{-1} \cdot \text{h}^{-1}$ est celle retenue car les conditions de l'essai 2 sont très similaires à celle de l'essai semi-adiabatique sur béton.

10. La capacité thermique du calorimètre peut être déterminée à partir des deux constantes de temps τ_{cal} obtenues pour chaque essai. Néanmoins, ce calcul n'est pas effectué car le résultat dépend fortement des constantes de temps identifiées.

1.3.3 Résultats

Deux séries d'essais sont réalisés sur deux gâchées différentes. Dans chaque série d'essai, 3 éprouvettes sont instrumentées à l'aide de thermocouples de type K placés au cœur du béton. Lors de la première série, plusieurs thermocouples sont placés au sein d'une même éprouvette afin de vérifier l'uniformité du champ de température dans le béton. La disposition des thermocouples ainsi que les évolutions respectives des températures lors de cet essai sont présentées sur la figure 1.14. L'écart maximum observé entre la zone basse et zone haute de l'éprouvette est inférieur à 2°C. Par conséquent, l'hypothèse d'uniformité du champ de température dans le béton est vérifiée.

Pour chaque série d'essai, les évolutions de la température au cœur du béton, T_c , en fonction

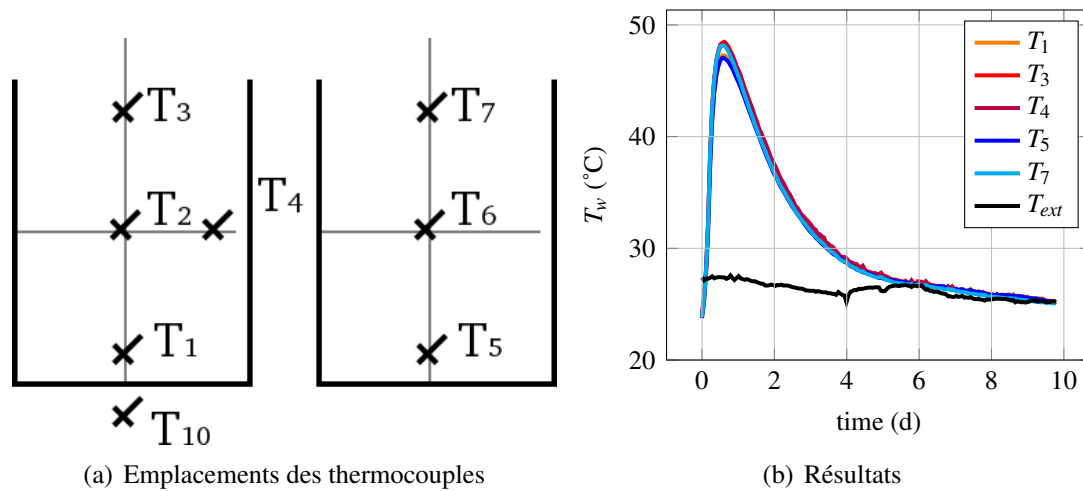


FIGURE 1.14: Vérification de l'uniformité du champ de température dans l'éprouvette

du temps sont tracées sur la figure 1.15. Pour une même gâchée, les évolutions de température sont très proches (figure 1.15(a) et 1.15(b)), la variabilité observée est très faible. De même, la comparaison des résultats des deux séries d'essais montrent que les résultats sont très similaires, le pic de la température moyenne est quelque peu décalé d'une série à l'autre mais cet écart est principalement dû aux conditions initiales de la série 1¹¹. La variabilité observée entre les deux gâchées est par conséquent mineure.

À partir de ces résultats, l'affinité chimique, $\mathcal{A}(\xi)$, et la chaleur latente d'hydratation, L_{hyd} , peuvent être identifiées. L'énergie d'activation, E_a^{hyd}/R , est fixée arbitrairement à 5500 K. En effet, Briffaut *et al.* montrent qu'un des paramètres influant sur l'évolution du champ de température dans une structure massive est le couple $(E_a^{hyd}, \mathcal{A}(\xi))$. Dès lors, il est justifié d'identifier l'affinité chimique à partir d'une valeur arbitraire de l'énergie d'activation [Briffaut *et al.*, 2012a]. Les figures 1.16 représentent les évolutions de l'affinité chimique en fonction du degré

11. Lors de ces essais, la mise en place des éprouvettes a duré trop longtemps pour permettre l'observation du début de l'hydratation. De plus, la température initiale du béton était légèrement plus élevée que lors de la série 2.

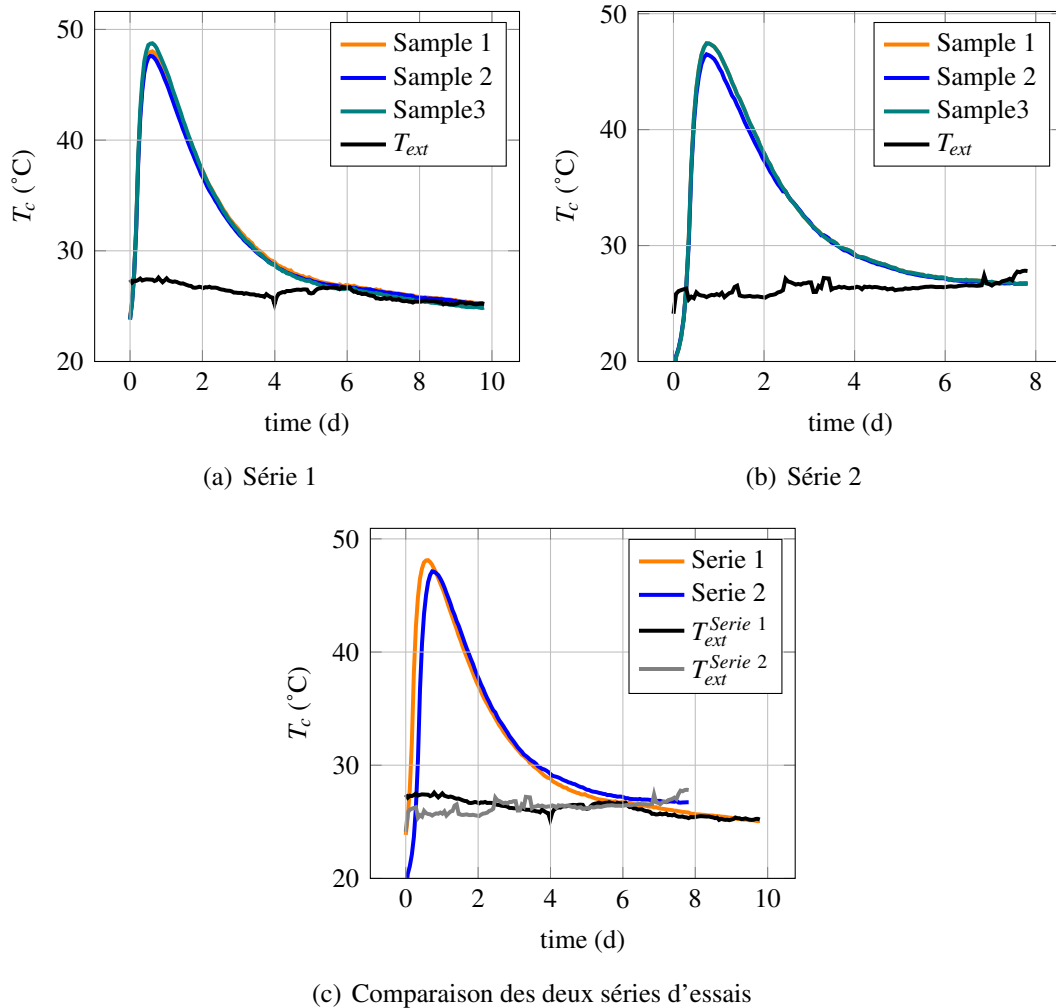


FIGURE 1.15: Évolution de la température dans le béton en fonction du temps pour les deux séries d'essais

d'hydratation ξ , le tableau 1.6 présente les chaleurs latentes volumiques associées, l_{hyd} . Pour une même gâchée, les résultats obtenus montrent que la variabilité est très faible d'une éprouvette à l'autre. De même, pour différentes gâchées d'une même composition, les identifications de l'affinité chimique sont similaires, la chaleur latente volumique montre plus de variabilité d'une série d'essais à l'autre (13% d'écart entre la série 1 et la série 2). De plus, l'hypothèse sur le degré d'hydratation final semble plus influente [Waller, 2000], elle impacte l'identification de l'affinité chimique comme celle de la chaleur latente volumique.

Enfin, les affinités chimiques obtenues sont comparées à celles identifiées par M. Briffaut [Briffaut, 2010]. Deux technologies ont été utilisées dans cette étude, le degré d'hydratation maximum est calculé à partir de la relation introduite par Waller, l'énergie d'activation retenue est telle que $E_a^{hyd}/R = 5500 K$:

La bouteille de Langavant : Il s'agit d'un essai quasi-adiabatique réalisé sur un volume restreint de matériau. Les granulats du béton B11 ont une taille trop importante pour utiliser directement un volume de béton (qui ne serait pas représentatif). Par conséquent, un mortier de béton équivalent (MBE) est utilisé. La composition de ce mortier de béton équivalent est basé sur le fait qu'il existe une corrélation simple reliant les propriétés rhéologiques du béton et de son mortier associé. Selon les résultats et recommandations du projet national Calibé [LCPC, 2003], il est justifié d'utiliser un MBE dans l'identification des paramètres thermo-chimiques. Cette recommandation est justifié par les travaux de Schwartzentruber et Catherine [Schwartzentruber et Catherine, 2000].

L'essai QAB : Le sigle QAB est l'acronyme de quasi-adiabatique. Cet essai a été développé au LCPC [Acker, 1986]. Une éprouvette $16\text{cm} \times 32\text{cm}$ est coulée dans un moule en carton puis introduite dans une boîte isolée. La température au cœur de l'éprouvette de béton est mesurée ainsi que la température ambiante. La chaleur latente identifiée à partir de cet essai est égale à $140,3 \text{ MJ.mm}^{-3}$

La chaleur latente calculée à partir de l'essai QAB est proche de celle obtenue dans ce travail (notamment pour la série 2), théoriquement, la chaleur latente est égale à 145.8 MJ.m^{-3} si $\xi_{max} = 1 - e^{-3.3e/c}$ (si $\xi_{max} = 1$, la chaleur latente théorique est telle que $l_{hyd} = 171.5 \text{ MJ.m}^{-3}$). Les évolutions de l'affinité chimique ne sont pas identiques. L'affinité chimique identifiée par M. Briffaut passe par une valeur maximale proche de 1220 pour un degré d'hydratation égal à 0.18 ; dans le présent travail, la valeur maximum est atteinte pour un degré d'hydratation égal à 0.24 et est proche de 1870. Néanmoins, l'allure générale de la courbe représentant l'affinité en fonction du degré d'hydratation est similaire d'un essai à l'autre.

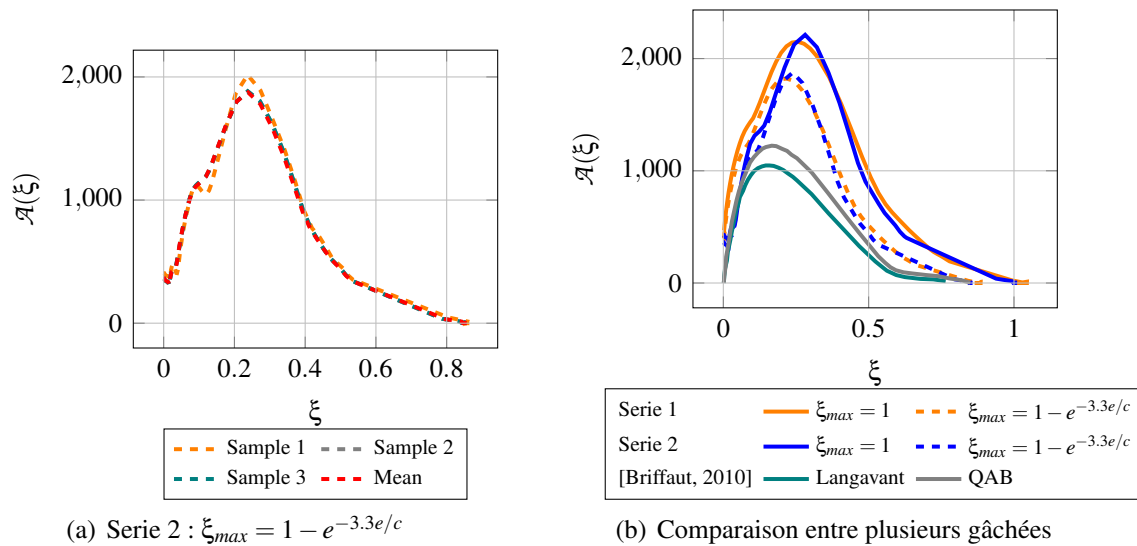


FIGURE 1.16: Évolution de l'affinité chimique \mathcal{A} en fonction du degré d'hydratation ξ ($E_a^{hyd}/R = 5500 \text{ K}$)

Essai 2	$l_{hyd}, \xi_{max} = 1 - e^{-3.3e/c}$
Éprouvette 1	133.9 MJ.m ⁻³
Éprouvette 2	133.2 MJ.m ⁻³
Éprouvette 3	138.6 MJ.m ⁻³
Moyenne	135.2 MJ.m ⁻³

	$l_{hyd}, \xi_{max} = 1 - e^{-3.3e/c}$	$l_{hyd}, \xi_{max} = 1$
Essai 1	117.3 MJ.m ⁻³	99.4 MJ.m ⁻³
Essai 2	135.2 MJ.m ⁻³	114.6 MJ.m ⁻³

Tableau 1.6: Chaleur latente l_{hyd} identifiée lors des différents essais (figure 1.16)

Conclusion

La comparaison des essais calorimétriques issus de deux gâchées différentes montre que les différences obtenues sont très faibles. Lors de la simulation d'une structure massive coulée en plusieurs levées, la variabilité des paramètres thermo-chimiques peut donc être négligée si le ciment et les formulations utilisés sont identiques pour toute la construction. Les résultats obtenus avec le calorimètre développé au sein du LMT diffèrent quelque peu. Si la chaleur latente d'hydratation est similaire et proche de la valeur théorique quel que soit l'essai retenu, il n'en est pas de même pour l'affinité chimique. Son amplitude est plus faible lorsqu'elle calculée à partir des résultats du calorimètre QAB. Une simulation d'une structure massive est réalisée par la suite afin de mesurer l'impact d'une telle différence au niveau des paramètres thermo-chimiques sur l'évolution du champ de température .

1.4 Simulation thermo-chimique d'une structure massive au jeune âge

La structure étudiée dans cette partie est la première maquette du projet ECOBA¹² (Étude du Confinement des Ouvrages en Béton Armé). L'objectif de ce projet est de mettre au point des outils numériques capables d'évaluer des fuites à travers une paroi en béton d'un ouvrage de confinement. Afin de valider ces modélisations numériques, une expérimentation sur un volume représentatif des ouvrages de confinement est réalisée¹³. La géométrie de la maquette est présentée sur la figure 1.17(a). La fabrication de cette maquette se déroule en deux phases : dans un premier temps, les semelles latérales sont réalisées, 24 h après, la partie centrale de la maquette est réalisée, le coffrage en bois contreplaqué reste en place durant un mois. Le matériau utilisé en partie centrale est un béton B11 reconstitué, les semelles sont réalisées avec un béton à hautes performances dont les caractéristiques thermo-chimiques ne sont pas connues.

12. <http://www.ecoba.ens-cachan.fr/>

13. L'épaisseur de la maquette est de 90cm, cette dimension est légèrement plus faible que celle d'une enceinte de confinement (120cm).

Le suivi de la température au jeune âge est réalisé à l'aide de deux types de capteurs : des thermocouples de type K et des capteurs à cordes vibrantes. Les valeurs mesurées par ces deux types de capteurs sont concordantes. Dans la suite, seules les valeurs mesurées par les thermocouples sont présentées. La position de ces différents capteurs est repérée sur la figure 1.17(b). Les thermocouples 1, 2 et 3 sont respectivement à 6.3 cm, 25.8 cm et 33 cm de la surface latérale de la partie centrale, le thermocouple 1 est par conséquent assez proche de la surface d'échange quand les capteurs 2 et 3 sont au cœur de la structure.

Le coffrage en contreplaqué (épaisseur de 15 mm, conductivité thermique de $0.1 W.m^{-1}.K^{-1}$)

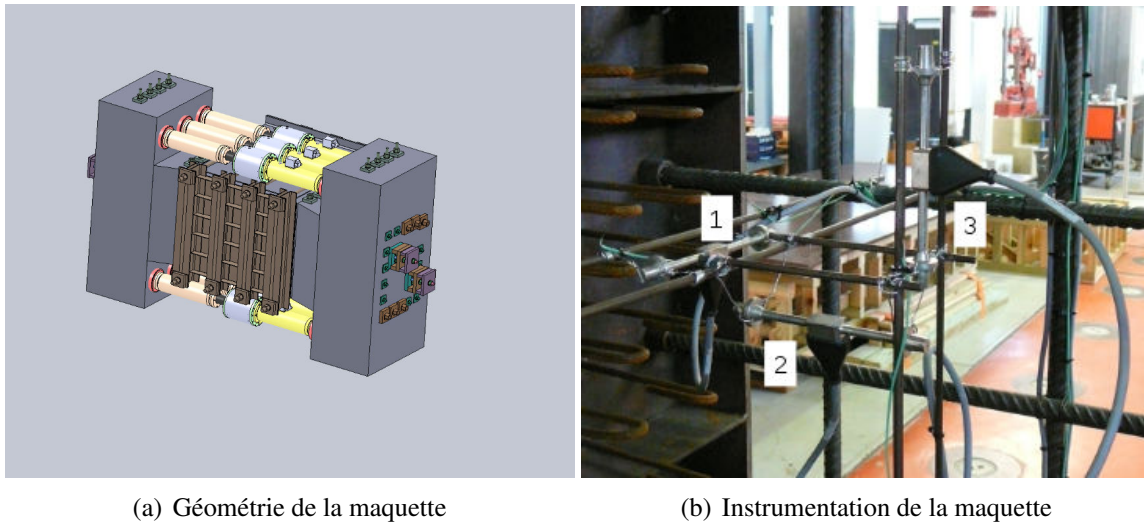


FIGURE 1.17: Maquette du projet ECOBA

est laissé en place durant la période du jeune âge, le coefficient d'échange thermique est supposé tel que $h_{th} = 3 W.m^{-2}.K^{-1}$. Quatre jeux de paramètres sont utilisés pour la modélisation :

Jeu 1 : les paramètres identifiés par Briffaut [Briffaut, 2010] lors d'un essai QAB en supposant que l'énergie d'activation est telle que $E_a^{hyd}/R = 5500 K$

Jeu 2 : les paramètres identifiés par Granger [Granger, 1995] lors d'un essai Langavant sur mortier équivalent en supposant que l'énergie d'activation est telle que $E_a^{hyd}/R = 4400 K$

Jeu 3 : les paramètres identifiés dans le présent travail lors d'un essai semi-adiabatique en supposant que l'énergie d'activation est telle que $E_a^{hyd}/R = 5500 K$

Jeu 4 : les paramètres identifiés dans le présent travail lors d'un essai semi-adiabatique en supposant que l'énergie d'activation est telle que $E_a^{hyd}/R = 4400 K$

Le détail des paramètres est présenté en fonction du jeu considéré dans le tableau 1.7. La comparaison des résultats issus des jeux de paramètres 2 et 4 aux résultats expérimentaux est présentée sur la figure 1.18. Les affinités chimiques identifiées à partir des essais semi-adiabatiques sont très différentes suivant l'essai considéré. L'affinité identifiée à partir de l'essai Langavant a une amplitude bien plus faible que celle identifiée à partir de l'essai semi-adiabatique présenté précédemment. Le jeu de paramètres qui prédit le mieux l'évolution de la température dans le béton

	Jeu 1	Jeu 2	Jeu 3	Jeu 4
$h_{th} (W.m^{-2}.K^{-1})$	3			
$\rho_v (kg.m^{-3})$	2423	2387	2423	2387
$k_{th} (W.m^{-1}.K^{-1})$	1.666	1.575	1.666	1.575
$C_{th} (J.kg^{-1}.K^{-1})$	1000	1111	1000	1111
$E_a^{hyd} / R (K)$	5500	4400	5500	4400
$l_{hyd} (MJ.m^{-3})$	140.3	150.7	135.3	135.2

Tableau 1.7: Paramètres du problème thermo-chimique

est le jeu 1. La température maximale atteinte est plus importante avec le jeu 4 et est supérieure de quelques degrés à la température mesurée expérimentalement alors que le premier jeu de paramètre prédit correctement le pic de température. Cependant, alors que les affinités chimiques ont des amplitudes très différentes, les résultats de la modélisation thermo-chimique sont assez proches quel que soit le jeu de paramètres choisis : le pic de température est atteint quasiment à la même date et les cinétiques de montée et de descente en température sont similaires.

De même, les résultats obtenus avec les jeux de paramètres 1 et 3 sont très comparables (figure 1.19). Cependant, l'hypothèse faite sur l'énergie d'activation ($E_a^{hyd} / R = 5500 K$) semble moins satisfaisante. La cinétique de descente en température est trop rapide.

Pour conclure, le jeu de paramètres le plus adapté pour prévoir l'évolution de la température dans le béton est le jeu 1. Lorsque l'énergie d'activation apparente est élevée, les cinétiques de descente en température sont légèrement surévaluées. Quel que soit le jeu de paramètres considéré, les résultats des différentes simulations numériques sont semblables au regard de la différence observée au niveau de l'affinité chimique.

Les évolutions des degrés d'hydratation sous conditions isothermes ($T = 298 K$) sont également comparées (figure 1.20). Pour des degrés d'hydratation inférieurs à 0.5, la cinétique d'hydratation est similaire quel que soit le jeu de paramètres choisis. Lorsque la réaction approche de son état final, des différences sont notables lorsque l'énergie d'activation est supposée telle que $E_a^{hyd} / R = 4400K$. En effet, le jeu de paramètres 4 prédit que l'hydratation atteint son état final seulement 150 heures après la fabrication du béton alors que le jeu de paramètres 2 a la cinétique à long terme la plus lente. En revanche, cette observation n'est pas constatée lorsque $E_a^{hyd} / R = 5500K$.

Pour conclure, le jeu de paramètres le plus adapté pour prévoir l'évolution de la température dans le béton est le jeu 1. Lorsque l'énergie d'activation apparente est élevée, les cinétiques de descente en température sont légèrement surévaluées. Quel que soit le jeu de paramètres considéré, les résultats des différentes simulations numériques sont semblables au regard de la différence observée au niveau de l'affinité chimique.

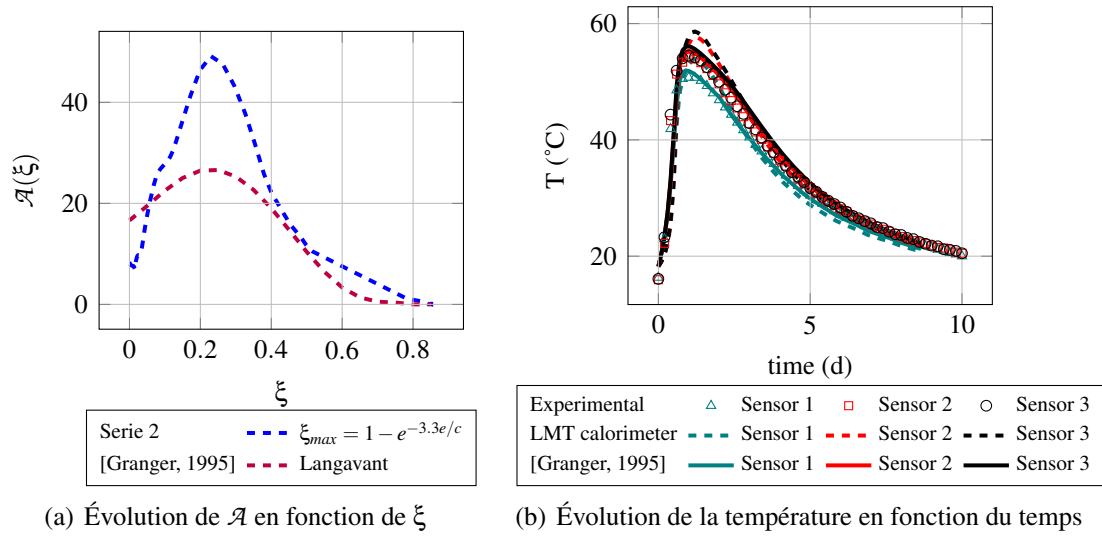


FIGURE 1.18: Simulations menées avec les jeux de paramètres 2 et 4 ($E_a^{hyd}/R = 4400 K$)

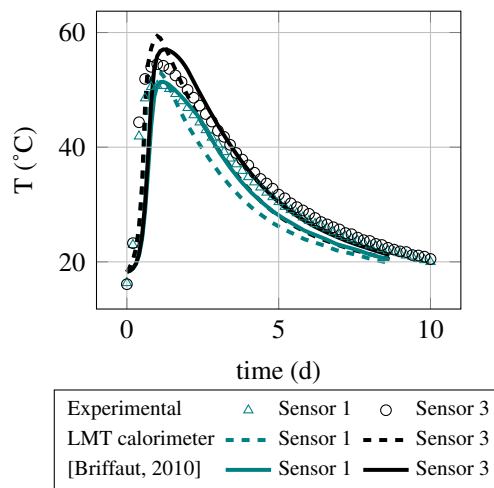


FIGURE 1.19: Simulations menées avec les jeux de paramètres 1 et 3 ($E_a^{hyd}/R = 5500 K$)

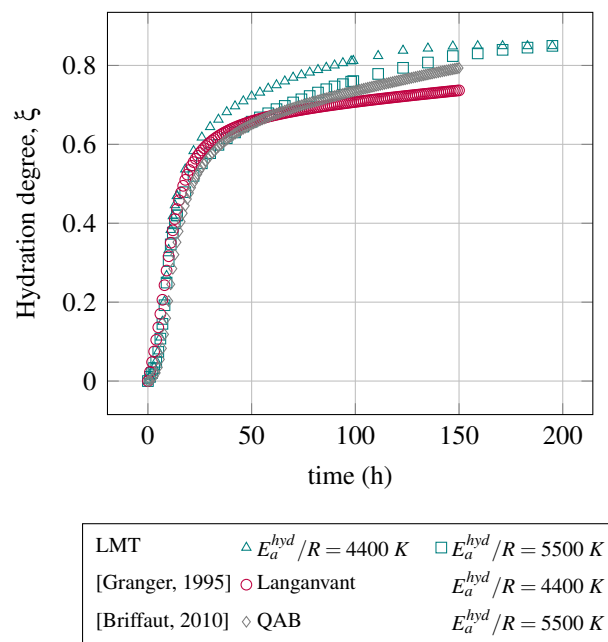


FIGURE 1.20: Évolutions du degré d'hydratation en fonction du temps en conditions isothermes ($T = 298 K$)

1.5 Conclusion

La modélisation thermo-chimique proposée dans cette partie a deux objectifs principaux :

- Prévoir l'évolution du champ de température dans une structure massive au jeune âge afin de calculer les déformations thermiques.
- Prévoir l'évolution du degré d'hydratation du béton utilisé pour la fabrication afin de calculer l'évolution des propriétés mécaniques et le retrait endogène.

Plusieurs paramètres doivent être identifiés dans cette modélisation. Les conductivité et capacité thermiques du béton sont considérées comme constantes quel que soit l'état d'avancement de la réaction d'hydratation. En revanche, la prise en compte du ferrailage est nécessaire dans le calcul de ces paramètres.

Les échanges de chaleur vers le milieu extérieur sont pris en compte via les conditions aux limites. L'évaporation de l'eau libre du béton est négligée, l'ensemble des phénomènes qui interviennent dans ces échanges thermiques est pris en compte via une relation unique. Cette relation implique la détermination d'un coefficient d'échange. Ce coefficient est dépendant des conditions ambiantes, cependant, il est montré que l'influence des fers en attente sur ce paramètre peut être négligée.

Enfin, un dispositif semi-adiabatique est présenté. Cet essai permet la détermination des grandeurs associées à la thermo-activation et de la chaleur latente. Les résultats obtenus grâce à des éprouvettes fabriquées à partir de différentes gâchées sont très proches. Dès lors, lors de la simulation d'une enceinte de confinement au jeune âge, il est raisonnable de ne pas considérer la variabilité des paramètres thermo-chimiques d'une levée de bétonnage à l'autre. À l'inverse, sur un béton de même composition ou un mortier équivalent, les paramètres identifiés à partir de différents dispositifs de semi-calorimétrie montrent des différences notables. Les affinités chimiques calculées dépendent de façon assez prononcée du dispositif expérimental utilisé.

L'impact de la variabilité des paramètres identifiés sur le problème thermo-chimique est étudié à travers la simulation de la première maquette du projet ECOBA. Les évolutions des différentes simulations numériques sont semblables au niveau de l'évolution du champ de température, les évolutions des degrés d'hydratation semblent elles aussi similaires. Néanmoins, il serait intéressant de réaliser un calcul mécanique afin de pouvoir définitivement conclure sur l'impact de ces différents paramètres thermo-chimiques.

Chapitre 2

Dessiccation du béton

Après sa fabrication, le béton est en déséquilibre hygrométrique avec le milieu extérieur. En effet la structure poreuse qui se développe dès la prise est initialement saturée en eau. Une partie de cette eau est consommée par l'hydratation du ciment (autodessiccation). À l'issue de ce processus, le réseau poreux sera non saturé. Néanmoins, à ce stade, l'humidité relative interne est nettement supérieure à l'humidité relative ambiante moyenne. En conditions endogènes, pour un béton ordinaire avec un rapport $e/c = 0,49$ (proche de celui du béton de Civaux), l'humidité relative interne du béton est égale à 93,7% un an après sa fabrication [Baroghel-Bouny, 1994]. C'est donc durant la phase de mise en service de l'ouvrage que le trajet vers l'équilibre hygrométrique avec le milieu ambiant va principalement se faire. L'eau va migrer vers l'extérieur, ce processus est appelée séchage ou dessiccation du béton. Cependant, la taille de la structure est telle (1,2m d'épaisseur de béton en zone courante) que l'ouvrage n'atteint jamais cet équilibre, le séchage se poursuit tout au long de la durée de vie de l'ouvrage.

Le comportement mécanique différé du béton est lié à la dessiccation. En effet, ce processus de désaturation du réseau poreux est le moteur des différentes déformations de retrait (endogène et de dessiccation). Dans le cas du béton de Civaux ($e/c = 0,57$), le réseau poreux est principalement désaturé à cause du phénomène de séchage, le retrait de dessiccation est donc supérieur au retrait endogène [Tazawa et Miyazawa, 1995]. De plus, le degré de saturation influe sur plusieurs des propriétés mécaniques du béton : résistance, module de Young, complaisance de fluage. La précision du calcul des déformations différées dans le béton va donc en partie dépendre de la précision du calcul de séchage.

Enfin, les transferts de gaz et la diffusion en milieu poreux sont également liés au degré de saturation du béton. Les différents mécanismes de dégradation du béton (carbonatation, pénétration des chlorures par exemple) sont donc en partie dépendants des cinétiques de séchage du béton.

2.1 Grandeurs et facteurs d'intérêt du réseau poreux dans la dessiccation du béton

Le béton est un matériau poreux. Son réseau poreux est caractérisé par sa description géométrique et sa teneur en eau.

2.1.1 Porosité du béton

La description géométrique d'un réseau poreux fait appel à plusieurs concepts :

- la porosité volumique totale
- la distribution des tailles de pores
- la tortuosité et la constrictivité du réseau poreux
- la connectivité du réseau poreux

2.1.1.1 Distribution des tailles de pores

La porosité d'un béton est très complexe, cependant, la connaissance de sa distribution est importante. Les pores de grande taille vont influencer principalement la perméabilité et la résistance mécanique alors que celles de plus petite taille jouent un rôle important dans l'explication des déformations différées (retrait et fluage). Plusieurs familles de pores sont généralement distinguées dans le béton :

- les pores capillaires.
- les pores des hydrates.
- les pores dues à l'air occlus.
- les fissures.

2.1.1.1.1 Les pores capillaires À l'état frais, le béton est très poreux. Le volume global des produits hydratés est supérieur à celui du ciment anhydre consommé par la réaction d'hydratation. Cependant, le bilan volumique de la réaction est négatif : le volume des hydrates est inférieur à celui des réactifs (eau + ciment) [Chatelier, 1900]. Dès lors, dès que la pâte de ciment s'est solidifiée, un réseau de vides se crée dans la pâte que l'on nomme réseau capillaire. Le volume de ces pores augmente avec le rapport e/c . Selon Powers et Brownard (1947), ce réseau capillaire n'existe plus pour $e/c < 0.4$. Le diamètre de ces pores est compris entre 10nm et 1000nm [Mehta et Monteiro, 2005]. Les valeurs minimum et maximum ainsi que la distribution des diamètres de ces pores sont dépendantes du moyen de mesure utilisé. En effet, historiquement, la porosimétrie mercure est le moyen le plus utilisé mais cette mesure comporte de nombreux biais [Diamond et Leeman, 1994].

Les pores capillaires sont généralement séparés en deux catégories :

- les macropores ont un diamètre supérieur à 50nm et influencent les propriétés de perméabilité et de résistance mécanique.
- les mésopores ont un diamètre inférieur à 50nm et l'eau qu'elles contiennent est en partie à l'origine des phénomènes de retrait et de fluage.

2.1.1.1.2 Les pores des hydrates Les hydrates comme les C-S-H ont une structure poreuse. La taille de cette porosité est de l'ordre de la dizaine d'Å. Sa description varie, dans le modèle de Feldman et Sereda (1970), les C-S-H ont une structure en feuillets et la porosité représente l'espace entre ces feuillets. Elle est considérée comme une propriété intrinsèque des hydrates : la structure des C-S-H serait caractérisée par un espace inter-lamellaire de 18 Å et une porosité de 28% selon Powers, Feldman et Sereda propose une taille comprise entre 5 et 25 Å. Plus récemment, un modèle colloïdal a été introduit où la densité de ces hydrates n'est plus uniforme et où la porosité est soit surfacique soit interne [Thomas et Jennings, 2006][Jennings, 2008]. Cette porosité est sans effet sur la perméabilité du béton mais l'eau qu'elle contient joue un rôle dans les mécanismes de fluage et de retrait.

2.1.1.1.3 La porosité due à l'air occlus Durant le malaxage, un volume d'air réduit est emprisonné dans la matrice cimentaire. Cette porosité a une taille importante (comprise entre 100µm et quelques millimètres) et n'a donc pas d'impact sur les mécanismes à l'origine des déformations différées. Par contre, les propriétés de transfert peuvent être impactées.

2.1.1.1.4 La porosité due à la fissuration Au cours de son histoire, le béton se fissure. Un matériau endommagé n'a donc pas la même porosité qu'un matériau sain ; cette fissuration a-t-elle un impact sur les propriétés des déformations différées du béton ?

Les cinétiques de séchages sont notablement accélérées si le matériau présente des fissures avec une ouverture supérieure à 0.1mm [Bazant *et al.*, 1987]. Cependant, la valeur de ce seuil est également dépendante du nombre de fissures dans la structure. Un béton multi-fissuré verra sa cinétique de dessiccation accélérée même si la taille des fissures est inférieure à 100 µm. Sur ce sujet, une étude expérimentale a été conduite (chapitre 8).

Les mécanismes de fluage du béton sont parfois expliqués par la micro-fissuration [Rossi *et al.*, 2012]. Si l'on admet ces hypothèses, le développement de ces fissures est fondamental dans la compréhension des déformations différées.

2.1.1.2 Porosité volumique totale

Dans la description de la dessiccation naturelle du béton, la porosité volumique totale p d'un béton caractérise le volume de stockage de l'eau dans le béton qui est susceptible de migrer vers le milieu extérieur. Elle est exprimée selon l'expression suivante :

$$p = 100 \cdot \frac{V_p}{V_{tot}} \quad (2.1)$$

où V_p est le volume poreux de l'échantillon et V_{tot} est le volume total. Le modèle de Powers [Powers et Brownard, 1947] permet d'exprimer la porosité capillaire de la pâte de ciment en fonction du rapport e/c (Fig 2.1). Une pâte de ciment avec un rapport $e/c \approx 0.55$ a une porosité capillaire supérieure à 20%. En comparaison, la porosité des granulats courants est beaucoup plus faible (comprise 0.6 et 5 % [Lamond et Pielert, 2006]), celle des granulats du béton B11 est égale à 3.68 % [Baroghel-Bouny, 1994].

Par conséquent, dans un béton, le volume poreux est localisé principalement dans la pâte de

ciment. Cependant, le volume poreux d'un béton n'est pas l'addition des volumes poreux de la pâte de ciment et des granulats. En effet, la pâte de ciment autour des granulats est plus poreuse et n'est pas homogène [Ollivier *et al.*, 1995]. Une nouvelle forme de porosité se développe donc dans ces zones appelées auréoles de transition. Un béton ordinaire aura une porosité volumique totale de l'ordre de 10%. Celle du béton B11 est égale à 13.8% [Reviron, 2009], cette mesure est effectuée selon le protocole dit de la porosité accessible à l'eau.

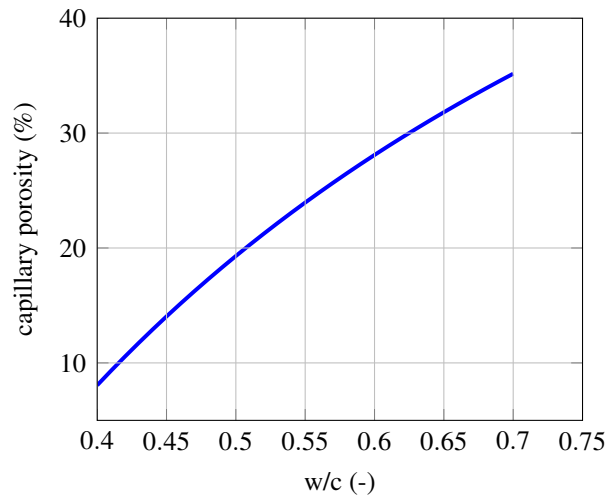


FIGURE 2.1: Évolution de la porosité capillaire en fonction de w/c [Powers et Brownyard, 1947]

2.1.1.3 Autres paramètres

Le séchage naturel des bétons implique que l'eau contenue dans le béton migre vers le milieu extérieur. Le parcours (ou chemin) associé à ce mécanisme de transfert est décrit à l'aide de plusieurs paramètres.

2.1.1.3.1 La tortuosité À partir de l'observation d'écoulements dans un volume de sable, Carman définit la tortuosité, To , comme le carré du rapport entre la longueur moyenne de l'écoulement dans le milieu poreux, L_{eff} , à la longueur du matériau mesurée dans la direction macroscopique de l'écoulement L [Carman, 1937].

$$To = \left(\frac{L_{eff}}{L} \right)^2 \quad (2.2)$$

Par ce paramètre, la longueur effective du parcours est considérée. Le calcul de cette grandeur ne fait pas consensus pour des réseaux poreux complexes.

2.1.1.3.2 La constrictivité Le transfert de l'eau dans le béton se fait selon un parcours dont la section varie. Ces variations de section sont décrites qualitativement à travers la notion de constrictivité. Cette grandeur est inférieure à 1.

2.1.2 Teneur en eau du béton et grandeurs associées

La description de la dessiccation du béton suppose de définir le niveau de saturation en eau du béton. Plusieurs grandeurs sont définies dans cet objectif.

2.1.2.1 La teneur en eau volumique ou massique et le degré de saturation

La teneur en eau volumique, w_V , sont définies comme le rapport entre le volume d'eau liquide contenu dans le béton, V_w , et le volume total de béton, V_{tot} :

$$w_V = \frac{V_w}{V_{tot}} \quad (2.3)$$

La teneur en eau massique est une grandeur équivalente mais exprimée en fonction de la masse d'eau retenue dans le béton, m_w et de la masse totale de l'échantillon, m_{tot} :

$$w_m = \frac{m_w}{m_{tot}} \quad (2.4)$$

La valeur maximale de ces grandeurs (qui correspond à la saturation en eau du béton) varie suivant le type de béton étudié, de plus ces grandeurs ne peuvent être définies qu'à l'échelle de l'éprouvette. Le degré de saturation, S_l , permet de définir un niveau de saturation à partir d'une valeur comprise entre 0 et 1 quel que soit le matériau et l'échelle considérés. Il est défini comme le rapport entre le volume d'eau liquide, V_w et le volume total des pores accessibles à l'eau V_p :

$$S_l = \frac{V_w}{V_p} \quad (2.5)$$

Cette définition implique qu'à l'échelle de l'éprouvette le degré de saturation s'exprime en fonction de la porosité p , des masses volumiques de l'eau liquide, ρ_w , et du béton ρ_c et de la teneur en eau massique, w_m :

$$S_l = \frac{\rho_c w_m}{\rho_w p} \quad (2.6)$$

2.1.2.2 L'humidité relative interne

L'humidité relative interne HR est une variable retenue pour décrire la dessiccation du béton. Elle est définie au niveau local. Cette grandeur permet de caractériser l'état d'énergie de l'eau des pores. Le potentiel chimique de l'eau liquide s'exprime avec cette variable. Elle permet d'exprimer les équilibres thermodynamiques entre les phases liquides et gazeuses de l'eau. Ainsi, grâce à l'équation de Kelvin, la connaissance de cette variable est reliée à la pression capillaire. Par conséquent, son évolution est directement corrélée au retrait de dessiccation dans le cadre de la poromécanique.

2.1.2.3 Conclusions

Du point de vue de la thermodynamique, il est préférable de caractériser l'état hydrique du béton par l'humidité relative interne. Cette variable permet d'exprimer les équilibres thermodynamiques entre les phases liquides et gazeuses de l'eau. En conséquence, certains auteurs calculent l'évolution de la dessiccation dans le béton par la résolution d'une équation de diffusion non linéaire fonction de l'humidité relative [Bažant et Najjar, 1971]. Ce n'est pas le choix fait dans ce travail. En effet, la modélisation du séchage des bétons repose sur la conservation de la masse d'eau. Or, le lien entre l'humidité relative interne et la masse d'eau contenue dans le béton est complexe. De plus, les propriétés de transport en situation accidentelle sont en partie liée au degré de saturation du matériau. Il semble dès lors plus approprié de traiter le problème du séchage à partir du degré de saturation.

2.2 Mécanismes de transfert dans les milieux poreux

Le transfert de l'eau dans les milieux poreux est complexe, plusieurs mécanismes sont impliqués dans ce phénomène : la perméabilité, la diffusion, la désorption, l'évaporation. Lors d'un séchage sous des humidités et des températures intermédiaires ($HR \approx 50\%$, $T \approx 20^\circ\text{C}$), la perméabilité de l'eau liquide et la diffusivité de la vapeur semblent prédominantes [Baroghel-Bouny, 1994]. Ces phénomènes sont brièvement décrits.

2.2.1 La diffusion

Dans l'air, les molécules d'eau sont présentes dans la vapeur. Si la concentration molaire des molécules d'eau dans la vapeur n'est pas uniforme, les molécules présentes dans les zones à forte densité se déplacent vers les zones à faible densité. Hors milieu poreux, le flux molaire de ces molécules dans l'air immobile, J_{mol}^v , s'exprime par une loi de Fick, où D_v^0 est la diffusivité de la vapeur d'eau exprimée en $\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ dans la phase gazeuse et c_v la concentration molaire de vapeur [Crank *et al.*, 1975] :

$$\mathbf{J}_{mol}^v = -D_v^0 \mathbf{grad} c_v \quad (2.7)$$

La vapeur est considérée comme un gaz parfait, le flux massique, J_m^v , de vapeur d'eau peut s'exprimer en fonction de la pression de vapeur d'eau, P_v , selon l'équation suivante où M_v est la masse molaire de l'eau :

$$\mathbf{J}_m^v = -\frac{D_v^0 M_v}{RT} \mathbf{grad} P_v \quad (2.8)$$

Dans le cas d'un milieu poreux désaturé, la diffusivité de la vapeur n'est pas égale à la diffusivité de la vapeur dans l'air [Troeh *et al.*, 1982]. La géométrie du réseau poreux doit être prise en compte via la porosité, la tortuosité, la proportion de pores non connectées...

2.2.2 La perméabilité

Dans un milieu poreux isotrope complètement saturé, si le gradient de pression hydrostatique n'est pas nul, alors le fluide s'écoule dans ce milieu. La loi de Darcy relie la vitesse

moyenne (ou flux volumique), \mathbf{v}_l , de cet écoulement supposé laminaire au gradient de pression, P_l , via la perméabilité intrinsèque, K_l , et la viscosité dynamique, μ_l :

$$\mathbf{v}_l = -\frac{K_l}{\mu_l} \mathbf{grad} P_l \quad (2.9)$$

Le concept de perméabilité s'applique également pour les gaz. Dans un matériau, si le réseau poreux est occupé par un fluide sous phase gazeuse, alors l'existence d'un gradient de pression entraîne un écoulement.

Pour un écoulement monophasique, la perméabilité intrinsèque ne dépend pas du fluide occupant le réseau poreux. La perméabilité mesurée doit par conséquent être identique quel que soit le fluide utilisé pour la mesurer. Cependant, dans le cas d'un gaz, l'effet Klinkenberg introduit un écoulement par glissement qui est absent dans le cas d'un écoulement d'un fluide liquide (écoulement purement visqueux). Néanmoins, si la perméabilité intrinsèque au gaz est corrigée afin de ne pas considérer cet écoulement par glissement, sa valeur est égale à celle mesurée à l'aide d'un fluide liquide. Ainsi, Loosveldt *et al.* mesurent des perméabilités au gaz et à l'éthanol du même ordre de grandeur [Loosveldt *et al.*, 2002]. En revanche, la perméabilité à l'eau liquide amène des conclusions différentes. Tsivilis *et al.* mesurent une perméabilité intrinsèque au gaz 10 fois plus importante que la perméabilité à l'eau [Tsivilis *et al.*, 2003]. Cette observation est également faite par Loosveldt *et al.*. Cette différence de comportement lors de mesures par eau liquide s'explique souvent par les interactions qui existent entre l'eau et la matrice du réseau poreux. Cette explication est à cependant nuancer, Hearn et Morley montrent que la mesure de la perméabilité à l'eau est fortement influencée par le pré-traitement du matériau [Hearn et Morley, 1997]. Ces auteurs observent une différence sur la perméabilité mesurée de deux ordres de grandeurs entre un béton qui n'a jamais subi de dessiccation et un béton qui a subi un protocole similaire à celui utilisé pour la mesure de la perméabilité au gaz¹. Les écarts constatés entre perméabilité au gaz et à l'eau ne pourraient être qu'une conséquence de la micro-fissuration induite par le séchage.

Néanmoins, parler de perméabilité intrinsèque pour la perméabilité à l'eau liquide peut être considéré comme un abus de langage, certains auteurs, lui préfèrent la notion de perméabilité saturée à l'eau. Dans ce travail, le terme de perméabilité intrinsèque est conservée en dépit de son caractère approximatif.

2.2.3 Mécanismes de transferts dans un milieu poreux non saturé

Le béton est un milieu poreux où coexistent une phase liquide et une phase gazeuse. La migration vers le milieu extérieur d'une molécule d'eau qui est initialement à l'état liquide peut ainsi mettre en œuvre plusieurs mécanismes de transferts et plusieurs changement d'états successifs [Baroghel-Bouny, 1994]. Lorsque l'humidité relative diminue, les pores se vident progressivement, il y a évaporation de l'eau qui migre alors par diffusion (figure 2.2). En revanche, les pores de petite dimension restent saturés en eau. Si cette partie du réseau poreux saturée en eau est connectée, la perméabilité reste le principal mécanisme de transfert dans cette

1. Dans ce cas, le béton est préalablement séché

zone. De même, la partie du réseau poreux partiellement saturée voit certains de ses pores saturés en eau (mais non connectés entre eux).

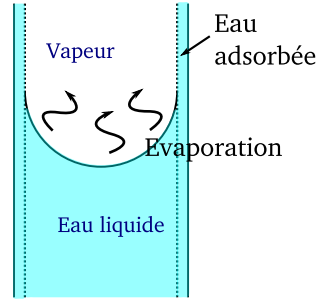


FIGURE 2.2: Mécanisme de transfert pour des humidités relatives intermédiaires

2.2.3.1 Perméabilité et diffusion dans un milieu poreux non saturé

La non-saturation du réseau poreux complexifie la modélisation des mécanismes de transfert, les relations proposées précédemment doivent être modifiées en conséquence. Le facteur déterminant à considérer est le degré de saturation du matériau. S'il est élevé, le réseau est majoritairement occupé par la phase liquide, un large chemin de perméabilité permet à l'eau de partir vers le milieu extérieur. Inversement, si le degré de saturation est faible, la diffusivité sera le principal moteur. En conséquence, les équations 2.8 et 2.9 sont modifiées : les coefficients de diffusivité et de perméabilité ne sont plus constants, ils dépendent de l'état de saturation et de la porosité du matériau. Les flux massiques d'eau transférés par diffusion, J_m^v , et par perméabilité, J_m^l , obéissent aux relations suivantes où D_v^{eff} et K_l^{eff} sont la diffusivité et la perméabilité effectives du milieu poreux non-saturé :

$$\mathbf{J}_m^v = -\frac{D_v^{eff} M_v}{RT} \mathbf{grad} P_v \text{ avec } D_v^{eff} = D_v^{eff}(p, S_l) \quad (2.10)$$

$$\mathbf{J}_m^l = -\rho_l \frac{K_l^{eff}}{\mu_l} \mathbf{grad} P_l \text{ avec } K_l^{eff} = K_l^{eff}(S_l) \quad (2.11)$$

2.2.3.2 Isothermes d'adsorption/désorption

Le problème de la dessiccation du béton nécessite la connaissance de la relation entre le degré de saturation et l'humidité relative. En effet, l'humidité relative caractérise l'équilibre entre l'eau liquide et la vapeur, le degré de saturation caractérise la teneur en eau liquide du matériau. La relation entre ces deux grandeurs est établie grâce à l'isotherme de désorption (ou d'adsorption) du matériau. L'isotherme de désorption représente l'évolution de la teneur en eau² en fonction de l'humidité relative lorsque l'équilibre hydrique est atteint dans le béton.

2. La teneur en eau est exprimée comme le ratio de la masse d'eau sur la masse de pâte de ciment « séchée ».

Quelques exemples d'isothermes de désorption de plusieurs pâtes de ciment [Baroghel-Bouny, 2007] sont tracés sur la figure 2.3. Les évolutions des degrés de saturation associés, S_l , sont tracés sur la figure 2.3(b). Pour des humidités relatives faibles ($HR < 40\%$), les isothermes de désorption ne sont que très peu dépendantes du matériau cimentaire³. En revanche, pour les niveaux d'humidités relatives compris entre 40% et 100%, les isothermes sont nettement distincts. Or l'humidité relative interne d'une structure en béton se situe dans cette gamme de valeurs.

De plus, l'humidité relative ambiante n'est pas constante, le béton passe donc par des cycles

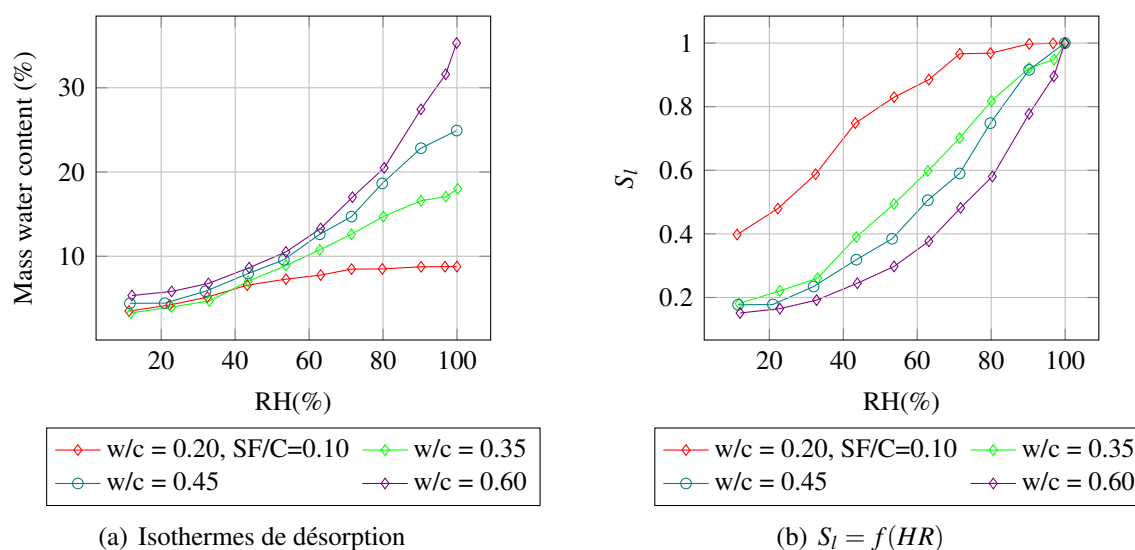


FIGURE 2.3: Isothermes de désorption [Baroghel-Bouny, 2007]

de désorption/adsorption. Or, un hystérésis important est observé lors de ces cycles. Cependant, dans une structure avec une géométrie massive, seul le béton qui se trouve en peau de la structure est impacté par ces changements d'ambiance. De plus l'ambiance autour de l'enceinte de confinement interne est régulée en température et en humidité. Les cycles de séchage/humidification de l'enceinte ont par conséquent une amplitude réduite et peuvent être négligés.

2.2.3.3 Conclusions

Le transfert de l'eau dans le béton est particulièrement complexe. Même lors d'un séchage à des humidités ambiantes intermédiaires ($HR \approx 50\%$), les mécanismes de transfert sont multiples et difficiles à identifier. Cependant, il semble que le transport de l'eau dans le réseau poreux passe par des mouvements darcéens de sa phase liquide et par la diffusion de la vapeur dans l'air sec. La saturation partielle du matériau rend délicate la modélisation de ces phénomènes. D'autres difficultés sont soulevées par ce problème : l'interaction de l'eau avec la matrice cimentaire, l'hystérésis observé lors des cycles de séchage/humidification.

3. D'après Baroghel-Bouny, la dessiccation des C-S-H se produit sous ce niveau d'humidité relative, or leur structure n'est que peu sensible au rapport e/c.

De plus, l'identification de paramètres fondamentaux de ce problème repose sur l'isotherme de désorption du béton. Or, cette donnée ne peut être obtenue qu'à partir d'échantillons de volume très faible. La représentativité de tels spécimens est alors discutable dans le cas du béton. Malgré ces obstacles, une modélisation est proposée et validée, la partie suivante la présente.

2.3 Modélisation des transferts hydriques dans le béton

L'approche macroscopique est utilisée afin de considérer le milieu poreux. Plusieurs mécanismes sont à l'origine des départs d'eau et d'air au sein du béton. Plusieurs démarches sont envisageables dans la modélisation des transferts dans le béton :

- Dans des conditions de séchage classiques, les variations de masse observées lors de la dessiccation d'une éprouvette sont principalement dues aux transferts d'eau (liquide et vapeur). La résolution d'une équation de diffusion non linéaire globale permet de connaître la teneur en eau du béton. Cette approche simplifiée ne fait intervenir qu'un coefficient de transfert hydrique fonction de l'humidité relative [Bažant et Najjar, 1971] ou de la teneur en eau massique [Perrin *et al.*, 1998]. À partir de résultats expérimentaux, une analyse inverse permet d'identifier ce coefficient.
- L'approche multi-phasique permet de décrire les transferts des phases gazeuses et liquides [Baroghel-Bouny *et al.*, 1999][Thiery *et al.*, 2007]. Trois constituants sont distingués : l'eau liquide, l'eau sous forme de vapeur et l'air sec. Leurs transferts sont gouvernés par des équations de diffusion et de perméation. Ces modélisations permettent de distinguer les processus physiques propres à chaque constituant et d'identifier les modes de transfert dominants. Cependant, chaque nouvelle loi de transfert implique l'identification de nouveaux paramètres.
- Des approches intermédiaires peuvent être utilisées [Witasse *et al.*, 2002]. En fonction du type de béton et du milieu de dessiccation, les transferts de certaines phases peuvent être négligés [Thiery *et al.*, 2007][Ranaivomanana *et al.*, 2013a]. Cette démarche sera utilisée dans ce travail.

Dans une première partie, les équations qui régissent le transport d'eau en milieu poreux sont présentées. Dans une seconde partie, les paramètres associés au modèle retenu sont décrits.

Le séchage des bétons dans un environnement naturel ne concerne que l'eau comprise dans les micropores et les macropores qui ont un diamètre minimum de l'ordre de quelques nanomètres. Par conséquent, le volume d'eau transféré n'est contenu que dans la porosité capillaire, l'air inclus et lorsqu'elle existe la fissuration.

2.3.1 Modélisation des transferts hydriques en milieu poreux

La modélisation présentée concerne le séchage en conditions isothermes. De plus, l'énergie nécessaire à la vaporisation de l'eau liquide est négligée : les couplages entre les transferts de chaleur et de température [Whitaker, 1977] sont négligés. L'eau liquide est supposée pure et ne réagit plus avec la matrice cimentaire car l'hydratation est terminée. Le squelette est supposé indéformable, les déformations mécaniques du béton sont suffisamment faibles pour négliger

leurs influences sur la géométrie du réseau poreux.

La phase gazeuse du béton est un mélange de deux gaz parfaits : l'air sec et la vapeur d'eau, la pression du gaz est donc la somme des pressions de l'air sec et de la vapeur. Cette pression totale du gaz est supposée proche de la pression atmosphérique, et le transport de la vapeur d'eau par diffusion est largement supérieure au transport de vapeur par un mécanisme de type perméabilité. Ces deux dernières hypothèses sont justifiées dans le cas du béton B11 [Thiery *et al.*, 2007]. En conséquence, la vapeur ne se déplace que par diffusivité et les transferts d'air sec de type darcéen sont compensés par la diffusion de ce fluide, le flux global d'air sec est nul.

2.3.1.1 Conservation de la masse

Les équations de conservation de la masse de la vapeur d'eau, de l'eau liquide et de l'air sont les suivantes :

$$\frac{\partial m_v^l}{\partial t} + \text{div}(J_m^l) = -\dot{m}_{vap} \quad (2.12a)$$

$$\frac{\partial m_v^v}{\partial t} + \text{div}(J_m^v) = \dot{m}_{vap} \quad (2.12b)$$

$$\frac{\partial m_v^a}{\partial t} + \text{div}(J_m^a) = 0 \quad (2.12c)$$

\dot{m}_{vap} est le taux d'évaporation, m_v^i est la masse de fluide par unité de volume de béton, J_m^i est le flux massique, les lettres v , l et a font référence à la vapeur, à l'eau liquide et à l'air. Les hypothèses faites précédemment permettent de ne pas considérer les transferts d'air sec dans le matériau.

Les masses par unité de volume des différents constituants peuvent s'exprimer en fonction du degré de saturation S_l , de la porosité p et de leurs masses volumiques respectives ρ_i .

$$m_v^l = \rho_l p S_l \quad (2.13a)$$

$$m_v^v = \rho_v p (1 - S_l) \quad (2.13b)$$

À l'aide des équations 2.10, 2.11, 2.12a et 2.12b, l'équation de conservation de la masse de la vapeur d'eau et de l'eau liquide s'écrit :

$$\frac{\partial m_v^l}{\partial t} + \frac{\partial m_v^v}{\partial t} = \text{div} \left(\rho_l \frac{K_l^{eff}}{\mu_l} \mathbf{grad} P_l \right) + \text{div} \left(\frac{D_v^{eff} M_v}{RT} \mathbf{grad} P_v \right) \quad (2.14)$$

L'équation de Kelvin modifié relie la différence de pression entre la phase liquide et la pression atmosphérique à l'humidité relative HR . La pression de la vapeur, P_v , est ainsi reliée à la pression capillaire, P_c ⁴ et à la pression de vapeur saturante P_v^{sat} :

$$P_l - P_{atm} = \frac{\rho_l RT}{M_v} \ln(HR) \text{ et } P_{atm} \approx P_g \implies P_v = P_v^{sat} \cdot e^{-\frac{P_c \cdot M_v}{\rho_l RT}} \quad (2.15)$$

4. $P_c = P_g - P_l$, cette définition implique que la pression capillaire est une pression positive

La pression de vapeur saturante, P_v^{sat} , est dépendante de la température à travers la relation de Clapeyron où L_v est la chaleur latente massique de vaporisation de l'eau :

$$\ln \frac{P_v^{sat}}{P_0} = \frac{M_v \cdot L_v}{R} \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right) \quad \text{où } P_0 = 0.1013 \text{ MPa et } T_0 = 373K \quad (2.16)$$

De plus, si la pression du gaz est voisine de la pression atmosphérique alors la pression de l'eau liquide est telle que $P_l \approx P_c$. En combinant les équations 2.13, 2.15 et 2.14, la relation suivante est obtenue :

$$\rho_l P \frac{\partial S_l}{\partial t} \left(1 - \frac{\rho_v}{\rho_l} \right) + \text{div} \left[\left(\rho_l \frac{K_l^{eff}}{\mu_l} + \frac{D_v^{eff} P_v^{sat}}{\rho_l} \cdot \left(\frac{M_v}{RT} \right)^2 \cdot e^{-\frac{P_c \cdot M_v}{\rho_l RT}} \right) \mathbf{grad} P_c \right] = 0 \quad (2.17)$$

L'isotherme de désorption permet d'identifier la fonction qui relie l'humidité relative au degré de saturation. Une des fonctions qui permet d'exprimer ce lien est celle proposée par Van Genuchten [van Genuchten, 1980] :

$$S_l = \left(1 + (-\alpha \ln(h_r))^{1-\beta} \right)^{-\beta} \quad (2.18)$$

La combinaison des équations 2.15 et 2.18 permet d'exprimer l'évolution du degré de saturation du matériau en fonction de la pression capillaire. Dès lors, l'équation différentielle qui régit l'évolution de la pression capillaire dans le temps et l'espace est exprimée selon la relation suivante⁵ :

$$\left(\rho_l P \cdot \left(1 - \frac{\rho_v}{\rho_l} \right) \cdot \frac{\partial S_l}{\partial p_c} \right) \cdot \frac{\partial p_c}{\partial t} + \text{div} \left[\left(\rho_l \frac{K_l^{eff}}{\mu_l} + \frac{D_v^{eff} P_v^{sat}}{\rho_l} \cdot \left(\frac{M_v}{RT} \right)^2 \cdot e^{-\frac{P_c \cdot M_v}{\rho_l RT}} \right) \mathbf{grad} P_c \right] = 0 \quad (2.19)$$

2.3.1.2 Perméabilité et diffusivité effective

Dans un réseau poreux partiellement saturé en eau liquide, la perméabilité de l'eau liquide est inférieure à la perméabilité d'un matériau saturé en eau. De même, la diffusivité de l'eau est réduite lorsqu'une partie de la porosité est occupée par l'eau (paragraphe 2.2.3.1). Les perméabilité et diffusivité effectives, K_l^{eff} et D_v^{eff} , sont exprimées en fonction de leurs valeurs intrinsèques via la perméabilité et la diffusivité relative, k_{rl} et d_{rv} :

$$k_{rl}(S_l) = \frac{K_l^{eff}(S_l)}{K_l} \quad \text{et} \quad d_{rv}(S_l) = \frac{D_v^{eff}(S_l)}{D_v} \quad (2.20)$$

Le facteur déterminant à considérer est le degré de saturation du matériau. Dans un milieu totalement sec, la diffusivité effective est égale à la diffusivité intrinsèque ; inversement, dans un milieu complètement saturé, perméabilité effective et perméabilité intrinsèque sont égales. Plusieurs relations sont proposées dans la littérature pour exprimer la dépendance de ces paramètres de transfert au degré de saturation.

5. Dans ce travail, l'inconnue de l'équation différentielle est la pression capillaire, ce choix est discutable. La pression capillaire varie entre une valeur nulle et quelques centaines de MPa alors que le degré de saturation est compris entre 0 et 1. Certains auteurs préfèrent résoudre une équation différentielle où l'inconnue est le degré de saturation [Zhang, 2014]

2.3.1.2.1 Perméabilité effective Les expressions de la perméabilité relative du béton proposées dans la littérature sont issues de travaux sur les sols. Brutsaert dresse un historique de ces modélisations [Brutsaert, 2000]. Un de ces modèles est celui proposé par Mualem [Mualem, 1976], les relations proposées dans ce travail supposent de connaître la relation entre la pression capillaire, P_c , et le degré de saturation, S_l . Van Genuchten exprime ce lien entre P_c et S_l à partir de la relation 2.18. Grâce au modèle de Mualem, il en déduit la relation qui lie la perméabilité relative, k_{rl} , au degré de saturation. Cette relation prend la forme suivante :

$$k_{rl}(S_l) = S_l^{n_k} \left(1 - (1 - S_l^{1/\beta})^\beta \right)^2 \text{ avec } n_k = 0.5 \quad (2.21)$$

Cette approche initialement proposée pour les sols est très utilisée dans la modélisation de la dessiccation des matériaux cimentaires. Pourtant, en l'état, cette relation est discutable. Le modèle de Mualem implique que la perméabilité relative s'exprime en fonction de la racine carrée du degré de saturation. Or, pour Burdine [Burdine *et al.*, 1953], k_{rl} est fonction du degré de saturation élevé au carré ($n_k = 2$). Cette observation est surprenante car ces deux auteurs traitent du problème des sols.

Pour les matériaux cimentaires, la valeur de ce coefficient n_k balaye une gamme plus étendue. Monlouis-Bonnaire *et al.* [Monlouis-Bonnaire *et al.*, 2004] proposent la valeur $n_k = 5,5$ pour le béton. Au contraire, Leech *et al.* [Leech *et al.*, 2008] montre que le choix $n_k = 0,5$ sous estime la perméabilité effective du béton, il suggère que $-1 < n_k < -0,5$. De même, selon Poyet *et al.*, la valeur de ce coefficient est négative $-4 < n_k < -1,5$ [Poyet *et al.*, 2011].

D'autres modèles existent pour la perméabilité relative, Chung et Consolazio suggèrent l'expression suivante [Chung et Consolazio, 2005] :

$$k_{rl}(S_l) = 10^{(1-S)\lambda_k} - 10^{\lambda_k} \cdot (1 - S) \text{ avec } \lambda_k = 0.05 - 22.5p \quad (2.22)$$

L'évolution de la perméabilité relative en fonction du degré de saturation est représentée sur les figures 2.4. Les valeurs des paramètres des équations 2.21 et 2.22 sont celles suggérées par les auteurs mentionnés précédemment. Pour un même degré de saturation, la différence observée entre ces perméabilités relatives calculées peut être de plusieurs ordres de grandeur.

La relation proposée par Van Genuchten est particulièrement utilisée dans la modélisation du séchage des bétons. En effet, elle est issue d'un modèle de réseau poreux pertinent et les paramètres qu'elle introduit sont identifiables à partir de la seule courbe de désorption du matériau. Malheureusement, pour le béton, les valeurs de perméabilité relative proposées dans la littérature montrent que cette relation ne peut être validée. Dès lors, il est nécessaire d'introduire un nouveau paramètre (n_k ou λ_k suivant la relation choisie) dans la modélisation du séchage des bétons.

2.3.1.2.2 Diffusivité effective Comme pour la perméabilité, les calculs de diffusivité effective du béton sont réalisés au moyen de lois proposées dans la modélisation des milieux granulaires. La relation de Millington et Quirk [Millington et Quirk, 1961] est une des plus utilisées :

$$D_v^{eff}(S_l) = D_v^0 \cdot p^{n_{d0}} \cdot (1 - S_l)^{n_{ds}} \text{ avec } n_{d0} = 4/3 \text{ et } n_{ds} = 10/3 \quad (2.23)$$

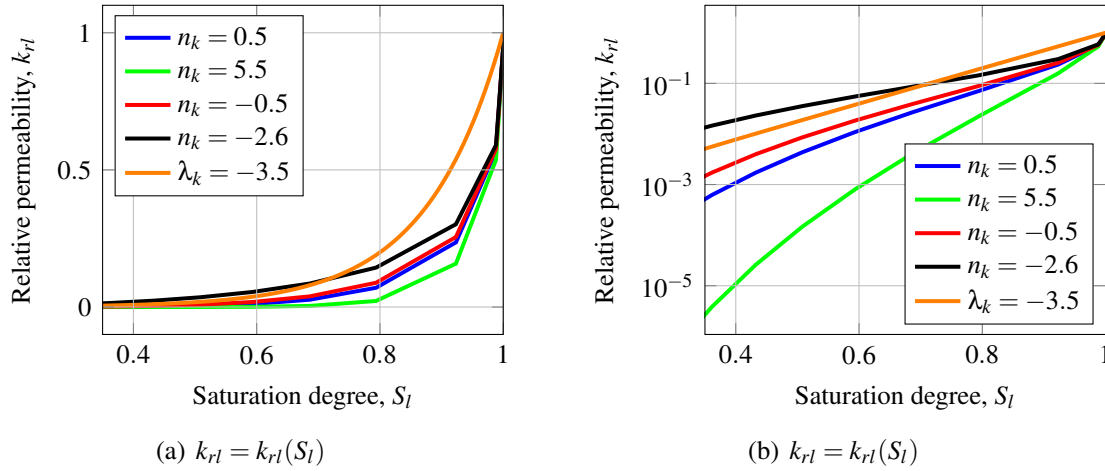


FIGURE 2.4: Évolution de la perméabilité relative en fonction du degré de saturation

où D_v^0 est la diffusivité de l'air hors milieu poreux. La diffusivité intrinsèque du milieu ($S_l = 0$) est fonction de la porosité élevée à la puissance n_{d0} . Cette valeur est trop faible pour le béton, elle n'exprime pas suffisamment la complexité de son réseau poreux⁶. À partir des travaux de Sercombe (cité dans [Thiery *et al.*, 2007]) et Papakadis *et al.* [Papadakis *et al.*, 1991], Thiery *et al.* montrent qu'en ajustant les valeurs de n_{ds} et n_{d0} , les diffusivités effectives de l'hydrogène et du dioxyde de carbone peuvent être prédites en fonction du degré de saturation. Les valeurs qu'ils identifient sont les suivantes : $n_{d0} = 2.74$ et $n_{ds} = 4.20$.

En conséquence, la relation retenue pour calculer la diffusivité effective du béton est celle proposée par Thiery *et al.* (2007).

2.3.1.3 Mouvement Darcéen de l'eau liquide vs diffusion de la vapeur

L'équation 2.19 montre que les principaux mécanismes moteurs du transport de l'eau dans le béton sont la perméation et la diffusion. Dès lors, l'importance de chacun de ces mécanismes dans le transfert de l'eau vers le milieu extérieur peut être quantifiée par la fonction, $\mathcal{R}_{k/d}(S_l)$, qui s'exprime selon la relation suivante :

$$\mathcal{R}_{k/d}(S_l) = \frac{\rho_l \frac{K_l^{eff}}{\mu_l}}{\frac{D_v^{eff} p_v^{sat}}{\rho_l} \cdot \left(\frac{M_v}{RT}\right)^2 \cdot e^{-\frac{p_c \cdot M_v}{\rho_l RT}}} \quad (2.24)$$

Quel que soit le matériau cimentaire considéré, l'identification par Thiery *et al.* (2007) des paramètres qui régissent l'évolution de la diffusivité effective en fonction du degré de saturation est supposée fondée. En revanche, la relation qui régit l'évolution de la perméabilité relative au degré de saturation ne fait pas consensus. Le choix des paramètres de la relation 2.21 change d'une étude à l'autre. L'évolution de la fonction $\mathcal{R}_{k/d}$ est tracée sur la figure 2.5 à partir des

6. $n_{d0} = 1$ correspond au cas où le réseau poreux est un faisceau de tubes capillaires

résultats de plusieurs auteurs. Pour chaque béton, les paramètres identifiés par ces auteurs sont indiqués dans les tableaux 2.1 et 2.2⁷.

	p	K_l	α	β	n_k
BO	0.12	$1.6 \cdot 10^{-21}$	3.82	0.471	0.5
M25	0.148	$2.2 \cdot 10^{-20}$	10.32	0.437	0.5

Tableau 2.1: [Thiery *et al.*, 2007]

p	K_l	P_0	β	γ	n_k
0.162	$7.7 \cdot 10^{-21}$	4.016 MPa	0.246	1.327	0.5
0.162	$3.4 \cdot 10^{-21}$	4.016 MPa	0.246	1.327	-2.0

Tableau 2.2: [Poyet *et al.*, 2011]

Si matériau est très poreux, la diffusion gazeuse de la vapeur devient le principal moteur du séchage à des humidités relatives élevées. Ainsi, le béton étudié par Poyet *et al.*, qui est issu d'un carottage sur une soufflerie des années 50, voit la diffusion de la vapeur devenir son principal mode de transfert pour des humidités de proche de 75-80%. Or, la méthode d'identification proposée par Poyet *et al.* suppose que la migration de l'eau ne se fait que via un mouvement darcéen, cette hypothèse apparaît erronée. Au contraire, pour un béton ordinaire (BO) comme celui étudié par Thiery *et al.*, ce changement de mode de transfert ne se produit que pour des humidités relatives inférieures à 40%.

Lorsque la fonction $\mathcal{R}_{k/d}$ est exprimée en fonction du degré de saturation (figure 2.5(b)), à degrés de saturation égal, le mode de transfert est sensiblement le même pour les bétons étudiés par Thiery *et al.*. Les résultats de Poyet *et al.* amènent une conclusion différente qui peut être due à la méthode d'identification des paramètres.

2.3.1.4 Validation de la modélisation

Le suivi de la perte en masses d'éprouvettes cylindriques (diamètre = 7.5 cm) est réalisé. Un film d'aluminium recouvre les faces supérieure et inférieure afin que la simulation de l'essai soit réalisée en condition axisymétrique.

L'essai modélisé s'étend sur une durée de 160 jours. Les variations d'ambiance sont considérées en imposant sur les surfaces d'échange les conditions aux limites enregistrées (figure 2.6(b)). La valeur moyenne de l'humidité relative est égale à 46.6% avec un écart-type de 6.6%, la température moyenne est de 25.3 °C, son écart-type est égal à 0.46 °C. L'isotherme de désorption

7. La modélisation proposée par Poyet *et al.* utilise une relation de Van Genuchten écrite sous une forme différente : $S_l = \left(1 + \left(\frac{P_c}{P_0}\right)^\gamma\right)^{-\beta}$. Contrairement au présent travail où $\beta = 1 - 1/\gamma$, le paramètre γ n'est pas forcément lié au paramètre β pour Poyet *et al.*.

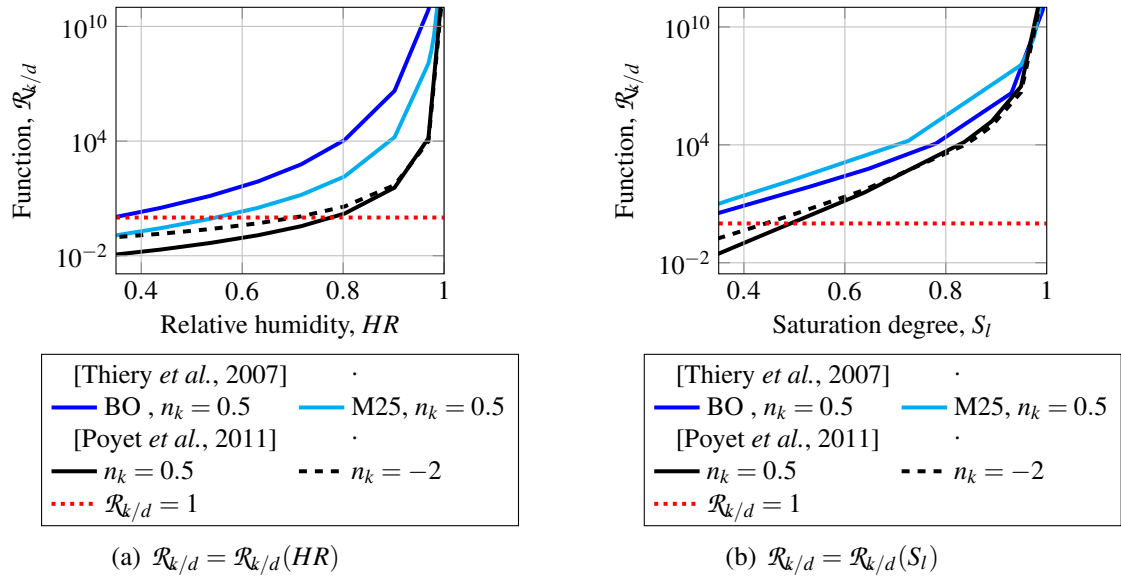


FIGURE 2.5: Évolution de la fonction $\mathcal{R}_{k/d}$

du béton B11 (figure 2.6(a)) est issu des résultats expérimentaux⁸ de [Belin et al., 2009]. La porosité est telle que $p = 0.138$ [Reviron, 2009]. Les paramètres α et β sont identifiés à partir de ces données.

Deux autres paramètres sont à déterminer : la perméabilité intrinsèque, K_l , et le coefficient n_k

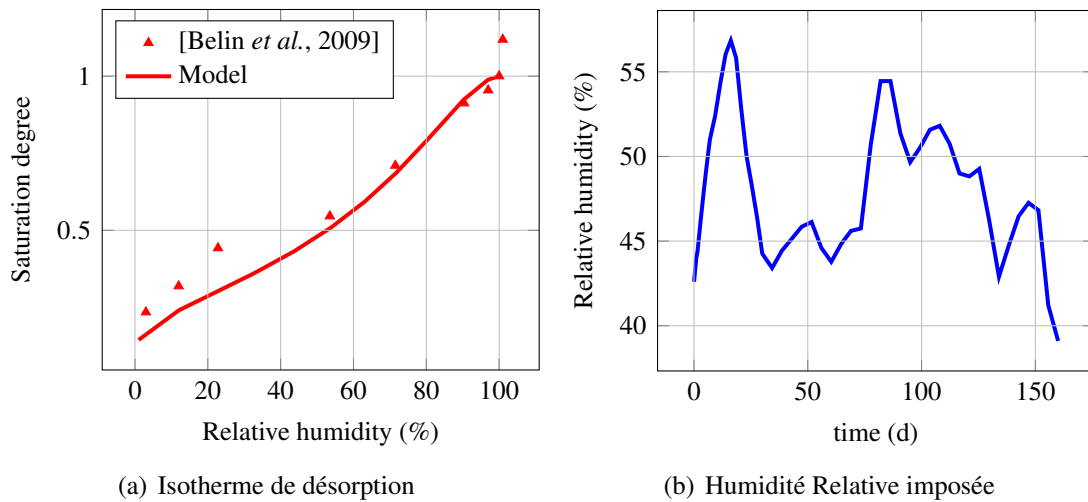


FIGURE 2.6: Calcul de la perte en masse

(ou λ_k).

8. Le matériau est considéré saturé lorsque l'humidité relative est égale à 100%. Ainsi, lorsque le spécimen est saturé dans l'eau liquide, un degré de saturation supérieur à 1 est observé. Ce point est abordé plus en détail dans le chapitre 6.

La modélisation de la perméabilité relative, k_{rl} , fait débat dans la littérature. Trois hypothèses sont envisagées :

- Cas 1 : Van Genuchten relie la perméabilité relative au degré de saturation via la relation 2.21 en supposant que $n_k = 0.5$.
- Cas 2 : Selon Leech *et al.* et Poyet *et al.*, cette conjecture n'est pas adaptée aux matériaux cimentaires. Selon ces auteurs, la valeur de ce paramètre est négatif ($-4 < n_k < -0,5$). Il est fixé tel que $n_k = -2$.
- Cas 3 : Chung et Consolazio proposent l'expression 2.22 pour déterminer k_{rl} . Le paramètre λ_k est supposé égal à $-3,5$.

Les évolutions de la perte en masse simulées à partir de ces hypothèses sont comparées aux résultats expérimentaux sur les figures 2.7. Les valeurs des paramètres identifiés sont présentées dans le tableau 2.3. Les profils du degré de saturation selon la dimension radiale de l'éprouvette sont tracés sur la figure 2.9 à deux dates, $t = 30$ jours et $t = 160$ jours. Deux approches sont utilisées dans la compréhension de la dessiccation :

- dans un premier temps, le transport de l'eau est la conséquence du seul mouvement darcién de la phase liquide de l'eau (courbe noire).
- dans un second temps, un deuxième mécanisme de transfert est considéré : la diffusion gazeuse de la vapeur (courbe verte).

Dans le cas du béton B11, la prise en compte de la diffusivité de la vapeur d'eau n'est pas nécessaire lorsque l'humidité relative ambiante est proche de 50%. En effet, l'évolution de la perte en masse n'est pas dépendante de la prise en compte de ce mode de transfert. De plus, en l'état, parmi les trois hypothèses envisagées, aucune ne se démarque. Une prédiction raisonnable de l'évolution de la perte en masse est permise quelle que soit la modélisation choisie.

Si le cas 1 ($n_k = 0.5$) est retenu, la perméabilité relative de l'éprouvette décroît très fortement

	p	α	β	$K_l (m^2)$	n_k ou λ_k
Cas 1	0.138	4.0	0.4	$1.90.10^{-21}$	0.5
Cas 2	0.138	4.0	0.4	$6.0.10^{-22}$	-2.0
Cas 3	0.138	4.0	0.4	$5.0.10^{-22}$	-3.5

Tableau 2.3: Paramètres de séchage

lorsque l'humidité relative diminue (figure 2.8(a)). Cette baisse est moins prononcée dans les autres cas. Dès lors, dans le cas 1, le profil de l'humidité relative serait plus abrupt que dans les autres cas à perméabilité intrinsèque constante. Or, d'une hypothèse à l'autre, la perméabilité intrinsèque identifiée est différente (tableau 2.3). Dès lors, le paramètre d'importance est la perméabilité effective. Dans cette étude, pour des degrés de saturation élevés ($S_l > 0.65$) la perméabilité effective du cas 1 est supérieure à celles du cas 2 et 3 (figure 2.8(b)). À l'inverse, pour des degrés de saturation intermédiaires ($S_l \approx 0.4$), le cas 1 est celui avec la perméabilité effective la plus faible.

En conséquence, à $t=30$ jours, le gradient du degré de saturation le plus faible est celui du cas 1, quand bien même ce cas est celui dont la perméabilité relative est la plus sensible à la dessiccation. Inversement, après 160 jours de séchage, le profil de son degré de saturation est quasiment le plus abrupt. Néanmoins, le profil du degré de saturation ne dépend qu'à la

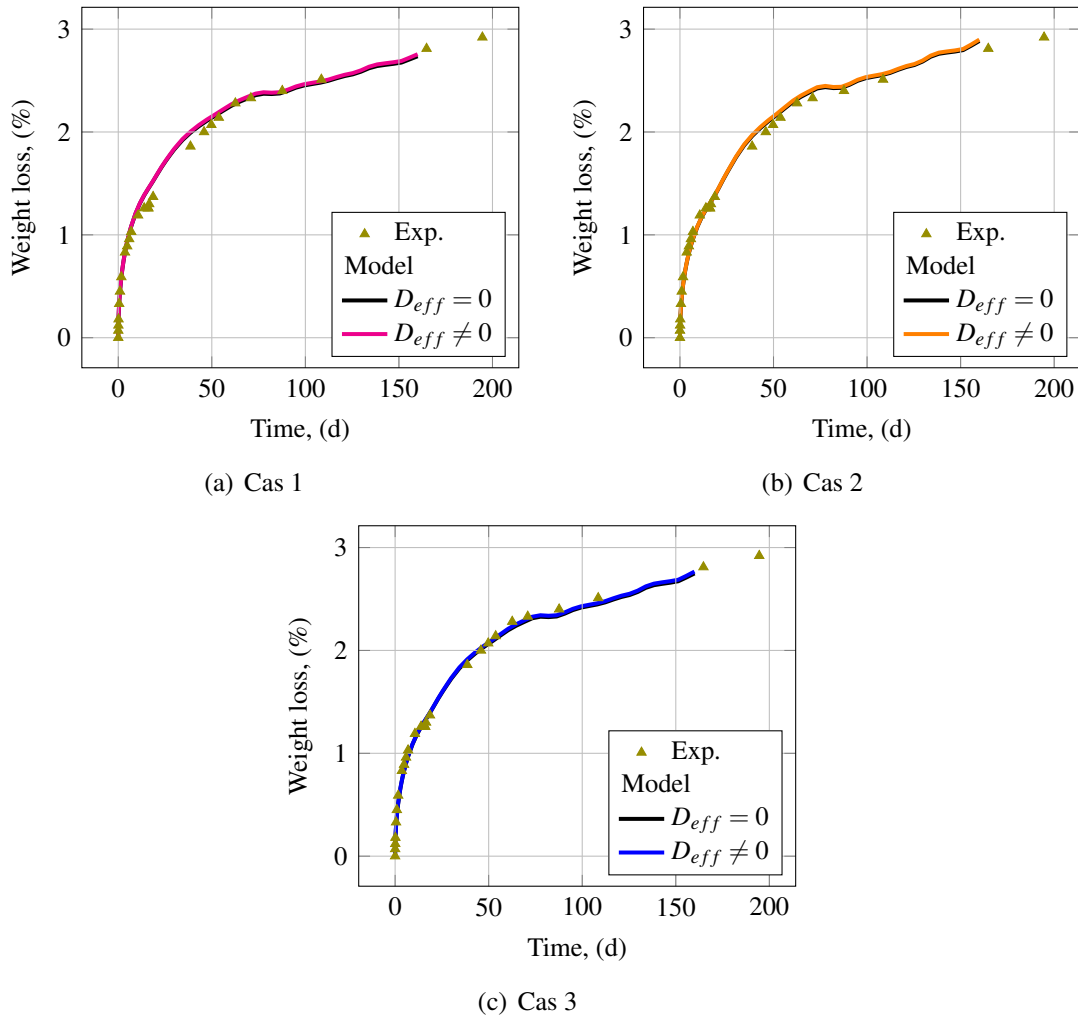


FIGURE 2.7: Évolution de la perte en masse en fonction du temps

margin des hypothèses postulées. Les conséquences des hypothèses faites sur l'évolution de la perméabilité relative sont contrebalancées par l'identification de la perméabilité intrinsèque. Dans le cadre de la poromécanique, cet aspect est important car le profil du degré de saturation est une des données déterminant le niveau d'endommagement observée en peau de la structure.

2.3.1.5 Conclusion

Dans le cadre du béton B11 et pour des humidités ambiantes intermédiaires, la diffusivité de la vapeur d'eau dans la phase gazeuse du milieu poreux compte pour quantité négligeable dans le processus de séchage. De plus, si les variations de l'humidité relative ambiante sont limitées ($\Delta HR \approx \pm 7\%$), la prise en compte de l'hystérésis des cycles de séchage/humidification semble facultative.

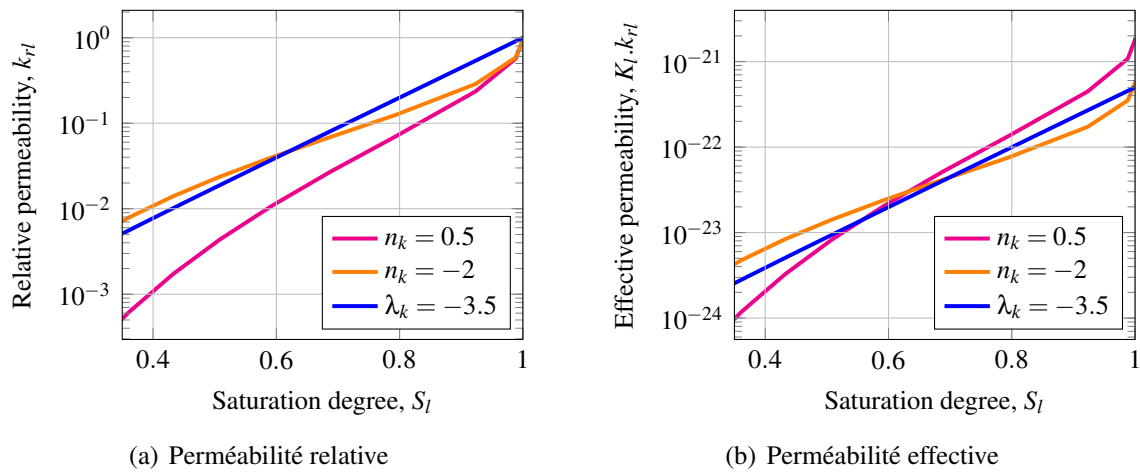


FIGURE 2.8: Évolutions de la perméabilité relative et effective en fonction du degré de saturation

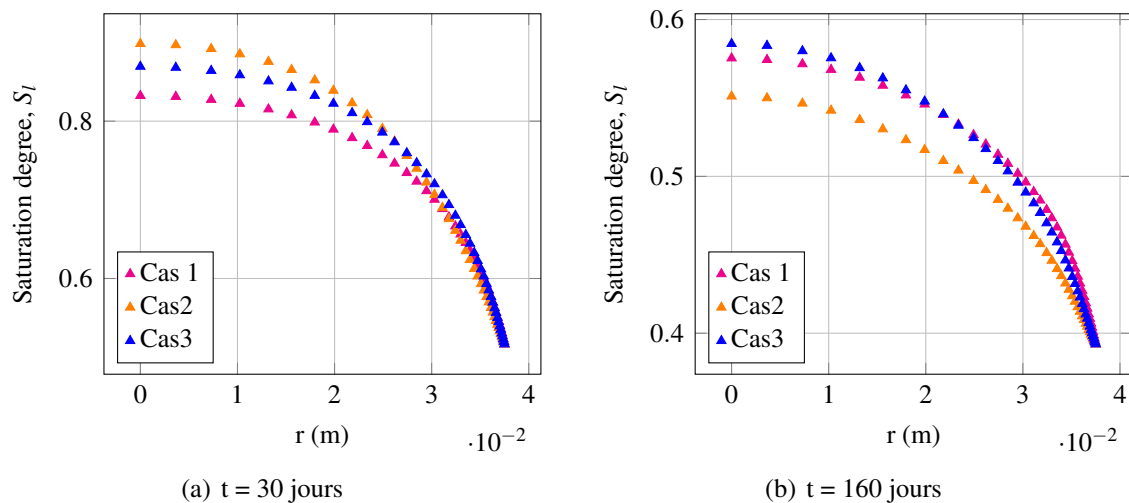


FIGURE 2.9: Profil du degré de saturation selon la dimension radiale de l'éprouvette

En conclusion, si cette modélisation est capable de prédire correctement les cinétiques de séchage du béton, le processus d'identification ne permet pas de dégager une valeur unique pour la perméabilité intrinsèque. Cette limite n'apparaît pas essentielle puisque ses conséquences sont également limitées sur les prédictions du profil d'humidité dans le béton. Ce point est d'importance car de ce profil d'humidité dépend le niveau de fissuration en peau de la structure. Néanmoins, il conviendrait de confirmer cette conclusion en traitant le problème poromécanique qui résulte de l'évolution de la teneur en eau du matériau et qui est associé au retrait de dessiccation. Ce constat est positif si la perspective envisagée est la simulation de la dessiccation de structures massives. En revanche, il remet en cause la détermination d'une perméabilité intrinsèque de l'eau dans le béton à partir des mesures du profil d'humidité ([Villain et Thiery,

2006], [Leech *et al.*, 2008]).

2.4 Comparaison des cinétiques de séchage d'éprouvettes de morphologies différentes

2.4.1 Influence de la taille et de la morphologie des éprouvettes sur la dessiccation du béton

Le séchage des bétons est un problème de type diffusif, les cinétiques de séchage sont par conséquent dépendantes de la taille et de la forme de l'éprouvette. En unidimensionnel, l'équation qui gouverne ce phénomène est de la forme suivante :

$$\frac{\partial w}{\partial t} = D_d \Delta w \text{ si } D_d \text{ est une constante} \quad (2.25)$$

Un nombre adimensionnel peut donc être exprimée sous la forme suivante :

$$F_d = \frac{D_d t}{(V/A)^2} \quad (2.26)$$

Ce nombre est à l'équation du séchage ce qu'est le nombre de Fourier à l'équation de la chaleur. Il exprime le rapport entre le flux d'eau à travers la surface A et la vitesse de stockage d'eau dans le volume V . Afin de comparer la dessiccation d'éprouvettes de forme et de taille différentes, les résultats obtenus sont exprimés en fonction de $\frac{\sqrt{t}}{r_m}$ où t est le temps de séchage et r_m le pseudo-rayon moyen de séchage. Cette dépendance de la dessiccation à la morphologie est également exprimée à travers cette variable pour la modélisation du retrait de dessiccation [Samouh *et al.*, 2012] [RILEM, 1995a]. Cependant, le calcul du rayon moyen de séchage r_m varie suivant les auteurs :

- $r_m = V/S$ où V est le volume de l'éprouvette et S est la surface de l'éprouvette exposée au séchage⁹.
- $r_m = k_s \cdot (V/S)$ où k_s est un coefficient qui varie de 1 à 1.55 (Tableau 2.4) suivant la forme de l'éprouvette [RILEM, 1995a].

	k_s
dalle infinie	1
cylindre infini	1.15
prisme infini de section carrée	1.25
sphère	1.30
cube	1.55

Tableau 2.4: Facteur de forme k_s intervenant dans le calcul du rayon moyen [RILEM, 1995a]

9. Plusieurs auteurs ([Samouh *et al.*, 2012] par exemple) préfèrent exprimer r_m tel que $r_m = 2V/S$: le rayon moyen de séchage est égal au rayon d'une structure cylindrique.

2.4.1.1 Comparaison des cinétiques de séchage d'éprouvettes cylindrique et prismatique

Le rayon moyen peut aussi être calculé comme le trajet moyen d'une molécule d'eau du centre jusqu'à la surface de l'éprouvette. Deux géométries sont considérées, un cylindre infini et un prisme infini de section carrée (Figure 2.4.1.1). Le rayon moyen est exprimé selon les équations suivantes :

$$r_m = \frac{r \times 4}{\pi} \int_0^{\pi/4} \frac{d\theta}{\cos\theta} = \frac{2r}{\pi} \ln \left(\frac{\sqrt{2}+2}{2-\sqrt{2}} \right) \text{ pour une éprouvette prismatique} \quad (2.27)$$

$$r_m = r \text{ pour une éprouvette cylindrique} \quad (2.28)$$

Enfin, le rayon moyen peut être estimé à l'aide d'un calcul par éléments finis. Le comportement

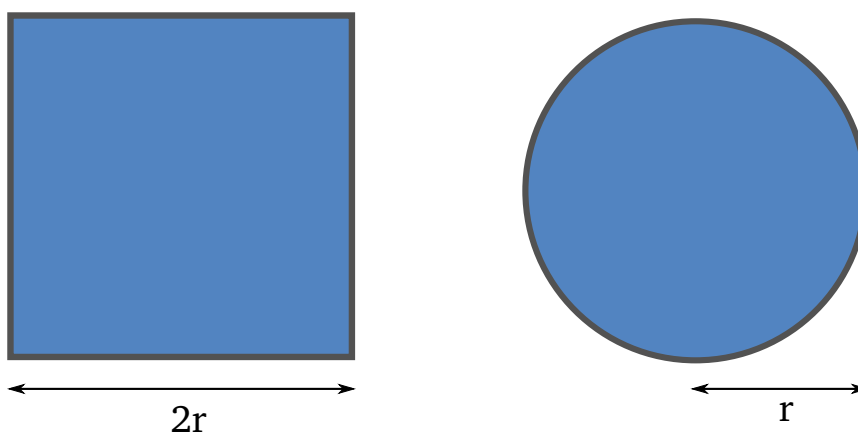


FIGURE 2.10: Géométrie des éprouvettes cylindriques et prismatiques

hydrique des éprouvettes cylindriques et prismatiques est simulé pour deux tailles différentes ($r = 35$ mm et $r = 70$ mm). Les figures 2.11(a) et 2.11(b) représentent l'évolution de la perte en masse en fonction de t/r^2 . Pour chaque type d'éprouvettes, les courbes se superposent. Pour des éprouvettes de même morphologies mais de taille différentes, la comparaison des cinétiques de séchage peut donc se faire à l'aide de la variable t/r^2 . Les évolutions de perte en masse sont représentées en fonction de la variable t/r_m^2 pour une éprouvette cylindrique et une éprouvette prismatique de même dimension caractéristique, $r = 35$ mm (figures 2.12). Les courbes de la figure 2.12(a) ne se confondent plus pour une longue période de séchage : l'éprouvette prismatique sèche plus lentement que l'éprouvette cylindrique. Pour comparer des éprouvettes de morphologies différentes, l'introduction d'un facteur de forme est donc nécessaire. La superposition des courbes de la figure 2.12(b) montre que $r_m^{prisme} = 1.05r$ si $r_m^{cylindre} = r$. Suivant le type de modèle adopté, le facteur de forme, $r_m^{prisme}/r_m^{cylindre}$, utilisé pour comparer la dessiccation d'éprouvettes cylindriques et prismatique n'est pas le même :

- $r_m^{prisme}/r_m^{cylindre} = 1$ selon [Samouh *et al.*, 2012]
- $r_m^{prisme}/r_m^{cylindre} = 1.25/1.15 = 1.087$ selon [RILEM, 1995a]
- $r_m^{prisme}/r_m^{cylindre} = 1.12$ selon l'équation 2.27
- $r_m^{prisme}/r_m^{cylindre} = 1.05$ par calcul aux éléments finis

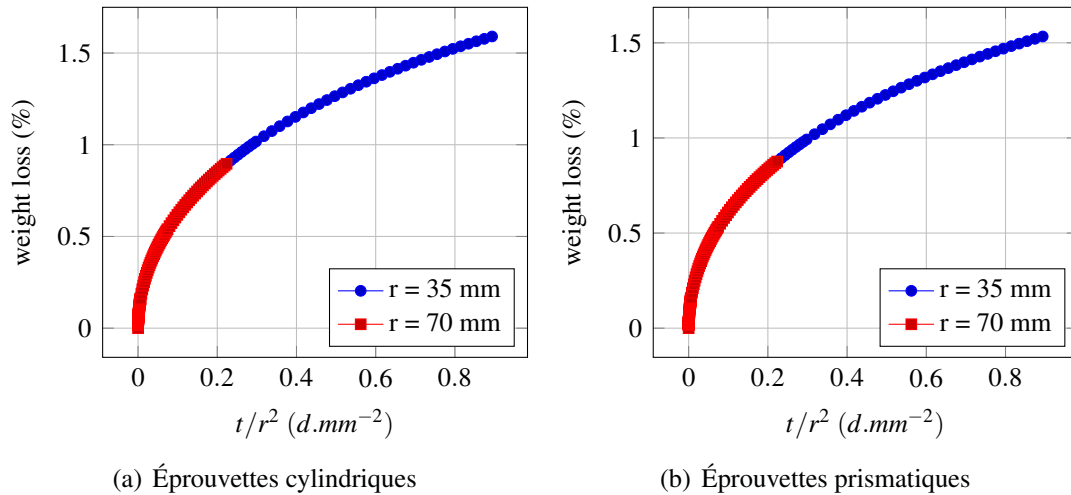


FIGURE 2.11: Comparaison numérique des cinétiques de séchage en fonction de la taille des éprouvettes

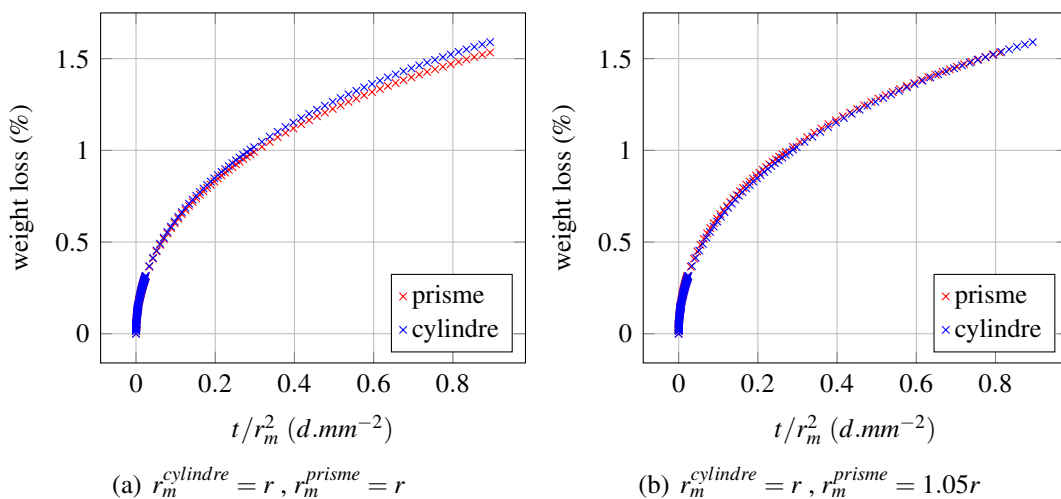


FIGURE 2.12: Comparaison numérique des cinétiques de séchage en fonction de la morphologie des éprouvettes pour $r = 35$ mm

2.4.1.2 Comparaison des cinétiques de séchage unidirectionnel et bidirectionnel

La géométrie des éprouvettes étudiées est identique. Les surfaces d'échange sont différentes, dans le premier cas, le contour total est la surface d'échange, dans le deuxième cas, seuls deux côtés définissent cette surface (figure 2.13). Les cinétiques de séchage sont comparées à l'aide d'un calcul éléments finis. Le comportement hydrique des éprouvettes prismatiques est simulé pour les deux types de surface d'échanges détaillées précédemment. La perméabilité du béton

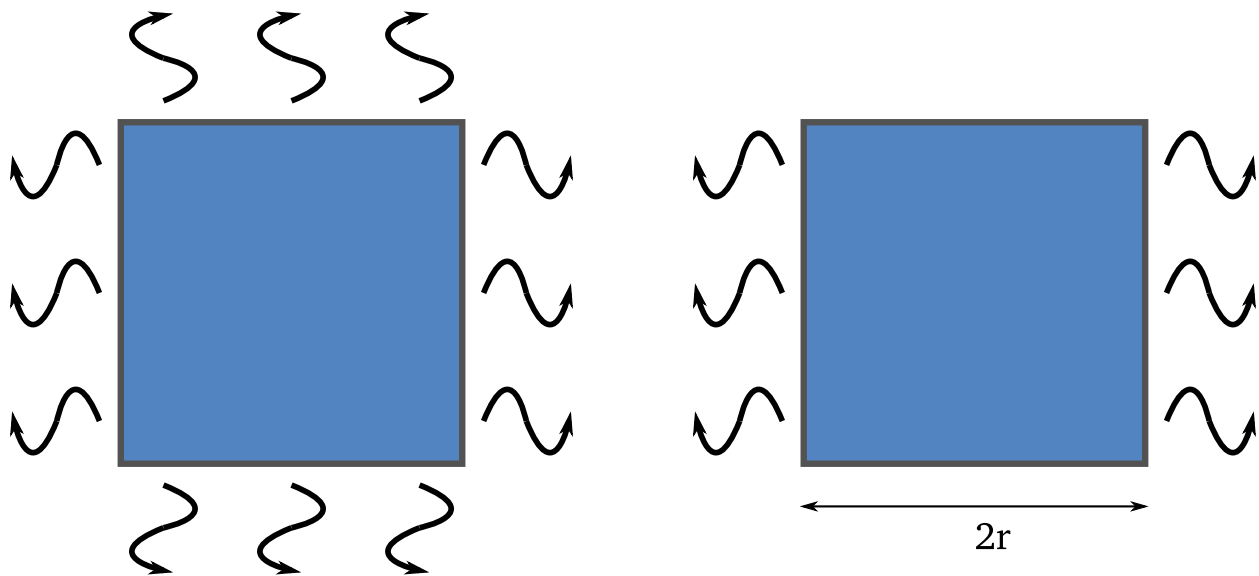


FIGURE 2.13: Surfaces d'échange bidirectionnelles et unidirectionnelles

dépend du degré de saturation. Les figures 2.14(a) et 2.14(b) représentent l'évolution de la perte en masse en fonction de t/r^2 et de t/r_m^2 . Les courbes de la figure 2.14(a) ne se confondent pas. L'éprouvette avec la plus grande surface d'échange sèche plus vite que l'éprouvette avec la plus petite surface d'échange. Pour comparer des éprouvettes de mêmes dimensions mais avec des surfaces d'échanges différentes, l'introduction d'un facteur de forme est donc nécessaire. Ce constat est évident, cependant, si le problème de diffusion est à perméabilité constante, le rayon moyen r_m serait proportionnel à V/S . Dans le cadre du problème étudié, le facteur de forme serait égal à 2. La dépendance de la perméabilité au degré d'hydratation change la nature du problème. La superposition des courbes de la figure 2.14(b) montre que le rayon moyen dans le cadre d'un séchage unidirectionnel est tel que $r_m^{uni} = 1.55r$ si $r_m^{bi} = r$. Ce rapport est en partie dépendant du modèle et des paramètres choisis pour traiter le problème de dessiccation du béton. Suivant le type de modèle adopté, le facteur de forme, r_m^{uni}/r_m^{bi} , utilisé pour comparer la dessiccation d'éprouvettes de même dimensions mais avec des surfaces d'échanges différentes n'est pas le même :

- $r_m^{uni}/r_m^{bi} = 2$ selon [Samouh *et al.*, 2012]
- $r_m^{uni}/r_m^{bi} = 1.25/1.0 = 1.25$ selon [RILEM, 1995a]
- $r_m^{uni}/r_m^{bi} = 1.55$ par calcul aux éléments finis

2.4.2 Étude expérimentale

2.4.2.1 Comparaison des cinétiques de séchage d'éprouvettes cylindrique et prismatique

Afin de vérifier quel est le facteur de forme en prendre en compte, les cinétiques de dessiccation d'éprouvettes cylindriques et prismatiques sont comparées.

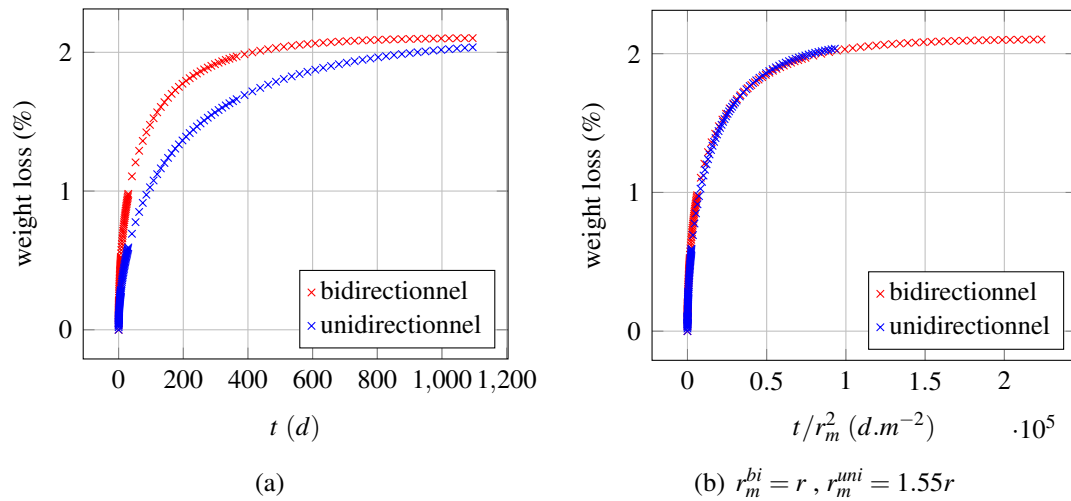


FIGURE 2.14: Comparaison des cinétiques de séchage pour différentes surfaces d'échanges hydriques

2.4.2.1.1 Protocole expérimental Le calcul des facteurs de forme suppose un séchage bidimensionnel (la hauteur de l'éprouvette est supposée infinie). La pose d'aluminium adhésif sur les faces supérieure et inférieure des éprouvettes permet d'assurer ces conditions aux limites. Les caractéristiques géométriques des éprouvettes sont renseignées dans le tableau 2.5. Les éprouvettes sont mises en ambiance séchante 34 jours après leur fabrication. La formulation du béton est celle du béton B11 reconstitué.

cylindre	rayon = 3.75 cm	hauteur = 28.5 cm
prisme	L = 7cm, section carrée	hauteur = 28 cm

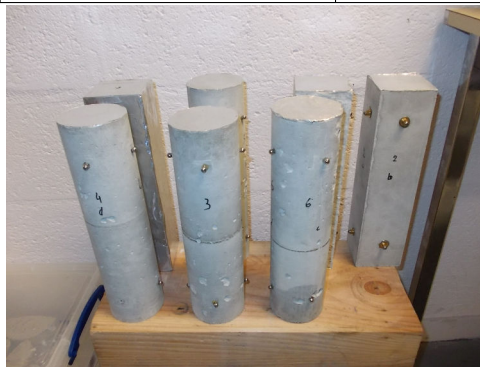


Tableau 2.5: Caractéristiques géométriques des éprouvettes

2.4.2.1.2 Résultats La figure 2.15 représente l'évolution de la perte en masse en fonction de \sqrt{t}/r_m , si l'éprouvette est cylindrique $r_m = r$, si l'éprouvette est prismatique r_m est calculée

selon les quatre façons présentées précédemment. Le facteur de forme le plus pertinent est celui établi grâce à l'équation 2.27.

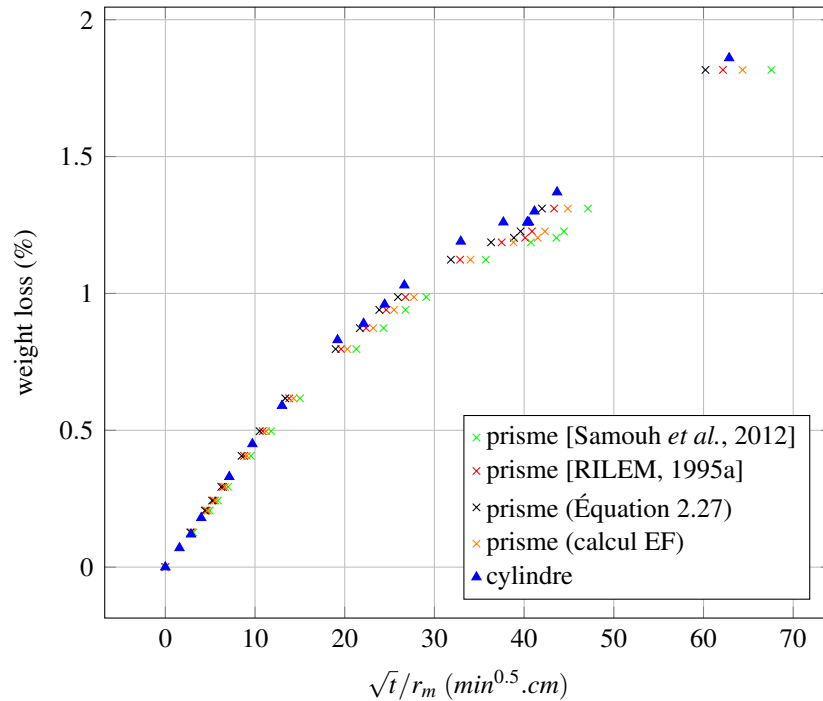


FIGURE 2.15: Évolution de la perte en masse en fonction de \sqrt{t}/r_m

2.4.2.2 Comparaison des cinétiques de séchage d'éprouvettes avec des surfaces d'échanges différentes

Afin de vérifier quel est le facteur de forme en prendre en compte, les cinétiques de dessiccation d'éprouvettes prismatiques avec des surfaces d'échanges différentes sont comparées.

2.4.2.2.1 Protocole expérimental Trois types d'éprouvettes prismatiques de section carrée sont étudiées. Les surfaces d'échange avec le milieu extérieur sont limitées grâce à la pose d'aluminium adhésif sur les faces des éprouvettes. Les caractéristiques géométriques des éprouvettes sont renseignées dans le tableau 2.6. Les éprouvettes sont mises en ambiance séchante 34.4 jours après leur fabrication. La formulation du béton est celle du béton B11 reconstitué.

L = 7cm, section carrée	hauteur = 28 cm	séchage bidirectionnel	$V/S = 1.75cm$
L = 7cm, section carrée	hauteur = 28 cm	séchage unidirectionnel	$V/S = 3.5cm$
L = 20cm, section carrée	hauteur = 10 cm	séchage unidirectionnel	$V/S = 5cm$

Tableau 2.6: Caractéristiques géométriques des éprouvettes

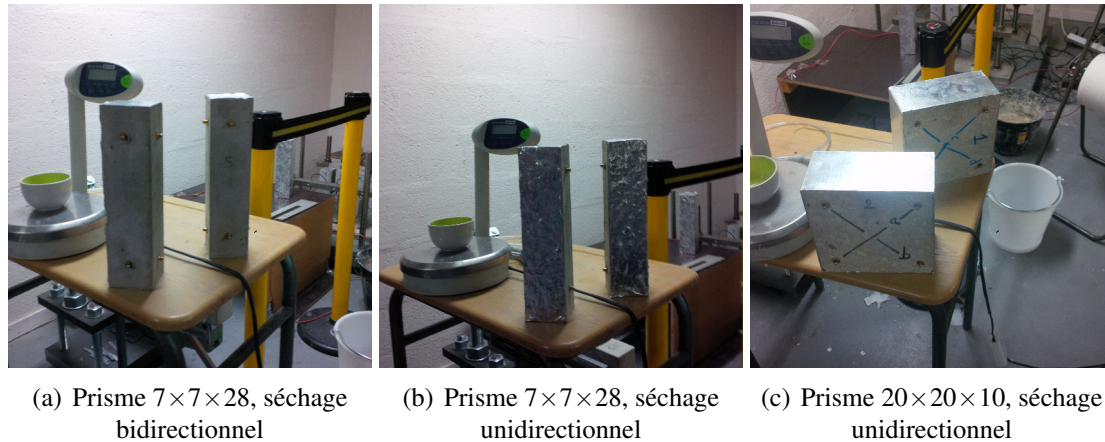


FIGURE 2.16: Étude de l'influence de la surface d'échange des éprouvettes sur la cinétique de dessiccation

2.4.2.2.2 Résultats La figure 2.17 représente l'évolution de la perte en masse en fonction de \sqrt{t}/r_m . Si toutes les faces latérales sont des surfaces d'échanges $r_m = r$, si la surface d'échange est constituée de seulement deux faces latérales, le rayon moyen est calculé selon les relations définies précédemment. Les courbes de la figure 2.17(c) sont quasiment confondues, le facteur de forme le plus pertinent est par conséquent celui établi grâce à la solution établie par calcul aux éléments finis. Il est égal à 1,55.

2.4.2.3 Conclusion

Comparer les cinétiques de séchage d'éprouvettes de tailles différentes suppose d'exprimer la perte en masse en fonction de la variable \sqrt{t}/r_m où t est le temps de séchage et r_m le rayon moyen de séchage. Si la forme des éprouvettes n'est pas la même, alors un facteur de forme doit être introduit dans le calcul de r_m , plusieurs valeurs existent dans la littérature. Afin de comparer ces différents facteurs, une campagne expérimentale a été menée : les cinétiques de dessiccation d'éprouvettes cylindriques et prismatiques ont été comparées. Les résultats expérimentaux semblent montrer que le calcul du rayon moyen r_m sur la base de simples considérations géométriques est le plus pertinent dans le cas où la nature du problème est similaire (séchage bidirectionnel). Cependant, le rapport V/S défini comme le rapport du volume total sur la surface séchante semble suffisant pour estimer de manière fiable la cinétique de dessiccation du problème.

Si les morphologies des éprouvettes ou des structures comparées sont très différentes (dalle vs poutre à section carrée), les non-linéarités du problème de dessiccation ne permettent plus de calculer un temps équivalent à partir du rapport V/S , seul un calcul par éléments finis permet d'estimer correctement le rayon moyen équivalent de l'éprouvette. L'étude de différentes géométries et de différents types de béton serait intéressante afin de proposer des facteurs de forme pertinents qui tiendraient compte à la fois des propriétés matériaux et de la morphologie de la structure.

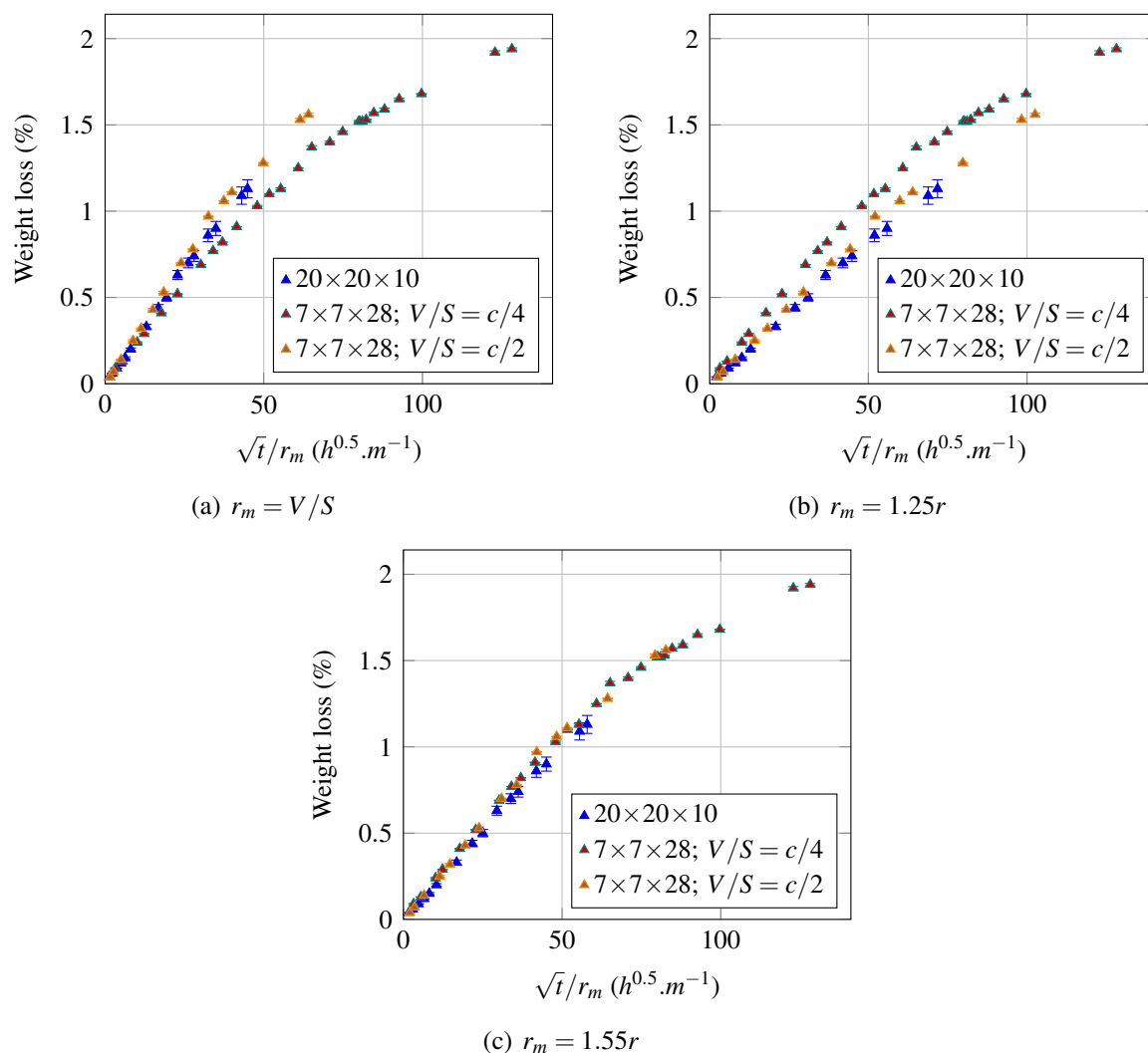


FIGURE 2.17: Évolution de la perte en masse en fonction de la variable \sqrt{t}/r_m

Parallèlement à ces mesures de perte en masse, les déformations de retrait de dessiccation associées ont également été enregistrées. Les résultats sont présentés ultérieurement (section 6.2 de la partie II).

2.5 Conclusion

Une modélisation de la dessiccation naturelle des bétons est présentée dans ce chapitre. Les relations proposées sont établies à partir de la conservation de la masse de l'eau. Deux modes de transfert sont considérés : la diffusion de la vapeur dans la phase gazeuse du milieu poreux et la perméation de l'eau liquide.

La géométrie complexe et la saturation partielle du réseau poreux combinées aux interactions

de l'eau avec la matrice cimentaire rendent malaisée la modélisation de ces mécanismes de transfert. Néanmoins, si le séchage du matériau se fait en conditions isothermes et sous humidité ambiante intermédiaire, le modèle retenu est pertinent. Il permet notamment de prédire les cinétiques de perte en masse correctement.

De plus, les cinétiques de séchage d'éprouvettes de tailles et de morphologies différentes sont étudiées. Le rapport $\frac{V}{S} = \frac{\text{Volume}}{\text{Surface d'échange}}$ est un paramètre adéquat pour considérer l'effet d'échelle sur des éprouvettes de morphologies semblables. Néanmoins, pour des spécimens de formes très différentes, la seule considération de ce paramètre n'est plus suffisante.

L'influence de l'historique mécanique du béton sur les transferts hydriques est également étudiée. Les résultats sont présentés dans la chapitre 8.

Deuxième partie

**Comportement mécanique différé du
béton**

Cette partie est dédiée à la modélisation des déformations différées sous chargement mécanique. Selon la décomposition classique, la déformation différée totale est la somme des déformations de fluage et de retrait. Le fluage comme le retrait sont eux-mêmes qualifiés d'endogène ou de dessiccation. De plus, une déformation thermique accompagne les variations de température de la structure.

Chacune de ces déformations est détaillée : les caractéristiques et les couplages qui relient chacune de ces déformations sont présentés. Le fluage propre fait l'objet d'un long chapitre car sa complaisance intervient dans le calcul des autres déformations. Le dernier chapitre aborde la question des interactions entre fluage, retrait et séchage.

De nombreuses campagnes expérimentales ont été réalisées : ainsi le fluage de dessiccation est toujours calculé à partir de données issues d'une même gâchée de béton. Ce choix permet de diminuer l'erreur de mesure due à la variabilité des déformations différées observée pour des bétons de même formulation mais fabriqués à partir de gâchées différentes.

Chapitre 3

Déformation thermique et retrait endogène

3.1 Déformations thermiques

3.1.1 Coefficient de dilatation thermique au jeune âge

Dans un ouvrage massif, le béton est soumis à un chargement thermique tout au long de sa vie. Au jeune âge, le béton subit une rapide montée en température puis un lent refroidissement. À long terme, il subit les cycles de températures journaliers et saisonniers. Les variations volumétriques associées au changement de température dans le béton sont calculées avec la valeur du coefficient de dilatation thermique α_{th} .

Lorsque l'hydratation est terminée, le coefficient de dilatation thermique dépend fortement de la nature des granulats. Un béton avec des granulats calcaires (tel que le B11) a un coefficient de dilatation faible ($\alpha_{th} = 6.10^{-6}K^{-1}$ [Neville, 2000]). Cette valeur est en accord avec celles relevées expérimentalement : $\alpha_{th} = 7.5.10^{-6}K^{-1}$ [Briffaut, 2010].

Pour un béton à l'état frais, le coefficient de dilatation thermique (CTD) peut être estimé à partir d'une simple loi des mélanges puisque chacun des constituants se déforme librement, pour le béton B11 cette moyenne est environ égale à $29.10^{-6}K^{-1}$. Selon les auteurs, la phase de transition entre cette valeur initiale élevée et la valeur finale présente des caractéristiques différentes. Certains auteurs observent un passage par une valeur minimale du CTD [Bjøntegaard et Sellevold, 2001] [Cusson et Hooegeveen, 2007]. Néanmoins, cette phase de transition est rapide et n'excède pas 24 heures [Laplante et Boulay, 1994] [Bjøntegaard et Sellevold, 2001][Cusson et Hooegeveen, 2007][Kada *et al.*, 2002]. À partir des données issues de la littérature, une équation qui lie le CTD au degré d'hydratation ξ est proposée pour le béton B11 [De Schutter, 1996] (figure 3.2) :

$$\alpha_{th}(\xi) = (11.10^{-6} \cdot (1 - \xi)^3 + 7.5.10^{-6}) \quad (3.1)$$

À partir de ces observations, le coefficient de dilatation thermique est mesurable lors de la phase de refroidissement d'une structure massive. En effet, le retrait endogène du béton B11 est

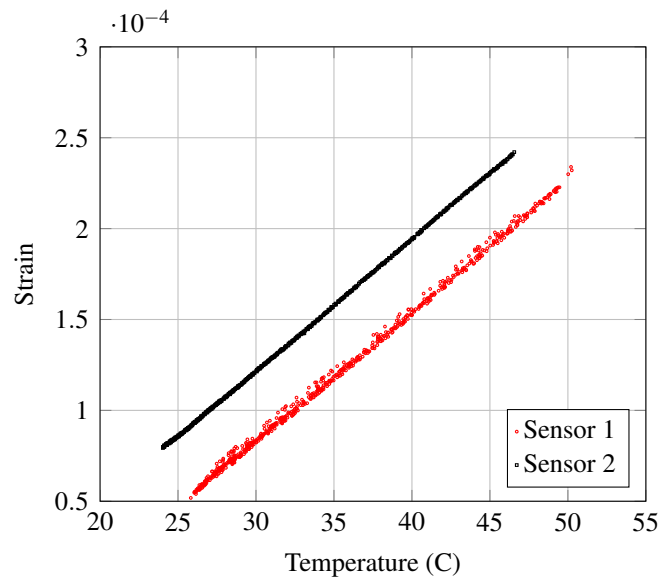


FIGURE 3.1: Déformation dans le béton B11 en fonction de la température à deux emplacements différents de la maquette ECOBA lors de la descente en température

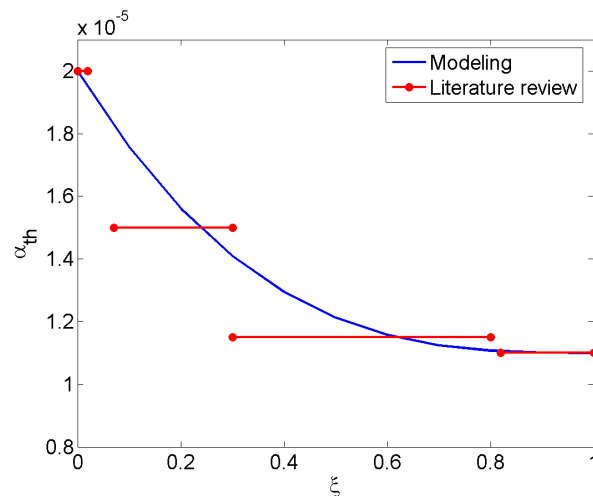


FIGURE 3.2: Évolution du coefficient de dilatation thermique en fonction du degré d'hydratation [De Schutter, 1996]

négligeable devant le retrait thermique et le coefficient de dilatation n'est plus dépendant du degré d'hydratation. La maquette ECOBA a été instrumentée avec des capteurs à corde vibrante, les résultats au jeune âge conduisent à une valeur du coefficient de dilatation thermique comprise entre $7.1 \cdot 10^{-6}$ et $7.2 \cdot 10^{-6}$ (figure 3.1).

3.2 Déformation de retrait endogène

3.2.1 Mécanismes

Le durcissement des ciments Portland s'accompagne de variations volumiques. En 1900, Henry Le Chatelier introduit les termes de volume apparent et de volume absolu [Chatelier, 1900]. Il observe que l'hydratation du ciment s'accompagne d'une augmentation du volume apparent en même temps que d'une contraction du volume absolu.

En effet, le volume des hydrates produits est inférieur à la somme du volume des réactifs que sont l'eau et le ciment. Cette contraction est couramment appelée contraction de Le Chatelier, retrait chimique ou encore diminution de volume absolu.

Avant la prise, les déformations volumiques apparentes et absolues de la pâte de ciment sont identiques compte tenu du comportement fluide du matériau. Après la prise, le retrait chimique est gêné par le squelette solide.

Dès lors, la variation volumique apparente de la pâte de ciment est négligeable devant celle due à la contraction Le Chatelier. La composition de la porosité interne est alors dépendante de la réaction d'hydratation. Au moment de la prise, la porosité est quasi saturée en eau liquide. Avec l'avancement de la réaction, l'eau de gâchage est consommée pour l'hydratation des anhydres et la teneur en eau des pores capillaires diminue. En conséquence, l'humidité relative interne diminue et une dépression capillaire apparaît. La matrice cimentaire est alors sollicitée par des forces capillaires [Hua *et al.*, 1995] et une contraction appelée retrait d'auto-dessiccation s'ensuit. Cette explication est parfois en contradiction avec certaines observations expérimentales [Abuhaikal *et al.*, 2013]. Cependant, le mécanisme dominant semble être celui associé aux dépressions capillaires [Hua *et al.*, 1995].

La terminologie désigne généralement le retrait endogène comme la somme du retrait chimique avant la prise et du retrait d'auto-dessiccation. Par conséquent, le problème mécanique considère uniquement le retrait d'auto-dessiccation puisque son évolution commence avec la solidification du matériau.

Néanmoins, pour des bétons avec un rapport eau/ciment élevé, cette déformation est négligeable devant celle dues à la température (pour des structures massives) ou à la dessiccation (pour des structures minces). La prise en compte de cette déformation n'a de conséquence mécanique que pour des rapports eau/ciment inférieurs à 0.4-0.45 [Jensen et Hansen, 2001].

3.2.2 Mesure du retrait endogène et du retrait d'auto-dessiccation du béton B11

3.2.2.1 Mesure du retrait endogène

La mesure du retrait d'auto-dessiccation est donc la déformation différée d'un béton à l'état solide en conditions endogène et isotherme. Plusieurs dispositifs de mesure de cette déformation existent [Bouasker, 2007] [Stefan, 2009]. Le retrait endogène ϵ_{au} du béton B11 a été mesuré à l'aide du dispositif BTJADE [Boulay, 2007] durant la thèse de M. Briffaut, des résultats similaires

ont été obtenus avec le dispositif laser de l'ECN [Briffaut, 2010]. Les résultats sont présentés sur la figure 9.4(b) où le retrait endogène est tracé en fonction du degré d'hydratation. En effet, l'intensité des forces capillaires à l'origine du mécanisme d'auto-dessiccation est principalement liée à l'avancement de la réaction d'hydratation. Le dispositif BTJADE limite fortement les variations thermiques qui résultent de la nature exothermique de la réaction d'hydratation. Cependant, l'évolution de la température est tout de même enregistrée et la déformation de retrait endogène est corrigée par la prise en compte de la déformation thermique ($\alpha_{th} = 6.10^{-6} K^{-1}$) La majorité des modèles existants supposent un relation linéaire entre le degré d'hydratation et le retrait endogène [Benboudjema et Torrenti, 2008][Ulm et Acker, 1998]. Ce type de relation interdit toute prise en compte du gonflement observé au très jeune âge observé pour le béton B11. Afin de prendre en compte ce gonflement, la relation suivante est proposée [Sciumè, 2013] :

Si $\xi < \xi_p$:

$$\varepsilon_{au} = \frac{\varepsilon_{gf}}{1 + \alpha_{au} \left[\frac{\xi_p - \xi}{\xi_p} \right]^4} - \frac{\varepsilon_{gf}}{1 + \alpha_{au}} \left(1 - \frac{\xi}{\xi_\infty} \right) \quad (3.2)$$

Si $\xi > \xi_p$:

$$\varepsilon_{au} = \varepsilon_{au}^\infty + (\varepsilon_{gf} - \varepsilon_{au}^\infty) \left(\sin \left(\frac{\pi}{2} \times \frac{1 - \frac{\xi}{\xi_\infty}}{1 - \frac{\xi_p}{\xi_\infty}} \right) \right)^{\beta_{au}} - \frac{\varepsilon_{gf}}{1 + \alpha_{au}} \left(1 - \frac{\xi}{\xi_\infty} \right) \quad (3.3)$$

La modélisation choisie dans cette étude est comparée aux résultats expérimentaux (figure 9.4(b)). La modélisation retenue ne considère pas l'influence de la température sur la défor-

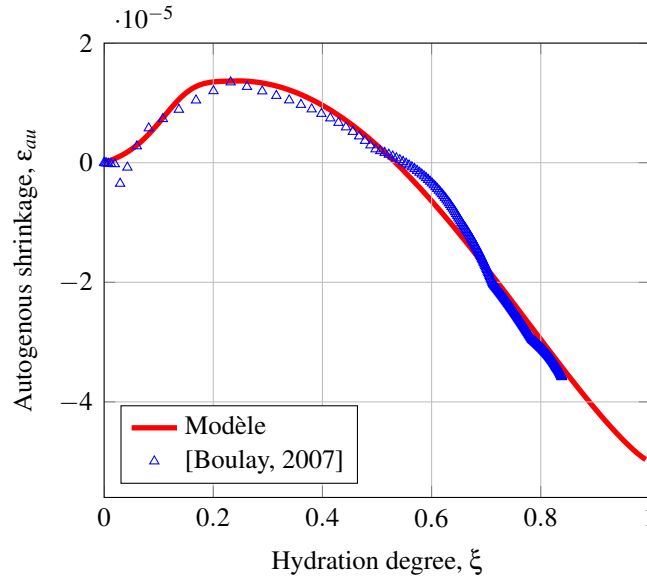


FIGURE 3.3: Évolution de ε_{au} en fonction du degré d'hydratation

mation finale de retrait endogène, l'impact du champ de température n'est pris en compte que

via la thermo-activation de la réaction d'hydratation. Pourtant, l'intensité des dépressions capillaires est en partie liée à la température, cependant son influence semble négligeable pour les variations de température associées au problème thermo-chimique des structures massives au jeune âge [Briffaut, 2010] [Lura et Breugel, 2001].

3.2.2.2 Gonflement au très jeune âge

Un gonflement apparaît au très jeune âge ($\xi < 0.4$), la formation d'ettringite ou de portlandite durant cette phase est un des facteurs explicatifs de cette observation. À partir des résultats obtenus par M. Briffaut [Briffaut, 2010] (Figure 9.4(b)), le retrait endogène est calculé de trois manières différentes (figure 3.4) :

- la déformation thermique est négligée, $\varepsilon_{th} = 0$,
- le coefficient de dilatation du béton est constant, $\alpha_{th} = 7,5 \cdot 10^{-6} K^{-1}$,
- le coefficient de dilatation du béton est dépendant du degré d'hydratation selon l'équation 3.1.

La correction thermique avec un coefficient de dilatation variable induit un retrait d'auto-dessiccation nul au très jeune âge. Le gonflement ettringitique serait donc compensé par le retrait dû aux dépressions capillaires.

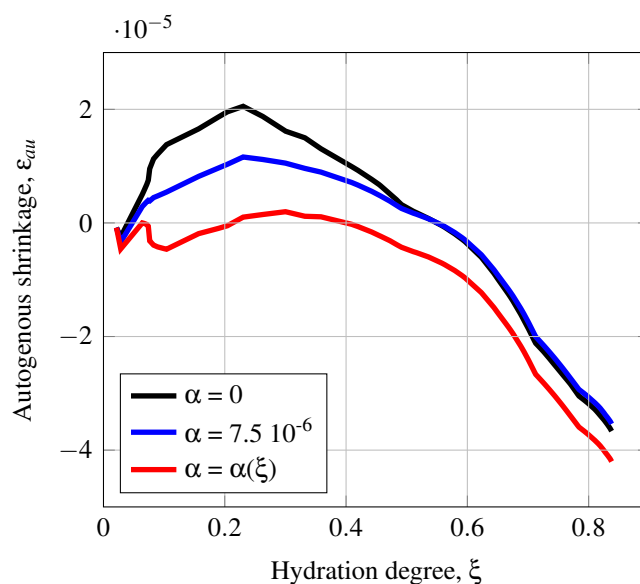


FIGURE 3.4: Évolution de la déformation dans le béton B11 en fonction du degré d'hydratation

3.2.2.3 Mesure du retrait d'auto-dessiccation

La mesure des déformations au jeune âge via l'inclusion d'un capteur dans le béton est réalisable. Cependant, les résultats obtenus sont dépendants du rapport entre les modules de Young du béton et du capteur [Boulay et Paties, 1993]. Une mesure des déformations au jeune âge

est réalisé selon le protocole suivant. Un extensomètre à corde vibrante et un thermocouple de type K sont noyés dans une éprouvette cylindrique de béton B11 (16×32). Une heure après, la déformation et la température sont enregistrées. Les mesures par corde vibrante peuvent être post-traitées de façons différentes, la mesure brute du retrait d'auto-dessiccation ϵ_{au}^b est obtenue selon la formule 3.4 où f_0 est la fréquence initiale, f celle à un instant quelconque et k est un facteur égal à 0.3 pour les capteurs C110 Telemac :

$$\epsilon_{au}^b = k \times 0.00625 \times (f^2 - f_0^2) \quad (3.4)$$

En cas de variations de température, cette formule doit être corrigée pour tenir compte des incompatibilités thermiques entre le béton et l'acier des cordes vibrantes. La mesure du retrait d'auto-dessiccation ϵ_{au}^{cv} par corde vibrante est alors calculée selon la relation 3.5 où ΔT désigne la variation de température, α_{th}^s et α_{th} désignent les coefficients de dilatation thermique de l'acier et du béton :

$$\epsilon_{au}^{cv} = \epsilon_{au}^b + (\alpha_{th}^s - \alpha_{th}) \Delta T \quad (3.5)$$

Dans un premier temps, le coefficient de dilatation thermique du béton est constant, $\alpha_{th} = 7.5 \cdot 10^{-6} K^{-1}$. Dans un second temps, le coefficient de dilatation thermique est lié au degré d'avancement de la réaction d'hydratation selon l'équation 3.1. Les résultats sont représentés sur la figure 3.5. Si la dépendance au degré d'hydratation du coefficient de dilatation thermique n'est pas prise en compte, l'interprétation de l'enregistrement de la fréquence issue des capteurs C110 mène à une surestimation du gonflement au jeune âge. En revanche, la rigidité globale du capteur est environ celle d'un béton mature et donc bien supérieure à celle d'un béton au jeune âge. Sans correction à l'aide d'un calcul numérique, la mesure du retrait d'auto-dessiccation par cette technique est erronée.

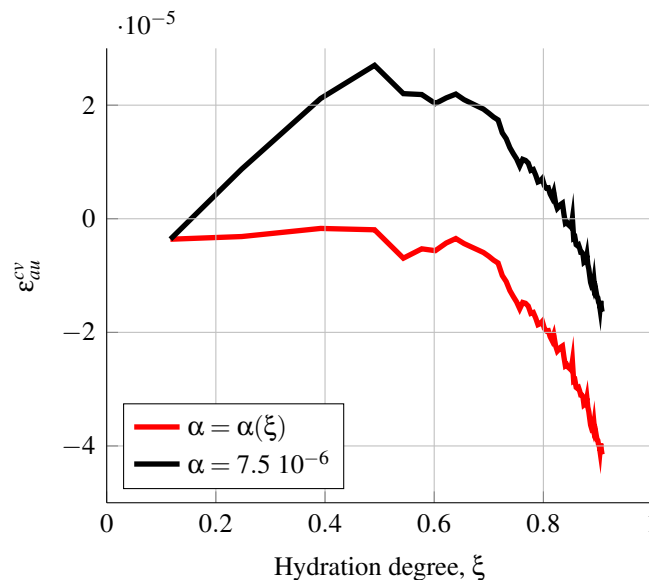


FIGURE 3.5: Évolution de la déformation dans le béton B11 en fonction du degré d'hydratation (capteur à corde vibrante)

3.3 Conclusion

Le coefficient de dilatation thermique du béton B11 est relativement faible ($\alpha_{th} = 7,5 \cdot 10^{-6}$). Au jeune âge, il est corrélé au degré d'hydratation, la relation proposée par De Schutter (1996) est retenue. Les effets de cette dépendance du coefficient de dilatation au degré d'hydratation sur le comportement des structures massives au jeune âge sont étudiés dans le chapitre 9.

Le retrait endogène est pris en compte via une loi phénoménologique qui permet de considérer un gonflement au très jeune âge. La réalité de ce gonflement est discutée à partir du lien entre dilatation thermique et degré d'hydratation.

Pour le béton B11, le problème mécanique issu du problème thermo-chimique au jeune âge sera principalement influencé par les déformations thermiques, une description précise du retrait endogène ne semble pas nécessaire.

Chapitre 4

Fluage propre du béton sous sollicitation uniaxiale

De nombreux modèles rhéologiques existent afin de modéliser le comportement en fluage du béton. Une modélisation qui tient compte du vieillissement et du sens de la sollicitation est proposée, elle est composée d'une chaîne de Kelvin-Voigt et d'un amortisseur en série. On détaille dans cette partie les équations qui la gouvernent. Dans une dernière subsection, le modèle est validé à partir de données issues de précédents travaux.

4.1 Introduction

Le béton est un matériau qui se déforme au cours du temps. Conventionnellement, on distingue deux grands types de déformations différées : le retrait et le fluage ; ces dernières sont elles-même subdivisées en plusieurs sous-catégories. La déformation de fluage correspond à la déformation différée d'un élément de structure observée sous un chargement constant au cours du temps. Concrètement, une mesure directe de cette déformation se révèle impossible, elle est obtenue par la différence des déformations différées d'un béton chargé et d'un béton non chargé.

La première personne ayant constaté ce phénomène fut Eugène Freyssinet lors de la construction du pont du Veudre (Allier) en 1911. Ce pont avait été construit conformément à la Circulaire de 1906 qui contenait les instructions relatives à l'emploi du béton armé. Or, cette circulaire ignorait les déformations différées dans le béton. Cette découverte le poussa à réaliser les premiers essais de fluage (figures 4.1 extraites de [Espion, 2012]) à l'occasion de la construction du pont de Plougastel (1925-1930).

La déformation de fluage est elle-même décomposée en une déformation de fluage propre obtenue sous conditions endogènes et une déformation de fluage de dessiccation liée au séchage du béton. Dans la suite de ce chapitre, on analysera l'influence de divers paramètres sur la déformation de fluage propre, les différents mécanismes micro-physiques responsables du fluage envisagés dans la littérature seront détaillés.

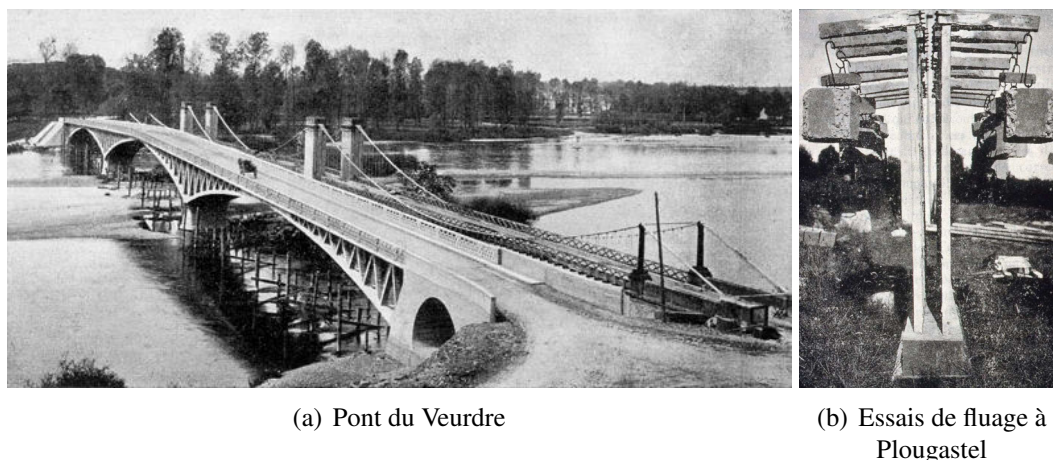


FIGURE 4.1: Pont du Veudre et essais de fluage à Plougastel

4.1.1 Influence de la composition du béton sur la déformation de fluage propre

Dans cette étude, l'influence de divers paramètres sur la déformation de fluage propre est étudiée à partir de données recueillies dans la littérature. Une des principales difficultés de ce type de comparaison est que les conditions environnementales (humidité relative, température) ne sont pas les mêmes d'une étude à l'autre. Ainsi, si la RILEM [ril, 1998] recommande d'envelopper hermétiquement les éprouvettes, un grand nombre d'essais effectués dans les années 1950-1970 ont été réalisés avec des éprouvettes immergées dans l'eau ou dans des ambiances avec une humidité relative proche de 100%.

Or un béton immergé fluera plus qu'un béton protégé de la dessiccation [Domone, 1974]. Ce phénomène ne peut pas être expliqué par le retrait endogène pour des bétons avec des valeurs élevées de e/c ($e/c > 0.8$). Cependant, quelle que soit la méthode employée, ces solutions permettent de réduire considérablement l'effet de la dessiccation et de se rapprocher de conditions endogènes. On s'autorise donc à comparer les déformations de fluage obtenues dans les trois environnements mentionnés : condition endogène, immersion ou humidité relative proche de 100%.

4.1.1.1 Rapport granulats/ciment

De l'association de la pâte de ciment et des granulats dépendent les principales caractéristiques mécaniques du béton. Ces deux matériaux ont des complaisances de fluage très éloignées, en comparaison de la pâte de ciment, le granulats ne flue quasiment pas [Hobbs, 1970]. La déformation de la pâte est donc restreinte par les granulats, le fluage dans le béton est donc largement dépendant du volume relatif occupé par les granulats. Pour des bétons classiques, le volume relatif de pâte de ciment V_r^{cp} est généralement compris entre 25 et 35% du volume total. Plusieurs travaux où le béton est modélisé sous la forme d'un matériau biphasique montrent que la déformation de fluage propre ε_{bc} dépend de la déformation de fluage de la pâte de ciment ε_c^{cp}

et du volume relatif de pâte de ciment V_r^{cP} ([Hobbs, 1971], équation 4.1) et ([Neville et Dilger, 1970], équation 4.2¹). Cette vision biphasique du béton est étudiée plus en détail par Granger et Bazant [Granger, 1995].

$$\varepsilon_{bc} = \frac{V_r^{cP}}{2 - V_r^{cP}} \cdot \varepsilon_c^{cP} \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_{bc} = \varepsilon_c^{cP} \cdot V_r^{cP \alpha_N} \quad (4.2)$$

Les résultats expérimentaux de la FIG.4.2 montrent que pour un rapport e/c constant, un béton avec une quantité de pâte de ciment élevé² aura une déformation de fluage plus importante quel que soit le mode de sollicitation.

Ces résultats sont cependant à nuancer, s'il y a dessiccation et que le béton est en traction alors on observe l'effet inverse pour la déformation de fluage total [Bissonnette *et al.*, 2007](figure 4.2). Ce constat n'est pas vérifié lorsqu'on réalise un essai classique en compression dans des conditions environnementales similaires [Neville, 1964].

4.1.1.2 Rapport eau/ciment

Une augmentation du rapport e/c conduit à une augmentation de la déformation de fluage [Domone, 1974] [Neville et Dilger, 1970] [Brooks, 2005]. L'eau a un rôle fondamental et impacte les micro-mécanismes à l'origine de cette déformation. À titre d'exemple, l'évolution du fluage propre spécifique est tracée en fonction du volume relatif de la pâte de ciment sur la figure 4.3, des informations sur les bétons utilisés et les conditions expérimentales de ces essais sont également renseignées. D'après ces données, l'influence de ce paramètre est la même en traction et en compression.

La comparaison des figures 4.2 et 4.3 montre clairement que l'impact du volume relatif de pâte de ciment V_r^{cP} n'est pas le même suivant que ce dernier évolue en fonction du facteur e/c ou g/c. L'eau contenue dans la pâte de ciment a une influence beaucoup plus importante que le volume de granulats.

4.1.1.3 Type de granulats et présence de fibres

Le module d'élasticité des granulats est connu pour impacter fortement la déformation élastique du béton. En ce qui concerne la déformation de fluage, son influence est bien moindre mais existe pour des granulats avec un module de Young inférieur à 70 GPa [Alexander et Mindess, 2005].

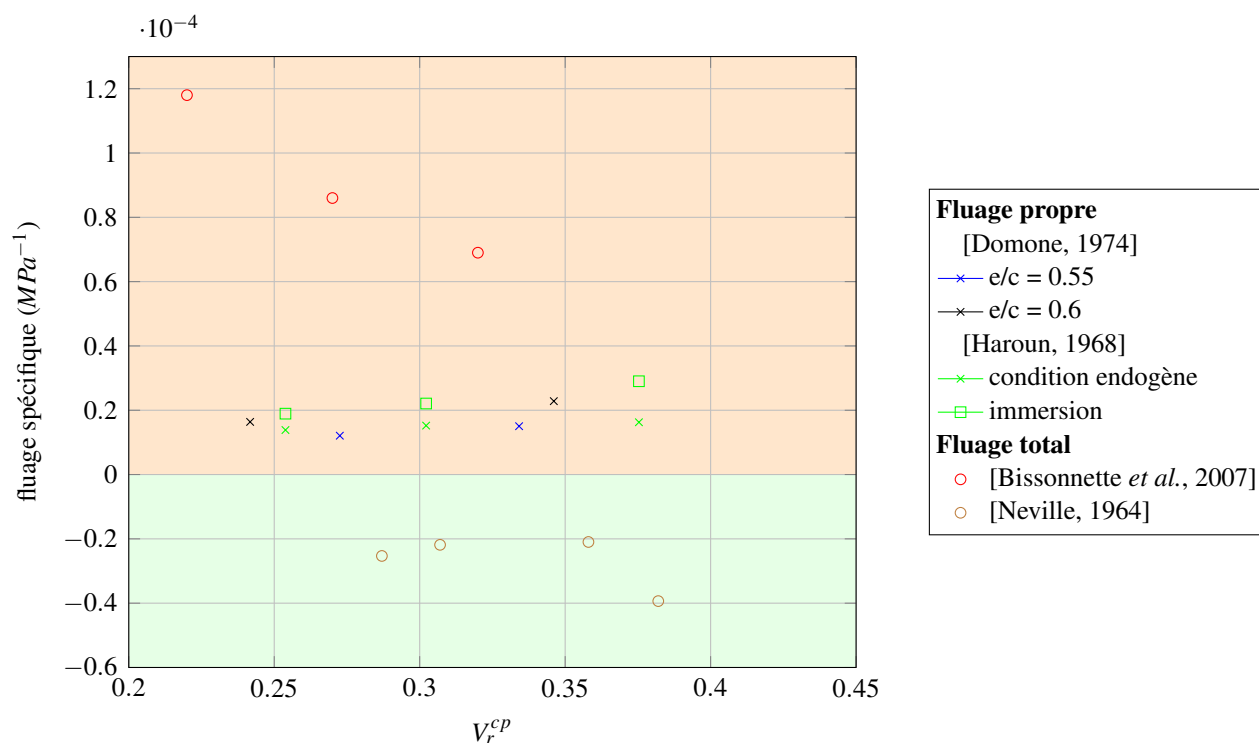
Il est difficile de tirer des conclusions générales des différents travaux menés sur ce sujet. Néanmoins, il semble bien que l'interface pâte-granat (auréole de transition) a un impact prépondérant sur la déformation de fluage. Ainsi [El-Baroudy, 1940] met en évidence le rôle de la

1. Le coefficient α_N est défini à partir des coefficients de Poisson et des modules de Young de la pâte de ciment et des granulats

2. Lorsque la masse volumique des différentes composantes du béton n'étaient pas donnée, des valeurs courantes ont été prises pour tracer la FIG.4.2 : $\rho_{ciment} = 3150 \text{ kg.m}^{-3}$ et $\rho_{granulat} = 2600 \text{ kg.m}^{-3}$

3. La contrainte appliquée n'est pas renseignée, le calcul du fluage spécifique est réalisé avec une résistance en compression de 22.4MPa à 14 jours.

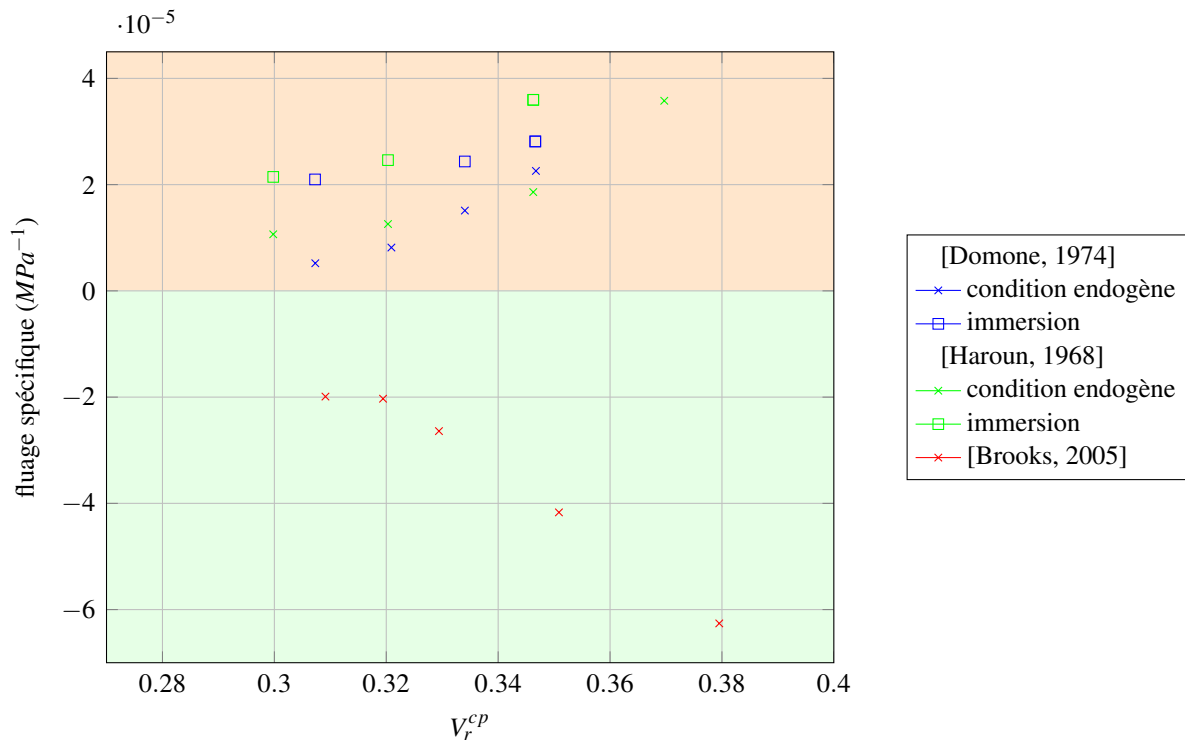
4. Le séchage est négligeable d'après l'auteur.



	e/c Granulats	Âge (j)	Chargement		Environnement
			Niveau ($\sigma/f_{c,t}$)	Période (j)	
[Domone, 1974]	0.6 & 0.55 $D_{max} = 10mm$	28	0.35	14	endogène
[Haroun, 1968]	0.6 $D_{max} = 10mm$	30	< 0.5	30	endogène
[Bissonnette et al., 2007]	0.4 $D_{max} = 10mm$	7	< 0.5	28	RH = 50%
[Neville, 1964]	0.65 D = 9.5mm	14	0.5^3	28	Cure à RH = 95% ⁴

FIGURE 4.2: Évolution du fluage spécifique en fonction de V_r^{cp} pour e/c constant

granulométrie : des granulats de taille importante ($D_{max} = 25.4mm$) entraîneront un fluage plus important que des granulats de taille modérée ($D_{max} = 9.5mm$). De la même manière, pour du béton fibré, l'interface pâte de ciment-fibres d'acier semble jouer un rôle important pour expliquer la différence entre la traction et la compression [Bissonnette et al., 2007].



	g/c Granulats	Chargement			Environnement
		Âge (j)	Niveau ($\sigma/f_{c,t}$)	Période (j)	
[Domone, 1974]	4.5	28	0.35	14	endogène immergé
[Brooks, 2005]	4.75	14	0.3	28	immergé
[Haroun, 1968]	4.5	30	< 0.5	30	endogène immergé

FIGURE 4.3: Évolution du fluage spécifique en fonction de V_r^{cp} pour g/c constant

4.1.2 Micro-mécanismes à l'origine de fluage

Dans la littérature [Reynouard et Pijaudier-Cabot, 2005][Ulm et Acker, 1998], deux mécanismes physiques sont principalement utilisés pour expliquer le fluage propre du béton (même s'ils n'ont pas été validés expérimentalement) :

- à court terme, les contraintes extérieures entraînent un processus de microdiffusion de l'eau capillaire. Au niveau microscopique la transmission des efforts extérieurs se fait via les hydrates qui entourent les pores capillaires, l'équilibre thermodynamique de l'eau librement adsorbée s'en trouve alors perturbé. Pour le rétablir, des molécules d'eau diffusent dans les couches d'eau adsorbée vers les zones libres, ce qui déforme le squelette solide (figure 4.4). Ce phénomène est représenté par une chaîne de Kelvin-Voigt.
- à long terme, l'explication serait plutôt d'origine mécanique. Il y aurait rupture des liaisons hydrogène entre les surfaces solides adjacentes aux zones d'adsorption empêchée. Ces liaisons se reforment dans des zones adjacentes de moindres surtensions du fait du

glissement des feuillets C-S-H (figure 4.5). Ce mécanisme lié à l'instabilité des hydrates est supposé irréversible et est modélisé par un amortisseur de viscosité η_a .

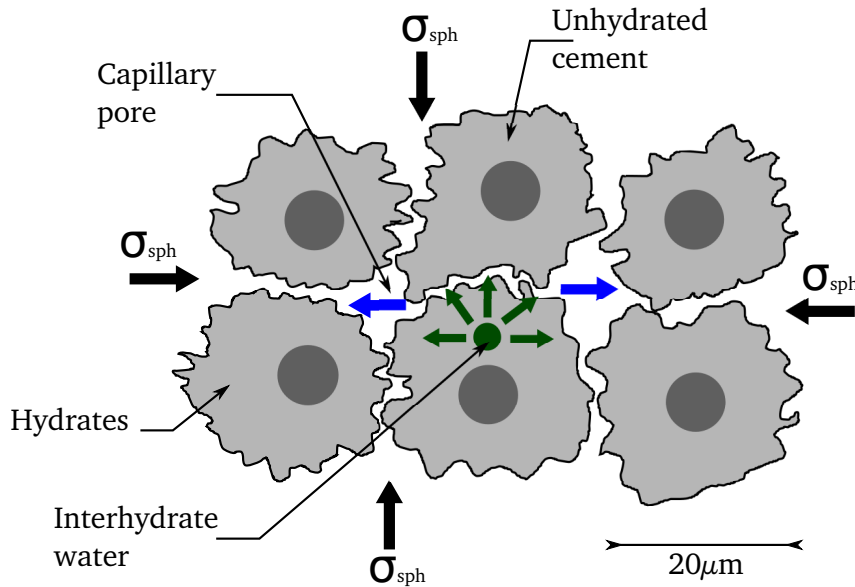


FIGURE 4.4: Migration de l'eau adsorbée ([Benboudjema, 2002] adapté de [Ulm et Acker, 1998])

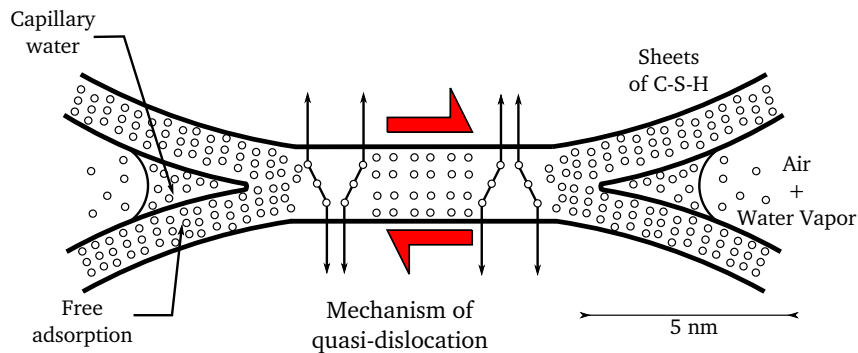


FIGURE 4.5: Mécanisme de glissement des feuillets C-S-H [Ulm et Acker, 1998]

À priori, ces deux mécanismes ne présentent pas de dissymétrie en traction/compression. Al Kubaisy observe que de la micro-fissuration apparaît lorsqu'on soumet une éprouvette à de la traction [Al-Kubaisy, 1975], la nature irréversible de ce phénomène le rapproche du glissement des feuillets C-S-H.

D'autres explications sont proposées dans la littérature : Rossi *et al.* suggèrent que le fluage propre est un accroissement du retrait de dessiccation sous contrainte [Rossi *et al.*, 2012], Sellier *et al.* proposent que le fluage soit dû aux actions combinées d'un mécanisme de type consolidation et de l'endommagement [Sellier *et al.*, 2012].

4.2 Modélisation du fluage propre

Le schéma rhéologique choisi pour modéliser le fluage propre se compose de deux éléments vieillissants : une chaîne de Kelvin-Voigt mise en série avec un amortisseur. Le fluage propre observé au jeune âge est principalement modélisé grâce au premier bloc de Kelvin-Voigt, le fluage propre à long terme est quant à lui modélisé à l'aide d'un second amortisseur η_{am} .

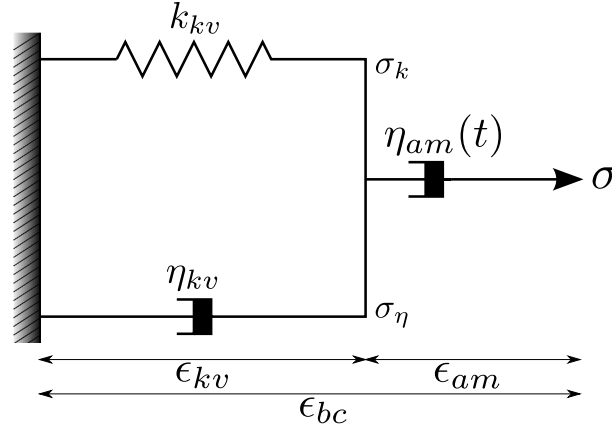


FIGURE 4.6: Modèle rhéologique de fluage du béton

L'état du système est décrit par les variables suivantes :

- ϵ_{bc} est la somme des déformations ϵ_{am} et ϵ_{kv} .
- σ est la somme des contraintes $\sigma = \sigma_k + \sigma_\eta$.

Les relations qui gouvernent cette modélisation sont alors :

$$\dot{\epsilon}_{bc} = \dot{\epsilon}_{kv} + \dot{\epsilon}_{am} \quad (4.3a)$$

$$\dot{\epsilon}_{kv} = \frac{\dot{\sigma} - \dot{\sigma}_\eta}{k_{kv}(\xi)} \quad (4.3b)$$

$$\dot{\epsilon}_{kv} = \frac{\sigma_\eta}{\eta_{kv}(\xi)} \quad (4.3c)$$

$$\dot{\epsilon}_{am} = \alpha_{bc} \frac{\langle \sigma \rangle_+}{\eta_{am}(t)} + \frac{\langle \sigma \rangle_-}{\eta_{am}(t)} \quad (4.3d)$$

Cette modélisation est capable de tenir compte de complaisances de fluage propre différentes en traction et en compression via le paramètre α_{bc} (partie 4.2.6.5).

4.2.1 Cinétique de fluage propre à long terme

À long terme, le fluage propre ne tend pas vers une valeur asymptotique même après plusieurs dizaines d'années [Brooks, 2005]. L'approche « time-shift » est utilisée pour calculer l'évolution de la viscosité de l'amortisseur η_{am} qui dépend linéairement du temps (cf EQ.4.4).

$$\eta_{am}(t) = \eta_{am}^\infty \cdot t \quad (4.4)$$

À long terme, cette modélisation implique que la déformation de fluage propre d'un béton mature évolue de façon logarithmique avec le temps. Ce type de comportement est en accord avec la littérature :

[Ulm et Acker, 1998] Les auteurs montrent que la dérivée temporelle de la complaisance de fluage propre est inversement proportionnelle au temps quel que soit le type de béton utilisé (béton ordinaire ou à hautes performances)

[Brooks, 2005] Quels que soient le type de granulats ou le rapport e/c, le fluage propre évolue de façon logarithmique pendant les dix premières années. Au delà de cette période, la cinétique de fluage augmente très clairement (figure 4.7). Cependant, il faut noter que les conditions expérimentales de ces essais ne sont pas totalement adéquates pour notre sujet. En effet, les éprouvettes de béton sont immergées dans l'eau et non pas protégées de la dessiccation. Il ne s'agit donc pas réellement d'une mesure de fluage propre. Parallèlement à cette accélération de la vitesse de fluage, une accélération de la vitesse de gonflement de l'éprouvette est observée. Cette corrélation ne peut apparaître sur des essais de fluage propre conventionnels [ril, 1998] car aucun gonflement n'est observé en conditions endogènes pour des éprouvettes matures. Le choix est donc fait de ne pas tenir compte de ce seuil de 10 ans dans ce modèle.

[Troxell *et al.*, 1958] Le fluage propre évolue de façon logarithmique durant les 20 premières années (figure 4.8). La cinétique de fluage de la série 2 est plus rapide et moins régulière que celle de la série 1 alors que les deux bétons ont la même formulation (mais ils sont issus de gâchées différentes). Néanmoins, les tendances de ces deux courbes restent similaires et confirment l'hypothèse d'une évolution logarithmique du fluage à long terme.

[Russel et Larson, 1989] À long terme, une évolution logarithmique du fluage propre est constatée (figure 4.8). Le béton avec le plus faible rapport eau/ciment présente la cinétique de fluage propre la plus élevée à long terme alors qu'elle est la plus faible à court terme. Cette observation n'est pas en désaccord avec les conclusions de la partie 4.1.1 : le béton avec un rapport eau/ciment égal à 0.43 est fortement dosé en granulat ($g/c = 4,04$) en comparaison du béton au rapport eau/ciment égal à 0.39 ($g/c = 3.34$). Ces constatations sont conformes aux micro-mécanismes proposés pour expliquer le fluage propre, l'eau aurait un rôle majeur à court terme, puis à long terme, le mécanisme dominant serait lié au comportement différé des C-S-H (dont les caractéristiques dépendent du dosage en ciment).

Le fluage propre à très long terme semble logarithmique. Cependant, les tendances observées sont dépendantes de la définition du fluage propre (conditions endogènes ou éprouvettes immergées).

5. L'étanchéité est assurée par un film de cuivre

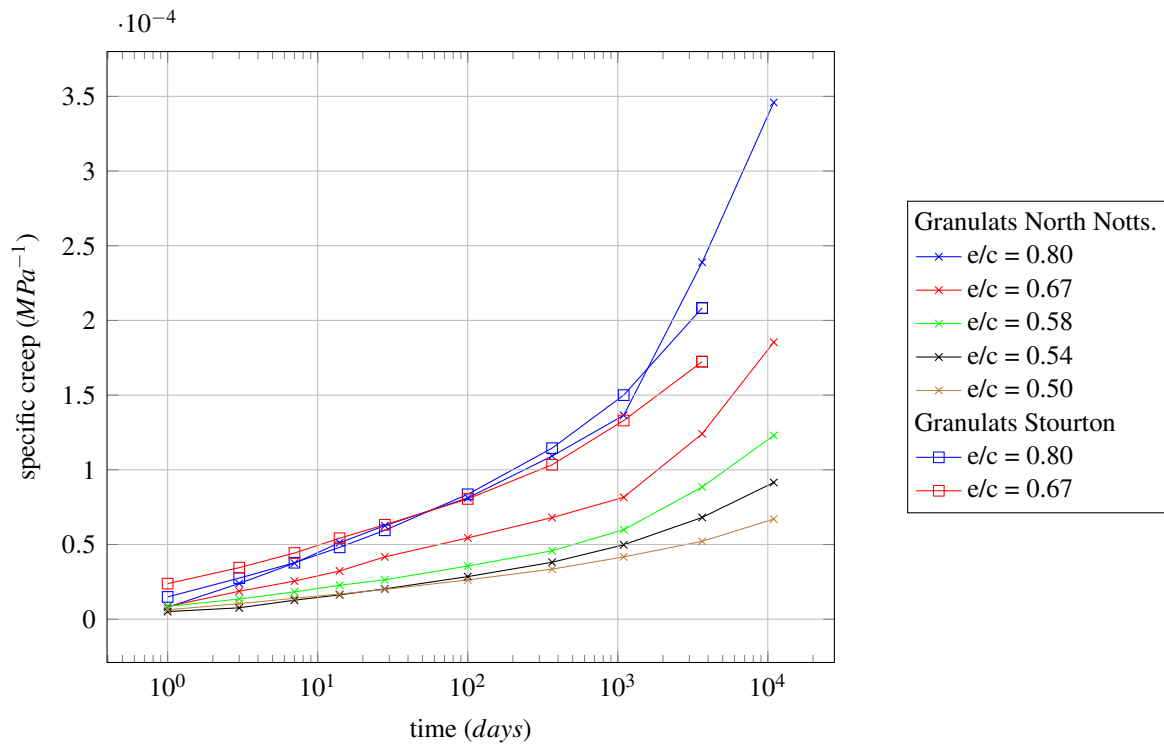


FIGURE 4.7: Évolution du fluage spécifique en fonction du temps pour différents rapports e/c et différents types de granulats [Brooks, 2005]

	e/c	Chargement			Environnement
	Granulats	Âge (j)	Niveau ($\sigma/f_{c,t}$)	Période	
[Troxell <i>et al.</i> , 1958]	0.59	28	0.3	$\simeq 20$ ans	HR = 99 % brouillard
[Russel et Larson, 1989]	0.43	28	0.3	14 ans	scellées ⁵
	0.39	28	0.25	18 ans	scellées

Tableau 4.1: Informations sur les travaux référencés de la figure 4.8

4.2.2 Influence de l'âge de chargement sur la complaisance de fluage propre pour un béton mature

Plus le béton est sollicité tardivement moins l'amplitude des déformations de fluage est élevée. Cette dépendance à l'âge de chargement s'observe en compression [Kommendant *et al.*, 1976][Shritharan, 1989] comme en traction [Bissonnette et Pigeon, 1995] [Østergaard *et al.*, 2001]. Ce constat est fait durant le développement du processus d'hydratation au jeune âge [Briffaut, 2010] mais reste vrai à très long terme. Ce vieillissement à long terme n'est donc pas seulement associé à la formation de nouveaux hydrates qui rigidifient la matrice cimentaire. Les mécanismes de polymérisation des C-S-H et de relaxation de la pression de disjonction sont souvent retenus pour expliquer cette observation [Jennings, 2008][Bazant *et al.*, 1997]. Cette

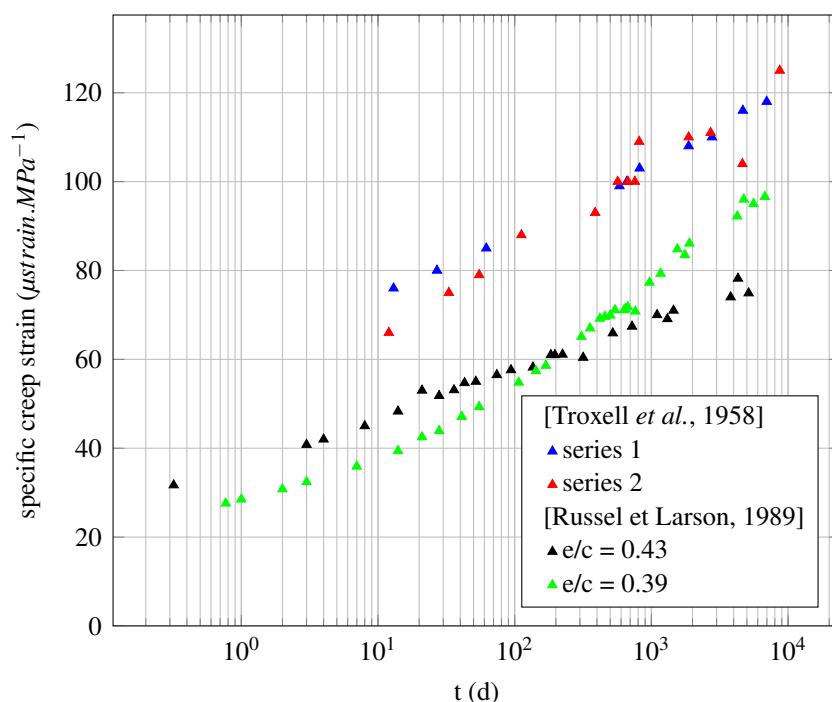


FIGURE 4.8: Évolution du fluage spécifique en fonction du temps

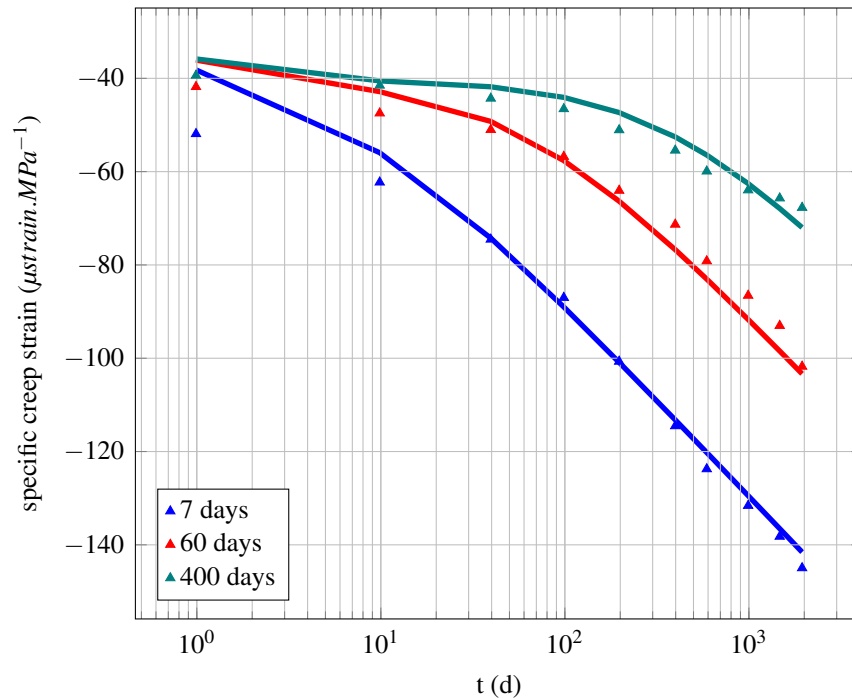
dépendance de la complaisance de fluage propre à l'âge de chargement est prise en compte à travers la dépendance linéaire par rapport au temps de l'amortisseur η_{am} .

La capacité du modèle à considérer l'âge de chargement est démontrée à travers l'identification des essais de Browne et Blundell [Browne et Blundell, 1969]. La modélisation proposée permet de reproduire les cinétiques de fluage propre à long terme quel que soit l'âge de chargement tout en gardant les mêmes paramètres (FIG.4.9). Néanmoins, le calcul du fluage propre à court terme (après 1 jour de chargement) est erroné pour l'éprouvette chargée à 7 jours : à cet âge de chargement, le processus d'hydratation n'est pas encore terminé, il est nécessaire de prendre en compte le degré d'hydratation dans la modélisation (section 4.2.3).

4.2.3 Cinétique de fluage propre durant l'hydratation du béton

4.2.3.1 Influence du degré d'hydratation sur la cinétique de fluage propre

Au jeune âge, les propriétés mécaniques du béton sont fortement corrélées avec le degré d'hydratation ξ . En effet, la formation des hydrates s'accompagne d'une baisse des propriétés visqueuses et donc des complaisances de fluage. Cependant, si le glissement des feuillets de C-S-H est un des moteurs du fluage propre, alors la création de nouveaux hydrates devrait s'accompagner d'une augmentation de l'amplitude de fluage. Cette supposition est confirmée expérimentalement par le fait qu'un béton fortement dosé en ciment fluera plus qu'un béton faiblement dosé (cf partie 4.1.1). Au jeune âge, deux phénomènes sont en concurrence : la baisse des propriétés visqueuses ralentit la cinétique de fluage quand la création de nouveaux



	e/c	Chargement			Environnement
	Granulats	Âge (j)	Niveau ($\sigma/f_{c,t}$)	Période	
[Browne et Blundell, 1969]	0.42	7 60 400	0.3	5.3 ans	scellées

$k_{kv}(GPa)$	$\tau(h)$	$\eta_{am}^{\infty}(GPa.s^{-1})$
24.93	10.56	55.5

FIGURE 4.9: Évolution du fluage spécifique en fonction du temps pour différents âges de chargement [Browne et Blundell, 1969]

hydrates augmente le nombre de sites potentiels de fluage. Néanmoins, l'avancement de la réaction d'hydratation s'accompagne d'une baisse des complaisances de fluage propre en traction [Østergaard *et al.*, 2001] comme en compression [Gutsch, 2002], la baisse des propriétés visco-élastiques est prédominante devant la création de nouveaux sites de fluage.

L'évolution des propriétés visco-élastiques au jeune âge des matériaux cimentaires peut être prise en compte à travers plusieurs modèles existants dans la littérature [Grasley et Lange, 2007a][Guenot *et al.*, 1996] :

- Théorie de la solidification [Bazant, 1977] : dans cette approche, Bazant suppose que les hydrates sont des matériaux visco-élastiques non-vieillissants. Le caractère vieillissant observé est seulement causé par la formation progressive de couches d'hydrates lors de la réaction d'hydratation. Si le fluage est modélisé par une chaîne de Kelvin, cette modélisation implique que les rigidités des ressorts et les viscosités des amortisseurs

soient dépendants du temps selon une seule et même fonction [Carol et Bazant, 1993]. Une des limites de cette théorie est son incapacité à tenir compte du caractère vieillissant du fluage propre à long terme. Ce défaut a été corrigé dans l'approche « microprestress-solidification » proposée par Bazant [Bazant *et al.*, 1997].

- Théorie de la dissolution-précipitation [Suter et Benipal, 2006] : cette modélisation suppose que le fluage est dû aux conséquences des cycles de dissolution des anhydres et de solidification des hydrates. La dissolution des phases anhydres engendre une diminution de la rigidité effective du matériau. Chacun des composants de la pâte de ciment est considéré comme élastique, il n'y a de comportement visco-élastique qu'à l'échelle de la pâte de ciment. La principale limite de ce modèle est que le fluage est nul en l'absence de réaction chimique. Ainsi, cette approche n'est pas capable de prédire le fluage propre des bétons à long terme. Une actualisation du modèle permet de résoudre ce problème en partie en associant au mécanisme de dissolution-précipitation, un mécanisme de dissociation puis de ré-association de liaisons inter-atomiques [Suter et Benipal, 2010]. Cette modification permet de considérer le fluage propre d'un béton mature mais nie le caractère logarithmique de son évolution.
- Modélisations dépendantes du degré d'hydratation : dans ces modèles rhéologiques, les évolutions des propriétés visco-élastiques de la pâte de ciment sont prises en compte à travers la dépendance des paramètres au degré d'hydratation ξ . Si le fluage propre à court terme est modélisé au moyen d'une chaîne de Kelvin-Voigt, certains auteurs choisissent de ne rendre fonction du degré d'hydratation que l'amortisseur [Sercombe *et al.*, 2000][Fairbairn *et al.*, 2010], d'autres privilégient la dépendance de tous les paramètres au degré d'hydratation [De Schutter, 1999]. La première option considère que seule la cinétique de fluage propre à court terme est influencée par l'état d'avancement de la réaction d'hydratation, l'amplitude finale du fluage à court terme n'est pas modifiée. La deuxième option considère que les deux caractéristiques du fluage propre (amplitude et cinétique) sont modifiées au jeune âge. Cette dernière approche est retenue par la suite.

4.2.3.2 Modélisation de la complaisance de fluage au jeune âge

La baisse des propriétés visqueuses causée par la rigidification de la matrice cimentaire est considérée dans la chaîne de Kelvin-Voigt. En effet, la micro-diffusion des molécules d'eau des couches adsorbées vers les zones libres déforme le squelette solide. Plus ce squelette sera rigide, plus les déformations induites par ce phénomène seront faibles. La chaîne de Kelvin-Voigt traduit macroscopiquement ce phénomène. Par conséquent, la rigidité élastique du ressort k_{kv} augmente avec l'avancement de la réaction d'hydratation. Le comportement de la chaîne de Kelvin-Voigt suit celui établi par De Schutter [De Schutter, 1999] où k_{kv} et η_{kv} sont fonction du degré d'hydratation ξ et du seuil de percolation ξ_0 suivant les équations 4.5a, 4.5b et 4.6. On définit le seuil de percolation ξ_0 comme le degré d'hydratation à partir duquel la rigidité du béton devient significative. Contrairement à ce qui est observé pour des pâtes de ciment, ce seuil est quasiment indépendant du rapport e/c pour des bétons ou des mortiers à base de CEM I [Torrenti et Benboudjema, 2005], la valeur $\xi_0 = 0.1$ est une valeur pertinente pour le type de

béton étudié [Boumiz *et al.*, 1996].

$$k_{kv}(\xi) = k_{kv}^{\infty} \frac{0.473}{2.081 - 1.608 \bar{\xi}} \bar{\xi}^{-0.62} \quad (4.5a)$$

$$\eta_{kv}(\xi) = k_{kv}(\xi) \tau \quad (4.5b)$$

Avec :

$$\bar{\xi} = \frac{\xi - \xi_0}{1 - \xi_0} \quad (4.6)$$

Le calcul de la déformation ϵ_{kv} implique la résolution une équation différentielle non-linéaire du second ordre (partie 4.2.7) :

$$\frac{\dot{\sigma}}{k_{kv}} = \tau \ddot{\epsilon}_{kv} + \left(1 + \frac{\dot{k}_{kv}}{k_{kv}} \tau\right) \dot{\epsilon}_{kv} \quad (4.7)$$

Au début de son hydratation, la pâte de ciment est composée majoritairement d'anhydres au comportement non-visqueux qui réagissent avec l'eau pour former des hydrates. Or, les nouveaux C-S-H créés lors cette réaction d'hydratation présentent un comportement visqueux. Avec le développement du degré d'hydratation, la pâte de ciment comporte de plus en plus de sites susceptibles de fluer selon le mécanisme associé au glissement des feuilletts de C-S-H. L'amortisseur η_{am} de la chaîne rhéologique de fluage traduit ce mécanisme à l'échelle macroscopique. Par conséquent, les effets de la formation de nouveaux hydrates sur la cinétique de fluage sont pris en compte à travers la modification de la viscosité de cet amortisseur. La viscosité de l'amortisseur est par conséquent liée au degré d'hydratation du béton. À partir du modèle de Powers, le volume relatif d'anhydres V_a^{cP} est calculée selon l'équation 4.8 où p_0 est la porosité initiale de la pâte de ciment :

$$V_a^{cP} = (1 - p_0)(1 - \xi) \quad (4.8)$$

La valeur de la viscosité η_{am} est alors liée au volume relatif d'anhydres selon l'équation suivante :

$$\eta_{am}(t) = \frac{\eta_{am}^{\infty} t}{1 - \sqrt{V_a^{cP}}} \quad (4.9)$$

Cette modélisation est validée à partir de deux essais issus de la littérature [Atrushi, 2003] et [Briffaut *et al.*, 2012b].

4.2.3.2.1 Essais de DS. Atrushi [Atrushi, 2003] Les échantillons de béton sont chargés à 3 jours en compression et en traction. L'évolution du degré d'hydratation durant l'essai n'est pas connu. Cependant, l'auteur mesure parallèlement à l'essai l'évolution du module de Young, l'évolution du degré d'hydratation ξ est ainsi identifié grâce à l'équation 4.10. Le rapport eau/ciment du béton est égal à 0.4, par conséquent, la porosité initiale est $p_0 = 0.554$. Les valeurs retenues lors de l'identification du modèle sont détaillées dans le tableau 4.2. Les résultats issus de la modélisation sont comparés à ceux obtenus par DS. Atrushi sur la figure 4.10.

$$E(\xi) = E_{\infty} \left[\left\langle \frac{\xi(t) - \xi_0}{\xi_{\infty} - \xi_0} \right\rangle_+ \right]^{0.6} \quad (4.10)$$

	$k_{kv}^{\infty} (GPa)$	$\tau (h)$	$\eta_{am}^{\infty} (GPa.s^{-1})$	α_{bc}
[Atrushi, 2003]	300	5	63	1.45
[Briffaut <i>et al.</i> , 2012b]	160	3	30.86	1.6

Tableau 4.2: Paramètres du modèle rhéologique

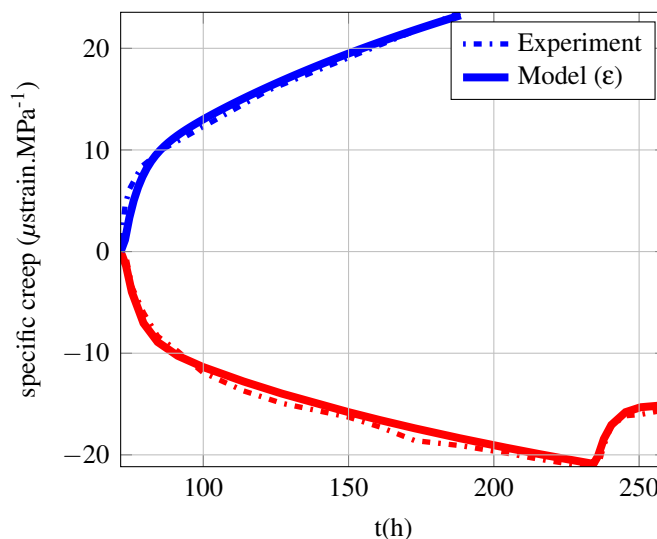


FIGURE 4.10: Validation de la modélisation à l'aide des résultats obtenus par DS. Atrushi [Atrushi, 2003]

4.2.3.2.2 Essais de M. Briffaut [Briffaut *et al.*, 2012b] Des essais de fluage propre en compression et en traction ont été réalisés au jeune âge sous une température de 20 °C. La porosité initiale du béton est égale à 63,9% ($e/c = 0.57$). À différents âges, le béton est chargé en compression : 24h (décharge à 161h), 32h (décharge à 190h), 64h et 120h. Des essais de fluage en traction sont aussi menés à l'âge de 48h, 90h et 120h. L'évolution du degré d'hydratation est calculée grâce à un modèle basé sur l'affinité chimique [Ulm et Acker, 1998][Briffaut, 2010]. Néanmoins, l'âge de chargement de ces essais reste inférieur à cinq jours.

Afin d'élargir la période étudiée, une série d'essais de fluage propre sur un béton de la même composition a été menée à 28 jours sous une température de 25 °C (partie 4.6). Pour cet essai, le béton est supposé mature et son hydratation est considérée comme terminée ($\xi = 1$). La température est un paramètre d'influence sur la complaisance de fluage propre, l'identification des paramètres tient compte de cet aspect thermique à l'aide de la modélisation présentée dans la partie 4.2.4. L'identification des paramètres est effectuée uniquement à partir des résultats des essais menés à 28 jours. L'évolution des déformations, prédite grâce aux paramètres du tableau 4.2, est représentée et comparée aux résultats expérimentaux sur la figure 4.11.

4.2.3.2.3 Analyse des résultats La modélisation choisie permet de prédire les déformations de fluage propre dans les deux séries d'essais (figure 4.11 et figure 4.10) :

- L'évolution de la fonction de fluage propre au jeune âge est prédite à partir d'essais

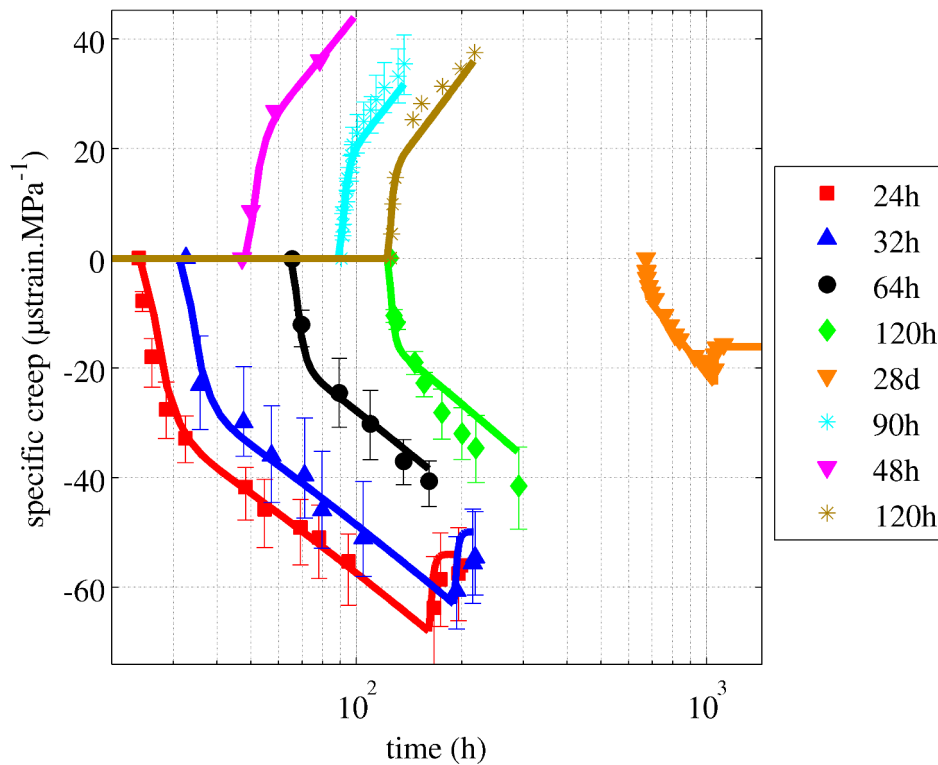


FIGURE 4.11: Validation de la modélisation à l'aide des résultats obtenus par M. Briffaut [Briffaut *et al.*, 2012b] pour des âges de chargements différents

réalisés sur un béton mature (figure 4.11). Sur cette série d'essais, ce modèle est capable de prédire la déformation de fluage propre du jeune âge jusqu'au long terme.

- La différence entre les complaisances de fluage en traction et en compression est prise en compte grâce au seul paramètre α . Dans les deux séries d'expériences étudiées, la complaisance de fluage propre est plus élevée en traction qu'en compression ($\alpha_{bc} \simeq 1.5$). Pour des âges de chargement précoces, le béton fluerait donc plus en traction qu'en compression. Cependant, il est dommage que les durées de chargement de ces essais soient si courtes (inférieures à une semaine), il aurait été intéressant de voir si cette tendance se confirme ou s'inverse à long terme.

La modélisation proposée exige l'identification de quatre paramètres :

k_{kv}^{∞} , τ et η_{am}^{∞} : L'identification est réalisée à partir de résultats d'essais de fluage propre en compression. La connaissance de la recouvrance est importante car elle permet l'identification des paramètres k_{kv}^{∞} et $\tau(h)$. Si elle est inconnue, plusieurs jeux de paramètres différents peuvent convenir et le processus d'identification n'a pas de solution unique.

α_{bc} : L'identification de ce paramètre implique la connaissance des complaisances de fluage propre en traction et en compression. Dans la littérature, peu de travaux expérimentaux portent sur le fluage propre en traction et compression pour une même composition et un même âge de chargement (partie 4.2.6).

Les principales caractéristiques du fluage propre sont donc modélisées à l'aide de seulement 4 paramètres.

4.2.4 Influence de la température sur la déformation de fluage propre

La complaisance de fluage propre est influencée par la température :

- de façon directe : à température constante, le fluage propre spécifique augmente avec la température. Cette partie est consacrée à l'étude de cet aspect.
- de façon indirecte : au jeune âge, l'hydratation est un processus thermo-activé et le degré d'hydratation est corrélé avec les propriétés visco-élastiques du béton. Durant l'hydratation, l'évolution de la température au sein du béton influencera de manière indirecte le comportement visco-élastique du matériau.

De plus, si le béton est soumis à des variations de températures, les déformations thermiques et de fluage sont couplées. Ce couplage peut être pris en compte en introduisant une déformation de fluage thermique transitoire [Hauggaard *et al.*, 1999]. Ce dernier point ne sera pas abordé.

4.2.4.1 Fluage propre sous température constante d'un béton mature

Des résultats existants dans la littérature sont présentés sur les figures 4.12 et 4.13. Un bref récapitulatif des bétons étudiés est présenté dans le tableau 4.3. Le processus de micro-diffusion de l'eau à travers les couches adsorbées vers les zones libres est thermo-activé [Bazant, 1972]. La déformation de fluage à court terme est accélérée sous température élevée. La dépendance de la viscosité η_{kv} à la température est établie via une loi d'Arrhenius (EQ.4.11), l'énergie d'activation E_a^w est supposée égale à celle qui décrit l'évolution de la viscosité de l'eau liquide en fonction de la température ($1650 K \leq \frac{E_a^w}{R} \leq 2150 K$ pour $80^\circ C \geq T \geq 15^\circ C$) [Kestin *et al.*, 1978]. L'amplitude de la recouvrance semble elle aussi influencée par la température pour des températures inférieures à $50^\circ C$ [Nasser et Neville, 1966]. Cette déformation visqueuse après déchargement est similaire au fluage propre à court terme. Par conséquent, l'amplitude de cette dernière est liée à la température. Une loi d'Arrhenius (équation 4.12) lie la raideur de k_{kv} à la température, l'énergie d'activation utilisée est E_a^w [Benboudjema et Torrenti, 2008].

$$\eta_{kv}(T) = \eta_{kv}(T_{ref}) \exp\left(\frac{E_a^w}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}}\right)\right) \quad (4.11)$$

$$k_{kv}(T) = k_{kv}(T_{ref}) \exp\left(\frac{E_a^w}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}}\right)\right) \quad (4.12)$$

À long terme, la cinétique de la déformation de fluage propre augmente également avec la température (cf figure 4.12 et figure 4.13). Cette partie irréversible du fluage propre est généralement expliquée par un ré-agencement de la nanostructure de la pâte de ciment [Jennings, 2004]. Des essais sur pâte de ciment [Straub. et Wittmann, 1976][Klug et Wittmann, 1969] montrent que ce processus est thermo-activé. Une loi d'Arrhénius est utilisée pour lier la température à

la viscosité de l'amortisseur η_{am} :

$$\eta_{am}(t, T) = k_{am} \times t \times \exp\left(\frac{E_a^{ir}}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}}\right)\right) \text{ où } E_a^{ir} \text{ est l'énergie d'activation du fluage irréversible} \quad (4.13)$$

À température constante, cette approche est similaire à celle utilisée par Bazant [Bazant *et al.*, 2004] où un temps équivalent t_r est introduit pour prendre en compte l'effet de la température dans la théorie « microprestress-solidification ».

Afin de valider la modélisation choisie, une simulation numérique des essais disponibles dans la littérature a été réalisée (cf figure 4.12 et figure 4.13). Le tableau 4.3 présentent le paramètre $\frac{E_a^{ir}}{R}$ identifié pour chaque essai. À l'exception des essais de [Browne et Blundell, 1969], l'effet de la température sur le fluage propre est reproduit de manière satisfaisante pour des températures inférieures à 50 °C. Pour des température plus élevées, cette modélisation n'est plus pertinente. Il existe probablement une certaine valeur seuil de la température [Ladaoui, 2010] au-delà de laquelle de nouveaux micro-mécanismes apparaissent (dissolution de de l'ettringite, micro-fissuration liée aux incompatibilités de déformations thermique et de dessiccation entre la pâte de ciment et les granulats, apparition d'un gradient thermique). L'hypothèse d'égalité entre l'énergie d'activation à court terme $\frac{E_a^w}{R}$ du fluage propre et celle de l'eau est validée. À long terme, l'énergie d'activation du fluage propre $\frac{E_a^{ir}}{R}$ est plus élevée, néanmoins les valeurs identifiées restent inférieures à celle retenue dans [Bazant *et al.*, 2004] pour un béton ou dans [Klug et Wittmann, 1969] pour une pâte de ciment ($\frac{E_a}{R} \simeq 5000K$).

Auteurs	Type de béton		$\frac{E_a^{ir}}{R} (K)$
	e/c	ajout	
[Kommendant <i>et al.</i> , 1976]	0.381	réducteur d'eau (WR)	1930
	0.384	retardateur (Re)	1930
[Seki et Kawasumi, 1972]	0.4	retardateur	2100.3
[Browne et Blundell, 1969]	0.42	réducteur d'eau	800.3
[Ladaoui, 2010]		BHP (CEM I)	2900.3
[Hannant, 1967]	0.47	réducteur d'eau	3000

Tableau 4.3: Informations sur les travaux référencés dans les FIG.4.12 et 4.13

4.2.5 Influence du degré de saturation sur la déformation de fluage propre

Le fluage des bétons est fortement corrélé à l'humidité relative interne. En effet, le comportement visco-élastique des bétons est paradoxal (effet Pickett) :

- En l'absence d'échange d'eau avec le milieu extérieur, la déformation de fluage propre diminue avec l'humidité relative interne du matériau. Cette section est consacrée à cet effet.
- Si le béton échange de l'eau avec son milieu extérieur, la déformation de fluage total augmente fortement alors que son humidité relative interne décroît (fluage de dessiccation). Ce phénomène est étudié dans le chapitre 7.

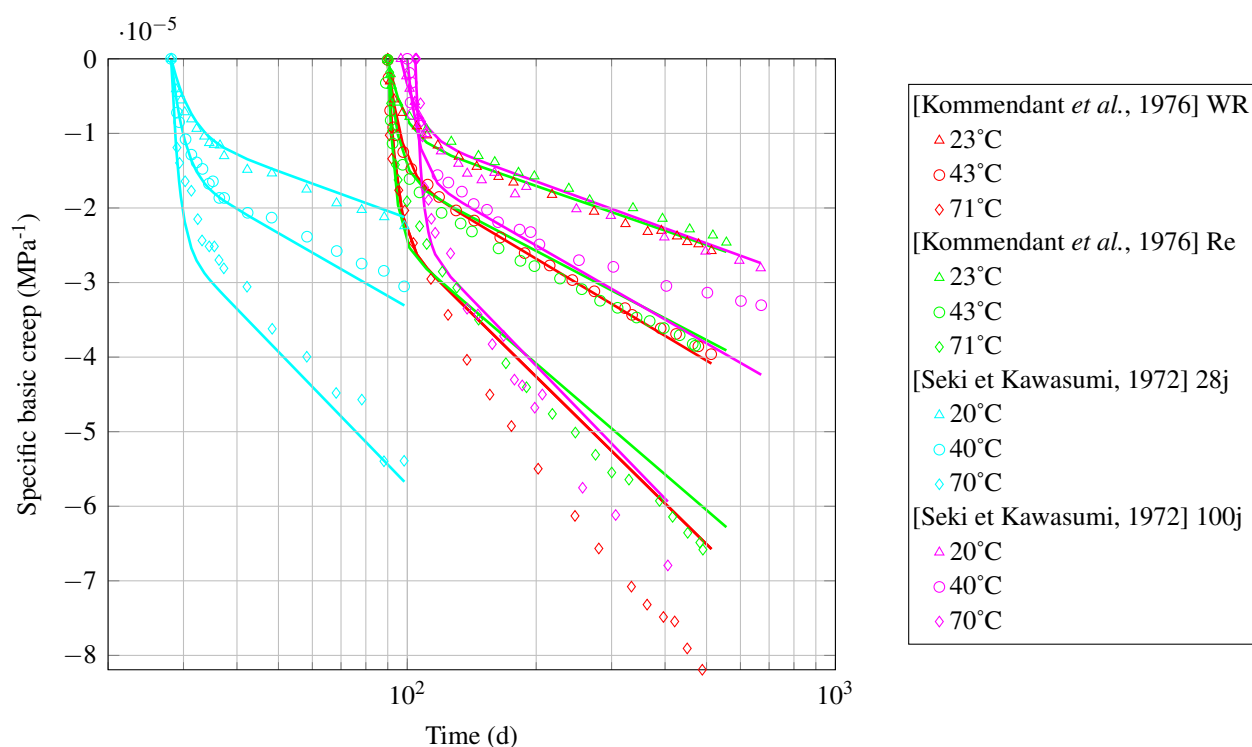


FIGURE 4.12: Fluage propre spécifique en fonction du temps pour différentes températures

En l'absence d'eau évaporable, le fluage propre d'un matériau cimentaire est supposé quasi-nul. Cette conclusion est en contradiction avec certains résultats expérimentaux, le fluage propre d'une pâte de ciment sèche est dépendant de la méthode employée pour extraire son eau évaporable [Tamtzia et Beaudoin, 2000] :

- des échantillons séchés dans une étuve maintenue à 110 ou 105°C présentent une déformation de fluage propre quasi-nulle [Mullen, 1963][Pihlajavaara, 1974].
- des échantillons séchés grâce à la méthode dite « D-drying⁶ » ont une complaisance de fluage propre significative [Tamtzia et Beaudoin, 2000]. Après 100 jours de chargement, leurs déformations de fluage propre sont environ égales à 60% de la déformation de fluage propre d'une éprouvette saturée en eau.

De plus, un échantillon de béton saturé n'a pas la même complaisance de fluage qu'un échantillon de béton qui a été séché sous vide puis resaturé [Tamtzia et Beaudoin, 2000]. Les protocoles de séchage induisent une micro-fissuration qui peut expliquer ces différences de comportement (cf remarques sur la perméabilité intrinsèque 2.2.2).

6. évaporation sous vide à très basse température [Copeland et Hayes, 1953]

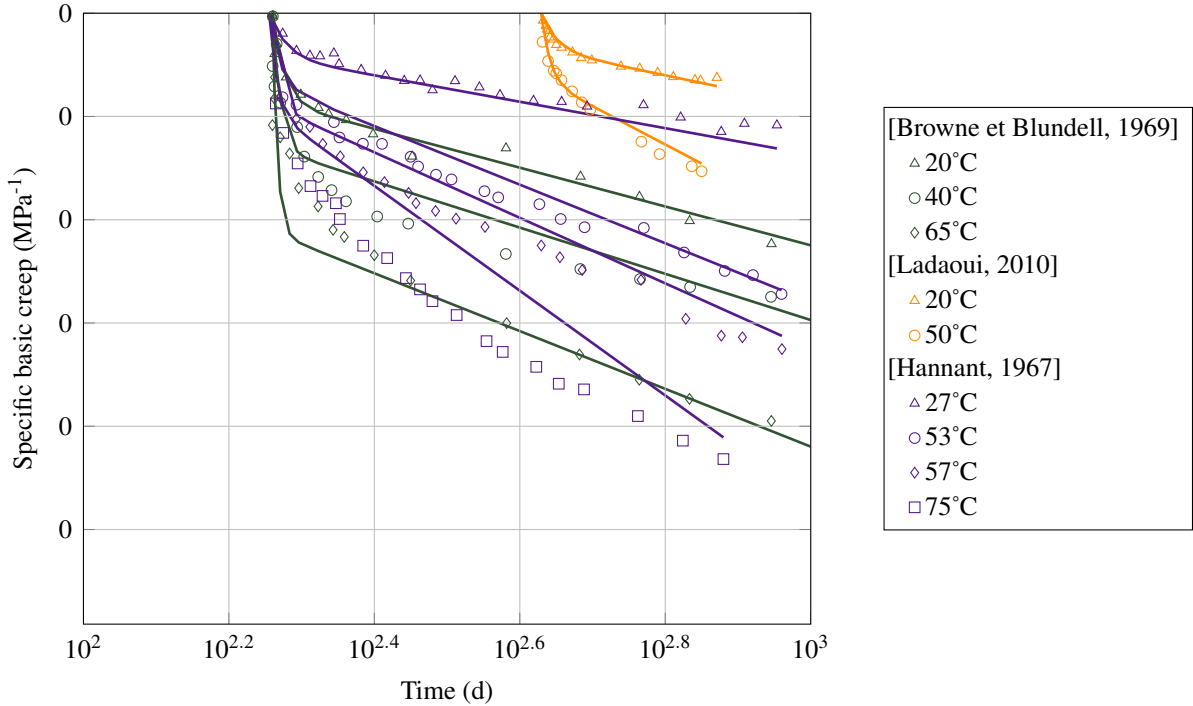


FIGURE 4.13: Fluage propre spécifique en fonction du temps pour différentes températures

4.2.5.1 Modélisation de l'influence du degré de saturation sur la complaisance de fluage propre

À degré de saturation S_l constant, la déformation de fluage propre décroît avec la teneur en eau. L'état saturé ($S_l = 1$) est considéré comme l'état de référence. La déformation de fluage propre d'un béton non saturé s'écrit selon l'équation 4.14 où $\epsilon_{bc}(S_l = 1, t)$ est la déformation de fluage propre en conditions saturées et n_{S_l} est une constante :

$$\epsilon_{bc}(S_l, t) = S_l^{n_{S_l}} \cdot \epsilon_{bc}(S_l = 1, t) \quad (4.14)$$

Deux travaux expérimentaux sont utilisés pour valider cette modélisation :

- [Wittmann, 1970] : 28 jours après leur fabrication, des échantillons de pâte de ciment sont séchés à 105 °C pendant 2 jours. Puis ils sont resaturés à 3 mois à différentes humidités. Le rapport eau/ciment est égal à 0.4.
- [Wittmann, 1973] : les échantillons ont d'abord été séchés sous une atmosphère P_2O_3 puis resaturés à différentes humidités.

La figure 4.14 présente les déformations de fluage obtenues par Wittmann pour différentes humidités relatives internes. La déformation de fluage propre d'une éprouvette de béton à degré de saturation constant, $\epsilon_{bc}(S_l, t)$, est proportionnelle à la déformation de fluage propre d'une éprouvette saturée $\epsilon_{bc}(S_l = 1, t)$:

$$\epsilon_{bc}(S_l, t) = a_{bc}^{S_l} \cdot \epsilon_{bc}(S_l = 1, t) \quad (4.15)$$

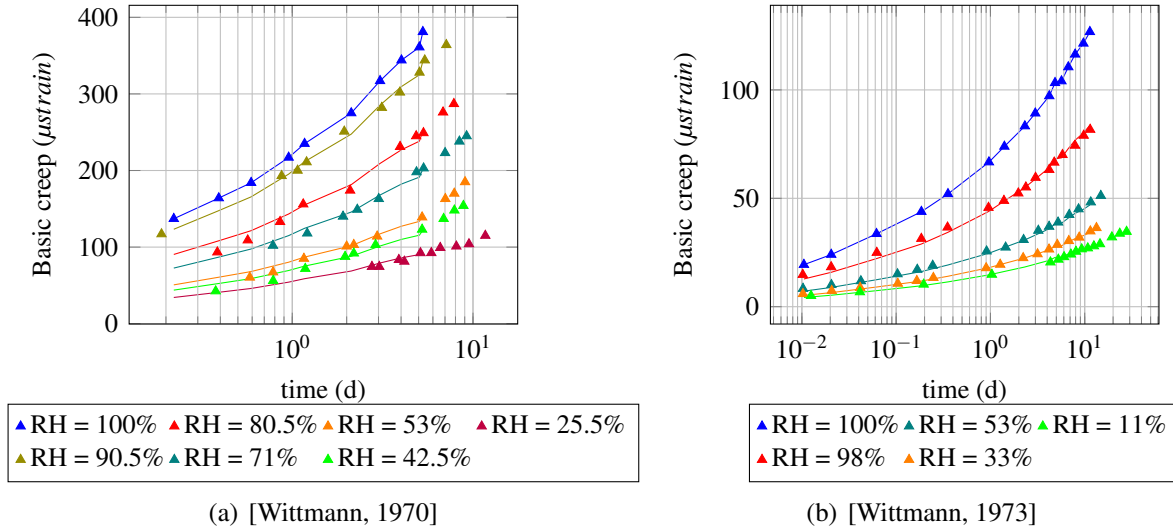


FIGURE 4.14: Déformations de fluage propre en fonction du temps pour différentes humidités relatives internes

Les déformations de fluage propre calculées grâce à cette relation sont tracées en traits pleins sur les figures 4.14 : cette relation de proportionnalité entre les complaisances de fluage propre est suffisante pour tenir compte de la dépendance au degré de saturation.

L'évolution du facteur $a_{bc}^{S_l}$ en fonction de l'humidité relative HR est tracée sur la figure 4.15 : $a_{bc}^{S_l}$ n'est pas proportionnel à HR . Les isothermes de désorption du béton B11 [Belin *et al.*, 2009] et de deux pâtes de ciment de rapport $e/c = 0.6$ et $e/c = 0.45$ [Baroghel-Bouny, 2007] sont tracés sur la figure 4.15. Les évolutions de $a_{bc}^{S_l}$ et S_l en fonction de HR sont similaires. Par conséquent, l'hypothèse de proportionnalité entre $\epsilon_{bc}(S_l, t)$ et S_l est satisfaisante.

En conclusion, la modélisation retenue fait l'hypothèse d'une relation de proportionnalité entre le degré de saturation et la déformation de fluage propre en conditions non saturées ($n_{S_l} = 1$). Ce choix implique que la rigidité k_{kv} et la viscosité η_{am} sont inversement proportionnelles au degré de saturation du matériau :

$$k_{kv}(S_l, T, \xi, t) = \frac{k_{kv}(T, \xi, t)}{S_l} \quad (4.16a)$$

$$\eta_{am}(S_l, T, \xi, t) = \frac{\eta_{am}(T, \xi, t)}{S_l} \quad (4.16b)$$

Cependant, cette hypothèse de modélisation ne peut être complètement justifiée expérimentalement, les isothermes de désorption des pâtes de ciment étudiées par Wittmann ne sont pas connues et le protocole de ce travail expérimental inclut une phase de pré-séchage des éprouvettes qui influence la déformation de fluage propre [Tamsia et Beaudoin, 2000].

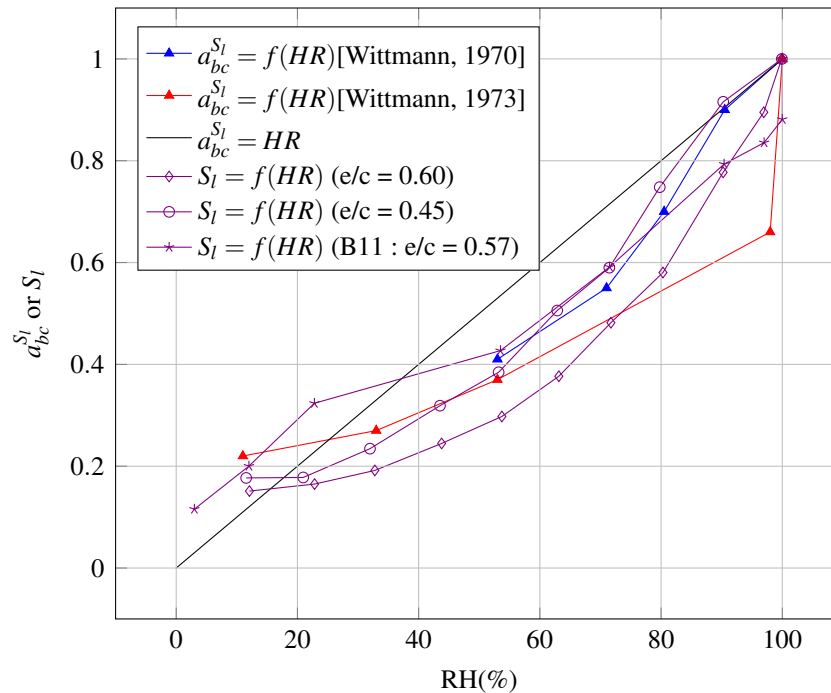


FIGURE 4.15: Évolution de $a_{bc}^{S_l}$ et du degré de saturation S_l en fonction de l'humidité relative

4.2.6 Influence du chargement mécanique sur la déformation de fluage propre

4.2.6.1 Limites de la relation de linéarité entre le fluage propre et la contrainte

Pour des bétons matures, la déformation de fluage propre est proportionnelle à la contrainte si le chargement mécanique est modéré. En compression, Hannant montre que cette relation de proportionnalité reste vraie pour un chargement égal environ à 20% de la résistance en compression [Hannant, 1967]. Les travaux de Mac Donald valident cette relation pour des contraintes allant jusqu'à 27,6% de la résistance à rupture [McDonald, 1975]. Ranaivomanana situe le seuil de non-linéarité du fluage propre entre 30 et 50 % de la résistance en compression [Ranaivomanana *et al.*, 2013b], pour Rossi, ce seuil est au delà de 50 % de la résistance en compression [Rossi *et al.*, 2013a]. En traction, Domone observe que la relation contrainte-déformation est quasi-linéaire pour une valeur de 40 à 60% de la résistance en traction pour des éprouvettes chargées à 28 jours [Domone, 1974]. Cette intervalle de valeurs pour le seuil de non linéarité en traction semble faire consensus dans la littérature [Bissonnette *et al.*, 2007] [Illston, 1965]. Pour un béton en cours d'hydratation, les résultats sont contradictoires. Sur des éprouvettes chargées à trois jours, la linéarité se perd pour des rapports de 60 à 70 % [Atrushi, 2003] alors que pour des essais à 24 heures, les déformations de deux éprouvettes respectivement chargées à 25 et 45% de la résistance en traction ne sont pas proportionnelles [Østergaard *et al.*, 2001]. Ces rapports de chargement sont valables uniquement au moment du chargement. Par la suite, au cours de l'hydratation du béton, les performances mécaniques du béton s'accroissent et ces

rappports diminuent au cours du temps [Kolver *et al.*, 1999]. De plus, la résistance en traction augmente plus rapidement que celle en compression [Atrushi, 2003] ce qui rend difficile la comparaison des résultats expérimentaux suivant le type de sollicitation.

Pour des chargements plus élevés, cette linéarité entre la déformation de fluage propre et la contrainte n'est plus vérifiée et la notion de fluage propre spécifique perd en pertinence.

4.2.6.2 Couplages entre la déformation de fluage propre et l'endommagement

Un chargement mécanique élevé maintenu durant une période prolongée conduit à la rupture du béton. Cette observation est vraie en compression comme en traction, la figure 4.16(a) récapitule la durée de chargement qui mène à la rupture, t_f , en fonction de la contrainte appliquée divisée par la contrainte à rupture, σ/σ_f , pour différents auteurs [Al-Kubaisy, 1975] [Shah et Chandra, 1970] [Zhaoxia, 1994]. Les caractéristiques des bétons et pâtes de ciment étudiées sont brièvement détaillées dans le tableau 4.4⁷. Le rapport σ/σ_f est proportionnel au logarithme du temps à la rupture t_f . En deçà d'un certain niveau de chargement, la rupture de l'éprouvette n'est plus constatée. Pour des éprouvettes en conditions endogènes, cette limite est environ égale à 80% de la résistance en traction [Domone, 1974], pour des éprouvettes non protégées de la dessiccation elle est égale à 60% [Al-Kubaisy, 1975]. En compression, après 4 heures de chargement, les éprouvettes de béton n'ont pas atteint la rupture si le chargement est inférieur à 70% de la résistance en compression [Shah et Chandra, 1970].

De plus, la figure 4.16(b) montre que la déformation à la rupture en traction, ε_f , n'augmente pas de manière significative quel que soit le niveau de chargement appliqué. De même, des essais de flexion sous chargement maintenu jusqu'à la rupture montrent qu'une éprouvette de béton renforcé de fibres rompt lorsque la flèche atteint la projection de la courbe force-flèche statique moyenne [Daviau-Desnoyers *et al.*, 2014].

Pour un chargement supérieur au seuil de non-linéarité du fluage, plusieurs études ont montré

Auteurs	Type de béton		Sollicitation	σ_{fc} (MPa)	Protection à la dessiccation
	w/c	ciment :sable :gravier			
[Al-Kubaisy, 1975]	0.5	1 : 1.1 : 3.0	traction	44.8	aucune
[Carpinteri <i>et al.</i> , 1997]	0.48	1 : 1.71 : 1.71	traction	42	aucune
[Zhaoxia, 1994]	0.678	1 : 2.31 : 4.44	compression	9.8-12.75	cire

Tableau 4.4: Informations sur les travaux référencés de la figure 4.16(a)

que la déformation de fluage propre s'accompagnait d'un développement de la micro-fissuration ([Al-Kubaisy, 1975] par exemple). En cas de chargement très élevé, cette micro-fissuration peut conduire à de la macro-fissuration puis à la rupture. Cette micro-fissuration se traduit macroscopiquement par une dilatation du béton. Lors d'un chargement de fluage, deux périodes se succèdent [Shah et Chandra, 1970] : durant les premières minutes, la déformation volumique du béton est négative, puis cette déformation volumique devient positive. Durant cette période associée à la dilatation du béton, deux cas sont envisageables :

7. Les éprouvettes des essais mentionnés dans ce tableau ne sont pas protégées de la dessiccation

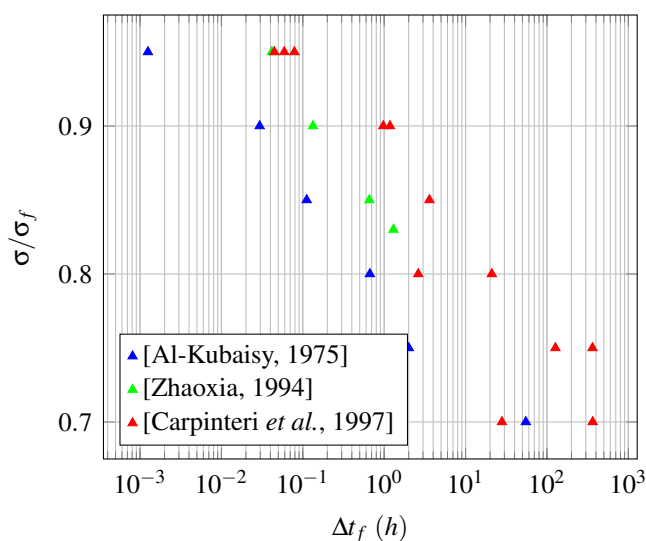
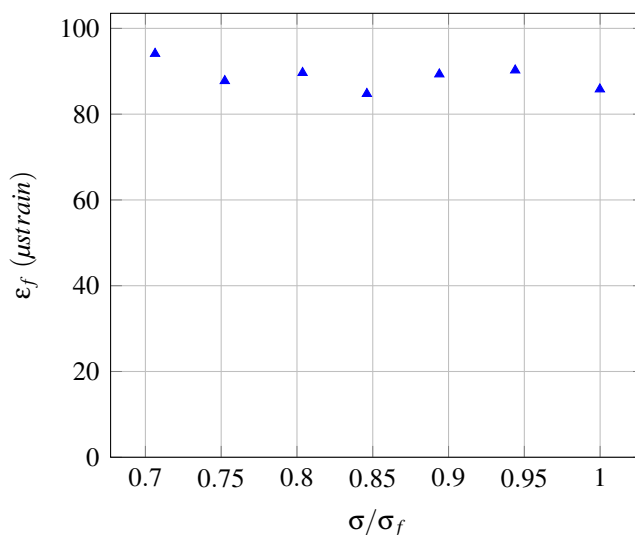
(a) Δt_f en fonction de σ/σ_f (b) ε_f en fonction de σ/σ_f [Al-Kubaisy, 1975]

FIGURE 4.16: Évolution de la durée de chargement à la rupture Δt_f et de la déformation à la rupture ε_f en fonction du niveau de chargement σ/σ_f

- si le chargement reste modéré : le taux d'accroissement de la déformation volumique reste constant, il n'y a pas coalescence des micro-fissures.
- si le chargement est très élevé : le taux d'accroissement de la déformation volumique augmente, les micro-fissures coalescent jusqu'à provoquer la rupture de l'éprouvette

Ce développement de la fissuration est confirmé par des mesures de détection d'émissions acoustiques [Rossi *et al.*, 2012][Saliba *et al.*, 2012][Al-Kubaisy, 1975] et par des observations au microscope [Shah et Chandra, 1970].

Ce mode de rupture est propre au béton et diffère totalement de celui de la pâte de ciment. En effet, sous un chargement mécanique élevé, le fluage d'éprouvettes de pâte de ciment n'est pas linéaire mais la déformation volumique associée reste négative conformément à un mécanisme de consolidation [Shah et Chandra, 1970]. En cas de rupture, cette dernière est brutale et traduit un comportement fragile.

Le rôle de l'interface pâte-granulat est mis en lumière par les travaux de J. Saliba [Saliba *et al.*, 2013] qui compare le fluage tertiaire en traction d'éprouvettes d'un béton et de son mortier associé. Chargée à 85% de sa résistance en traction, la rupture du béton est observée alors que le fluage du mortier reste linéaire pour cette valeur de chargement. Le méso-modèle associé à ce travail montre que les incompatibilités entre la pâte de ciment et les granulats n'expliquent qu'une partie de l'endommagement observé pour des chargements de fluage élevés.

Les résultats expérimentaux sur le fluage tertiaire en traction sont peu nombreux. Plusieurs facteurs peuvent expliquer le développement de cet endommagement : les incompatibilités de déformations entre la pâte et les granulats, la faiblesse mécanique et les caractéristiques visco-élastiques de l'interface pâte/granulats, le fluage tertiaire de la pâte de ciment.... Cette fissuration à l'interface pâte-granulat conduit progressivement à la nucléation des micro-fissures et à la rupture de l'éprouvette.

4.2.6.3 Modélisation du couplage fluage propre/endommagement

Afin de prendre en compte le caractère non-linéaire du fluage propre et la rupture différée du béton sous chargement mécanique élevé, plusieurs modélisations existent dans la littérature. Un bref récapitulatif de ces modèles est réalisé par T. De Larrard [de Larrard *et al.*, 2010]. Parmi ces approches, celle proposée par Mazzotti [Mazzotti et Savoia, 2003] est modifiée : le critère d'activation de l'endommagement dépend de la déformation équivalente $\tilde{\epsilon}_{bc-d}$ calculée à partir de la somme de la déformation élastique ϵ_{elas} et de la déformation de fluage propre ϵ_{bc} pondérée par le coefficient β_{bc-d} :

$$\tilde{\epsilon}_{bc-d} = \sqrt{\langle \epsilon_{elas} + \beta_{bc-d} \cdot \epsilon_{bc} \rangle : \langle \epsilon_{elas} + \beta_{bc-d} \cdot \epsilon_{bc} \rangle} \quad (4.17)$$

Cette relation est en accord avec les observations de la figure 4.16(b).

4.2.6.3.1 Fluage propre en compression sous différents niveaux de contraintes Les essais réalisés par Rossi *et al.* sont exploités pour valider la modélisation du couplage entre l'endommagement et le fluage propre [Rossi *et al.*, 2013a]. Trois niveaux de chargement sont étudiés dans ce travail : 30%, 50% et 70%. Les essais à 30% sont réalisés à 28 jours ($f_c^{28j} = 40MPa$), les tests à 50% et 70% de la résistance en compression sont réalisés à 145 jours ($f_c^{145j} = 47MPa$). Le paramètre κ_0 est le seuil d'endommagement du béton, le critère d'endommagement [Mazars, 1986] est défini selon :

$$f = \tilde{\epsilon}_{bc-d} - \kappa_0 \quad (4.18)$$

L'évolution de la variable d'endommagement en compression D_c est définie selon l'équation 4.19 où A_c et B_c sont des paramètres constants :

$$D_c = 1 - \frac{\kappa_0(1 - A_c)}{\tilde{\epsilon}_{bc-d}} - \frac{A_c}{\exp(B_c(\tilde{\epsilon}_{bc-d} - \kappa_0))} \quad (4.19)$$

Les complaisances de fluage $J(t, t_0)$ modélisées sont comparées aux résultats expérimentaux (t_0 désigne l'âge de chargement) sur la figure 4.17. Les paramètres utilisés sont présentés dans le tableau 4.17 : les paramètres d'endommagement sont différents à 28 et 145 jours afin de traduire le gain en résistance en compression observé durant cette période, les paramètres de fluage propre sont identifiés à partir de l'essai à 28 jours⁸.

Les complaisances de fluage modélisées sont en accord avec les résultats expérimentaux : si les déformations différées à très court terme sont légèrement différentes de celle obtenues expérimentalement, les complaisance de fluage propre à long terme ont une cinétique très proche de celle constatée expérimentalement. La modélisation proposée considère de façon satisfaisante les effets de l'âge de chargement associés à ceux de l'endommagement sous compression mécanique élevée. La valeur du coefficient β_{bc-d} est égale à l'unité, la déformation qui mène à la rupture dans le cas d'un chargement prolongé est par conséquent identique à celle qui mène à la rupture lors d'un chargement instantané. Ce constat établi en compression à partir de la modélisation est similaire à ceux établis expérimentalement par Al-Kubaisy pour la traction et Daviau-Desnoyers *et al.* pour la flexion.

4.2.6.3.2 Fluage propre en traction sous différents niveaux de contraintes En traction, la démarche pour coupler le fluage propre à l'endommagement est identique. Seule l'évolution de la variable d'endommagement D_t est différente, elle obéit à l'équation 4.20 où le B_t est une constante telle que $B_t = 8723$:

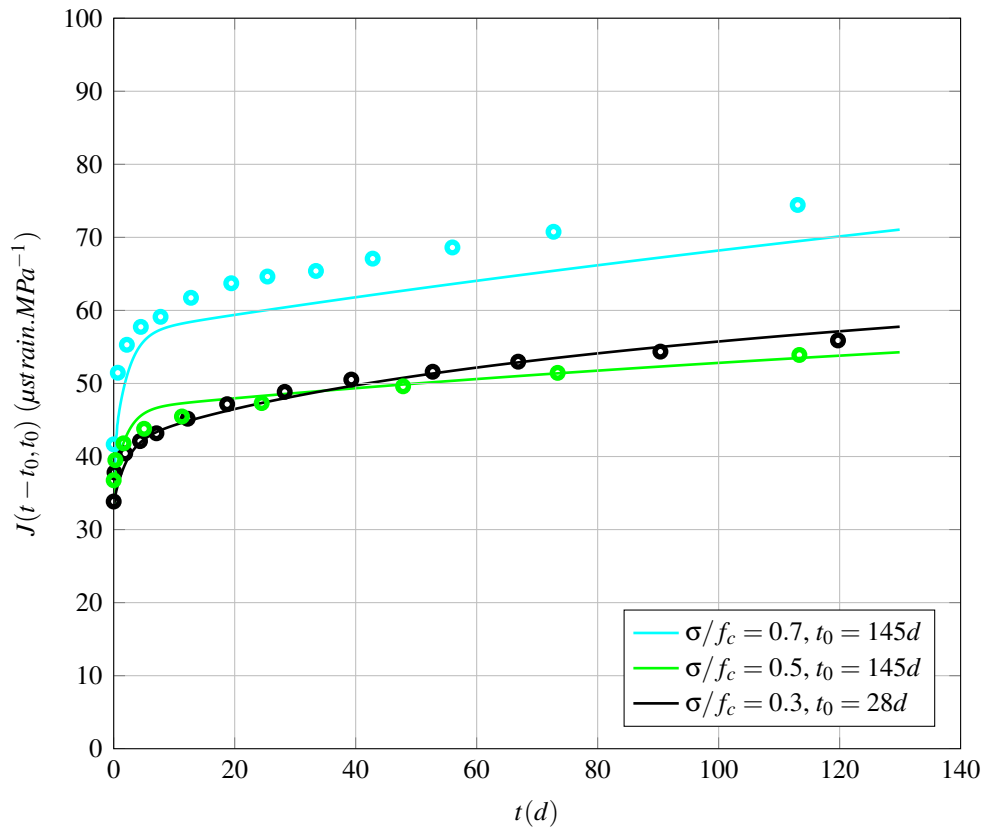
$$D_t = 1 - \frac{\kappa_0}{\tilde{\epsilon}_{bc-d}} \exp(-B_t(\tilde{\epsilon}_{bc-d} - \kappa_0)) \quad (4.20)$$

La modélisation d'essais de fluage tertiaire sur éprouvettes pré-endommagées est effectuée à partir des essais réalisés par Carpinteri *et al.* La procédure de chargement est résumée sur la figure 4.18. Les paramètres de fluage sont identiques à ceux identifiés dans la partie précédente à partir des essais de Rossi *et al.* (tableau 4.17), la contrainte de résistance en traction est égale à 3MPa, la déformation de résistance à rupture est telle que $\kappa_0 = 10^{-4}$, le module de Young E est égal à 30GPa. L'âge de mise en charge est supposé égal à 28 jours. À partir du pic de contrainte σ_{ft} , la courbe de la partie adoucissante est suivie jusqu'à ce que la contrainte σ_d soit atteinte. L'éprouvette est déchargée. Puis, elle est rechargée jusqu'à une valeur de contrainte σ_s correspondant à un certain pourcentage de la contrainte σ_d . Le chargement est alors maintenu constant.

Les déformations totales obtenues pour différents niveaux de chargement de fluage en traction sont tracées sur la figure 4.19.

La fonction qui régit la variable d'endommagement implique que le temps à la rupture t_f

8. une identification des paramètres de fluage à l'aide des trois courbes expérimentales conduit à une meilleure concordance entre modèle et expérience, mais l'objectif est de proposer une modélisation du comportement différé



E	A_c	B_c	κ_0	β_{bc-d}	k_{kv}^∞	τ	η_{am}^∞
30GPa	1.0 si $t_0 = 28j$ 1.09 si $t_0 = 145j$	1000	1.0^{-4}	1.0	150 GPa	50 h	130 GPa

FIGURE 4.17: Comparaison des complaisances de fluage expérimentales [Rossi *et al.*, 2013a] et numériques pour différents niveaux de chargements et différents âges de chargement

($D_t = 1$) est quasiment égal au temps d'activation de l'endommagement t_{cr} ($\dot{D}_t > 0$). L'évolution du rapport σ_s/σ_d est tracée en fonction de t_{cr} sur la figure 4.20. La date de rupture est proportionnelle au logarithme du rapport de chargement conformément aux observations effectuées lors de l'essai (figure 4.16(a)). Les résultats expérimentaux mettent également en évidence que plus l'éprouvette est pré-endommagée, plus la rupture est rapide. Le modèle ne permet pas de faire ce constat car il n'introduit pas de comportement plastique.

En conclusion, la modélisation proposée prend en compte les non-linéarités qui apparaissent lors d'un chargement maintenu en compression. De plus, en traction, le moment à rupture est proportionnel au logarithme du niveau de chargement. Lors de la validation du modèle réalisée à l'aide des résultats expérimentaux de Rossi *et al.*, le couplage entre la déformation de fluage propre et la déformation élastique est total ($\beta_{bc-d} = 1$), par conséquent, la déformation à rupture d'une éprouvette sous chargement maintenu est égale à celle obtenue sous chargement instan-

du béton dont les paramètres sont identifiés à partir d'essais « classiques » à 28 jours

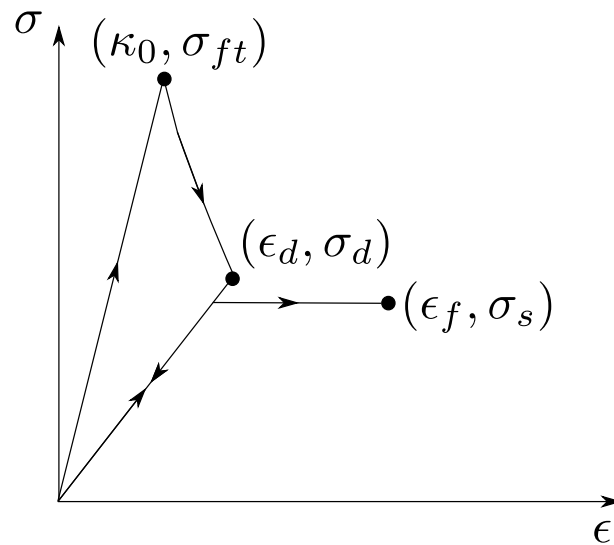


FIGURE 4.18: Procédure de chargement

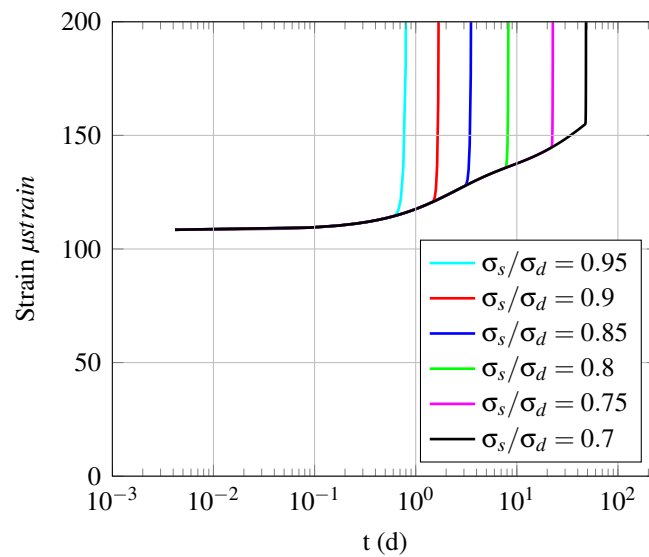


FIGURE 4.19: Évolution de la déformation totale en fonction du temps pour différents niveaux de chargements

tanée. Si ces observations sont conformes à la littérature, cette modélisation n'est pas capable de prendre en compte les effets de seuil sur les contraintes à rupture si seul le fluage propre est considéré.

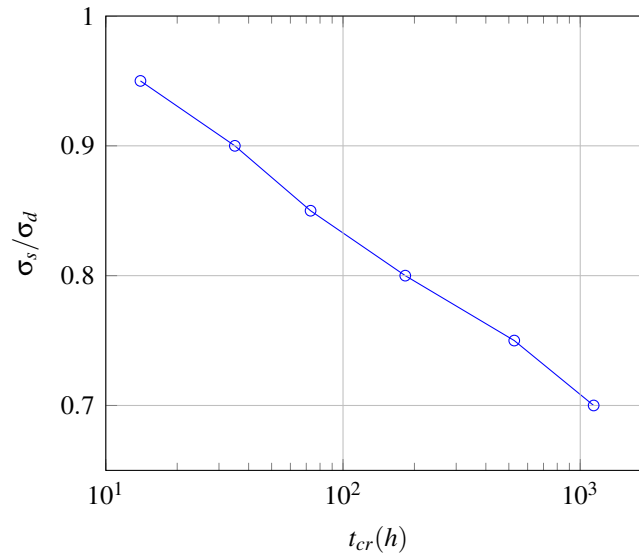


FIGURE 4.20: Temps à la rupture (t_f) pour les deux modèles de couplage fluage-endommagement

4.2.6.4 Rupture d'une éprouvette de béton sous chargement maintenu

La rupture d'une éprouvette de béton sous chargement constant est simulé sous CAST3M. La déformation à la rupture κ_0 n'est pas uniforme dans l'éprouvette, sa valeur est celle d'un champ aléatoire généré par la méthode des bandes tournantes de valeur moyenne 10^{-4} . Cette méthode permet une localisation aléatoire des fissures. La longueur de corrélation est égale à 6cm (valeur comprise entre 2 et 3 fois la taille maximale du granulat), le coefficient de variation est égal à 10%. Les valeurs des paramètres visco-élastiques et de l'énergie de fissuration sont détaillées dans le tableau 4.22. L'éprouvette est parallélépipédique ($10cm \times 10cm \times 40cm$).

La contrainte à rupture réelle de l'éprouvette f_t^{rand} est la suivante :

$$f_t^{rand} = 2.5 \pm 0.01 MPa \quad (4.21)$$

Une contrainte de traction égale à 2,25MPa est imposée sur une éprouvette (âgée de 28 jours) afin que le rapport de chargement soit égal à 90%. Le résultat est comparé à un cas où la déformation à la rupture est supposée uniforme telle que $\kappa_0 = 2.5MPa/E$. Le champ d'endommagement est tracé sur la figure 4.22(a), le caractère aléatoire du champ de déformation à la rupture permet de localiser la fissuration. L'évolution en fonction du temps de la déformation totale différée, $\epsilon_{tot} - \epsilon_{elas}^{ini}$, est tracée sur la figure 4.22(b). Le caractère aléatoire de κ_0 active l'endommagement dans la zone de fissuration finale de l'éprouvette dès l'instant de chargement (dans le cas d'un champ κ_0 uniforme, il n'est activé qu'après 1.4 jours de chargement). Néanmoins, la redistribution de contrainte qui en résulte n'a qu'une influence limitée sur la déformation différée totale :

- après le chargement, la cinétique de la déformation différée est plus rapide si la déformation à rupture κ_0 est aléatoire. Sous chargement mécanique élevé, une partie des

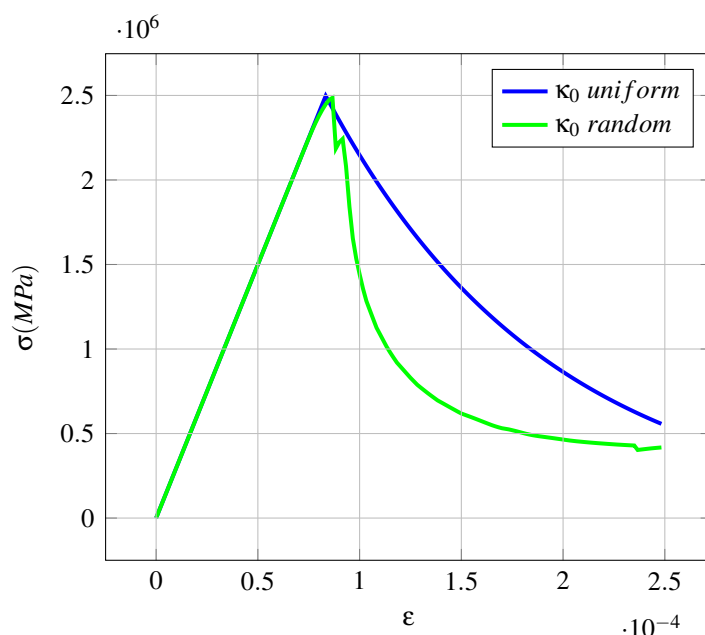


FIGURE 4.21: Courbe contrainte-déformation avec prise en compte d'un champ aléatoire sur la déformation à rupture

phénomènes non-linéaires associés au fluage propre est causée par la non-uniformité de la déformation à rupture. Cependant, ce facteur ne peut expliquer qu'une partie de la non-linéarité du fluage propre.

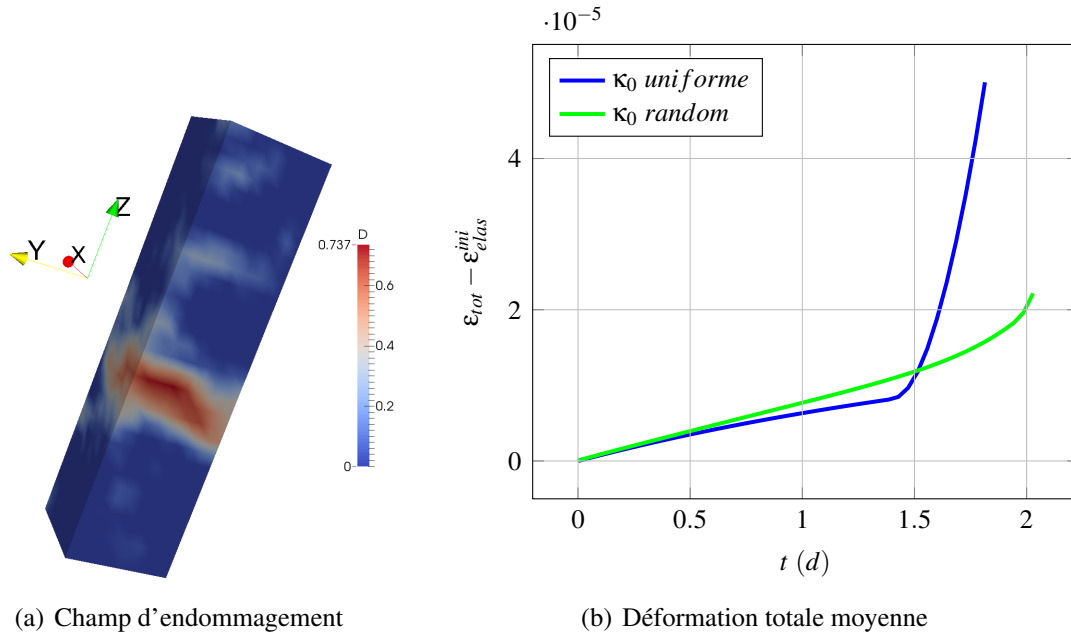
- le moment à rupture est légèrement différent selon le type d'hypothèse considérée sur κ_0 : si le champ de κ_0 est uniforme la rupture se produit plus rapidement ($t_f = 1.82j$) que si le champ est aléatoire ($t_f = 2.04j$). Toutefois, l'écart observé entre ces deux situations est très faible.

Si le caractère hétérogène du béton permet d'expliquer en partie le caractère non linéaire du fluage propre, cet aspect n'est pas un facteur explicatif dominant de la rupture des bétons sous chargement mécanique élevé.

4.2.6.5 Type de sollicitation : traction ou compression

Plusieurs résultats relatifs au rapport du fluage propre en compression sur le fluage propre en traction sont recensés. Le tableau 4.5 présente les informations relatives à ces essais. Le rapport du fluage propre spécifique en compression divisé par le fluage propre spécifique en traction est tracé sur la figure 4.23. La comparaison directe de ces résultats est délicate car plusieurs paramètres diffèrent d'un essai à l'autre :

- les bétons mis en œuvre
- les tailles et les géométries des éprouvettes (formes d'os ou cylindres)
- les conditions environnementales dans lesquelles s'effectue l'expérience
- l'âge de chargement



E	G_{ft}	β_{bc-d}	k_{kv}^∞	τ	η_{am}^∞
30 GPa	$60 J.m^{-2}$	1.0	150 GPa	50 h	130 GPa

FIGURE 4.22: Fluage tertiaire d'une éprouvette de béton avec prise en compte d'un champ aléatoire sur la déformation à rupture

Les cinétiques de fluage diminuent avec le temps en traction comme en compression. Cependant, la plupart des essais montrent que le ralentissement des cinétiques est plus marqué en compression qu'en traction, cette observation se traduit par une décroissance du rapport fluage en compression sur fluage en traction au cours du temps. Seuls les essais de Ranaivomanana *et al.* s'opposent clairement à cette conclusion. Enfin, si le béton est chargé à une date où le processus d'hydratation est quasi-terminé, les résultats semblent dépendre fortement des conditions environnementales :

- en conditions endogènes, le fluage en compression est très supérieure au rapport en traction [Rossi *et al.*, 2012][Ranaivomanana *et al.*, 2013a][Reviron, 2009].
- en conditions immergées, les complaisances de fluage ne semblent pas dépendre du sens de sollicitation [Brooks et Neville, 1977].

À partir de ces données, un consensus est difficilement atteignable. Afin de pouvoir prendre en compte une éventuelle dissymétrie de comportement en traction/compression, le coefficient α_{bc} est introduit dans la modélisation (équations 4.3). Afin d'illustrer l'impact de coefficient, le schéma rhéologique est soumis à des chargements de traction et de compression (figure 4.24(a)) tel que $|\sigma| = 1MPa$. Les paramètres du modèle sont présentés dans le tableau 4.24(b). Le fluage à très court terme a la même cinétique quel que soit le mode de sollicitation. À plus long terme, une différence nette apparaît suivant que l'on est en traction ou en compression. Par contre, les recouvrances lors des décharges mécaniques sont identiques en valeur absolue ce qui implique un pourcentage de réversibilité moindre en traction qu'en compression dans l'exemple étudié.

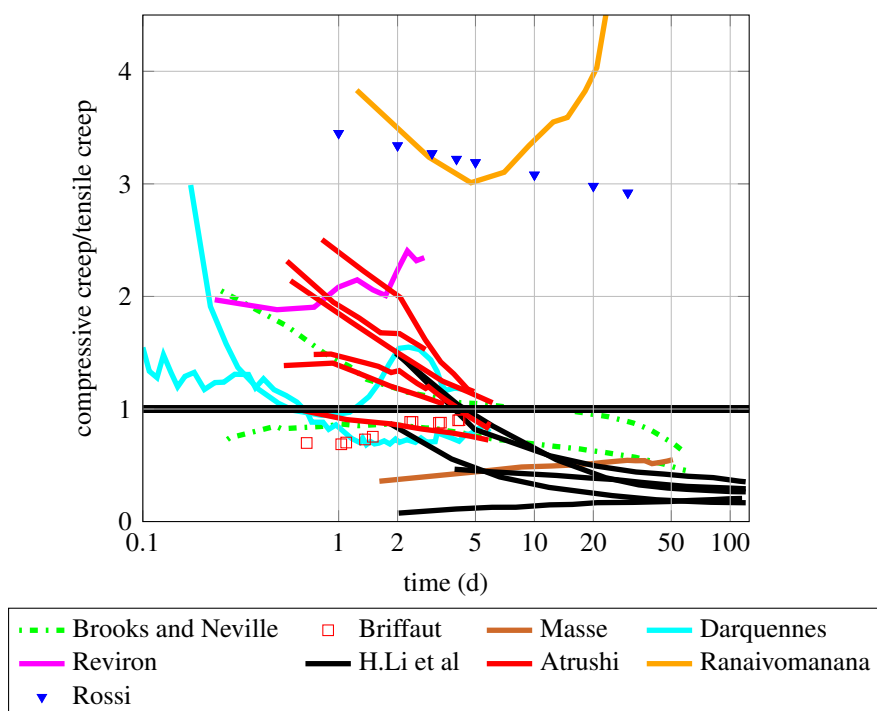


FIGURE 4.23: Comparaison du fluage propre spécifique en traction et en compression

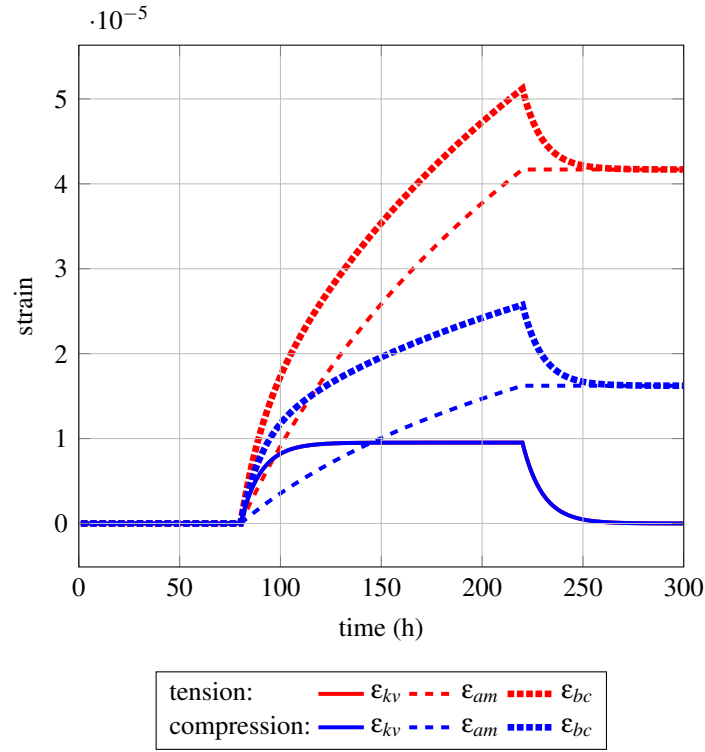
4.2.7 Schéma numérique

L'incrément de la déformation de fluage propre est calculé selon le schéma numérique proposé dans cette partie. La résolution du système d'équations 4.3 impose la résolution de l'équation différentielle suivante qui régit la déformation de la chaîne de Kelvin-Voigt, ε_{kv} :

$$\frac{\dot{\sigma}}{k_{kv}(\xi, S_l, T)} = \tau(T)\ddot{\varepsilon}_{kv} + \left(1 + \frac{\dot{k}_{kv}(\xi, S_l, T)}{k_{kv}(\xi, S_l, T)}\tau(T) + \dot{\tau}(T)\right)\dot{\varepsilon}_{kv} \quad (4.22)$$

Soit $\omega_{kv} = \left(1 + \frac{\dot{k}_{kv}}{k_{kv}}\tau + \dot{\tau}\right)$ et $\bar{\tau} = \tau/\omega_{kv}$. L'équation 4.22 est une équation différentielle du premier ordre dont la solution s'écrit :

$$\alpha = \dot{\varepsilon}_{kv} = \lambda e^{-\frac{t}{\bar{\tau}}} + \frac{\dot{\sigma}}{k_{kv}\omega_{kv}} \quad (4.23)$$



k_{kv}	τ	η_{am}	α_{bc}
105 GPa	10 h	62.21 GPa	2.57

(b) Paramètres

FIGURE 4.24: ε_{kv} , ε_{am} et ε_{bc} calculées pour différents cas de chargement

On discrétise le problème suivant :

$$k_{kv}^n = \frac{1}{2} (k_{kv}(\xi^{n+1}, S_l^{n+1}, T^{n+1}) + k_{kv}(\xi^n, S_l^n, T^n)) \quad (4.24a)$$

$$\Delta t^n = t^{n+1} - t^n \quad (4.24b)$$

$$\dot{k}_{kv}^n = \frac{k_{kv}(\xi^{n+1}, S_l^{n+1}, T^{n+1}) - k_{kv}(\xi^n, S_l^n, T^n)}{\Delta t^n} \quad (4.24c)$$

$$\dot{\tau}^n = \frac{\tau(T^{n+1}) - \tau(T^n)}{\Delta t^n} \quad (4.24d)$$

$$\omega_{kv}^n = \left(1 + \frac{\dot{k}_{kv}^n}{k_{kv}^n} \tau + \dot{\tau}^n \right) \quad (4.24e)$$

$$\dot{\sigma}^n = \frac{\sigma^{n+1} - \sigma^n}{\Delta t^n} \quad (4.24f)$$

On a alors d'après l'équation 4.23 :

$$\varepsilon_{kv}^{n+1} - \varepsilon_{kv}^n = \Delta \varepsilon_{kv}^n = \int_{t^n}^{t^{n+1}} \left(\lambda^n e^{-\frac{t}{\tau^n}} + \frac{\dot{\sigma}^n}{k_{kv}^n \omega_{kv}^n} \right) dt \quad (4.25)$$

λ^n est identifié grâce à la relation 4.27 :

$$\sigma_{\eta}^n = \eta_{kv}^n \varepsilon_{kv}^n = \eta_{kv}^n \left(\lambda^n e^{-\frac{t^n}{\tau^n}} + \frac{\dot{\sigma}^n}{k_{kv}^n \omega_{kv}^n} \right) \quad (4.26)$$

$$\iff \lambda^n = \left(\frac{\sigma_{\eta}^n}{\eta_{kv}^n} - \frac{\dot{\sigma}^n}{k_{kv}^n \omega_{kv}^n} \right) e^{\frac{t^n}{\tau^n}} \quad (4.27)$$

L'incrément de déformation de la chaîne de Kelvin-Voigt est calculé à l'aide des équations 4.25 et 4.27 :

$$\Delta \varepsilon_{kv}^n = \frac{\sigma_{\eta}^n}{k_{kv}^n \omega_{kv}^n} \left(1 - e^{-\frac{\Delta t^n}{\tau^n}} \right) + (\sigma^{n+1} - \sigma^n) \frac{1}{k_{kv}^n \omega_{kv}^n} \left(1 - \frac{\eta_{kv}^n}{k_{kv}^n \omega_{kv}^n \Delta t^n} \left(1 - e^{-\frac{\Delta t^n}{\tau^n}} \right) \right) \quad (4.28)$$

La contrainte σ_{η}^n à laquelle est soumis l'amortisseur est continue et est calculée à partir de l'équation 4.29 :

$$\sigma_{\eta}^{n+1} = \eta_{kv}^{n+1} \left[\frac{\sigma_{\eta}^n}{\eta_{kv}^n} \left(1 - \frac{\omega_{kv}^n \Delta t^n}{\tau} \right) + \frac{\dot{\sigma}^n}{\eta_{kv}^n} \Delta t^n \right] \quad (4.29)$$

Quant à la déformation ε_{am} , elle est déterminée numériquement à l'aide de l'équation 4.30 :

$$\text{if } \sigma^{n+1} \leq 0 \text{ then } \eta_{am}^n \Delta \varepsilon_{am}^n = \frac{\sigma^n + \sigma^{n+1}}{2} \times \ln \left(\frac{t^{n+1}}{t^n} \right) \quad (4.30a)$$

$$\text{if } \sigma^{n+1} \geq 0 \text{ then } \eta_{am}^n \Delta \varepsilon_{am}^n = \alpha \times \frac{\sigma^n + \sigma^{n+1}}{2} \times \ln \left(\frac{t^{n+1}}{t^n} \right) \quad (4.30b)$$

Avec les notations définies en 4.31, l'incrément de déformation $\Delta \varepsilon_{bc}^n$ est calculé grâce au schéma numérique présenté dans le tableau 4.25.

$$f^n (\sigma_{\eta}^n, \xi^{n+1}, \xi^n, S_l^{n+1}, S_l^n, T^{n+1}, T^n) = \frac{\sigma_{\eta}^n}{k_{kv}^n \omega_{kv}^n} \left(1 - e^{-\frac{\Delta t^n}{\tau^n}} \right) \quad (4.31a)$$

$$\theta^n = \frac{1}{k_{kv}^n \omega_{kv}^n} \left(1 - \frac{\eta_{kv}^n}{k_{kv}^n \omega_{kv}^n \Delta t^n} \left(1 - e^{-\frac{\Delta t^n}{\tau^n}} \right) \right) \quad (4.31b)$$

$$a^n (\xi^{n+1}, \xi^n) = -\theta^n + \ln \left(\frac{t^{n+1}}{t^n} \right) \quad (4.31c)$$

$$a_{\alpha}^n (\xi^{n+1}, \xi^n) = -\theta^n + \frac{\alpha}{\eta_a} \ln \left(\frac{t^{n+1}}{t^n} \right) \quad (4.31d)$$

$$b^n (\xi^{n+1}, \xi^n) = \theta^n + \frac{1}{\eta_a} \ln \left(\frac{t^{n+1}}{t^n} \right) \quad (4.31e)$$

$$b_{\alpha}^n (\xi^{n+1}, \xi^n) = \theta^n + \frac{\alpha}{\eta_a} \ln \left(\frac{t^{n+1}}{t^n} \right) \quad (4.31f)$$

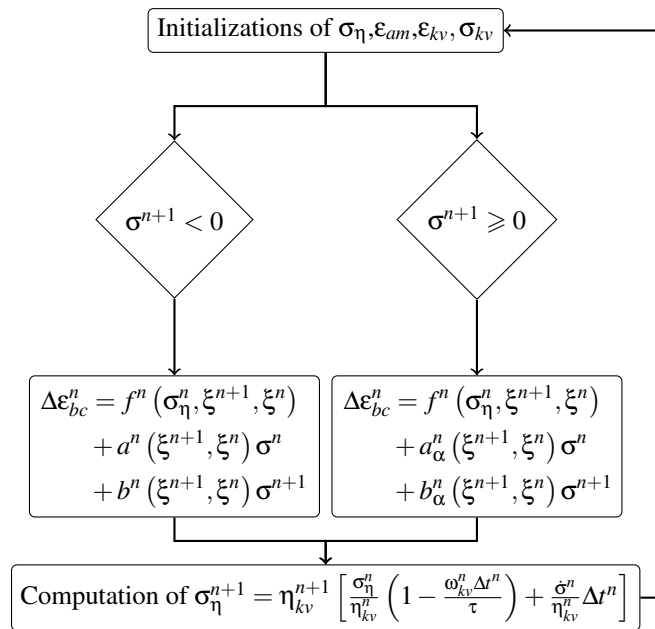


FIGURE 4.25: Schéma numérique de l'incrément de la déformation de fluage propre $\Delta \epsilon_{bc}^n$

Auteurs	Type de béton		Géométrie (mm)	Conditions expérimentales	Âge de chargement (jours)
	w/c	ajouts			
[Brooks et Neville, 1977]	0.5 0.75		76 × 178	immergée	28 ou 56
[Atrushi, 2003]	0.4	fumée de silice (HPC)	150 × 300 ou 103 × 425	endogène	1, 2, 3, 4, 6 ou 8
[Masse, 2010]	0.22	fumée de silice, superplastifiant, fibres d'acier (BFUP)	100 × 200	endogène	7
[Briffaut, 2010]	0.57	superplastifiant	70 × 70 × 280 ou 300 × 110	endogène	5
[Reviron, 2009]	0.57	superplastifiant	cylindres creux 130 × 500 (traction) 110 × 220 (compression)	endogène	90
[Darquennes, 2009]	0.44 0.45	superplastifiant superplastifiant + laitier	100 × 350 (compression) TSTM apparatus 100 × 100 × 1000 (traction)	endogène	1
[Li <i>et al.</i> , 2002]	0.5 0.3 0.3 0.3 0.3	normal portland ciment (OPC5) normal portland ciment (OPC3) fumée de silice (SF10) laitier (BF65) fumée de silice + laitier (SF10BF65)	60 × 100 (traction) 100 × 100 × 400	endogène	3
[Ranaivomanana <i>et al.</i> , 2013a]	0.45	superplasticizer	110 × 220 (compression) 70 × 70 × 280 (tension)	sealed	28
[Rossi <i>et al.</i> , 2012]	0.54	CEMI 52.5 N PMES CA2	160 × 1000 (compression) 13 × 50 (tension)	sealed	64

Tableau 4.5: Informations sur les travaux référencés dans la FIG.4.23

4.3 Essais de fluage propre

4.3.1 Présentation des essais

Plusieurs essais de fluage propre en compression ont été réalisés sur des éprouvettes âgées de plus de 28 jours. La salle d'essais est maintenue à une température de 25°C ($\pm 1^\circ\text{C}$). Afin de placer les éprouvettes en conditions endogènes, elles sont emballées dans une double couche d'aluminium [Toutlemonde et Le Maou, 1996]. Généralement, ces essais font partie d'une campagne expérimentale plus vaste et d'autres tests ont été réalisés sur des éprouvettes issues de la même gâchée. Le tableau 4.6 donne un bref récapitulatif de ces différents essais : le module de Young E ainsi que la résistance en compression f_c sont les résultats moyens de trois essais de compression sur éprouvettes 16×32 cm. Deux types d'éprouvettes ont été utilisées, des éprouvettes cylindriques et des éprouvettes prismatiques.

Le chargement mécanique a été appliqué grâce à des bâtis de fluage hydrauliques (figure 4.3.1). La contrainte de compression est appliquée via une membrane en caoutchouc qui est au contact d'une huile sous pression. Le système n'est pas asservi : l'opérateur doit réguler la pression de l'huile à l'aide d'un piston. Ces bâtis ont été étalonnés à plusieurs reprises. Le chargement appliqué est inférieur à 30% de la résistance en compression des éprouvettes, cette valeur est inférieure au seuil de non-proportionnalité de la déformation à la contrainte appliquée. Un déformètre à billes permet le suivi des déformations de l'éprouvette. La plupart des essais sont réalisés avec 3 ou 4 voies de mesures, le calcul de la moyenne de ces déformations masque les effets de flexion induits par un défaut de centrage de l'éprouvette. La plupart des éprouvettes ont été surfacées avant l'essai pour corriger les défauts de parallélisme entre les faces supérieure et inférieure.



FIGURE 4.26: Bâtis de fluage en compression

4.3.2 Mesure de la déformation instantanée

L'application du chargement de compression sur l'éprouvette n'est pas instantané, la durée de mise en charge est d'environ 20s. De plus, la prise de mesure est manuelle et sa durée varie de 1 à 2 minutes. La déformation instantanée correspond donc à la déformation mesurée environ 1 minute après le chargement. Cette définition est conforme à celle donnée par Parrott [Parrott, 1974] qui définit la déformation instantanée comme celle qui s'est développée 1.5 minutes après le chargement. La base de données de Bazant [Bazant et Li, 2008] montre que la déformation instantanée est généralement différente de celle calculée à partir de la valeur du module de Young à 28 jours.

Cette déformation instantanée permet une mesure du module de Young sécant au chargement (E_{ins}^{lo}) et au déchargement des éprouvettes (E_{ins}^{un}). Les résultats obtenus sont similaires à la mesure du module de Young réalisé sur éprouvettes 16×32 avec l'extensomètre J2P (tableau 4.7). De plus, l'écart entre les modules d'élasticité à la charge et à la décharge est faible (<6% en valeur absolue). Certains auteurs observent une augmentation du module d'élasticité lors du chargement pour des bétons matures ([Brooks et Neville, 1977]).

Campagne	Âge de chargement	Durée de chargement	E (Gpa)	f_c (MPa)	Essais réalisés sur la même gachée	Type d'éprouvettes
1	28 j	15.95 j	31.3	35.9	fluage propre, retrait de dessiccation, retrait endogène	cylindriques ($\phi = 7.5cm$, $L = 28.5cm$)
2	52 j	51.7 j	30.3	33.6	fluage propre et de dessiccation, retrait endogène et de des-siccation	cylindriques ($\phi = 7.5cm$, $L = 28.5cm$)
3	41 j	28 j et 32 j	26.1	32.3	fluage propre uni-axial et biaxial	prismes ($7 \times 7 \times 28$)

Tableau 4.6: Récapitulatif des différents essais de fluage propre

Campagne	E_{ins}^{lo} (GPa)	E_{ins}^{un} (GPa)	E_{ins}^{lo}/E	E_{ins}^{un}/E	Perte en masse
	chargement	déchargement			
1	29.4	31.0	0.94	0.99	0.09%
2	30.9	30.4	1.02	1.00	0.24%
3	26.3	27.0	1.01	1.03	0.26%

Tableau 4.7: Modules de Young mesurés lors de l'essai de fluage propre

4.3.3 Mesure de la déformation endogène et de la perte en masse « parasite »

Le suivi de l'évolution des déformations est effectué à l'aide d'un déformètre à billes. Ce moyen de mesure implique de coller des billes à la surface du béton. Par conséquent, l'étanchéité assurée par la double couche d'aluminium est dégradée autour des billes. Afin de quantifier la perte en masse durant l'essai, la masse de l'éprouvette est mesurée avant le chargement et après le déchargement. Les résultats sont présentés dans le tableau 4.7. Les pertes en masse mesurées sont faibles et les déformations de retrait de dessiccation sont considérées comme négligeables dans la suite.

L'âge de chargement des éprouvettes est toujours supérieur à 28 jours. Le processus d'hydratation du béton est par conséquent quasiment fini. Une mesure du retrait d'auto-dessiccation est effectuée afin de vérifier que cette déformation est négligeable dans l'exploitation des essais de fluage propre. Cette dernière est réalisée à l'aide d'un bâti de retrait qui permet une mesure de retrait endogène (perte en masse nulle sur la période observée). Le retrait endogène du béton de la série 1 est mesurée à partir de la mise en chargement des éprouvettes de fluage propre (à 28 jours). Cette déformation reste inférieure à $30 \cdot 10^{-6}$ sur la période étudiée (figure 4.27) et est donc négligeable au regard de la déformation de fluage propre.

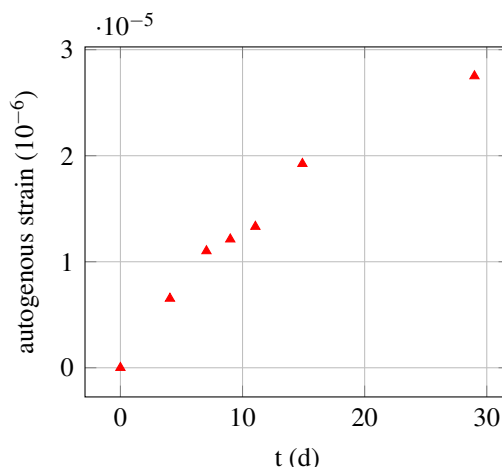


FIGURE 4.27: Retrait endogène à partir de la mise en chargement des éprouvettes de fluage propre de la série 1

4.3.4 Mesure des déformations de fluage propre

Les résultats sont présentés sur la figure 4.28. Plusieurs observations sont contradictoires avec ce qui est établi dans la littérature. En effet, le béton de la série 1 chargé à 28 jours flue moins que ceux de la série 2 et 3 chargés plus tardivement (à 52 jours et 41 jours respectivement). Néanmoins, la comparaison directe des complaisances de fluage est limitée car les éprouvettes proviennent de gâchées différentes. Ainsi, à 28 jours les propriétés élastiques des différents bétons ne sont pas les mêmes : le module de Young du béton de la série 1 est 1.2

fois supérieur à celui du béton de la série 2. Clément et Le Maou estime à 16.5% l'intervalle de confiance sur la complaisance de fluage [Clement et Le Maou, 2000]. Ces deux dernières remarques expliquent en partie les différences observées d'une gâchée à l'autre.

À long terme, les déformations de fluage propre semblent tendre vers la même asymptote logarithmique (figure 4.28(b)). La variabilité existant entre ces différents bétons B11 semble impacter de façon limitée la complaisance de fluage propre à long terme.

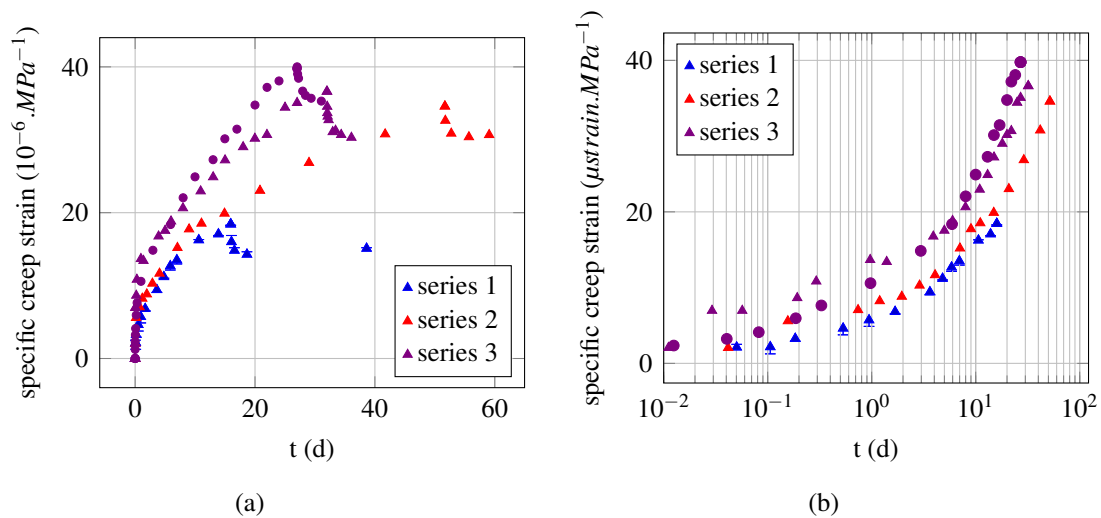


FIGURE 4.28: Fluage propre spécifique en fonction du temps pour les différentes campagnes d'essais

Chapitre 5

Fluage du béton sous sollicitation multiaxiale

Cette partie est consacrée au fluage propre biaxial. Dans un premier temps, le modèle utilisé pour rendre compte de ces déformations est détaillé. Dans un second temps, le dispositif expérimental utilisé pour mesurer ce type de déformations est présenté. Enfin, les résultats des différents essais sont analysés selon plusieurs méthodes.

L'objectif de ce chapitre est de déterminer un coefficient de Poisson de fluage. En phase élastique, le coefficient de Poisson est lié au rapport entre le module de compressibilité et le module de cisaillement. Il est un moyen d'évaluer la résistance à un changement de volume en comparaison de la résistance à un changement de forme (figure 5.1).

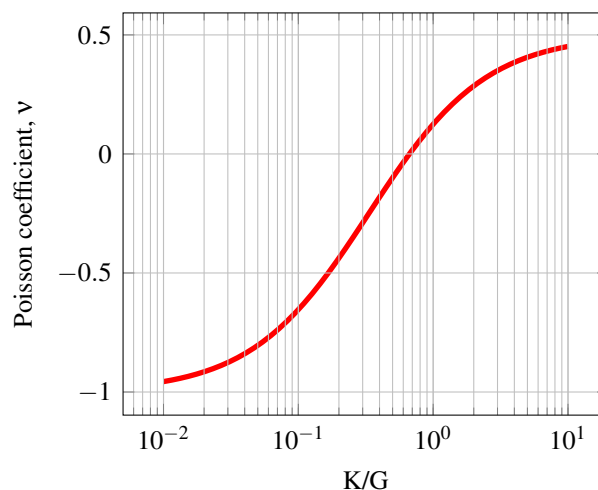


FIGURE 5.1: Évolution du coefficient de Poisson en fonction du rapport entre le module de compressibilité, K , et le module de cisaillement, G

5.1 Fluage propre sous sollicitation multi-axiale

5.1.1 Extension du modèle uniaxial au cas 3D

Quelque soit l'état de contrainte, le caractère isotropique de l'élasticité permet de caractériser le comportement du béton à l'aide des seuls module de Young et coefficient de Poisson. Par analogie, un coefficient de Poisson de fluage propre est introduit afin de considérer le comportement différé du béton sous sollicitations multiaxiales.

Les lois de comportement du système uniaxial sont étendus à un problème 3D grâce à un coefficient de Poisson de fluage noté ν_{bc} (équations 5.1). Le tenseur des contraintes principales est noté D et P est la matrice de passage de la base principale à la base de départ :

$$\dot{\epsilon}_{bc} = \dot{\epsilon}_{kv} + \dot{\epsilon}_{am} \quad (5.1a)$$

$$\dot{\epsilon}_{kv} = \frac{1 + \nu_{bc}}{k_{kv}(\xi)} \dot{\sigma}_k - \frac{\nu_{bc}}{k_{kv}(\xi)} tr \dot{\sigma}_k \mathbf{1} \quad (5.1b)$$

$$\dot{\epsilon}_{kv} = \frac{1 + \nu_{bc}}{\eta_{kv}} \dot{\sigma}_\eta - \frac{\nu_{bc}}{\eta_{kv}} tr \dot{\sigma}_\eta \mathbf{1} \quad (5.1c)$$

$$\dot{\epsilon}_{am} = \frac{1 + \nu_{bc}}{\eta_{am}(t)} \dot{\sigma}_\alpha - \frac{\nu_{bc}}{\eta_{am}(t)} tr \dot{\sigma}_\alpha \mathbf{1} \quad (5.1d)$$

$$D_\alpha = \langle D \rangle_- + \alpha \langle D \rangle_+ \quad (5.1e)$$

$$\sigma_\alpha = P D_\alpha P^{-1} \quad (5.1f)$$

5.1.2 Influence du coefficient de Poisson de fluage sur la déformation de fluage propre

Dans une zone courante d'une enceinte de confinement, le béton est précontraint orthoradialement à $\sigma_{\theta\theta} = 12 \text{ MPa}$ et verticalement à $\sigma_{zz} = 8.5 \text{ MPa}$. Le matériau est donc soumis à une contrainte de bi-compression qui s'écrit :

$$\sigma_{std} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{\theta\theta} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{zz} \end{pmatrix} \quad (5.2)$$

Le tenseur des déformations de fluage propre est calculé selon l'équation 5.3 où $F_{bc}(t, t - t_0)$ est la fonction de fluage uniaxiale du béton.

$$\epsilon_{bc}(t) = F_{bc}(t, t - t_0) ((1 + \nu_{bc}) \sigma_{std} - \nu_{bc} tr(\sigma_{std}) \mathbf{1}) \quad (5.3)$$

En l'absence de données expérimentales, le coefficient de Poisson de fluage propre est généralement supposé égal au coefficient de Poisson élastique [Bazant et Baweja, 2000][Granger, 1995]. L'influence du coefficient de Poisson ν_{bc} sur le tenseur des déformations ϵ_{bc} est étudiée, les déformations de fluage propre établies avec un coefficient de Poisson $\nu_{bc} = 0.2$ sont prises

comme référence. Les rapports des déformations de fluage orthoradiales et verticales $\epsilon_{bc}^{\theta\theta}$ et ϵ_{bc}^{zz} divisées par les déformations de référence $\epsilon_{bc}^{\theta\theta}(v_{bc} = 0.2)$ et $\epsilon_{bc}^{zz}(v_{bc} = 0.2)$ sont tracées sur la figure 5.2.

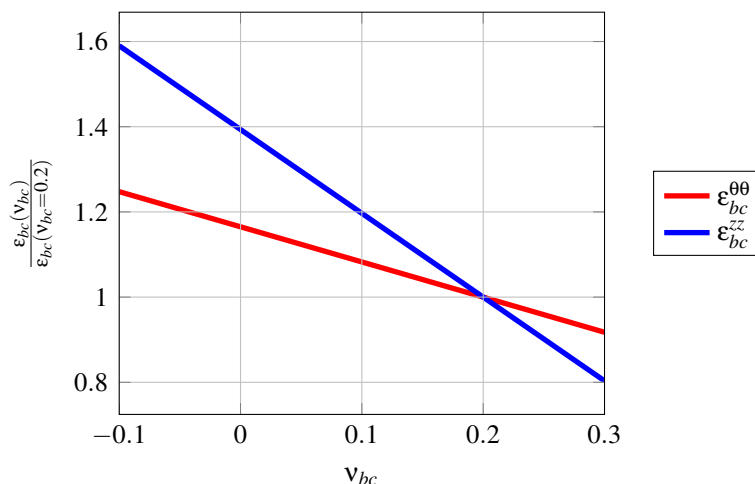


FIGURE 5.2: $\frac{\epsilon_{bc}(v_{bc})}{\epsilon_{bc}(v_{bc}=0.2)}$ en fonction de v_{bc}

Dans la littérature, le coefficient de Poisson de fluage présente une variabilité très importante (cf section 5.1.3). Or, ce paramètre n'est pas négligeable. À titre d'exemple, un calcul fait avec $v_{bc} = 0.2$ sous-estime de 39% la déformation verticale et de 17% la déformation orthoradiale si le coefficient de fluage de Poisson vaut zéro.

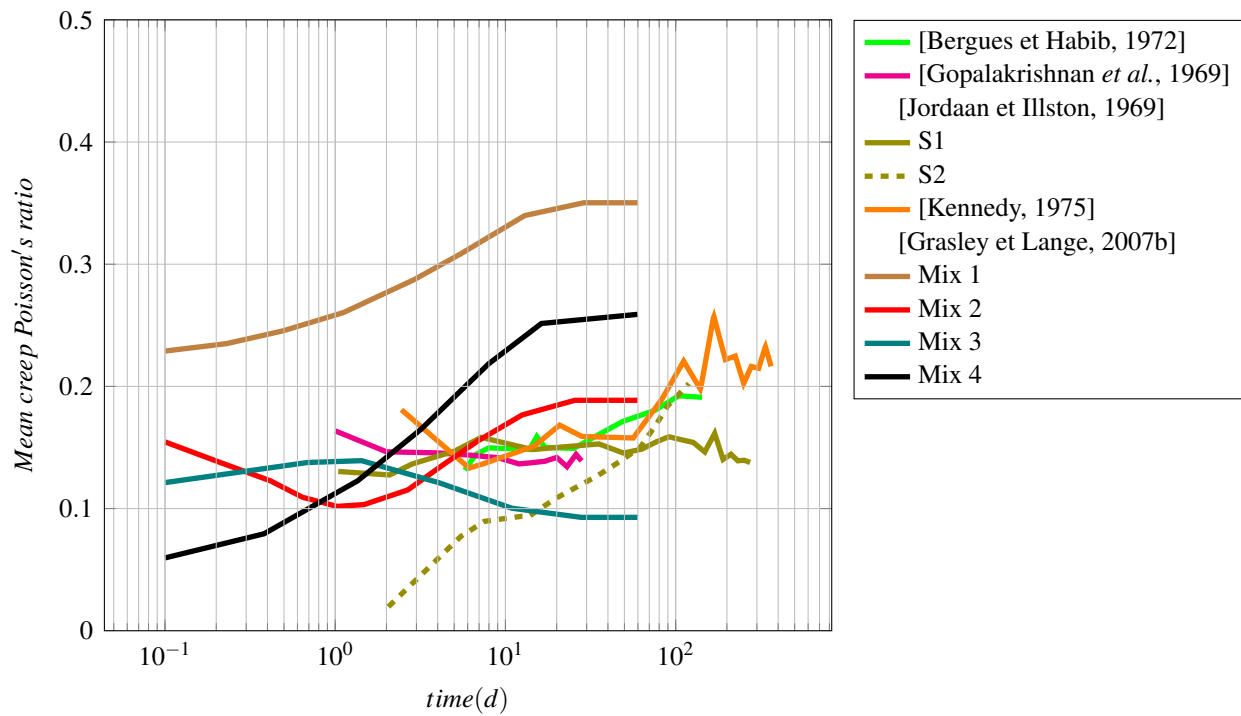
5.1.3 Coefficient de Poisson de fluage propre

Dans la littérature, le coefficient de Poisson de fluage propre est déterminé expérimentalement à partir d'essais très différents (uniaxial, biaxial, triaxial ...). La figure 5.3 présente le coefficient de Poisson de fluage propre obtenu après l'analyse de différents essais bi-axiaux de fluage propre [Torrenti et Benboudjema, 2014]. Les conditions et paramètres de ces essais sont brièvement rappelés dans le tableau 5.3.

Plusieurs auteurs mesurent un coefficient de Poisson de fluage propre proche du coefficient de Poisson élastique ([Gopalakrishnan *et al.*, 1969], [Bergues et Habib, 1972], [Jordaan et Illston, 1969] pour la série S1, [Kennedy, 1975], [Grasley et Lange, 2007b]). Certains de ces travaux montrent que ce coefficient croît avec le temps, au contraire, d'autres montrent qu'il est plutôt constant.

Comme cela a été précisé dans l'introduction, si le coefficient de poisson de fluage propre est constant, les fluages propres déviatorique et sphérique ont les mêmes cinétiques. À l'inverse, une augmentation de ce coefficient avec le temps implique que le fluage déviatorique évoluent plus rapidement que le fluage sphérique.

Lakes et Wineman démontrent que le sens de variation du coefficient de Poisson de fluage en fonction du temps peut être quelconque [Lakes et Wineman, 2006]. Néanmoins, pour un grand nombre de matériaux visco-élastiques classiques, le coefficient de Poisson croît avec le temps.



	e/c Granulats	Âge (j)	Chargement		Conditions expérimentales
			σ_1	σ_2	
[Jordaan et Illston, 1969]	e/c = 0.4 g/c = 3.2	16	9.5 MPa (S1) 10.6 MPa (S2)	9.5 MPa (S1) 3.32 MPa (S2)	éprouvettes pré-séchées durant la cure puis protégées de la dessiccation lors du chargement
[Gopalakrishnan <i>et al.</i> , 1969]	e/c = 0.72 g/c = 3.5	8	12.54 MPa	7.25 MPa	éprouvettes conservées à HR = 98% et T = 25 °
[Bergues et Habib, 1972]	e/c = 0.45 g/c = 4.65	90	20 MPa	20 MPa	éprouvettes conservées dans l'eau avant l'essai puis paraffinées
[Kennedy, 1975]	e/c = 0.425	90	4.2 MPa	4.2 MPa	éprouvettes cylindriques pré-séchées puis protégées de la dessiccation lors du chargement
[Grasley et Lange, 2007b] Mix 1 Mix 2 Mix 4	ciment + fly ash e/c = 0.38 e/c = 0.33 e/c = 0.32	1	confined compressive creep		
[Grasley et Lange, 2007b] Mix 3	ciment e/c = 0.41	1	confined compressive creep		

FIGURE 5.3: Évolution du coefficient de Poisson de fluage propre dans le cas de sollicitations multiaxiales pour différents auteurs [Torrenti et Benboudjema, 2014]

5.2 Essai de fluage propre en bi-compression

5.2.1 Protocole expérimental

Deux essais de fluage propre en bi-compression sont réalisés (figure C.1). Il est essentiel d'avoir une zone de mesure où la contrainte sera uniforme et représentative de celle observée dans une enceinte de confinement. La taille maximale des granulats utilisés impose d'avoir une zone de 10 cm minimum dans laquelle la contrainte sera uniforme. Un essai numérique a été réalisé afin de valider notre essai (annexe C).

L'épaisseur des plaques en acier permet de répartir l'effort fourni par les vérins sur toute

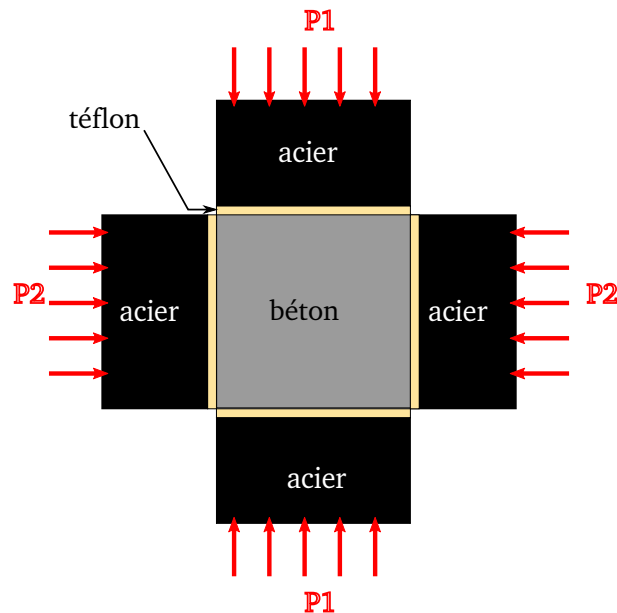


FIGURE 5.4: Schéma du dispositif expérimental du test de fluage en bi-compression

l'éprouvette de béton. Néanmoins, le frettage à l'interface acier-béton induit des contraintes de cisaillement qui ne permettent pas d'avoir une uniformité de la contrainte sur une zone suffisamment grande. Des plaques de Téflon® de 5mm d'épaisseur et recouvertes de graisse sont utilisées pour réduire le frettage (figures 5.5). De plus, un film plastique est déposée sur les faces latérales de l'éprouvette.

L'étanchéité de l'éprouvette est assurée via une double couche de film aluminium (avec film alimentaire). Pour la face du dessus de l'éprouvette où une mesure par corrélation d'image est faite, un mouchetis est réalisé puis la face est recouverte d'une plaque de plexiglas (figures 5.5). L'éprouvette de béton est un parallélépipède de dimensions 20×20×10cm, les faces supérieures et inférieures sont surfacées afin d'assurer la planéité des surfaces ainsi qu'une visualisation des gros granulats.

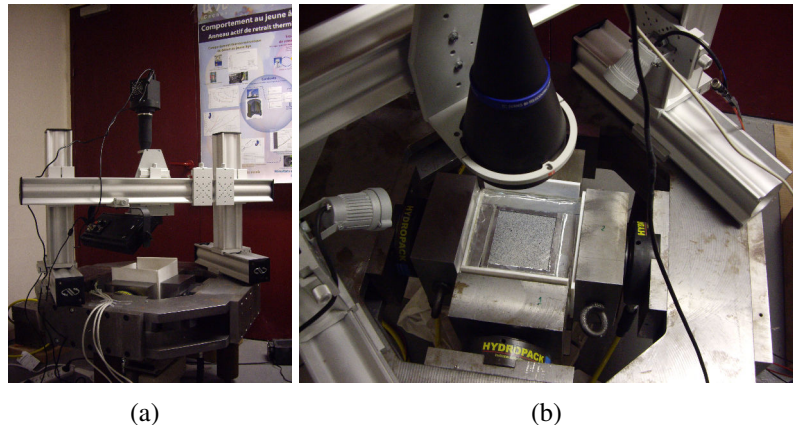


FIGURE 5.5: Photos du dispositif de fluage sous chargement biaxial

5.2.2 Mise en charge de l'éprouvette

L'éprouvette est mise sous chargement à l'aide de 4 vérins rotulés. La montée en charge se fait par paliers successifs afin que l'éprouvette se mette correctement en place (figure 5.6). La durée de la mise en chargement se fait en quelques minutes (< 5 minutes). La pression est maintenue quasi-constante à l'aide de deux manomètres HYDAC-EDS300 préalablement étalonnées. Les évolutions des contraintes moyennes selon les directions de chargement lors de la campagne expérimentale 3 sont tracées sur la figure 5.7. Les valeurs des contraintes sont respectivement de 12,8 et 8,8 MPa, l'écart à la valeur moyenne est inférieure à 0,35 MPa.

5.2.3 Mesure des déformations par corrélation d'images

La mesure des déformations est réalisée par corrélation d'images [Besnard *et al.*, 2006]. Ce moyen de mesure permet de vérifier que le champ de contrainte est uniforme (annexe C). La mesure par corrélation d'images a été comparée à une mesure faite au déformètre à billes afin de la valider. Le logiciel utilisé est Correli-T3 où la mesure du déplacement repose sur la conservation des niveaux de gris de l'image et sur son admissibilité mécanique [Tomičević *et al.*, 2013]. Néanmoins, le filtre mécanique est négligé dans l'exploitation des images de l'essai car le problème mécanique est mal connu et le matériau étudié n'est pas homogène. Ainsi, la mesure du déplacement est basé quasiment exclusivement sur la conservation des niveaux de gris.

De plus, le but de cet essai est de connaître le tenseur des déformations moyen dans le béton. La discrétisation du problème est par conséquent largement supérieure à la taille du pixel, à titre d'exemple, la zone d'intérêt est supérieure à 100 pixels. Si ce choix permet de limiter l'incertitude de mesure, il n'est pertinent qu'à la condition que le tenseur des déformations soit quasi-uniforme sur la zone de mesure. En conditions non-endogènes, cette hypothèse n'est pas totalement vérifiée (section 5.3). Les figures 5.8 représentent les champs de déplacement selon les deux directions de chargements u_x et u_y , les mouvements de corps rigides ne sont pas représentés sur ces figures. Les champs de déplacements sont quasi-linéaires, la déformation

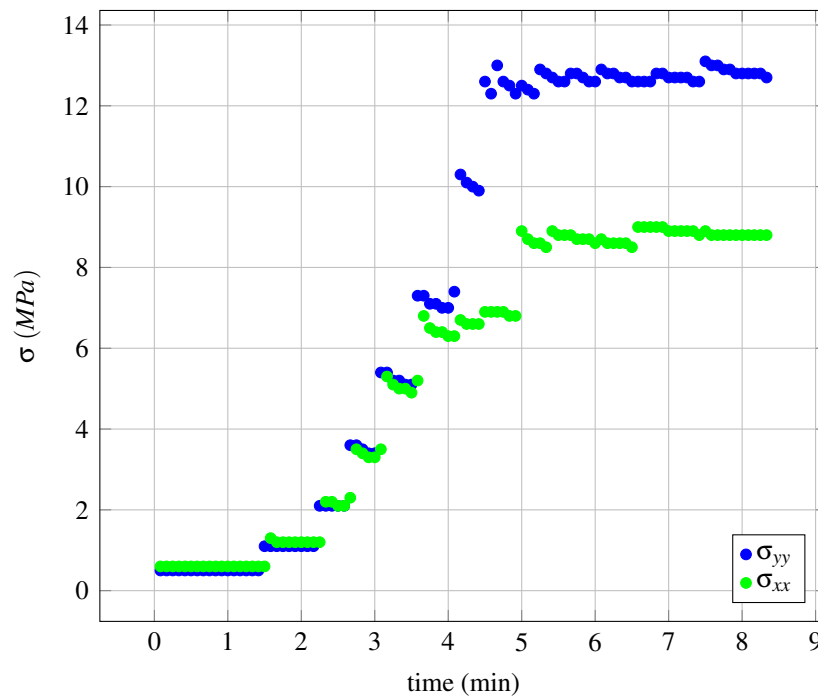


FIGURE 5.6: Mise sous chargement de l'éprouvette (Campagne 3)

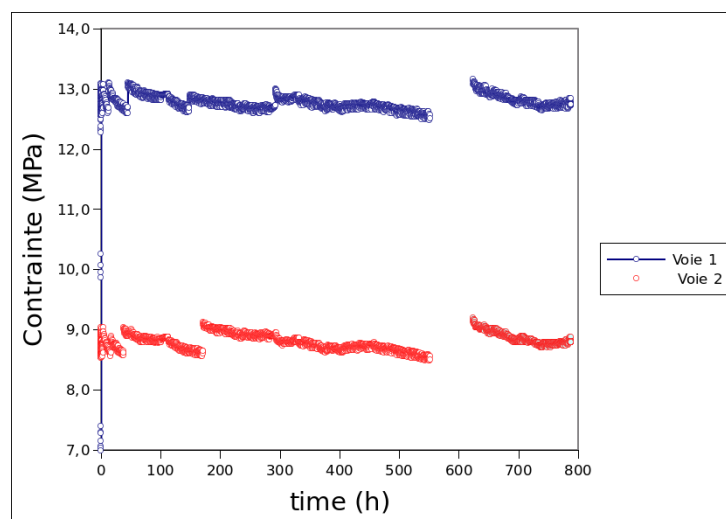


FIGURE 5.7: Évolutions des contraintes moyennes dans l'éprouvette (Campagne 3)

moyenne est calculée comme la pente moyenne des champs de déplacements.

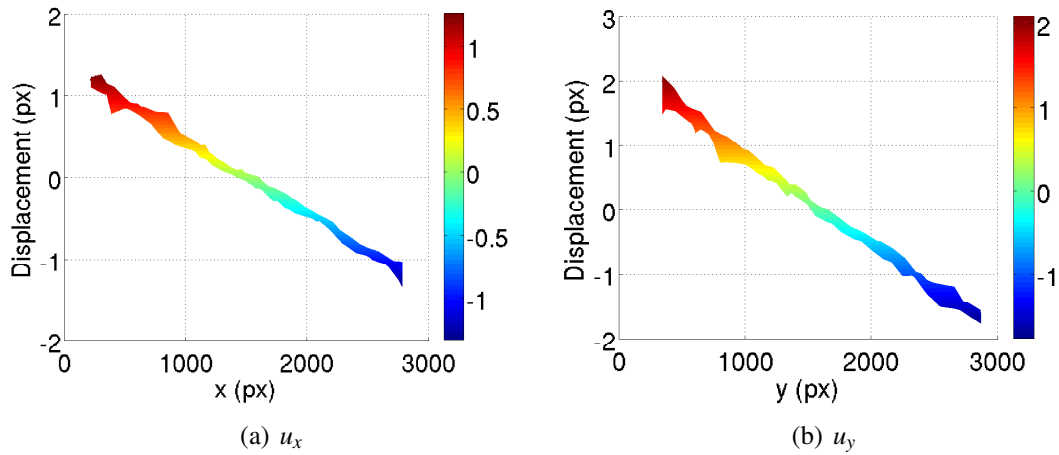


FIGURE 5.8: Champs de déplacement totaux (élastique + fluage propre) après 19.83 jours de chargement

5.2.4 Résultats

Deux essais de fluage propre en bi-compression sont réalisés à partir de deux gâchées différentes. Parallèlement à ces essais des essais de fluage uni-axiaux sont réalisés. Les informations relatives à ces essais sont indiquées dans le tableau 5.1.

Campagne	Âge de chargement	Durée de chargement	E (Gpa)	f_c (MPa)	Essais réalisés sur la même gachée
3	41 j	28 j et 32 j	26.1	32.3	fluage propre uni-axial et biaxial
4	28,96 j	31.7 j	29.75	38.55	fluage propre uni-axial et biaxial

Tableau 5.1: Récapitulatif des différents essais de fluage propre sous bi-compression

La perte en masse des éprouvettes durant les essais de fluage est calculée, les résultats sont présentés dans le tableau 5.2. La perte en masse des éprouvettes bi-axiales est très faible, l'étanchéité assurée par la double couche d'aluminium et la plaque de plexiglas est suffisante.

Campagne	Perte en masse Éprouvettes $7 \times 7 \times 28$	Perte en masse Éprouvette $20 \times 20 \times 10$
3	0,25%	0,13%
4	0,20%	0,05 %

Tableau 5.2: Perte en masse des éprouvettes de fluage propre mesurée entre les instants de chargement et de déchargement

À partir de l'équation 5.3, l'égalité suivante relie les déformations ϵ_{bc}^{xx} et ϵ_{bc}^{yy} aux contraintes

σ^{xx} et σ^{yy} et au coefficient de Poisson de fluage propre :

$$\frac{\varepsilon_{bc}^{xx}(t)}{\sigma^{xx} - \nu_{bc}\sigma^{yy}} = \frac{\varepsilon_{bc}^{yy}(t)}{\sigma^{yy} - \nu_{bc}\sigma^{xx}} \quad (5.4)$$

Sous chargement biaxial, les déformations de fluage propre spécifiques ε_{sbc}^{ii} sont par conséquent définies selon l'équation 5.5. Si l'équation 5.3 est pertinente, ε_{sbc}^{ii} est égale à la déformation de fluage propre spécifique uniaxiale :

$$\varepsilon_{sbc}^{ii}(t) = \frac{\varepsilon_{bc}^{ii}(t)}{\sigma^{ii} - \nu_{bc}\sigma^{jj}} \quad (5.5)$$

Les déformations de fluage propre spécifique sous chargement biaxial ε_{sbc}^{xx} et ε_{sbc}^{yy} sont tracées

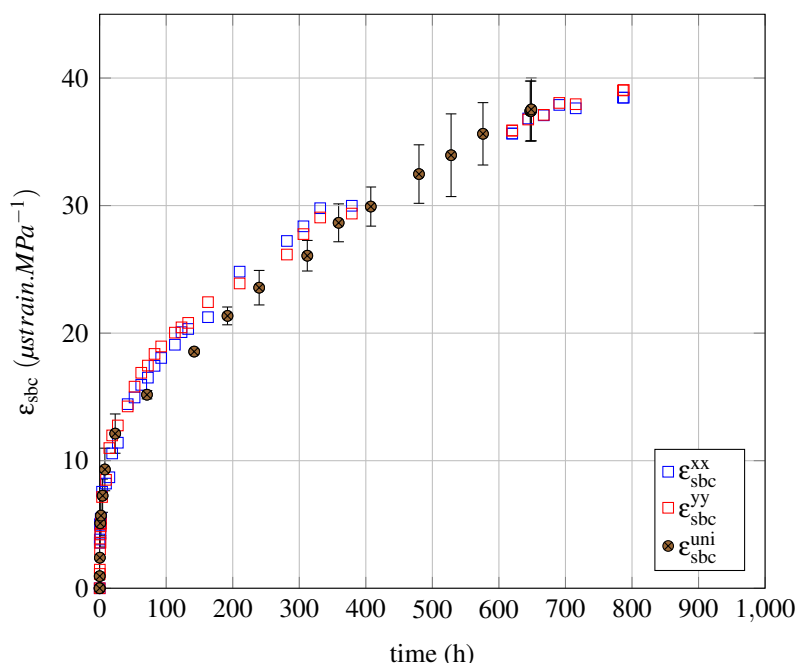


FIGURE 5.9: Fluage propre spécifique sous contrainte biaxiale et uniaxiale avec $\nu_{bc} = -0.05$ (Campagne 3)

en fonction du temps sur la figure 5.9 pour la campagne 3 et sur la figure 5.10 pour la campagne 4. Le coefficient de Poisson du fluage propre est $\nu_{bc} = -0.05$. Pour cette valeur de ν_{bc} , les évolutions des déformations de fluage propre selon \vec{x} et \vec{y} sont quasiment confondues. Pour cet état de contrainte, le coefficient de Poisson ne dépend pas du temps, il est quasi-constant. Ce constat semble pertinent pour une période de chargement d'un mois.

La déformation de fluage propre spécifique sous chargement uniaxial ε_{sbc}^{uni} est également tracée sur les figures 5.9 et 5.10. Son évolution reste semblable à celle sous chargement bi-axial pour la campagne 3, ce n'est pas le cas pour la campagne 4. Ces remarques sont à nuancer : il existe une incertitude sur le niveau de contrainte à la surface de l'éprouvette (annexe C) et un seul

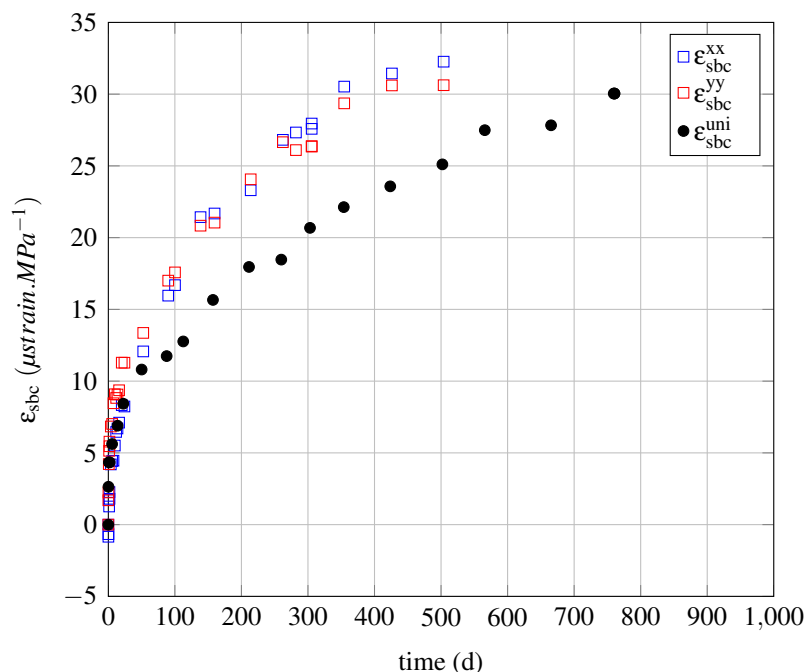


FIGURE 5.10: Fluage propre spécifique sous contrainte biaxiale et uniaxiale avec $\nu_{bc} = -0.05$ (Campagne 4)

essai de fluage propre uniaxial a pu être exploité. Il semble donc pertinent d'utiliser une loi de comportement qui fait appel à un coefficient de Poisson de fluage propre pour modéliser les déformations différées dans le béton sous chargement bi-axial. Une valeur proche de zéro pour le coefficient de Poisson de fluage propre semble pertinente, dans le cas du chargement étudié, elle est égale à $\nu_{bc} = -0.05$.

5.2.5 Identification indirecte du coefficient de Poisson

5.2.5.1 Méthode d'identification du coefficient de Poisson

Dans la partie précédente, le coefficient de Poisson a été identifié directement à partir des résultats fournis par la corrélation d'images. Dans cette partie, le coefficient de Poisson est identifié par post-traitement des données par le code aux éléments finis CAST3M. Le procédé d'identification est le suivant :

- dans un premier temps, le champ de déplacement et le maillage associé issus de Correli-T3 sont importés dans CAST3M [Gras *et al.*, 2013] (figures 5.11(a) et 5.11(b)).
- dans un second temps, les conditions aux limites imposées sont les déplacements réels observés par corrélation aux bords du maillage (contour jaune de la figure 5.11(c)). Le problème mécanique est résolu en contraintes planes en prenant une valeur du coefficient de Poisson arbitraire.
- dans un troisième temps, la réaction en effort au bord du maillage est calculée. Le rapport

des efforts issus du calcul éléments finis, $\frac{\overrightarrow{F_{CAST3M}^x}}{\overrightarrow{F_{CAST3M}^y}}$, est comparée au rapport des efforts observés expérimentalement $\frac{\overrightarrow{F_{exp}^x}}{\overrightarrow{F_{exp}^y}}$. De cette comparaison, une erreur est associée au coefficient de Poisson.

Ce procédé est répété pour plusieurs valeurs de coefficient de Poisson. Le coefficient de Poisson identifié est celui qui correspond à l'erreur minimale. À titre d'exemple, l'évolution de l'erreur est tracée en fonction du coefficient de Poisson pour le cas où le champ de déplacement étudié est le champ de déplacement élastique (figure 5.11(d)). Le minimum est atteint pour $\nu_{elas} \approx 0.25$. Le coefficient de Poisson élastique du béton B11 identifié selon cette méthode est donc égal à 0,25.

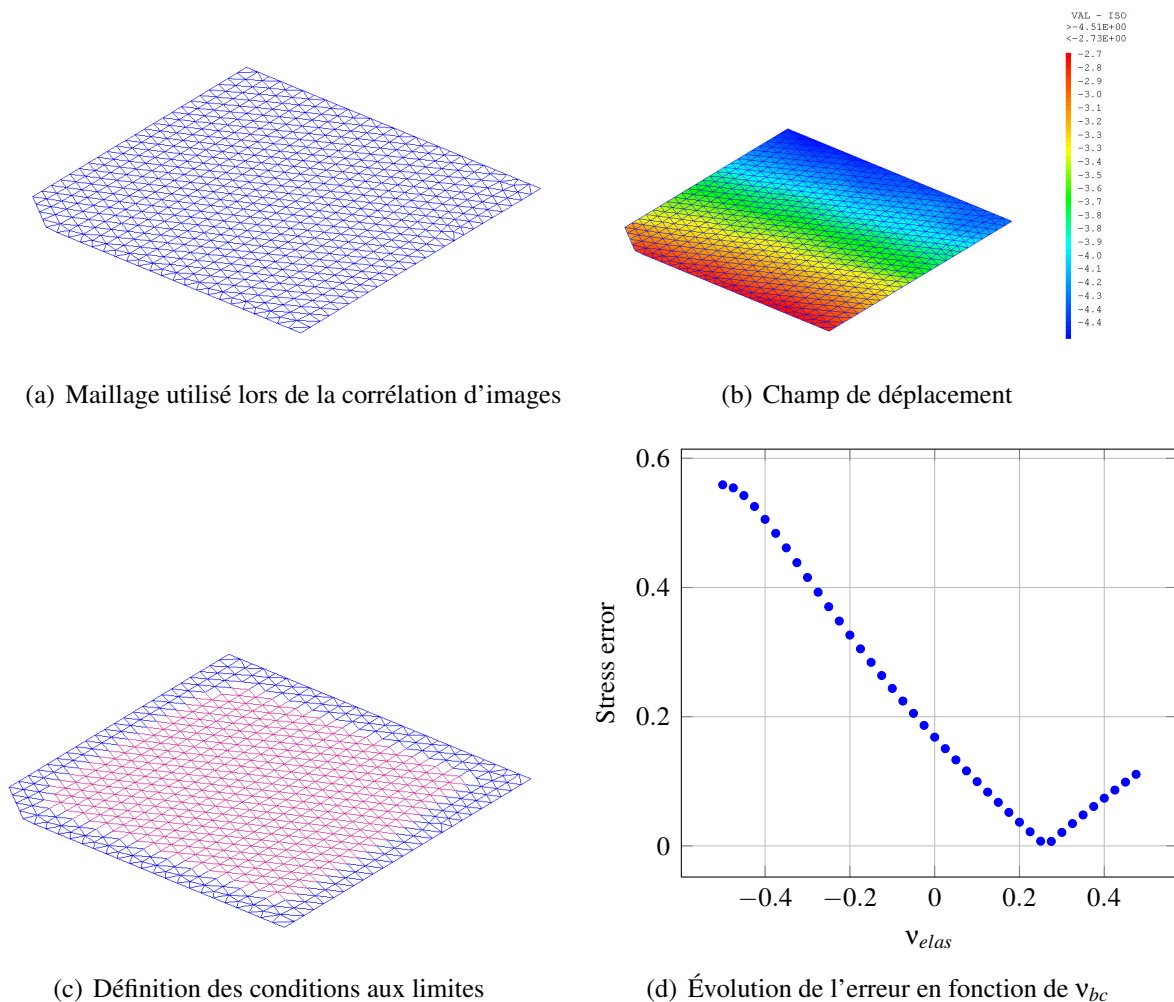


FIGURE 5.11: Identification du coefficient de Poisson par minimisation de l'erreur en effort

5.2.5.2 Comparaison des méthodes d'identification du coefficient de Poisson

Le calcul du coefficient de Poisson visco-élastique sécant peut aussi être directement calculé à partir de l'équation 5.6 :

$$v_{elas+bc} = \frac{\epsilon_{xx}\sigma_{yy} - \epsilon_{yy}\sigma_{xx}}{\epsilon_{xx}\sigma_{xx} - \epsilon_{yy}\sigma_{yy}} \quad (5.6)$$

Les coefficients de Poisson calculés directement à partir des résultats de la corrélation d'images et à partir d'un post-traitement sur CAST3M sont comparés sur la figure 5.12. Les champs de déplacements utilisés sont ceux de la campagne 3. Les coefficients de Poisson calculés sont obtenus à partir des déformations totales (élastique + fluage propre). L'évolution du coefficient de Poisson visco-élastique est similaire quelque soit la méthode de post-traitement retenue. Il décroît fortement durant les 10 premiers jours puis il se stabilise. Dans ce type de problème, la résolution d'un problème de minimisation pour identifier le coefficient de Poisson ne semble pas évident. En conséquence, dans la suite de ce travail, l'exploitation des mesures s'est faite à partir des méthodes les plus rapides¹ (figures 5.9 et 5.10).

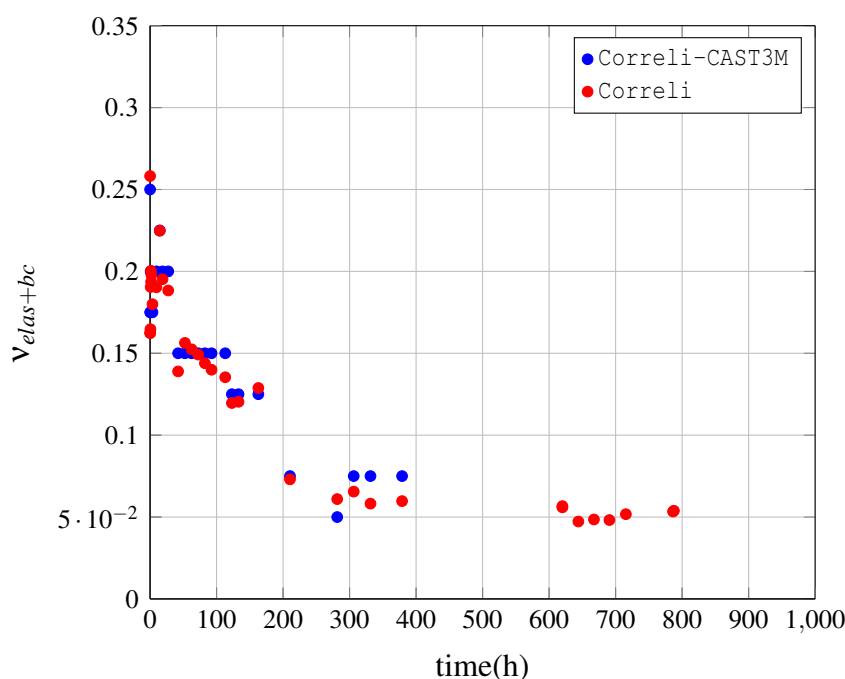


FIGURE 5.12: Comparaison du coefficient de Poisson viscoélastique obtenu de façon directe et indirecte

5.2.6 Conclusion

Un banc d'essai de fluage biaxial a été conçu. Les champs de déplacements sont acquis par corrélation d'images, ce type de mesure permet de s'assurer que le champ de contraintes

1. La déformation est calculée comme la pente moyenne des champs de déplacements.

est bien celui attendu. Les résultats obtenus montrent qu'il est pertinent d'utiliser les relations de comportement introduites dans les équations 5.3 pour modéliser l'évolution du fluage propre dans une enceinte. Le coefficient de Poisson de fluage propre identifié à partir des essais est égal à $-0,05$. Il aurait été intéressant de mesurer les déplacements selon la direction non chargée afin de connaître la variation volumique différée du béton. Il semble donc pertinent d'utiliser une loi de comportement qui fait appel à un coefficient de Poisson de fluage propre pour modéliser les déformations différées dans le béton sous chargement bi-axial. Une valeur proche de zéro pour le coefficient de Poisson de fluage propre semble pertinente, dans le cas du chargement étudié, elle est égale à $\nu_{bc} = -0,05$.

5.3 Fluage total du béton sous sollicitation multi-axiale

5.3.1 Dessiccation d'éprouvettes peintes préalablement

Une mesure de déformation par corrélation d'images implique l'application d'une couche de peinture sur les faces de l'éprouvette. Une mesure de perte de masse a été réalisée sur 4 éprouvettes peintes et 3 non peintes afin de vérifier que cette couche de peinture ne perturbe pas le séchage de l'éprouvette ($20 \times 20 \times 10 \text{ cm}$).

La valeur moyenne et l'écart-type des résultats obtenus sont représentés sur la figure 5.13. La couche de peinture n'a pas d'influence significative sur le processus de séchage. Une mesure du champ de déplacement par corrélation est donc envisageable.

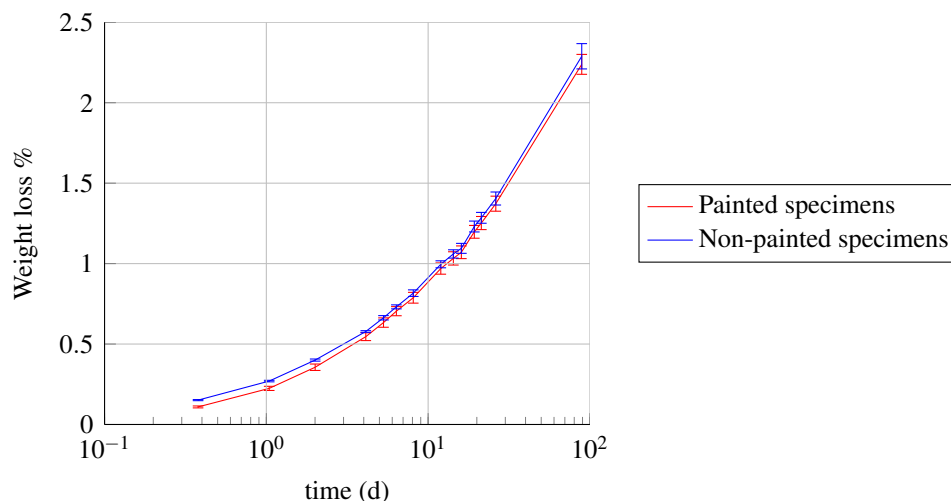


FIGURE 5.13: Évolution de la perte en masse en fonction du temps.

5.3.2 Retrait de dessiccation

Deux essais de fluage total en bi-compression sont réalisés à partir de deux gâchées différentes. Parallèlement à ces essais des essais de fluage uni-axiaux et de retrait sont réalisés. Les

informations relatives à ces essais sont indiquées dans le tableau 5.3. Les résultats de la campagne d'essai 5 ne sont pas cohérents². Néanmoins les essais de retrait et de fluage uniaxial sont présentés par la suite pour comparer les deux campagnes. Parallèlement aux essais de fluage,

Campagne	Âge de chargement	Durée de chargement	E (Gpa)	f_c (MPa)	Essais réalisés sur la même gachée
5	34,4j				fluage uniaxial et biaxial, retrait
6	36 j	34,83 j	29.05	41,9	fluage uniaxial et biaxial, retrait

Tableau 5.3: Récapitulatif des différents essais de fluage sous bi-compression

des essais de retrait ont été réalisés avec des éprouvettes de dimensions identiques ($7 \times 7 \times 28$ et $20 \times 20 \times 10$). Les évolutions de la perte en masse et du retrait sont exprimées en fonction de la variable \sqrt{t}/r où t est le temps et r le rayon moyen, les résultats sont tracés sur les figures 5.14 et 5.15. Afin que les pertes en masse et les déformations de retrait soient comparables à celles de l'éprouvette sous chargement de fluage, les faces latérales des éprouvettes de retrait sont recouvertes d'une double couche d'aluminium. Même si les résultats de la campagne 5 présente une variabilité inhabituelle, les évolutions des pertes en masse et du retrait des deux campagnes expérimentales sont similaires.

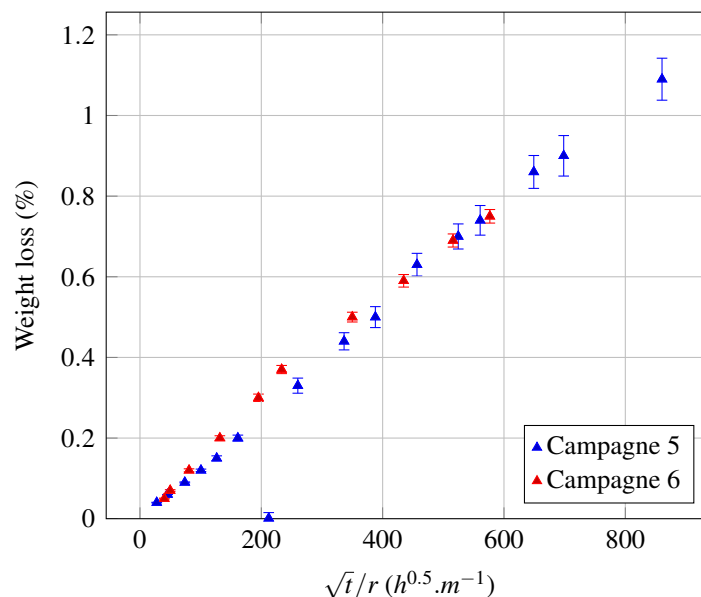


FIGURE 5.14: Évolution de la perte en masse en fonction de la variable \sqrt{t}/r ($r = 5\text{cm}$)

Le tenseur des déformations de fluage total ϵ_{tc} est calculé comme la différence entre le tenseur des déformations différées totales et le tenseur des déformations de retrait. Le coefficient

2. Les déformations de fluage à court terme sont inexploitable

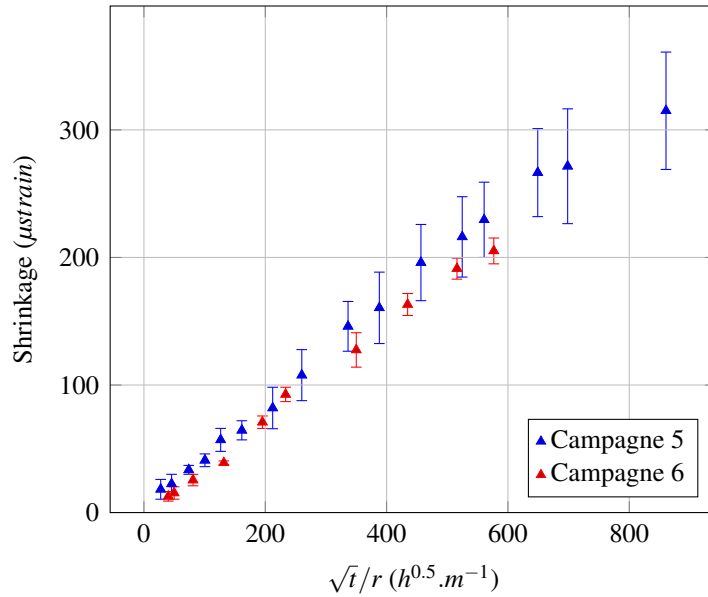


FIGURE 5.15: Évolution de la déformation de retrait en fonction de la variable \sqrt{t}/r ($r = 5\text{cm}$)

de Poisson de fluage total ν_{tc} est défini de la manière suivante :

$$\epsilon_{tc}(t) = F_{tc}(t, t - t_0) ((1 + \nu_{tc})\sigma_{std} - \nu_{tc}tr(\sigma_{std}) \mathbf{1}) \quad (5.7)$$

Les déformations de fluage total spécifique sous chargement biaxial ϵ_{sbc}^{xx} et ϵ_{sbc}^{yy} sont tracées en fonction du temps sur la figure 5.16 pour la campagne 6. Le coefficient de Poisson du fluage total est $\nu_{tc} = -0.3$. Pour cette valeur de ν_{tc} , les évolutions des déformations de fluage propre selon \vec{x} et \vec{y} sont quasiment confondues. Pour cet état de contrainte, le coefficient de Poisson ne dépend pas du temps, il est quasi-constant. Ce constat semble pertinent pour une période de chargement d'un mois. Cependant, ces conclusion sont à nuancer pour plusieurs raisons :

- Un seul essai de fluage biaxial en conditions non-endogènes a été exploité. Il conviendrait de réaliser d'autres essais afin de confirmer (ou infirmer) les résultats obtenus.
- Le calcul du fluage total est la différence entre la déformation différée totale et le retrait de dessiccation. L'incertitude de mesure sur le résultat obtenu est par conséquent plus importante que dans le cas du fluage propre.
- Des fissures se propagent dans le matériau (chapitre 8). Cette fissuration entraîne une incertitude sur la mesure [Hild *et al.*, 2013].

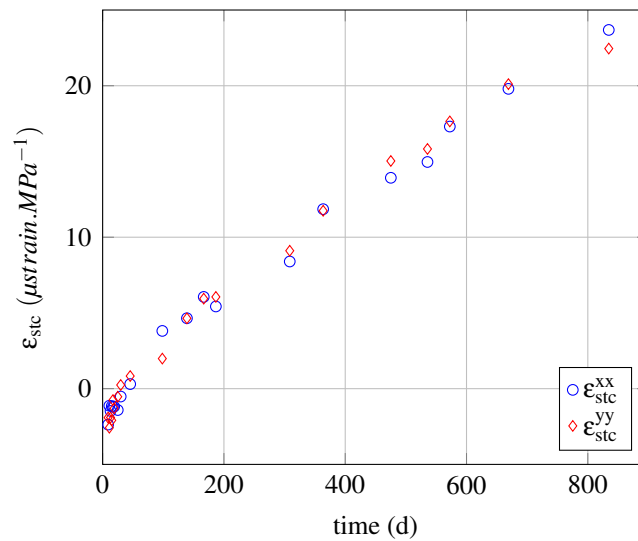


FIGURE 5.16: Fluage total spécifique sous contrainte biaxiale avec $\nu_{tc} = -0.05$ (Campagne 6)

5.4 Conclusion

Le coefficient de Poisson de fluage propre identifié à partir des essais expérimentaux est égal à $-0,05$. Il est constant dans le temps. L'utilisation d'un coefficient de Poisson de fluage pour étendre au cas tridimensionnel le modèle uniaxial semble pertinente. La valeur identifiée pour ce coefficient est en désaccord avec certains des travaux présents dans la littérature qui suggèrent plutôt de retenir une valeur proche de celle du coefficient élastique.

Le coefficient de Poisson de fluage total mesuré est inférieur au coefficient de Poisson de fluage propre. Sa valeur ne dépend pas du temps et est égale à -0.3 . Si le fluage de dessiccation est un accroissement du retrait de dessiccation sous charge, alors le coefficient de Poisson du fluage de dessiccation est égale à -1 . Dès lors, trouver un coefficient de Poisson de fluage total inférieur au coefficient de Poisson de fluage propre est approprié. Néanmoins, cette valeur nécessite d'être confirmé par d'autres essais. Plusieurs phénomènes parasites (par exemple, les microfissures en surface) perturbent la précision de cette mesure.

Enfin, il aurait été intéressant de mesurer les déplacements selon la direction non chargée afin de déterminer la variation de volume de l'éprouvette.

Chapitre 6

Retrait de dessiccation

6.1 Humidité relative interne et retrait de dessiccation

Le retrait du béton désigne la diminution de volume observé en l'absence de chargement mécanique sous température constante. Il est la conséquence d'une diminution de l'humidité relative interne du béton due à l'auto-dessiccation et au séchage. Le retrait de dessiccation est donc la déformation de retrait total diminué du retrait endogène. Cette décomposition des déformations suppose qu'il n'y a pas d'interactions entre les deux phénomènes. Autrement dit, le séchage n'a pas d'influence sur l'hydratation du béton et inversement. En réalité, la mesure du retrait endogène d'une éprouvette en conditions endogènes n'est pas identique à celle mesurée sur une éprouvette en cours de dessiccation. En effet, si l'humidité relative interne est inférieure à 70-80% , la réaction d'hydratation s'arrête¹ [Xi *et al.*, 1994]. Cependant, dans ce travail, les essais de retrait de dessiccation sont réalisés environ un mois après la fabrication des éprouvettes : à cette date, la création de nouveaux hydrates est très faible, la décomposition des déformations de retrait est donc acceptable.

S'il est admis que le retrait est lié à l'état hydrique de l'éprouvette, plusieurs mécanismes sont mis en avant pour expliquer ce phénomène.

6.1.1 Mécanismes du retrait de dessiccation

La migration de l'eau contenue dans le béton vers le milieu extérieur induit une déformation du squelette solide.

6.1.2 Pression capillaire

L'eau contenue dans les pores du béton existe sous les formes liquides et gazeuses. La coexistence de ces deux phases entraîne la formation d'un ménisque à l'interface liquide/gaz. Des tensions capillaires apparaissent alors. Les forces capillaires sont décrites à l'aide de deux

1. Il serait préférable de ne pas exprimer ce seuil à partir de l'humidité relative mais de raisonner plutôt à partir du degré de saturation du matériau qui quantifie mieux l'eau disponible pour la réaction d'hydratation.

équations fondamentales : l'équation de Young-Laplace et l'équation de Kelvin. L'équation de Young-Laplace relie le rayon de courbure de l'interface liquide/gaz à la différence de pression entre les phases aussi appelée pression capillaire P_c :

$$P_c = P_g - P_l = 2\gamma_s \frac{1}{r_d} \quad (6.1)$$

où γ_s est la tension superficielle entre les deux phases en présence, P_g est la pression du gaz (vapeur d'eau + air sec), P_l est la pression de l'eau liquide, r_d est le rayon de courbure de l'interface liquide gaz.

L'équation de Kelvin modifiée relie cette différence de pression entre la phase liquide et la pression atmosphérique à l'humidité relative HR :

$$P_l - P_{atm} = \frac{RT}{V_m} \ln(HR) \quad (6.2)$$

V_m désigne le volume molaire de l'eau, $R = 8,314 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$ et T est la température. P_{atm} désigne la pression atmosphérique. L'humidité relative est le rapport entre la pression partielle de l'eau dans l'air P_v et la pression saturante P_{sat} . Si la pression totale de gaz est proche de la pression atmosphérique alors la pression partielle de l'eau peut être calculée selon l'équation suivante :

$$P_v = P_{sat} \exp\left(-\frac{2\gamma_s V_m}{RT r_d}\right) \quad (6.3)$$

La constante $\frac{2\gamma_s V_m}{RT}$ est par conséquent homogène à un rayon de courbure appelé longueur de Kelvin l_k . Cette longueur caractérise la portée des forces capillaires. Pour l'eau², à 25 °C, $\gamma_s = 72.10^{-3} \text{ N.m}^{-1}$ [Mezger, 1946], la longueur de Kelvin est telle que $l_k = 10,4.10^{-10} \text{ m}$.

6.1.3 Pression de disjonction

La pression de disjonction peut être mise en évidence à l'aide de l'essai schématisé sur la figure 6.1 [Beltzung et Wittmann, 2005]. Deux sphères de quartz sont disposés l'une sur l'autre et sont en contact en environnement sec. Lorsque l'humidité relative augmente, l'eau est adsorbée à la surface, la pression de disjonction augmente et les deux sphères s'écartent. En conséquence, une augmentation de l'humidité relative augmente la pression de disjonction. À l'inverse, dans un matériau poreux, une diminution de l'humidité relative entraîne une diminution de l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée dans la zone d'adsorption empêchée. Ainsi, la pression de disjonction diminue. Le squelette solide se déforme en conséquence, ce qui correspond à la déformation de retrait.

La pression de disjonction ou de gonflement est la somme de trois composantes qui agissent simultanément et qui regroupent les effets des interactions de Van der Waals et les forces coulombiennes qui se manifestent entre les charges ponctuelles.

2. Cette valeur est valable pour une eau déminéralisée, la tension de l'eau superficielle contenue dans le béton diffère par conséquent de cette valeur.

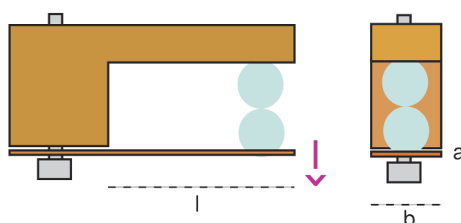


FIGURE 6.1: Observation de la pression de disjonction entre deux sphères de quartz de rayon 1mm ; la lamelle de cuivre de la partie inférieure agit comme un ressort

6.1.4 Énergie surfacique solide

Avec l'augmentation de l'humidité relative, des molécules d'eau sont progressivement adsorbées et la tension surfacique décroît. Si un film avec une épaisseur Γ est adsorbée pour une valeur de pression partielle de vapeur P_v , alors la tension surfacique décroît d'une valeur $\Delta\gamma_s$ selon l'équation de Gibbs :

$$\Delta\gamma_s = RT \int_0^P \Gamma d(\ln(P_v)) \quad (6.4)$$

Or, ce changement de tension surfacique est lié à la déformation macroscopique à travers la loi de Bangham ou le facteur de proportionnalité λ_{sh} est relié aux propriétés du système colloïdal :

$$\Delta\epsilon_{sh} = \lambda_{sh} \cdot \Delta\gamma_s \quad (6.5)$$

6.1.5 Des mécanismes discutés

Les mécanismes de retrait précédemment cités ne font pas consensus dans la littérature [Kovler et Zhutovsky, 2006][Wittmann, 2008][Abuhaikal *et al.*, 2013]. Ainsi, si le mécanisme associé à la pression de disjonction a été introduit par Derjaguin en 1935, il est rejeté par Feldman et Sereda [Feldman et Sereda, 1970]. De plus, chacun de ces mécanismes ne se met en œuvre que pour une certaine gamme d'humidité relative interne (tableau 6.1). Il est troublant de constater que peu de conclusions se dégagent. Néanmoins, aux basses humidités relatives ($HR < 50\%$) le mécanisme dominant semble lié à l'énergie surfacique. Pour ses humidités relatives plus élevées, deux mécanismes explicatifs sont en compétition : la pression capillaire et la pression de disjonction. Or, dans le cadre des matériaux cimentaires, l'humidité relative interne n'est que très rarement inférieure à cette valeur seuil de 50%. Par conséquent, il semble que seuls ces deux mécanismes soient à prendre en compte.

Le mécanisme associé à la pression capillaire est remis en question car cette théorie repose sur les lois de la mécanique et de la thermodynamique qui suppose un volume de grande taille. Or, la loi de Kelvin-Laplace prédit un rayon d'équilibre égal à 10 nm quand l'humidité relative est égale à 90%. Pour un rayon à l'équilibre très faible, cette théorie atteint sa limite et ses prédictions ne sont plus valables [Fisher, 1982]. Ainsi, les dimensions de la microstructure du béton impliquent que la tension surfacique n'est pas indépendante du rayon de courbure du

	Humidité relative					
	0	20	40	60	80	100
Powers (1965)	←		Pression de disjonction			→
Ishai (1965)	←	Energie surfacique		→	←	Pression capillaire
Feldman et Sereda (1970)	←	Eau interfoliaire	→	←	Pression capillaire + énergie surfacique	
Wittmann (1968)	←	Énergie surfacique		→	←	Pression de disjonction

Tableau 6.1: Mécanismes de retrait de dessiccation d’après Soroka [Soroka, 1979]

ménisque. Schubert propose l’équation suivante où γ_s^∞ est la tension d’une surface plane et δ est l’épaisseur de l’interface liquide/vapeur estimée à 0.3 nm ([Schubert, 1983] cité dans [Beltzung, 2004]) :

$$\gamma_s = \gamma_s^\infty \left(1 - \frac{2\delta}{r_d}\right) \tag{6.6}$$

Les évolutions de la pression capillaire en fonction du rayon de courbure et de l’humidité re-

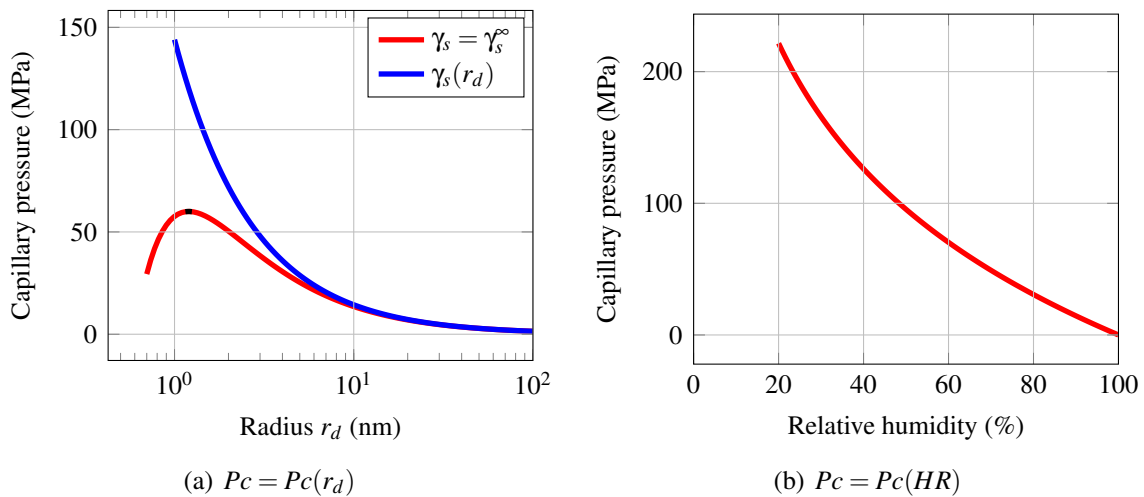


FIGURE 6.2: Évolution de la pression capillaire P_c

lative sont tracées sur les figures 6.2(a) et 6.2(b) pour $T = 298$ K. Si la pression capillaire est dépendante du rayon, alors elle est maximale pour $r_d = 4\delta \approx 1.2nm$. Avec une telle dimension, un ménisque sphérique est en équilibre pour une humidité relative égale à 65%. Ainsi, cette dépendance de la tension superficielle au rayon de courbure limite les niveaux de pression capillaires atteignables lors du séchage de l’éprouvette.

Enfin, si l’hypothèse est faite que les deux mécanismes de pression capillaires et de pression de disjonction agissent ensemble, l’équilibre mécanique et l’égalité des potentiels chimiques de la phase liquide et de la phase vapeur conduit à la relation suivante où Π est la pression de disjonction ([Churaev et Adolphs, 2000] cité dans [Beltzung et Wittmann, 2005]) :

$$P_c - \Pi = -\frac{RT}{V_m} \ln(HR) \tag{6.7}$$

Une pression capillaire équivalente $P_c^{eq} = P_c - \Pi$ est définie, elle tient compte à la fois de la pression capillaire et de la pression de disjonction.

Ainsi, même si la pression capillaire n'est pas le facteur dominant dans la compréhension du phénomène de retrait, les expressions mathématiques de la pression de disjonction ou de l'union de cette pression de disjonction à la pression capillaire sont similaires. Les choix de modéliser le retrait comme une conséquence de la pression capillaire ou comme la conséquence d'autres mécanismes ne devraient donc pas mener à des résultats très différents.

6.1.6 Modélisation du retrait de dessiccation

6.1.6.1 Modélisation phénoménologique

De nombreux travaux mettent en évidence le lien entre le retrait de dessiccation et la variation d'humidité relative. Baroghel-Bouny et *al.* montrent, lors du séchage d'éprouvettes de faible épaisseur (3mm), que le retrait de dessiccation est proportionnel à l'humidité relative (si $HR > 50\%$) [Baroghel-Bouny *et al.*, 1999]. Les conditions de ce type d'essais permettent de mesurer la déformation libre réelle du béton à un certain niveau d'humidité relative car la faible épaisseur des échantillons permet d'assurer une uniformité de la teneur en eau dans l'éprouvette. Plusieurs simulations numériques utilisent la relation linéaire suivante pour modéliser le

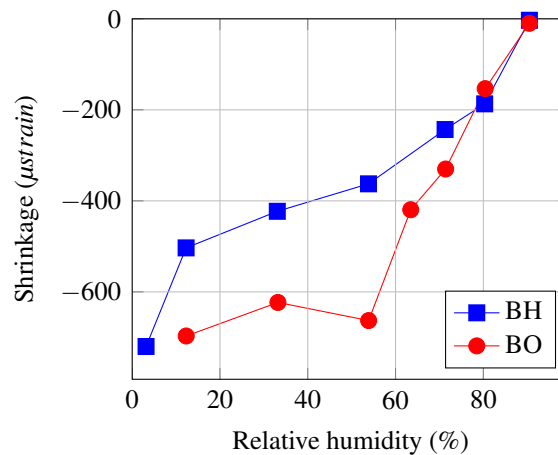


FIGURE 6.3: Évolution du retrait de dessiccation en fonction de l'humidité relative

retrait de dessiccation [Wittmann et Roelfstra, 1980][Bažant et Xi, 1994] :

$$\dot{\epsilon}_{sh} = k_{sh}^{HR} \dot{HR} \mathbf{1} \quad (6.8)$$

Un autre choix de modélisation est de lier le retrait de dessiccation à la teneur en eau θ_w (égale au volume d'eau liquide contenu dans le matériau divisé par le volume total de l'échantillon de matériau) [Carlson, 1937][Benboudjema, 2002] :

$$\dot{\epsilon}_{sh} = k_{sh}^{\theta_w} \dot{\theta}_w \mathbf{1} \quad (6.9)$$

Pour le béton, ces relations de proportionnalité ne sont valables que pour des niveaux d'humidité relative élevés (figure 6.3). Baroghel-Bouny *et al.* montrent que cette limite n'existe plus pour la pâte de ciment : retrait et humidité relative sont alors proportionnels quelque soit le niveau d'humidité relative considéré. Cette différence de comportement entre le béton et la pâte de ciment peut s'expliquer par la présence des granulats dans le béton qui gênent le retrait de la pâte de ciment. La fissuration se développe alors dans la matrice cimentaire [De Sa *et al.*, 2013] et la contrainte hydrique n'est plus transmise efficacement dans le béton.

Enfin, une structure n'atteint généralement pas son équilibre hydrique au cours de sa durée de mise en service, de plus les effets de la fissuration en peau doivent être pris en compte. Les modèles B3/B4 de Bazant [RILEM, 1995b] et le Code Model 2010 [Fib, 2012] prennent en compte ces problèmes. La compilation de résultats de retrait de dessiccation pour différentes humidités relatives ambiantes et différents types de structures montrent que le retrait dépend de l'humidité relative ambiante selon l'équation suivante (si $HR > 50\%$) :

$$\varepsilon_{sh}(t, HR) = \varepsilon_{sh}^{\infty} \cdot S(t) \cdot (1 - HR^3) \quad (6.10)$$

6.1.6.2 Modélisation poromécanique des milieux poreux

La mécanique des milieux poreux décrit les interactions fluide/solide dans un matériau poreux. Biot [Biot, 1941] décrit le comportement d'un milieu poreux saturée où la pression interne P est non nulle :

$$\epsilon = \frac{1}{2G}(\sigma - (\frac{1}{6G} - \frac{1}{9K})tr(\sigma)\mathbf{1}) + \frac{b}{3K}P\mathbf{1} \quad (6.11)$$

G et K sont le module de cisaillement et le coefficient de Poisson du solide élastique quand la pression P est nulle. b est le coefficient de Biot.

De même, Mackenzie [Mackenzie, 1950] décrit le comportement d'un matériau poreux lorsque la pression du fluide contenu dans la porosité change d'une valeur ΔP . La déformation volumique ε_v du matériau poreux s'écrit selon l'équation 6.12 où K et K_s sont respectivement les coefficients de compressibilité du solide poreux et du squelette solide de la matrice.

$$\Delta\varepsilon_v = \Delta P \left(\frac{1}{K} - \frac{1}{K_s} \right) \quad (6.12)$$

Les travaux de Mackenzie n'établissent cette relation que pour un matériau avec des pores sphériques, Biot [Biot et Willis, 1957] étend cette relation à des matériaux avec une porosité quelconque à travers la définition du coefficient de Biot qui est relié aux coefficients de compressibilité K et K_s :

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{\Delta\sigma_v + b\Delta P}{K} \text{ avec } \sigma_v = \frac{tr(\sigma)}{3} \text{ et } b = 1 - \frac{K}{K_s} \quad (6.13)$$

L'équation 6.14 peut alors s'écrire sous la forme suivante :

$$\epsilon = \frac{1}{2G}(\sigma' - (\frac{1}{6G} - \frac{1}{9K})tr(\sigma')\mathbf{1}) \text{ avec } \sigma' = \sigma + bP\mathbf{1} \quad (6.14)$$

b tend vers 1 si $K_s \gg K$, c'est à dire si le coefficient de compressibilité du squelette est largement supérieur à celui du milieu poreux. Cette caractéristique est vrai pour les sols. La contrainte σ' est alors égale à la contrainte effective de Terzaghi :

$$\sigma' = \sigma + P\mathbb{1} \quad (6.15)$$

Le coefficient de Biot permet donc de définir une contrainte effective σ' dans un solide poreux. Cette définition est valide pour les milieux saturés. Or, lors de la dessiccation du béton plusieurs phases coexistent dans la porosité : la phase liquide et la phase gazeuse. Si la porosité ne dépend que de l'état de contrainte, alors une pression moyenne P_{avg} peut être définie à partir de la pression capillaire équivalente définie dans l'équation 6.7 [Gawin *et al.*, 2007] :

$$P_{avg} = -S_l P_c^{eq} + P_g \quad (6.16)$$

la pression du gaz P_g est négligeable devant la pression capillaire, l'équation 6.17 peut être simplifiée :

$$P_{avg} = -S_l P_c^{eq} \quad (6.17)$$

Dans cette relation, les effets des interfaces solide/liquide et solide/vapeur ne sont pas pris en compte. Coussy *et al.* montrent que ces interactions peuvent être considérées par la définition d'une pression équivalente P_{eq} définie selon l'équation suivante [Coussy *et al.*, 2004] :

$$P_{eq}(S_l) = P_{avg}(S_l) - U(S_l) \text{ avec } U(S_l) = \int_{S_l}^1 P_c(S'_l) dS'_l \quad (6.18)$$

Le choix de définir la pression intersticielle selon la relation 6.17 ou 6.18 n'est pas équivalent. L'incrément de pression sera défini différemment selon l'expression choisie :

$$dP_{avg} = -d(S_l P_c^{eq}) = -S_l dP_c^{eq} - P_c^{eq} dS_l \text{ et } dP_{eq} = -S_l dP_c^{eq} \quad (6.19)$$

Afin d'illustrer les conséquences du choix de la pression intersticielle, les évolutions de P_{avg} et P_{eq} sont tracées en fonction de l'humidité relative HR pour une pâte de ciment ($e/c = 0.6$) dont l'isotherme de désorption est connu [Baroghel-Bouny, 2007] (figures 6.4(a), 6.4(b) et 6.4(c)). Très rapidement, les deux modélisations divergent, pour une humidité relative égale à 50%, la pression intersticielle calculée à partir du modèle de Coussy est 1,8 fois supérieure à celle calculée avec le modèle de Gawin et Schrefler. Ce constat implique que les interactions de surface ont une influence non négligeable pour des humidités relatives inférieures à 80%, ce résultat est en contradiction avec le domaine d'influence de ces interactions (tableau 6.1). La définition de la pression intersticielle introduite par Gawin et Schrefler présente la spécificité d'être dépendante des paramètres de la loi de Van Genuchten (équation 6.20) identifiés à partir de la courbe de désorption du matériau.

$$S_l = \left(1 + (-\alpha \ln(h_r))^{1-\beta} \right)^{-\beta} \quad (6.20)$$

À partir de l'isotherme de désorption présenté précédemment, deux jeux de paramètres acceptables sont identifiés. la pression intersticielle P_{avg} est calculée pour ces deux jeux de paramètres (figures 6.5(a) et 6.5(b)). Pour des humidités relatives inférieures à 75%, les pressions

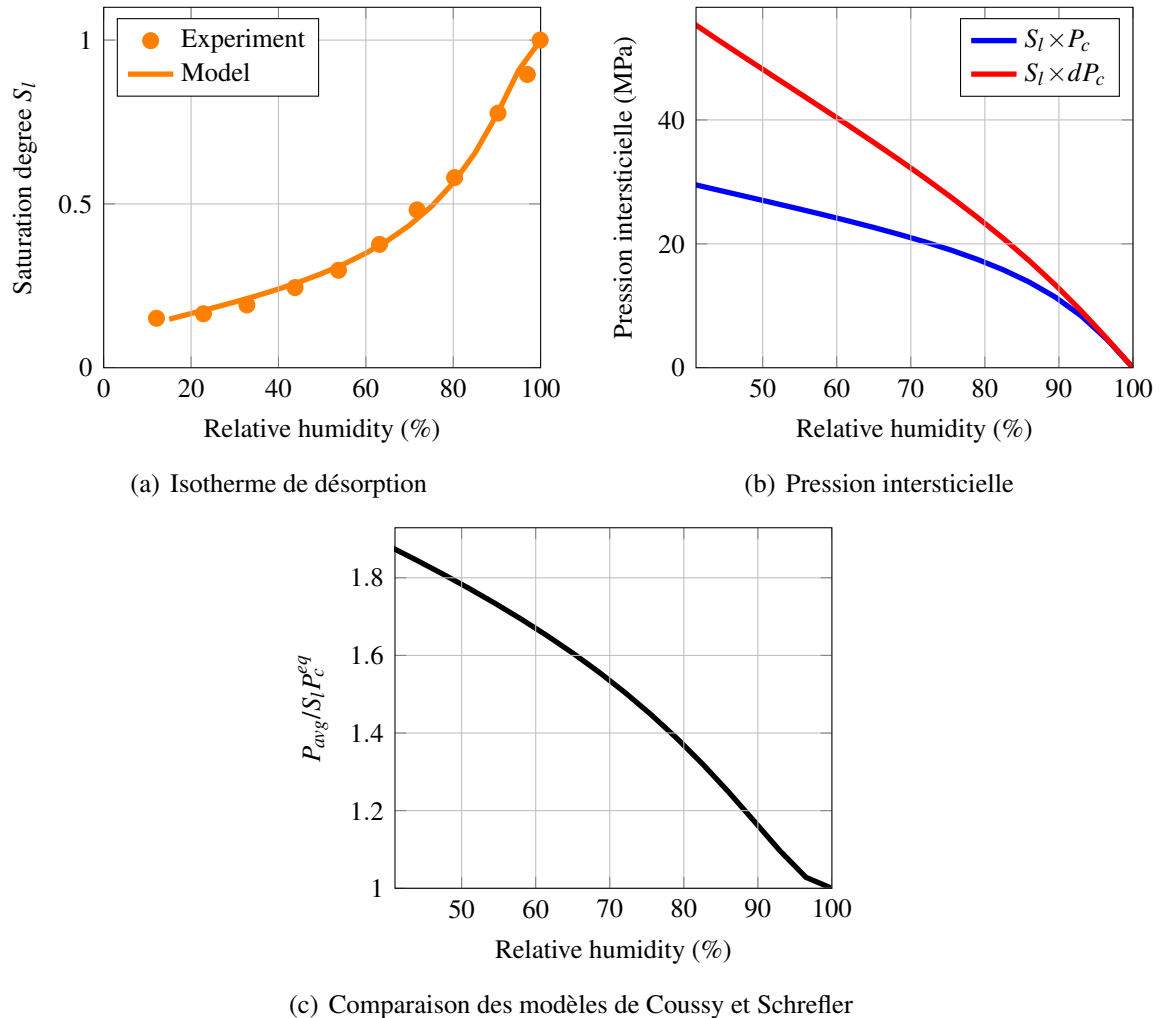
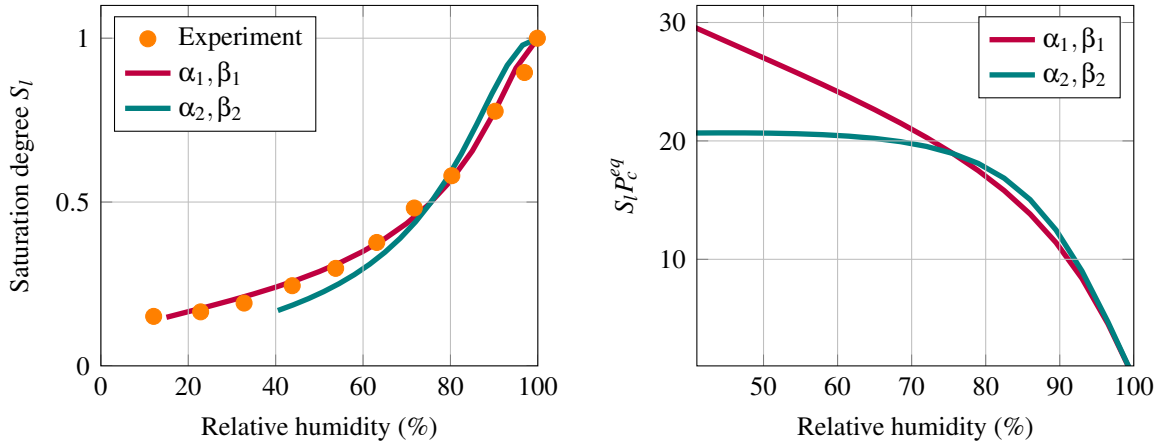


FIGURE 6.4: Définitions de la pression intersticielle

intersticielles divergent, la pression capillaire croît sans cesse lorsque le jeu de paramètres 1 est choisi. En revanche, elle se stabilise autour d'une valeur de 20 MPa avec le deuxième jeu de paramètres. Cette divergence est particulièrement nette lorsque le paramètre β de la loi de Van Genuchten est proche de 0,5. Ainsi, un changement mineur des coefficients de la loi de Van Genuchten dans la description de la courbe de désorption a des conséquences majeures sur le comportement mécanique. La définition proposée par Coussy ne montre pas une telle dépendance de la pression P_{eq} au choix des paramètres, elle croît avec la baisse de l'humidité relative quelque soient les valeurs de α et β .

Enfin, la relation 6.7 qui lie la pression capillaire équivalente à l'humidité relative est valide à la condition que les espèces dissoutes dans la solution liquide intersticielle ne modifient pas le potentiel thermodynamique de l'eau liquide. Cette hypothèse n'est vérifiée que si les concentrations des espèces dissoutes sont faibles. Grasley *et al.* établit une relation qui tient compte de la concentration molaire de ces espèces [Grasley et Leung, 2011].



(a) Isotherme de désorption : $\alpha_1 = 9.06, \beta_1 = 0.403$ et $\alpha_2 = 6.12, \beta_2 = 0.510$ (b) Pression intersticielle : $\alpha_1 = 9.06, \beta_1 = 0.403$ et $\alpha_2 = 6.12, \beta_2 = 0.510$

FIGURE 6.5: Relation de la pression intersticielle à la loi de Van Genuchten

Par la suite, sauf précision, la pression intersticielle définie par Gawin et Schrefler est utilisée. En effet, si la dépendance de P_{avg} aux choix des paramètres de Van Genuchten est problématique, la définition de P_{eq} par Coussy est également discutable. L'importance que cette modélisation donne aux interactions de surface ne semble pas réaliste et sa croissance constante lors de la baisse de l'humidité relative implique que le retrait de dessiccation du béton ne peut se stabiliser pour les faibles humidités relatives comme cela est parfois observé ([Coussy *et al.*, 2004] et figure 6.3).

Lors du calcul du retrait de dessiccation, la contrainte σ est nulle. Le matériau est considéré comme viscoélastique, le module de compressibilité K est par conséquent fonction du temps et est calculé à partir de la complaisance de fluage uniaxial. La déformation de retrait ϵ_{ds} s'écrit selon la relation suivante :

$$\epsilon_{ds}(t) = (1 - 2\nu) b_{sh} \left(\frac{S_l P_c}{E} \mathbf{1} \right) + (1 - 2\nu_{bc}) b_{sh} \left(\int_{t'=0}^{t'=t} J(t-t', t') \frac{d(S_l P_c)}{dt'} \mathbf{1} dt' \right) \quad (6.21)$$

Dans cette modélisation, le coefficient de Biot est constant quelque soit le degré de saturation du matériau. Cette hypothèse implique que K est proportionnel à K_s . Certains auteurs font des choix différents : Grasley et Leung postulent que K_s est indépendant de la dessiccation quand Rougelot *et al.* expriment ce coefficient comme une fonction du degré de saturation [Rougelot *et al.*, 2009]. Plusieurs travaux montrent cependant que la porosité du béton n'est que faiblement influencée par un chargement mécanique [Choinska *et al.*, 2007][Wittmann et Zaytsev, 2013]. Si le taux de transfert de la pression du fluide vers le squelette solide est modifié au cours de la dessiccation, ce changement serait sans conséquence sur les propriétés de transfert du béton.

La déformation de retrait de dessiccation étant associée au problème à long terme, l'hydratation du béton et les phénomènes associés au jeune âge sont donc négligés dans son calcul. Le schéma numérique du calcul de cette déformation est présenté en Annexe D. Le retrait de dessiccation est calculé à température et à degré d'hydratation constants. Il est la somme de trois

composantes, une composante élastique $\epsilon_{sh,el}$ et deux composantes visqueuses $\epsilon_{sh,el}$ et ϵ_{sh,η_a} respectivement associées au fluage propre à court terme et long terme :

$$\epsilon_{sh} = \epsilon_{sh,el} + \epsilon_{sh,kv} + \epsilon_{sh,\eta_a} \quad (6.22)$$

Le fluage de dessiccation n'est pas considéré dans la modélisation du retrait de dessiccation. En effet, cette composante est la conséquence d'interactions entre le fluage et le retrait, elle ne caractérise donc pas le comportement visqueux intrinsèque des hydrates de la pâte de ciment. Sellier *et al.* prend en compte cette interaction via une dépendance du coefficient de Biot à l'état d'endommagement du matériau [Sellier *et al.*, 2012].

Le calcul de cette déformation différée est réalisé dans un cas modèle. Les hypothèses sont les suivantes : le degré de saturation est uniforme dans le béton, son évolution en fonction du temps est tracée sur la figure 6.6(c). Les propriétés matériau du béton considéré sont détaillées dans le tableau 6.6, les coefficients de Poisson élastique et de fluage propre sont égaux. L'isotherme de désorption et la déformation de fluage spécifique sont représentés sur les figures 6.6(a) et 6.6(b). La déformation de retrait totale ainsi que ses différentes composantes sont tracées en fonction du temps sur la figure 6.6(d). La cinétique de dessiccation est relativement rapide, pourtant, la déformation de retrait associée au fluage propre à court terme reste très faible devant celle associée au comportement élastique. À l'inverse, le retrait associé au fluage propre à long terme n'est pas négligeable, il représente un quart de la déformation totale après 60 jours de séchage. De plus, cette composante du retrait, ϵ_{sh,η_a} , implique que ce dernier n'est pas asymptotique mais logarithmique.

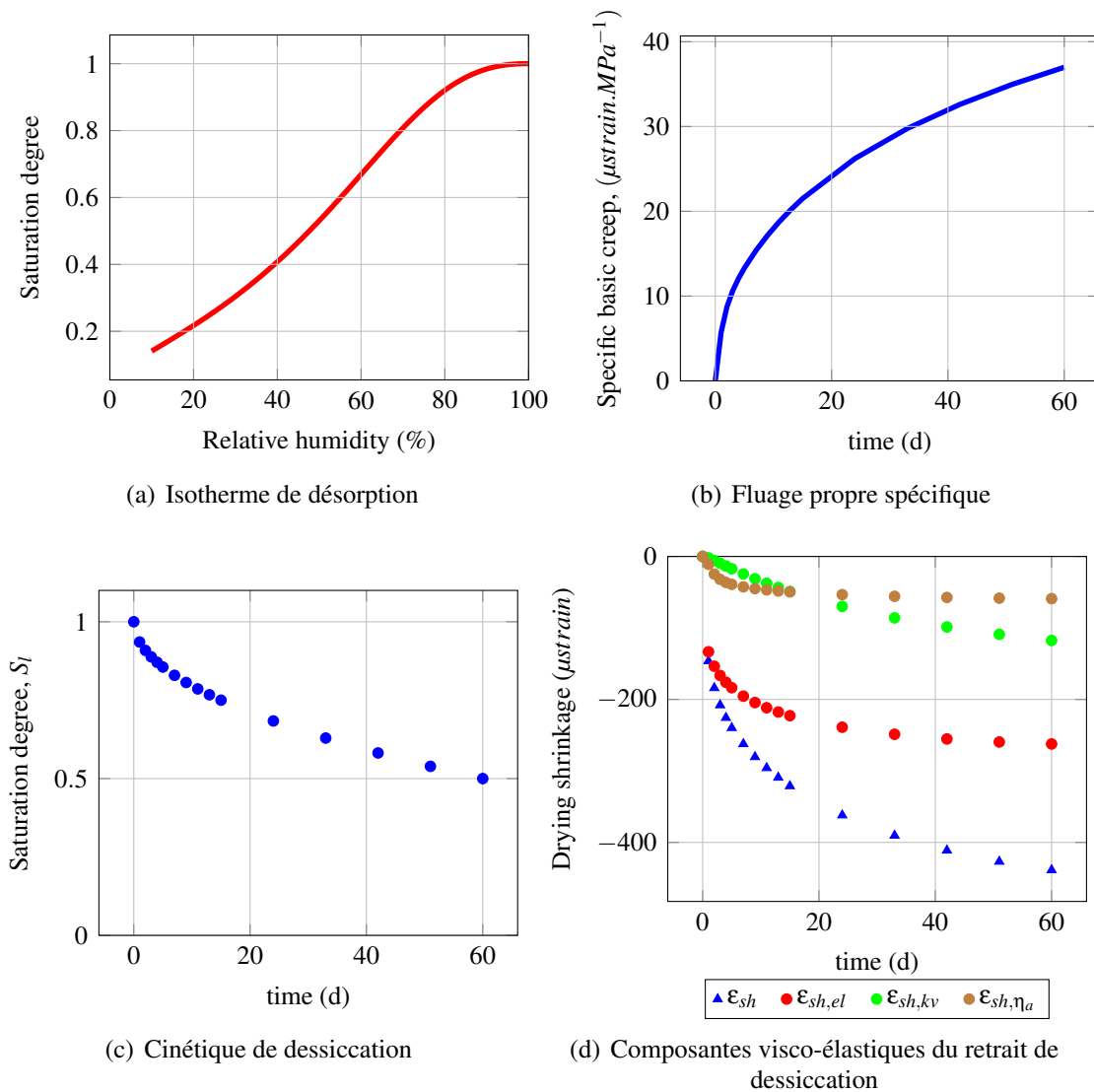
6.1.7 Validation de la modélisation du retrait de dessiccation

La modélisation du retrait de dessiccation est validée à partir des différents essais expérimentaux réalisés dans ce travail. Les paramètres relatifs au fluage propre et au retrait de dessiccation sont identifiés à partir des résultats de la campagne (tableau 4.6).

6.1.7.1 Modélisation de la perte en masse

Les transferts d'eau dans le béton sont calculés à partir de la modélisation introduite dans la précédente partie (chapitre 2). L'isotherme de désorption obéit à une loi de type Van Genuchten (figure 6.7(a)) et la perméabilité relative est dépendante du degré de saturation selon la relation introduite par Chung [Chung, 2003]. Les éprouvettes soumises à la dessiccation sont cylindriques, les faces supérieure et inférieure sont recouvertes d'un film aluminium. La simulation de l'essai est donc réalisée en condition axisymétrique.

L'essai modélisé s'étend sur une durée de 160 jours. La valeur moyenne de l'humidité relative est égale à 46.6% avec un écart-type de 6.6%, la température moyenne est de 25.3 °C, son écart-type est égal à 0.46 °C. Ces variations d'ambiance sont prises en compte en imposant les conditions aux limites réelles sur la surface d'échange (figure 6.7(b)). Le modèle proposé ne prend pas en compte l'hystérésis observé durant un cycle de désorption/absorption. Néanmoins, malgré cette limite, le modèle est capable de prendre en compte correctement l'augmentation de l'humidité relative ambiante observé après 60 jours de séchage.



b	E	ν	t_0
0.3	35 GPa	0.2	28 j

FIGURE 6.6: Calcul de la déformation de retrait de dessiccation

6.1.7.2 Modélisation du retrait de dessiccation

Le retrait de dessiccation est modélisé comme présenté précédemment. Les résultats des simulations numériques présentés par la suite ont été obtenus en faisant les hypothèses suivantes

cas 1 : les coefficients de Poisson élastique et de fluage propre sont supposés identiques et égaux à 0,2.

cas 2 : le coefficient de Poisson élastique est égal à 0,2 et le coefficient de Poisson de fluage propre est égal à 0,0. Cette hypothèse s'appuie sur les résultats des essais bi-axiaux présentés précédemment.

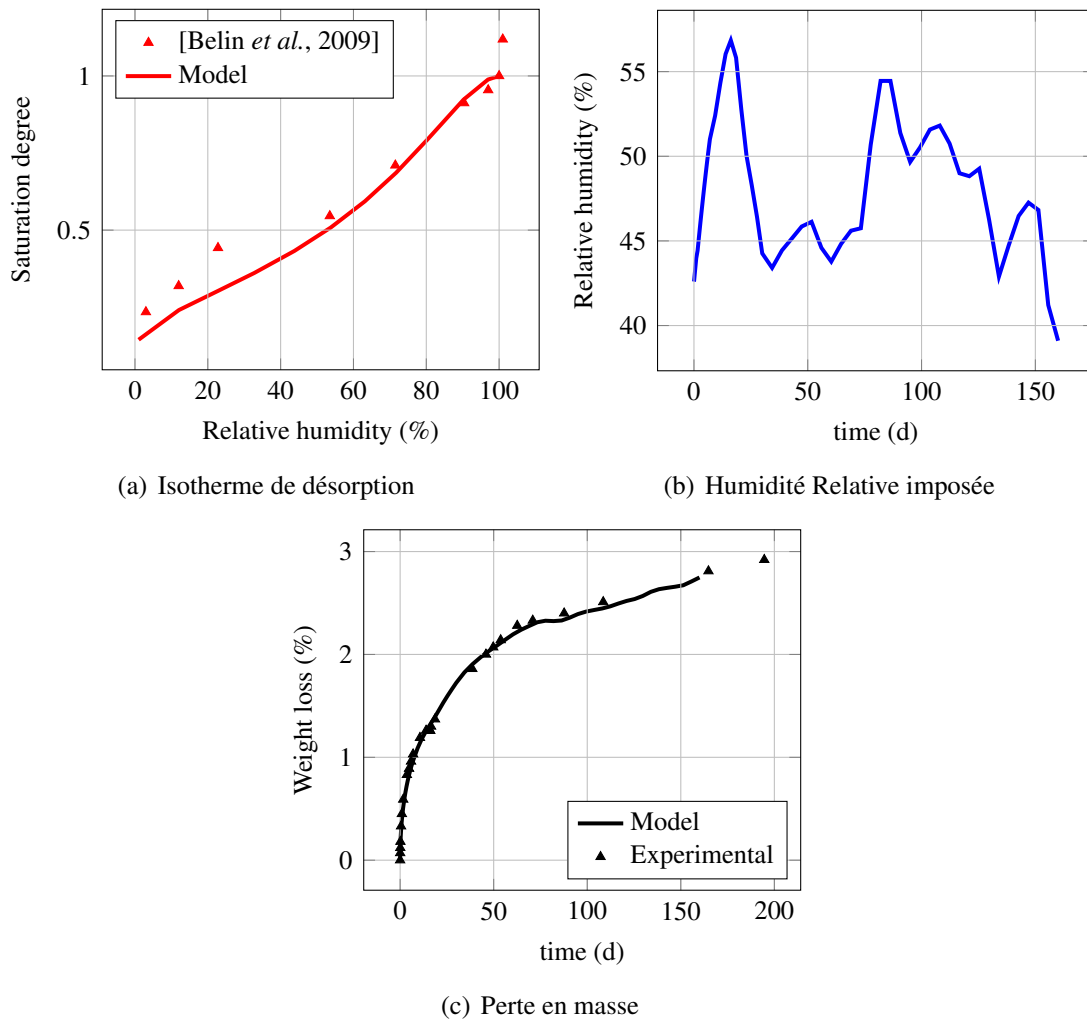


FIGURE 6.7: Calcul de la perte en masse

cas 3 : le retrait est considéré comme une déformation élastique sous contrainte hydrique. Le coefficient de Poisson est égal à 0,2 en élasticité et en fluage propre.

Les paramètres du problème relatif au transport de l'eau dans le béton sont identiques quel que soit le cas considéré. Par conséquent, la contrainte hydrique ne dépend pas du cas étudié. De plus, mis à part le coefficient de Poisson de fluage propre, les paramètres qui régissent le comportement visco-élastique du matériau sont indépendants du cas considéré, ils sont identifiés à partir des essais réalisés. À l'inverse la modélisation du retrait de dessiccation est très influencée par l'hypothèse retenue (modèle élastique ou visco-élastique, coefficient de Poisson), le coefficient de Biot identifié dépend alors du cas considéré (tableau 6.8). Les résultats obtenus montrent que le modèle élastique du retrait semblent être le plus prédictif à long terme alors que le modèle visco-élastique surestime la déformation à long terme. En revanche, la modélisation visco-élastique du retrait semble plus à même de calculer le retrait durant la phase initiale. Cette surestimation du retrait à long terme par les modèles visco-élastiques est également constatée

par Grasley *et al.* [Grasley et Leung, 2011].

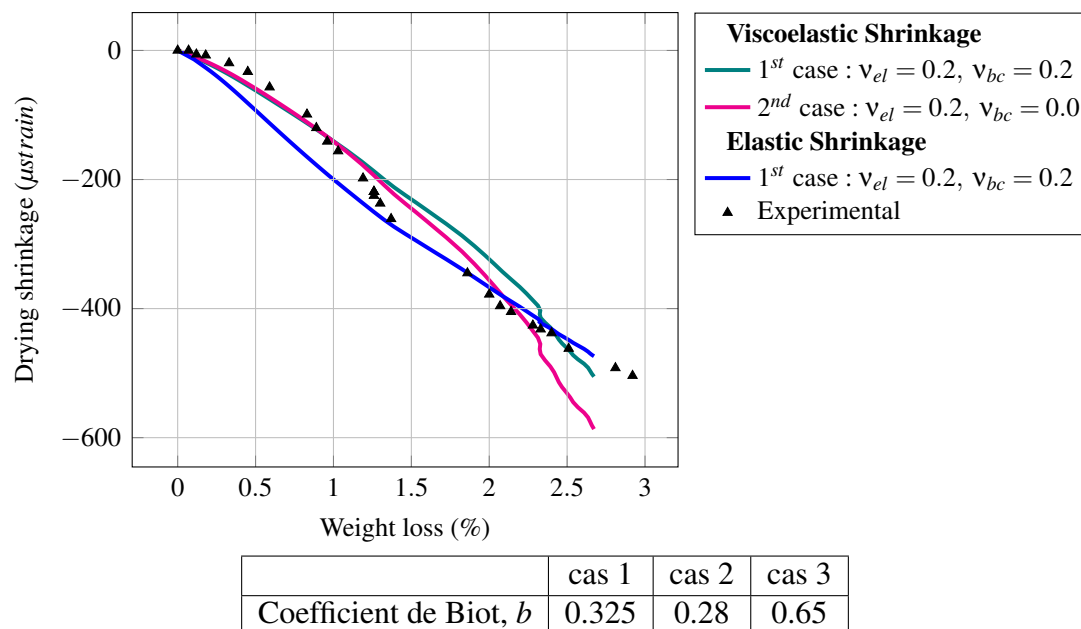


FIGURE 6.8: Évolution de la déformation de retrait de dessiccation en fonction du temps

6.2 Effet de la taille et de la morphologie des éprouvettes sur le retrait de dessiccation

6.2.1 Introduction

Les travaux présentés dans cette partie font suite à ceux détaillés dans la section 2.4 de la partie I. Les évolutions de la perte en masse en fonction du temps et les différentes définitions du rayon moyen de dessiccation r_m sont définies dans cette précédente section.

L'influence de la taille et de la morphologie des éprouvettes sur le retrait de dessiccation, ϵ_{ds} , est étudiée dans cette partie. Ce retrait est la conséquence du séchage du béton. Or, le séchage est un problème de nature diffusive caractérisé par le nombre adimensionnel $F_d = \frac{D_d t}{(V/S)^2}$ et par l'existence d'un état asymptotique lorsque l'humidité relative ambiante est constante. L'effet d'échelle associé à ce problème peut être considéré à travers la variable $\frac{\sqrt{t}}{r_m}$. Si le retrait dépend linéairement de l'état hydrique de l'éprouvette, l'effet d'échelle associé au retrait de dessiccation peut être pris en compte à travers cette même variable. Ainsi les modélisations du retrait de dessiccation de type phénoménologique (ϵ_{ds} proportionnel au degré de saturation ou à l'humidité relative interne) confirment cette hypothèse [Benboudjema et Torrenti, 2013]. Plusieurs auteurs ont étudié cette question [L'Hermite *et al.*, 1965] [Hansen et Mattock, 1966]. Les évolutions du retrait de dessiccation sont tracées en fonction de la variable \sqrt{t}/r_m pour différents

rayons moyens de séchage (figure 6.9). Les travaux de Hansen et Mattock montrent une corrélation entre le retrait de dessiccation et le paramètre r_m : plus l'éprouvette est massive plus le retrait de dessiccation final semble faible. À l'inverse, les travaux de l'Hermite *et al.* témoignent que le seul effet d'échelle existant pour le retrait de dessiccation est celui lié à la nature diffuse du séchage.

Retrait et dessiccation sont également liés à travers la relation entre la déformation de retrait

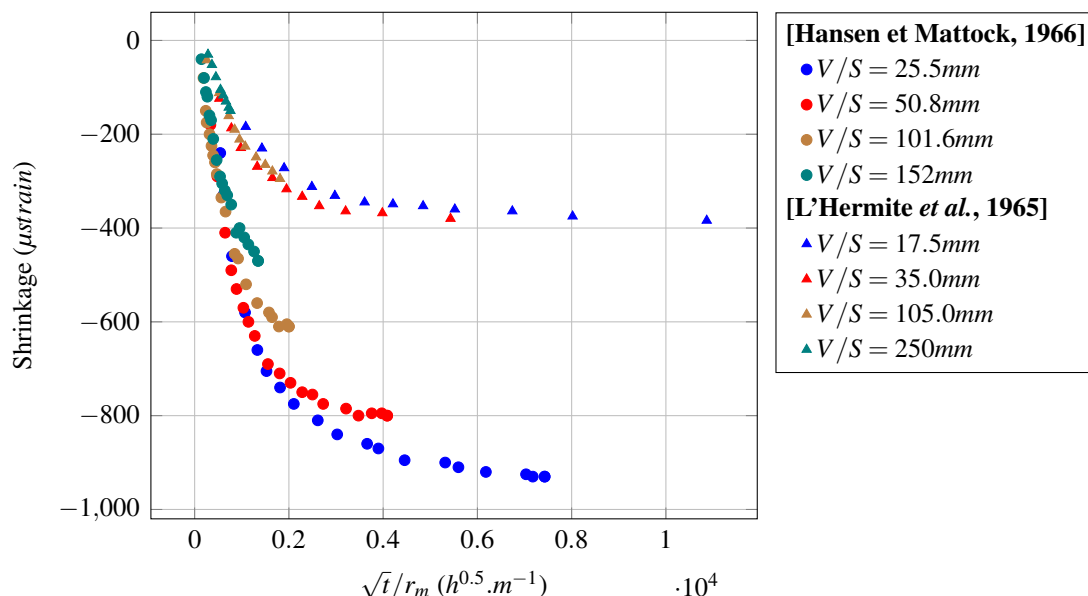


FIGURE 6.9: Évolution de la déformation de retrait de dessiccation en fonction de \sqrt{t}/r_m pour différents rayons moyens de séchage

de dessiccation et la teneur en eau du béton. Le tracé de la déformation ϵ_{ds} en fonction de la perte en masse met en évidence cette relation. Les résultats présents dans la littérature sont contradictoires :

- Almudaiheem et Hansen montrent que pour un matériau cimentaire (mortier ou béton) de rapport eau/ciment=0.4 avec une teneur en granulats de 50%, la fonction qui lie le retrait à la perte en masse est indépendante du rapport V/S et de la morphologie de l'éprouvette [Almudaiheem et Hansen, 1987].
- Les travaux de Delaplace et Noyalet témoignent d'une dépendance entre la taille d'éprouvettes de mortier et le retrait de dessiccation. Les évolutions du retrait en fonction de la perte en masse sont dépendantes du rapport V/S [Delaplace et Noyalet, 2013]. À pertes en masse identiques, le retrait augmente avec la dimension de l'éprouvette.

6.2.2 Résultats expérimentaux

L'effet d'échelle sur le retrait de dessiccation a été étudié lors de deux séries d'essais. (Campagne 5, Campagne 6). Les informations relatives à ces essais sont indiquées dans le tableau 5.3. L'évolution du retrait en fonction de la racine carrée du temps est tracée sur la figure 6.11(a).

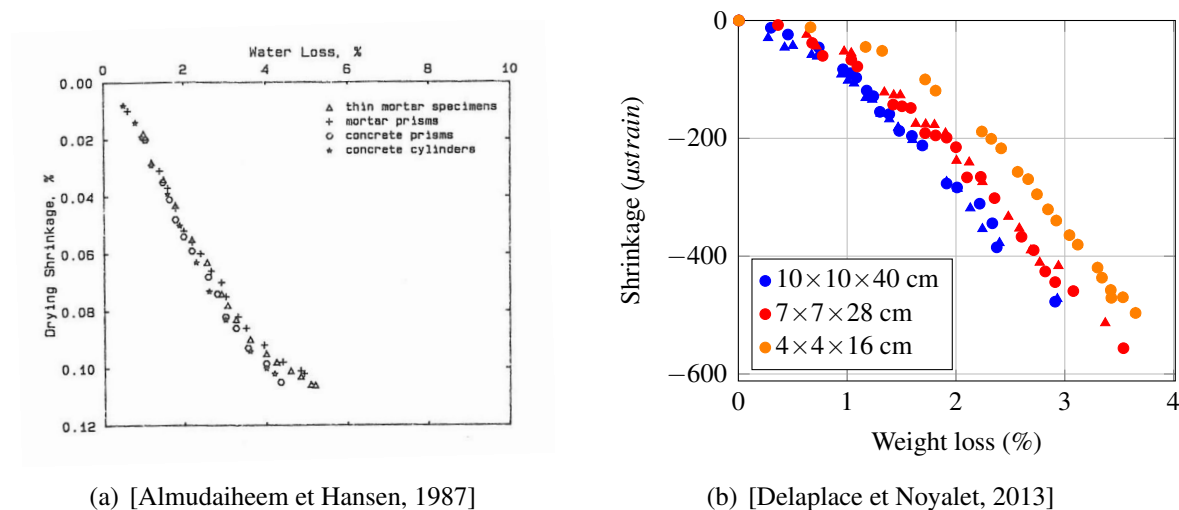


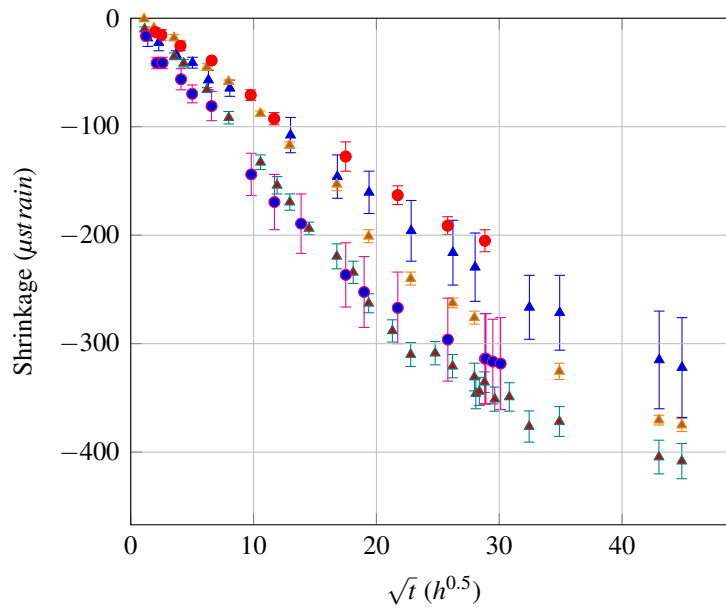
FIGURE 6.10: Évolution de la déformation de retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse

Les résultats des essais de retrait qui portent sur les éprouvettes de plus grande dimension sont ceux qui présentent la plus grande variabilité. Les résultats sont en accord avec ceux de la littérature, la cinétique de retrait augmente lorsque la dimension caractéristique de l'éprouvette diminue.

Dans la section 2.4 de la partie I, la comparaison des cinétiques de perte en masse d'éprouvettes de dimensions différentes n'est possible que via une longueur caractéristique, r_m , fonction du rapport V/S et d'un facteur de forme k_s . L'évolution de la déformation de retrait de dessiccation du béton est tracée en fonction de la variable \sqrt{t}/r_m sur la figure 6.11(b), où r_m est calculé avec un facteur de forme k_s identifié à partir des évolutions de perte en masse. Contrairement aux courbes de perte en masse (figure 2.17(c)), les courbes de retrait ne se superposent pas, l'effet d'échelle sur le retrait de dessiccation n'est pas seulement une conséquence de la nature diffusive du séchage des bétons.

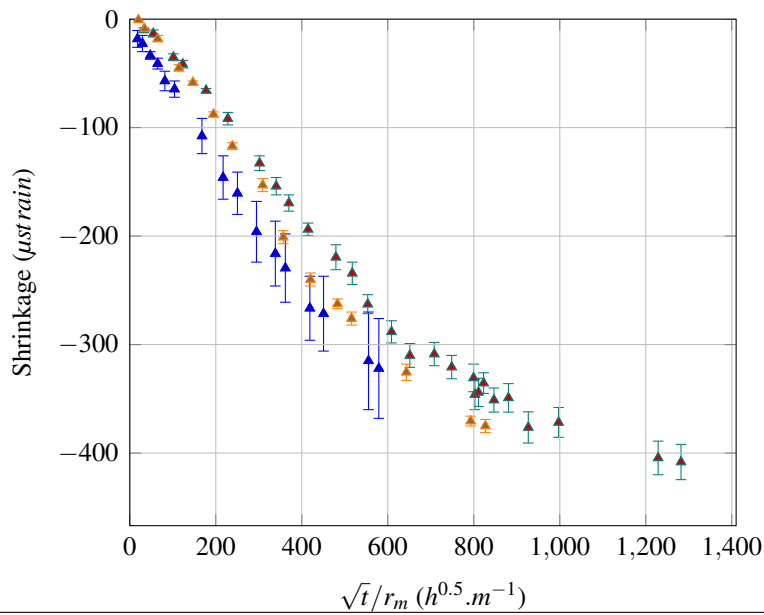
L'évolution du retrait est tracée en fonction de la perte en masse sur la figure 6.12. Les courbes ne sont pas confondues, ce résultat est en contradiction avec ceux obtenus par Almudaiheem et Hansen. Pour une perte en masse de 1%, le retrait d'une éprouvette $7 \times 7 \times 28$ de rapport $V/S = 1,75 \text{ cm}$ est égal à $210 \mu\text{m}/\text{m}$ quand pour une éprouvette $20 \times 20 \times 10$ de rapport $V/S = 5 \text{ cm}$, il est égal à $290 \mu\text{m}/\text{m}$. À perte en masse égale, le retrait augmente avec la taille de l'éprouvette. Cette conclusion est commune aux deux campagnes d'essais.

Des simulations numériques sont réalisées. Quatre éprouvettes de tailles différentes sont étudiées, leurs rapports V/S sont compris entre $1,75 \text{ cm}$ et 7 cm . La modélisation retenue dans le calcul est celle présentée précédemment : le retrait est une déformation visco-élastique sous contrainte hydrique. L'endommagement n'est pas considéré (modèle mécanique visco-élastique). Les paramètres retenus sont proches de ceux identifiés pour le béton B11. L'évolution de la déformation de retrait en fonction de la perte en masse est tracée sur la figure 6.13. À perte en masse égale, le retrait est plus important pour une éprouvette avec un rapport V/S important.



Campagne 5 ▲ $20 \times 20 \times 10$; $V/S = 5\text{cm}$ ▲ $7 \times 7 \times 28$; $V/S = 1.75\text{cm}$ ▲ $7 \times 7 \times 28$; $V/S = 3.5\text{cm}$
Campagne 6 ● $20 \times 20 \times 10$; $V/S = 5\text{cm}$ ● $7 \times 7 \times 28$; $V/S = 1.75\text{cm}$

(a) $\epsilon_{ds} = f(\sqrt{t})$



Campagne 5 ▲ $20 \times 20 \times 10$; $V/S = 5\text{cm}$; $r_m = 1.55 \times 5\text{cm}$ ▲ $7 \times 7 \times 28$; $V/S = 1.75\text{cm}$; $r_m = 3.5\text{cm}$ ▲ $7 \times 7 \times 28$; $V/S = 3.5\text{cm}$; $r_m = 1.55 \times 3.5\text{cm}$

(b) $\epsilon_{ds} = f(\sqrt{t}/r_m)$

FIGURE 6.11: Évolution de la déformation de retrait de dessiccation

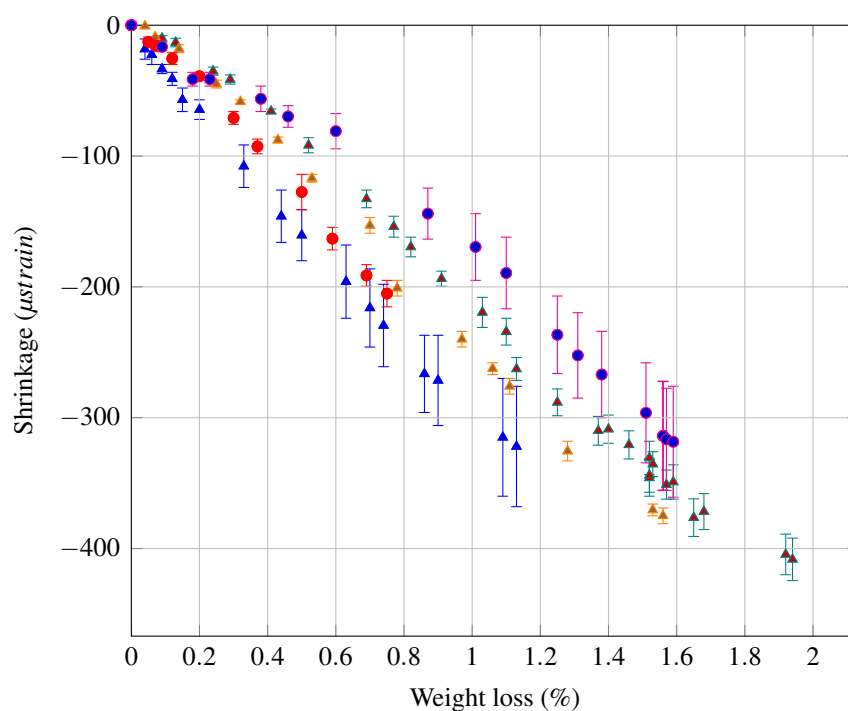


FIGURE 6.12: Évolution de la déformation de retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse

L'effet d'échelle obtenu numériquement est en accord avec celui observé expérimentalement. À rapports V/S égaux, les courbes d'évolution du retrait en fonction de la perte en masse sont quasi-superposées.

6.2.3 Conclusion

S'il est évident que la cinétique de retrait de dessiccation ralentit lorsque la taille de la structure augmente, peu de travaux existent sur l'impact de la taille des structures sur l'amplitude du retrait à long terme. L'existence d'un éventuel effet d'échelle ne fait pas consensus :

- dans l'Eurocode 2 [Eurocode, 2005], le retrait final est dépendant d'un facteur compris entre 0.7 et 1 qui minore l'amplitude de retrait final dans les structures massives.
- dans le Code Modèle 2010 [Fib, 2012], cet effet d'échelle n'est pas pris en compte.

L'effet d'échelle a été étudié à travers deux campagnes expérimentales qui présentent des résultats similaires. Les conclusions obtenues sont les suivantes :

- La comparaison des cinétiques de retrait à travers la variable \sqrt{t}/r_m , où t est le temps de séchage et r_m le rayon moyen de séchage est pertinente dans certains cas mais ne permet pas de comparer des structures de morphologies très différentes.
- L'évolution du retrait en fonction de la perte en masse est dépendante de la taille des

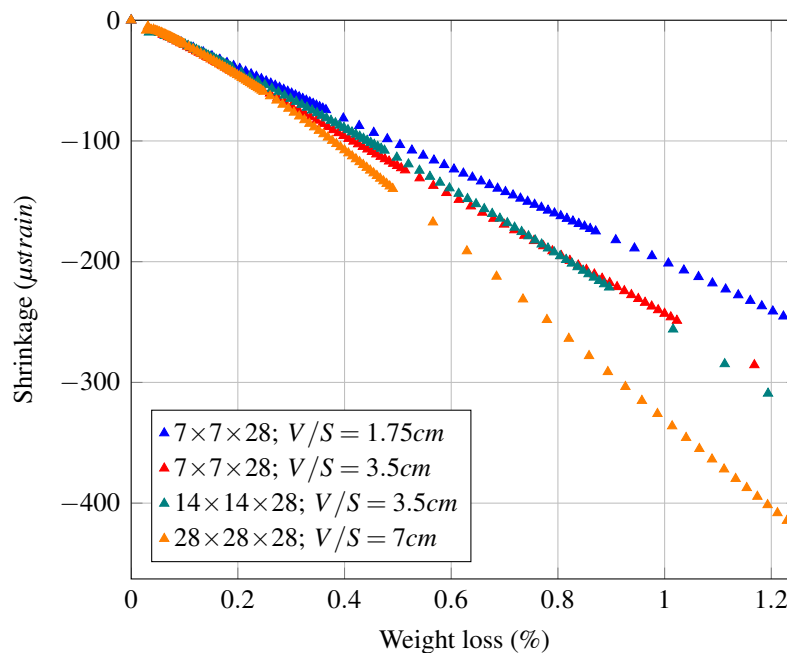


FIGURE 6.13: Calcul numérique des évolutions de la déformation de retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse

éprouvettes, cette conclusion est contradictoire avec les résultats d'Almudaihem et Hansen. À la différence des modèles phénoménologiques [Benboudjema et Torrenti, 2013], la modélisation proposée permet de considérer cet effet. Ce constat appuie l'hypothèse selon laquelle le retrait de dessiccation est une déformation visco-élastique sous contrainte hydrique. Cet effet d'échelle serait la conséquence du fluage à long terme.

- La modélisation retenue suppose que le fluage à long terme est logarithmique. Par conséquent, la déformation de retrait de dessiccation à très long terme serait de même nature et ne tendrait pas vers une asymptote. Cette conséquence est incompatible avec les solutions proposées dans les codes modèles qui supposent l'existence d'une déformation de retrait finale. Cette conclusion est cependant à nuancer, à très long terme, le caractère logarithmique du fluage implique que la déformation visqueuse est quasi-négligeable.

Une étude plus approfondie de différentes géométries et de différents types de béton serait intéressante afin de proposer des facteurs de forme plus pertinents qui tiendraient compte à la fois des propriétés matériaux et de la morphologie de la structure.

Enfin, dans une structure massive une large proportion du béton s'hydrate à des températures élevées. Cette phase du jeune âge n'est pas sans conséquence sur les propriétés matériaux du béton, la quantification de ces effets est un sujet d'intérêt afin de mieux caractériser le comportement à long terme de ce type de structures.

6.3 Béton soumis à des cycles de séchage et d'imbibition : retrait de dessiccation

Le comportement du béton soumis à des cycles successifs de séchage et d'imbibition est étudié. L'effet d'une fissuration préalable sur ce comportement est également étudié. Pour ce faire, 15 éprouvettes prismatiques ($7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$) sont réalisées puis protégées de la dessiccation durant les 28 premiers jours. Elles sont ensuite surfacées afin d'assurer le parallélisme des deux faces d'appui. À 32 jours, trois d'entre elles sont menées à la rupture, les contraintes à rupture des éprouvettes sont indiquées dans le tableau 6.2 et comparées à celles d'éprouvettes cylindriques 16×32 confectionnées avec la même gâchée de béton. La variabilité de la contrainte à rupture des éprouvettes prismatiques est très faible et témoigne d'une bonne reproductibilité. Les autres éprouvettes parallélépipédiques ont été soumises à quatre seuils de chargement différents correspondants respectivement à 0%, 30%, 60% et 80% de la résistance à rupture. La faible dispersion des résultats obtenues pour la contrainte à rupture permet de garantir la valeur de ces seuils.

Ces différents seuils de chargement ont pour but d'établir plusieurs niveaux de pré-fissuration

	Éprouvette 1	Éprouvette 2	Éprouvette 3	Moyenne
Éprouvette $7 \times 7 \times 28$	43 MPa	42 MPa	42 MPa	42.33 MPa
Éprouvette 16×32	44.4 MPa	41.7 MPa	42.5 MPa	42.9 MPa

Tableau 6.2: Contrainte à la rupture des éprouvettes soumises à un cycle de séchage-imbibition

dans chaque éprouvette. Cet objectif est qualitativement vérifié par des observations de la fissuration sous microscope optique. Les figures 6.14 montrent quelques-unes des fissures observées en fonction des seuils de chargement σ/f_c . En surface, la fissuration est localisée autour de macropores. De plus, la valeur moyenne des ouvertures de fissures observées démontrent bien que l'état de pré-fissuration créé croît avec le chargement mécanique appliqué (tableau 6.3).

À 34 jours, les douze éprouvettes restantes sont soumises à la dessiccation pendant 110 jours,

σ/f_c	30%	60%	80%
Ouverture moyenne des fissures observées (μm)	4.73	6.17	9.3

Tableau 6.3: Ouverture moyenne des fissures observées pour différents seuils de chargement

puis elles sont plongées dans une cuve remplie d'eau basique pendant 130 jours. Enfin, elles sont de nouveau soumises à la dessiccation. Les évolutions de la perte en masse et du retrait de dessiccation sont tracées sur la figure 6.15(a). L'évolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse est tracée sur la figure 6.16 pour les éprouvettes qui n'ont pas subi de pré-chargement mécanique. L'évolution de la perte en masse montre que le comportement hydrique ne peut être complètement décrit par un modèle de type Van Genuchten. Les mécanismes de transport sont très différents entre le cycle d'imbibition et les cycles de dessiccation [Liu, 2011]. Ainsi, lors du commencement de la première phase de dessiccation l'humidité relative interne

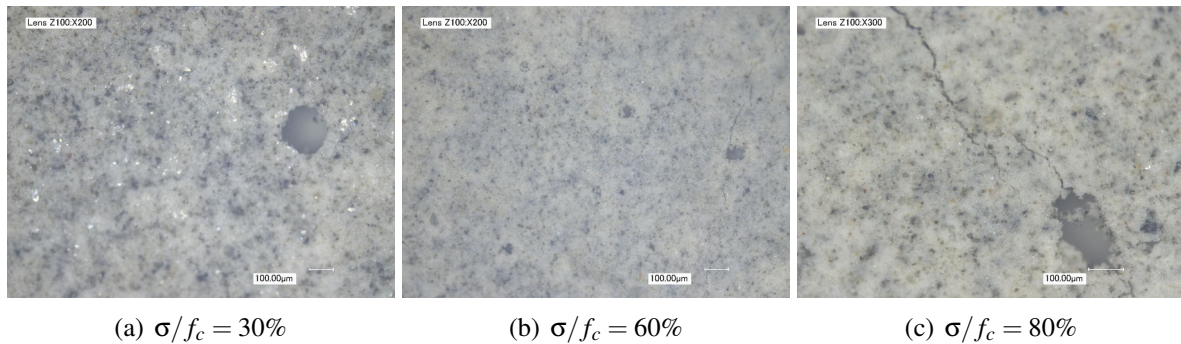


FIGURE 6.14: Fissures observées en surface d'éprouvettes $7 \times 7 \times 28$ soumises à plusieurs niveaux de chargement mécanique

est proche de 100% ($e/c \approx 0.57$), le matériau est proche de son état de saturation selon la loi de Van Genuchten. Or cette hypothèse est démentie par l'évolution du gain en masse de l'éprouvette durant le cycle d'imbibition. À la fin de ce cycle, l'éprouvette présente un gain en masse de 2,66% par rapport à l'état initial. La saturation des pores dont le rayon est important n'est pas garantie par l'adsorption sous haute humidité relative, seul l'imbibition permet d'atteindre cet état de saturation.

Goual *et al.* définissent deux types de porosité, la micro-porosité associée à une taille de pores

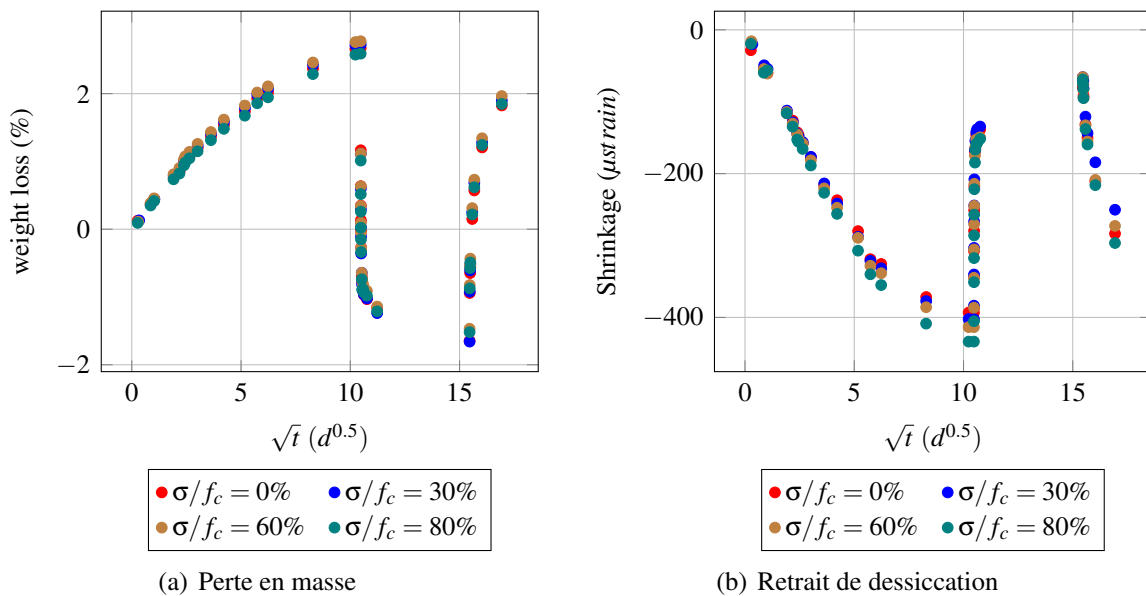


FIGURE 6.15: Évolution de la perte en masse et du retrait de dessiccation en fonction de \sqrt{t}

inférieure à $1 \mu m$ et la macro-porosité associée à une taille de pores supérieure à $1 \mu m$ [Goual *et al.*, 2006]. Les résultats observés lors de la phase d'imbibition et lors de la seconde phase de

dessiccation montrent que seul l'état de saturation de la micro-porosité influe sur le retrait de dessiccation.

La phase d'imbibition se caractérise par une cinétique rapide. Le mécanisme moteur est la remontée capillaire, l'imbibition capillaire dans un tube de rayon r_{tube} est décrite au moyen de la loi de Lucas-Washburn qui établit la relation entre la hauteur de l'eau h dans le tube et le temps :

$$h(t) = \sqrt{\frac{\gamma_s \cdot r_{tube} \cdot t}{2\mu}} \text{ avec } \mu : \text{ la viscosité de l'eau} \quad (6.23)$$

D'après cette relation, le gain en masse enregistré au début de cette phase est principalement causé par l'imbibition des pores qui ont la plus grande dimension. Or, ce gain en masse ($\approx 1.5\%$) ne s'accompagne pas d'un gonflement du béton. Lorsque l'imbibition capillaire commence à affecter l'état de saturation de la micro-porosité, un gonflement s'initie. De même lors de la seconde dessiccation, dans un premier temps, le béton commence à sécher sans se déformer, puis lorsque la perte en masse est supérieure à 1%, le retrait de dessiccation s'initie. Ces périodes de latence, où le matériau ne se déforme pas alors que son état hydrique évolue, sont caractéristiques des bétons en cours d'hydratation où la porosité évolue et est encore grossière [Olivier *et al.*, 2013].

Pour chaque phase, le retrait (ou le gonflement) est tracé en fonction de la perte (ou du gain)

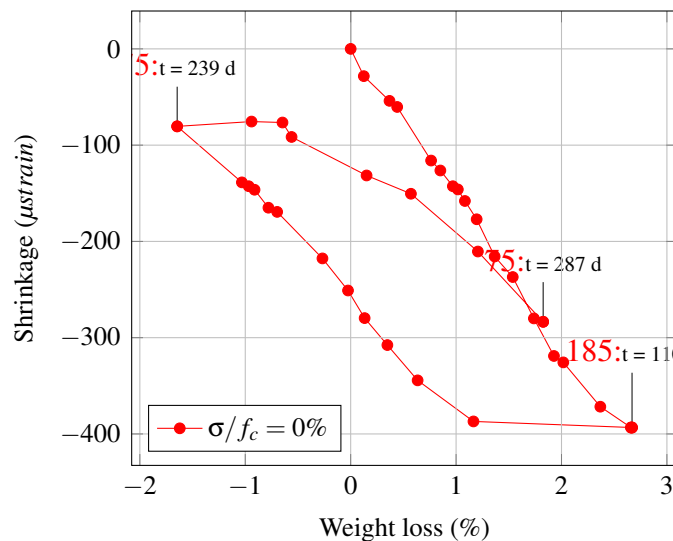


FIGURE 6.16: Évolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse

en masse sur la figure 6.17(b) et la perte en masse est tracée en fonction de la racine carrée du temps 6.17(a). Les données expérimentales sont initialisées afin que chaque phase débute à $t = 0$ avec un retrait et une perte en masse nuls. Les périodes de latence ne sont pas considérées sur ces deux figures. L'évolution du retrait en fonction de la perte en masse change suivant la phase du cycle hydrique considérée. La pente moyenne qui relie le retrait de dessiccation à la perte en masse est plus importante lors de la première dessiccation que lors de l'imbibition. De

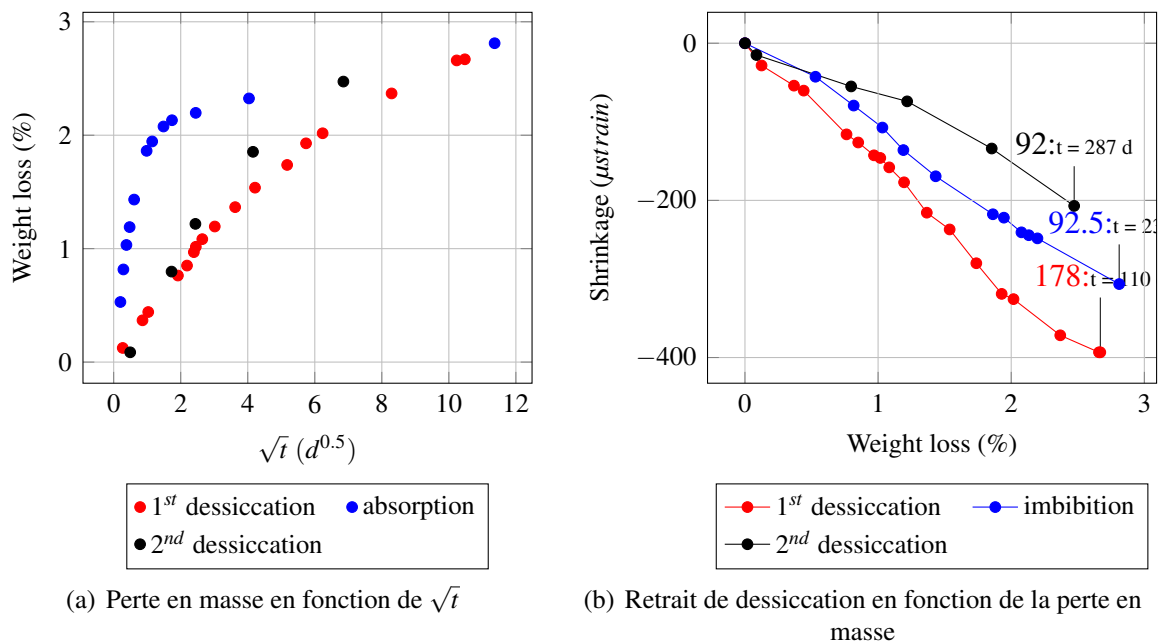


FIGURE 6.17: Évolutions de la perte en masse et du retrait de dessiccation

même, cette pente est plus importante lors de l'imbibition que lors de la deuxième phase de dessiccation. Ces observations peuvent être la conséquence de plusieurs facteurs :

- Le transport de l'eau dans les macropores n'influe que sur la cinétique des pertes en masse. La déformation de retrait n'est que peu impactée par la présence d'eau dans ce type de porosité. Même si les figures 6.17(a) et 6.17(b) ne tiennent pas compte des périodes de latence, l'état hydrique de la macroporosité évolue au delà de cette période. Lors de l'imbibition, la saturation de certaines macropores peut retarder à cause de l'effet dit « bouteille d'encre ». Lors de la seconde phase de dessiccation, l'état de saturation initial de la macroporosité est égal à un alors que lors de la première phase de séchage, cette porosité n'est pas saturée. Cette dernière remarque explique en partie pourquoi la perte en masse est plus élevée lors de la seconde phase de séchage par rapport à la première. Ainsi, seule une partie de l'eau transférée agit sur le retrait de dessiccation. Cette proportion d'eau active est différente d'une phase à l'autre du cycle : pour une même perte en masse le retrait de dessiccation est alors différent.
- L'hypothèse que le retrait est une déformation poroviscoélastique est confortée par ces observations. La cinétique du transfert de l'eau lors de l'imbibition est beaucoup plus rapide que lors de la première phase de séchage. Les effets visqueux sont par conséquent bien moins importants lors de l'imbibition : à perte en masse identique, le retrait observé lors de la première phase est supérieur au gonflement observé lors de l'imbibition. De même, le gonflement total observé est inférieur au retrait enregistré lors de la première phase de séchage, le retrait de dessiccation est en partie irréversible. Enfin, le caractère vieillissant du fluage propre est également souligné : plus la date à laquelle commence

chacune des phases est éloignée de l'âge de fabrication, plus la déformation de fluage est faible. Ainsi, alors que la cinétique de séchage lors du second cycle de dessiccation est inférieure à celle de l'imbibition, il est constaté qu'à perte en masse égale, le retrait de dessiccation est plus important lors de l'imbibition.

La modélisation de transfert hydrique proposée dans ce travail ne permet pas de tenir compte des transferts par imbibition capillaires. La prise en compte de ce type de transfert serait intéressante via un modèle à double porosité [Gerke et Genuchten, 1993][Liu, 2011] afin de vérifier que les explications proposées ci-dessus sont suffisantes pour expliquer les phénomènes observés. En effet, d'autres facteurs peuvent être pris en compte : changement de la microstructure des hydrates, réactions chimiques accompagnant les transferts d'eau dans le matériau...

6.4 Comparatif des résultats obtenus lors des différentes campagnes expérimentales

Le béton reconstitué B11 a été l'objet de plusieurs travaux. Son retrait de dessiccation a été enregistré lors de différentes campagnes expérimentales. Les valeurs de la littérature sont comparées à celles obtenues lors des différentes campagnes expérimentales. Les essais retenus sont ceux réalisés sur des éprouvettes de type prismatiques $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$ ou cylindriques 7.5×28.5 , la température lors de ces essais est de $25 \text{ }^\circ\text{C}$ et l'humidité relative moyenne est égale à 50%. Les essais de Granger sont réalisés sur des éprouvettes cylindriques avec un diamètre de 16 cm [Granger, 1995]. N. Reviron effectua des mesures de retrait de dessiccation sur des éprouvettes cylindriques de dimensions 11×22 au LMT et de dimensions 13×50 au LCPC [Reviron, 2009]. Enfin, J-L Tailhan réalisa des mesures de retrait sur le béton B11 sur des éprouvettes cylindriques de dimensions 13×50 ([Tailhan et Le Maou, 2008] cité dans [Reviron, 2009]).

Afin de comparer les déformations de retrait, leurs évolutions sont tracées en fonction de la perte en masse. Comme vu précédemment, cette visualisation est sensible aux dimensions des éprouvettes, aux conditions environnementales... Néanmoins, les différences causées par ces phénomènes restent théoriquement mineures et les résultats peuvent être comparés. Les évolutions du retrait de dessiccation obtenues lors de ce travail sont comprises entre celles mesurées par L. Granger et N. Reviron au LCPC. D'une campagne à l'autre, les résultats sont similaires. Seule la phase dormante (qui est la phase initiale) varie d'un essai à l'autre : elle est relativement marquée lors de la première campagne et quasi-absente lors de la cinquième. La principale différence entre toutes ces campagnes serait par conséquent liée au degré de saturation initial de la macroporosité.

Enfin, lorsque l'état hydrique de l'éprouvette est proche de son état d'équilibre, le retrait de dessiccation est moins sensible à la perte en masse, il semble se stabiliser. Malheureusement, les conditions ambiantes en terme d'humidité relative ne sont pas régulées assez précisément pour pouvoir déterminer si le fluage est asymptotique ou logarithmique. Si le retrait est traité du point de vue de la théorie de la poromécanique, la réponse à cette interrogation permettrait de déterminer la nature de cette déformation : élastique en cas de retrait asymptotique ou visco-élastique en cas de retrait logarithmique.

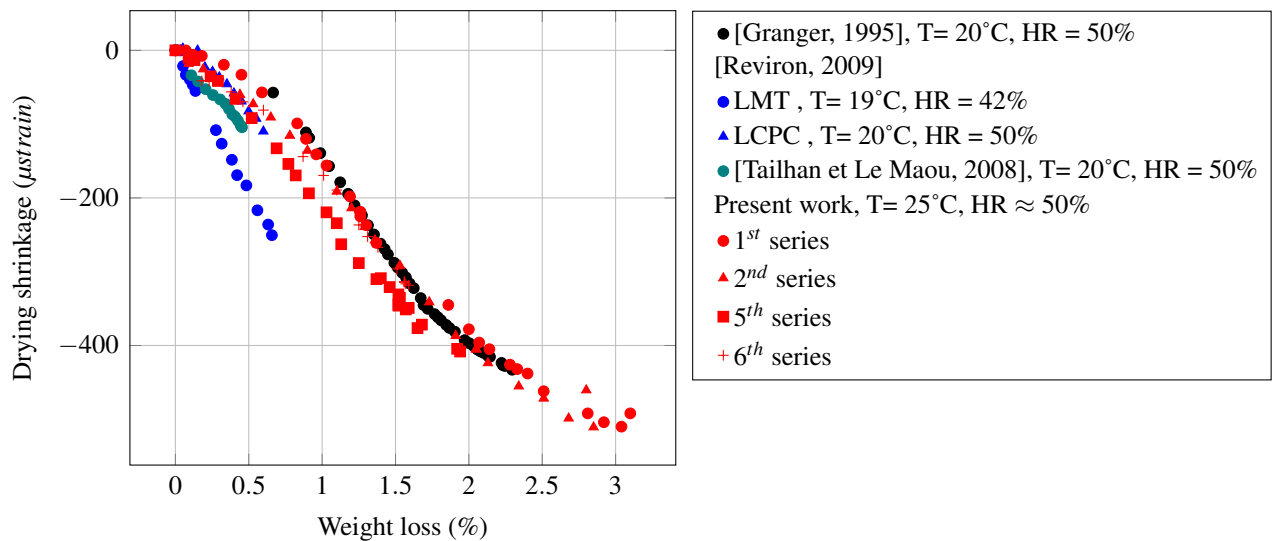


FIGURE 6.18: Évolutions du retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse du béton reconstitué B11

6.5 Conclusion

La modélisation retenue dans ce travail permet de prédire la déformation de retrait en fonction de l'état hydrique de l'éprouvette. Le modèle suppose que le béton est un matériau poreux pour lequel la théorie de la poromécanique est applicable. Cette hypothèse implique que les équations de la thermodynamique sont vérifiées à l'échelle de la porosité du béton. Ce postulat est discutable lorsque l'humidité relative interne du béton diminue. Néanmoins, il semble vérifié pour des humidités relatives supérieures à 50%, la capacité du modèle à prédire la déformation de retrait le justifie.

Une interrogation existe quant à la nature du retrait de dessiccation, est-elle élastique ou viscoélastique ? L'existence d'un effet d'échelle sur le retrait de dessiccation : la nature partiellement irréversible de cette déformation et le ralentissement des cinétiques de retrait/gonflement lors d'un cycle de séchage/imbibition corroborent l'hypothèse viscoélastique. Néanmoins, lors d'essais de retrait à très long terme, les conditions environnementales n'ont pu être régulées avec suffisamment de précision pour confirmer cette théorie. Les essais existants dans la littérature qui montrent que le retrait n'est pas asymptotique [Rao, 2001] ne permettent pas de savoir si ce comportement est lié à la nature du retrait de dessiccation ou à d'autres phénomènes (retrait de carbonation, autres réactions chimiques ...).

Il serait intéressant d'ajouter à ce travail une modélisation des transferts hydriques qui distingue l'eau contenue dans la microporosité de l'eau contenue dans la macroporosité. En effet, cette dernière est sans effet sur le retrait. Cette distinction permettrait d'expliquer la période de latence initiale où la dessiccation du béton n'est pas accompagnée par une déformation de retrait importante. De plus, le fait de considérer une eau active et une eau inactive sur le retrait de dessiccation permettrait une meilleure identification des paramètres poromécaniques (particu-

lièrement au jeune âge).

Pour conclure, la modélisation introduite dans ce travail est validée à l'aide de travaux expérimentaux réalisées sur des éprouvettes de taille limitée. Dans une structure comme une enceinte de confinement, deux phénomènes sont susceptibles de modifier les cinétiques de retrait de dessiccation à long terme :

- l'état d'endommagement pâte de ciment/granulats : par sa nature diffusive, la dessiccation du béton présente un fort effet d'échelle. L'état de fissuration de la matrice cimentaire est dépendant des propriétés visqueuses du matériau, il sera donc dépendant des cinétiques de perte en masse et par conséquent de la taille de la structure.
- la phase du jeune âge : les propriétés matériaux du béton sont dépendantes de la température à laquelle s'est produite l'hydratation. La quantification de ces effets serait intéressante afin de mieux caractériser le retrait de dessiccation à long terme de structures massives.

Chapitre 7

Fluage de dessiccation

7.1 Introduction

Soumis à un chargement mécanique de fluage et à la dessiccation, la déformation d'une éprouvette de béton est plus élevée que la somme des déformations de retrait (observée en l'absence de chargement mécanique) et de fluage propre (observée en environnement endogène). La déformation additionnelle, calculée en découplant les déformations différées, est conventionnellement appelée fluage de dessiccation (figure 7.1). L'existence de cette déformation est paradoxale, en effet, le fluage propre d'un béton saturé en eau est plus élevé que le fluage propre d'un béton avec un faible degré de saturation (cf 4.2.5). Ainsi, l'humidité relative interne a des effets opposés sur les déformations de fluage : sa diminution augmente la déformation de fluage total et réduit la déformation de fluage propre. Ce paradoxe a été mis en évidence pour la première fois par Gerald Pickett [Pickett, 1942] et porte son nom. Ce mécanisme n'est pas propre aux matériaux cimentaires, il a également été observé sur le bois [Armstrong *et al.*, 1960].

7.1.1 Mécanismes à l'origine du fluage de dessiccation

Deux explications sont proposées dans la littérature pour expliquer le fluage de dessiccation : le fluage de dessiccation structural et le fluage de dessiccation intrinsèque.

7.1.1.0.1 Fluage de dessiccation structural Ce mécanisme est directement lié à l'état de contraintes non-uniforme qui accompagne la dessiccation d'une éprouvette. En effet, le gradient d'humidité relative interne qui se crée lors du séchage induit de fortes contraintes de traction à la surface de l'éprouvette. L'intensité de ces contraintes est suffisante pour fissurer le matériau de manière diffuse [Grassl *et al.*, 2010][Nemati *et al.*, 1998]. Inversement, si le béton est soumis à un chargement de compression (fluage de dessiccation) le gradient de contraintes diminue fortement et toute la section de l'éprouvette est sollicitée en compression. La micro-fissuration de peau est fortement atténuée.

La décomposition classique des déformations différées est par conséquent biaisée : elle compare les déformation d'éprouvettes qui n'ont ni le même état de contraintes ni le même état de fissuration. Le retrait de dessiccation mesuré sur des éprouvettes classiques est alors minoré par les

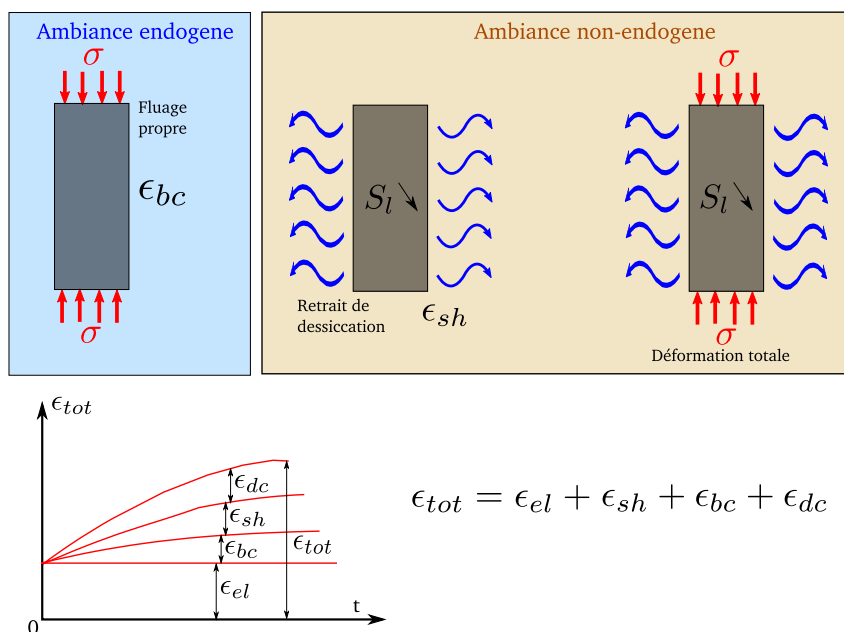


FIGURE 7.1: Effet Pickett

déformations visco-élastiques en traction et la micro-fissuration de peau et ne représente qu'une partie de la « vraie » déformation de retrait. De plus, même si l'état d'équilibre hydrique est atteint, plusieurs des phénomènes qui apparaissent durant la période de séchage sont caractérisés par leur irréversibilité : le fluage en traction est partiellement recouvrable et les micro-fissures ne se referment que partiellement lors d'une décharge.

Enfin, cette micro-fissuration peut impacter le processus de séchage de l'éprouvette via deux mécanismes :

- l'auto-cicatrisation : les micro-fissures créées sont autant de nouveaux chemins vers les grains de ciment encore anhydres du ciment. Ce mécanisme induirait un incrément de retrait d'auto-dessiccation et une diminution de la perte en masse si l'éprouvette n'est pas sollicitée mécaniquement.
- l'augmentation de la perméabilité : la micro-fissuration augmente les propriétés de transfert du béton. En l'absence de chargement, ce mécanisme accélérerait la perte en masse et donc le retrait de dessiccation.

Ces deux mécanismes ne semblent pas significatifs. D'une part, ils contredisent l'existence du fluage de dessiccation puisqu'ils supposent que le retrait mesuré sur éprouvette normalisée est majoré par rapport au vrai « retrait » de dessiccation, d'autre part, plusieurs résultats expérimentaux montrent que les mesures de perte en masse ne sont que peu impactées par la présence d'un chargement mécanique ([Lassabatere *et al.*, 1997] dans [Benboudjema, 2002]).

7.1.1.0.2 Fluage de dessiccation intrinsèque La deuxième explication serait intrinsèque au matériau béton. Plusieurs travaux expérimentaux confirment cette hypothèse. Une déformation de fluage de dessiccation est observée sur des éprouvettes de pâte de ciment d'épaisseur très

faible (1,9 mm) qui ne sont pas sujettes à une micro-fissuration importante [Day *et al.*, 1984]. Plusieurs mécanismes sont avancés dans la littérature pour expliquer ce phénomène, ils sont recensés pour la plupart par F. Benboudjema [Benboudjema, 2002]. Les principales explications proposées sont les suivantes :

- [Ruetz, 1968] : la théorie de la consolidation prétend qu'un chargement de compression accentue le départ de l'eau contenue dans la pâte de ciment. L'eau est supposée reprendre une large part des contraintes macroscopiques. Une théorie similaire a été présentée par Brooks [Brooks, 2001]. Ces théories ont été abandonnées car les cinétiques de perte de masse ne sont que peu dépendantes au chargement mécanique et la rigidité du squelette solide est largement supérieure à celle de l'eau.
- [Bazant et Chern, 1985] : le retrait induit par la contrainte (« stress-induced shrinkage ») suppose que les transferts de l'eau dans le béton se font à deux échelles différentes, une échelle macroscopique (qui se traduit par le séchage) et une échelle microscopique où le flux local des molécules d'eau entre les zones d'adsorption empêchée et les pores capillaires dans la pâte de ciment accélère le processus de rupture des liaisons entre les C-S-H. En traction, ce terme de retrait induit par la contrainte n'est pas approprié puisque la déformation de fluage de dessiccation s'oppose au retrait.
- [Jennings, 2004] : les C-S-H seraient sous forme de globules, le fluage ou le retrait seraient alors la conséquence des déplacements des globules sous une contrainte de cisaillement ou le séchage. L'action combinée de ces deux moteurs rendrait la rupture des liens entre les différents globules plus facile.
- [Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009] : le fluage de dessiccation est appelé retrait de dessiccation sous charge car il n'est rien d'autre qu'un accroissement du retrait dû à une meilleure transmission des effets de la dépression capillaire vers le squelette solide. Cette théorie comme celle introduite par Bazant et Chern considère que le fluage de dessiccation n'est qu'une déformation additionnelle de retrait. Cependant les mécanismes à l'origine de ce retrait additionnel diffèrent, il est lié ici à l'état d'endommagement du matériau (figure 7.2). Ce micro-endommagement est la conséquence des incompatibilités entre le granulats et la pâte de ciment et à une échelle inférieure des incompatibilités entre les hydrates et les grains anhydres.

7.1.1.0.3 Mise en évidence de ces deux mécanismes Plusieurs travaux expérimentaux mettent en évidence les effets combinés de ces deux mécanismes. Ce constat est fait en compression comme en traction :

- [Bažant et Xi, 1994] : des éprouvettes de béton sont chargées avec le même moment de flexion mais avec un effort normal différent. En fonction du chargement axial, la section de l'éprouvette peut être totalement ou partiellement en compression. S'il n'y a que de la compression, le fluage de dessiccation ne peut être que dû à un mécanisme intrinsèque au matériau puisqu'il n'y a pas de micro-fissuration. Si une partie de la section est mise en traction, la part structurale du fluage de dessiccation peut alors être séparée de sa part intrinsèque. Les auteurs montrent que l'effet de la micro-fissuration (fluage de dessiccation structural) devient très faible lorsque l'éprouvette est proche de son équilibre hydrique. Au contraire, le fluage de dessiccation intrinsèque ne cesse d'augmenter.

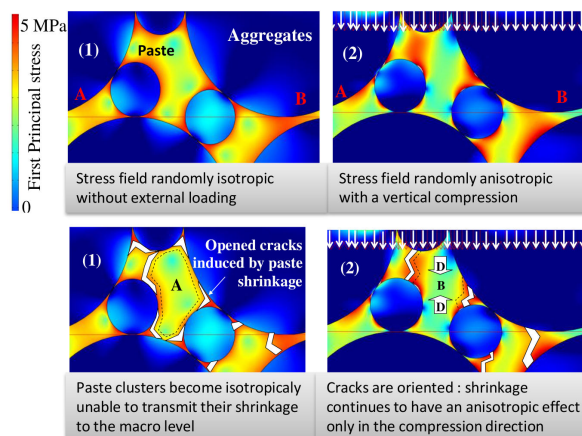


FIGURE 7.2: Mécanisme du fluage de dessiccation intrinsèque [Sellier *et al.*, 2012]

Néanmoins, cet essai présente une différence majeure par rapport à des essais de fluage conventionnels. Dans le cadre d'essais classiques la part due à la micro-fissuration sous-estime le retrait de dessiccation, à l'inverse, dans ce type d'essais la micro-fissuration surestime la flèche de l'éprouvette mise partiellement en traction.

- [Altoubat et Lange, 2002] : des éprouvettes de béton sont chargées en traction 25 heures après leur fabrication et sont placées dans trois types d'ambiances différentes : humide, endogène et sèche. L'âge de chargement implique que la déformation de retrait endogène est importante. Seule l'éprouvette placée dans un environnement humide ne présentera pas de déformation de retrait, sa complaisance de fluage est donc appelée complaisance de fluage propre. En ambiance endogène, le retrait est uniforme. Il n'existe donc pas de micro-fissuration due au gradient du degré de saturation, seule le fluage de dessiccation intrinsèque est moteur. En ambiance sèche, les composantes structurelles et intrinsèques sont présentes. La comparaison des complaisances de fluage en ambiances humide et endogène permet de calculer la complaisance de fluage de dessiccation intrinsèque, cette déformation croît constamment avec le temps. À partir des complaisances de fluage propre, de fluage de dessiccation intrinsèque et de fluage total en ambiance sèche, la part due au fluage de dessiccation structurel est calculée, cette déformation est négative (elle s'oppose au fluage propre et au fluage de dessiccation intrinsèque). Ce résultat est surprenant car en traction la micro-fissuration devrait conduire à une augmentation du fluage de dessiccation. Cependant, les auteurs exploitent les résultats de l'essai en postulant que la complaisance de fluage de dessiccation intrinsèque n'est pas dépendante de la cinétique de la déformation de retrait. Or cette hypothèse pourrait être fautive [Day *et al.*, 1984].
- Plusieurs simulations numériques mettent en évidence que le fluage de dessiccation structurel ne représente qu'une faible part du fluage de dessiccation total [Benboudjema *et al.*, 2005].

Même si certains résultats de ces différents travaux peuvent être remis en question, le fluage de dessiccation semble être majoritairement causé par un mécanisme intrinsèque au béton.

7.1.2 Résultat expérimentaux

7.1.2.0.4 Présentation des essais Plusieurs essais de fluage en compression ont été réalisés. Les essais ont été réalisés suivant le protocole détaillé dans la partie 4.3. Les propriétés matériaux et les paramètres expérimentaux des différents essais sont brièvement rappelés dans le tableau 7.1. La déformation de fluage de dessiccation est calculée de manière conventionnelle.

$$\varepsilon_{dc} = \varepsilon_{tot} - \varepsilon_{el} - \varepsilon_{bc} - \varepsilon_{sh} \quad (7.1)$$

La déformation totale différée mesurée lors de la campagne 4 est tracée sur la figure 7.3,

Campagne	Âge de chargement	Durée de chargement	E (GPa)	f_c (MPa)	Essais réalisés sur la même gachée	Type d'éprouvettes
2	52 j	51.7 j	30.3	33.6	fluage propre et de dessiccation, retrait endogène et de dessiccation	cylindriques ($\phi = 7.5cm$, $L = 28.5cm$)
5	33 j	32 j	30.6	40.3	fluage propre et de dessiccation (uniaxial et biaxial), retrait endogène et de dessiccation	prismes ($7 \times 7 \times 28$)

Tableau 7.1: Récapitulatif des différents essais de fluage de dessiccation

le poids des différentes déformations différées est également représenté. Les déformations de fluage propre, de retrait et de fluage de dessiccation en fonction du temps sont tracées sur la figure 7.4.

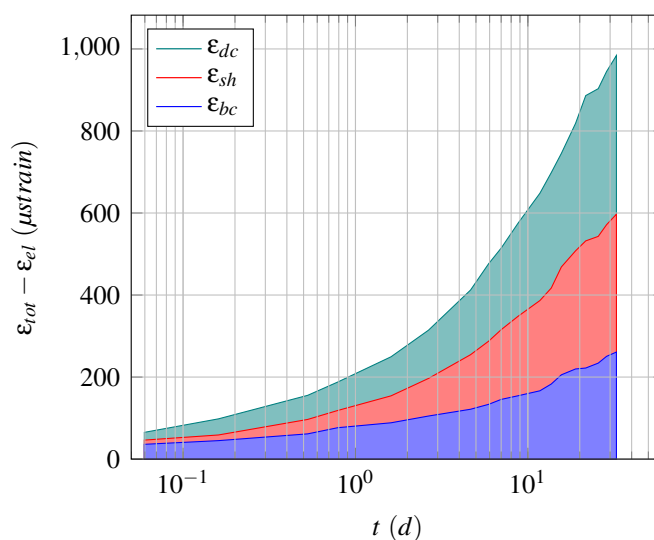


FIGURE 7.3: Évolution de la déformation totale différée en fonction du temps

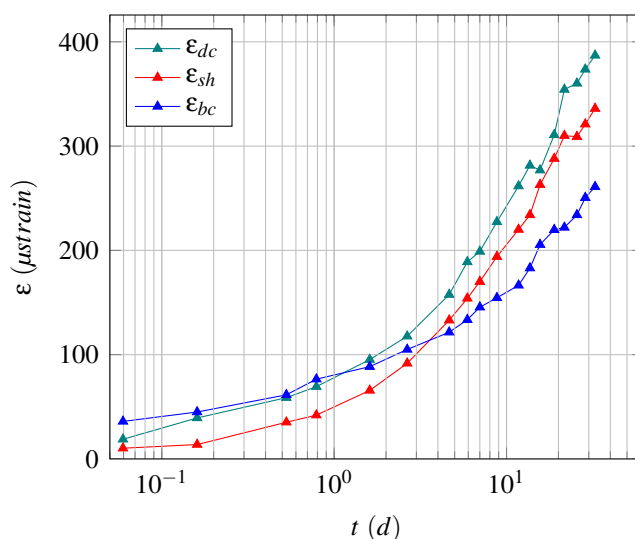


FIGURE 7.4: Évolution des différentes déformations différées en fonction du temps

7.2 Modélisation du fluage de dessiccation

7.2.1 Influence du chargement mécanique sur la complaisance de fluage de dessiccation pour un béton mature

7.2.1.0.5 Limites de la relation de linéarité entre le fluage propre et la contrainte En compression, la plupart des codes de calculs supposent que la déformation de fluage total est proportionnelle à la contrainte si le chargement du béton n'excède pas 40% de sa résistance en compression [Fib, 2012][RILEM, 1995b]. En traction, un comportement visco-élastique est observé pour des contraintes égales à 50% de la résistance en traction, la limite de non-linéarité se situe donc au-delà de cette valeur. Ces seuils de linéarité correspondent à ceux du fluage propre. Quelques auteurs ont étudié le domaine de linéarité du fluage de dessiccation. En compression, le fluage de dessiccation d'éprouvettes chargées respectivement à 20% et 40% de leur résistance en compression est linéaire [Neville *et al.*, 1969]. En traction, les essais menés par N. Reviron montrent que le fluage de dessiccation est dépend linéairement de la contrainte jusqu'à un seuil de 50% de la résistance en traction [Reviron, 2009]. Il est donc approprié de parler de fluage de dessiccation spécifique pour les niveaux de contraintes observés lors de la mise en service d'un ouvrage.

7.2.1.0.6 Type de sollicitation : traction ou compression Peu d'études existent sur ce sujet. À partir de résultats expérimentaux disponibles dans la littérature, l'évolution du fluage de dessiccation en fonction du temps est tracée sur la figure 7.5. Comme en compression, le fluage de dessiccation en traction est proportionnel à la contrainte et à la déformation de retrait. Cependant, le fluage de dessiccation en compression est inférieur au fluage de dessiccation en traction dans les essais réalisés par Brooks et Neville, les résultats obtenus par N. Reviron et Rossi *et al* ne montrent pas de différence notable. Cependant, l'analyse de ces derniers essais peut être re-

mise en question car la taille des éprouvettes n'est pas identique pour les essais de compression et de traction, la comparaison directe des résultats suppose alors qu'il n'y a pas d'effet d'échelle sur le fluage de dessiccation. De plus, les résultats des essais de retrait de dessiccation menés par Rossi *et al* sont surprenants ¹.

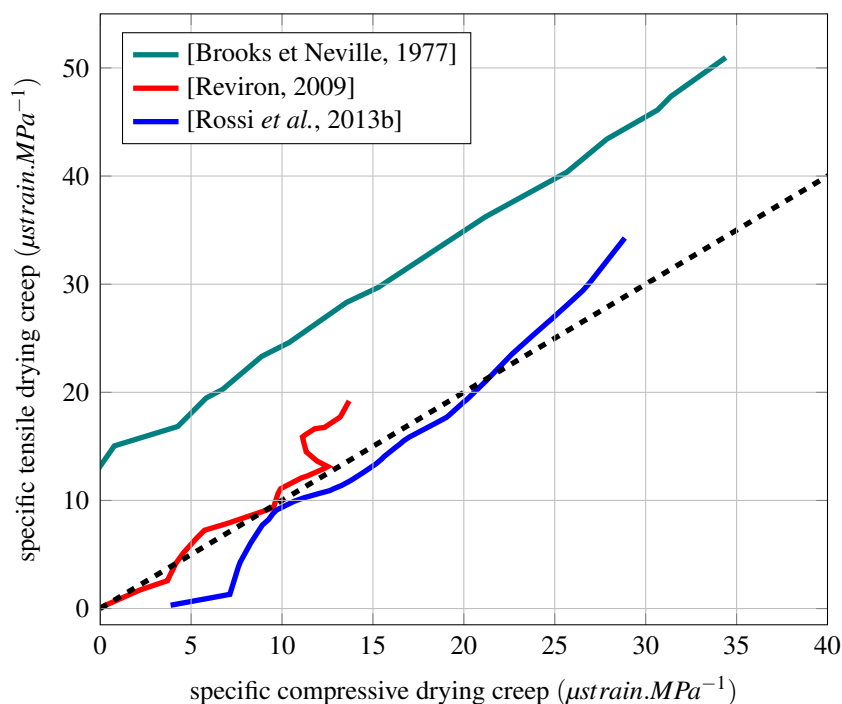


FIGURE 7.5: Comparaison entre le fluage de dessiccation spécifique en traction et en compression pour différents travaux

Auteurs	w/c	Géométrie (mm)	Conditions expérimentales	Âge de chargement (j)
[Brooks et Neville, 1977]	0.5 0.75	76×178	RH = 60 ± 7% $\sigma_c/f_c \approx 0.34, \sigma_t/f_t \approx 0.3$	28
[Reviron, 2009]	0.57	cylindres 130×500 (traction) 110×220 (compression)	RH = 50% $1MPa < \sigma_t < 1.7MPa,$	90
[Rossi <i>et al.</i> , 2013b]	0.54	cylindres 130×500 (traction) 160×1000 (compression)	RH = 50% $\sigma_c/f_c \approx 0.5, \sigma_t/f_t \approx 0.5 \text{ et } 0.7^{100}$	64

Tableau 7.2: Informations sur les travaux référencés dans la FIG.7.5

Au très jeune âge, une déformation de gonflement est parfois observée en conditions endogènes pour certains bétons. Si cette déformation n'est pas considérée, certains auteurs observent alors un fluage de dessiccation en traction négatif. Lorsque cette déformation est considérée, le

1. Le retrait endogène dépend de la taille de l'éprouvette et le retrait de dessiccation des éprouvettes de traction est inférieur au retrait de dessiccation des éprouvettes de compression alors que leur diamètres respectifs impliqueraient l'inverse

100. Les résultats présentés ne permettent pas de faire la distinction entre ces deux niveaux de chargement

fluage de dessiccation s'oppose alors au retrait de dessiccation, cette caractéristique est donc vraie quel que soit l'âge du béton [Kovler, 1999].

À partir de ces résultats, conclure quant à la dépendance de la complaisance de fluage de dessiccation au type de sollicitation est délicat. Néanmoins, il semble que l'évolution à long terme ne dépende pas de ce paramètre.

7.2.2 Couplage fluage-retrait

La mise en évidence de l'effet de Pickett a démontré que fluage et retrait sont couplés. L'existence de la déformation de fluage de dessiccation permet d'exprimer ce couplage à travers l'ajout d'une déformation différée supplémentaire. Plusieurs travaux montrent une relation de proportionnalité entre le fluage de dessiccation et le retrait de dessiccation [Iqbal Ali et Kessler, 1964][Gamble et Parrott, 1978]. Cette observation a conduit les auteurs à proposer la loi suivante :

$$\varepsilon_{dc} = \lambda_{dc} \varepsilon_{sh} \sigma \text{ où } \lambda_{dc} \text{ est une constante} \quad (7.2)$$

D'autres auteurs [Bazant et Chern, 1985] proposent de relier le fluage de dessiccation à l'évolution de l'humidité relative interne selon l'équation 7.3. Ces deux relations ne sont pas contradictoires car pour des vitesses de séchage lentes (et donc représentatives de celle d'un essai de retrait classique) le retrait de dessiccation dépend quasi-linéairement de l'humidité relative interne dans la gamme d'humidité relative 50-100%.

$$\dot{\varepsilon}_{dc} = \lambda_{dc} |\dot{h}| \sigma \quad (7.3)$$

F. Benboudjema propose de modéliser le fluage de dessiccation intrinsèque par une chaîne de Kelvin-Voigt où la viscosité de l'amortisseur est inversement proportionnelle à la variation d'humidité relative [Benboudjema, 2002]. Cette modélisation autorise une recouvrance à la décharge.

Enfin, à partir du mécanisme du fluage de dessiccation proposé (figure 7.2), A. Sellier propose une modélisation qui ne fait pas intervenir le fluage de dessiccation. La déformation additionnelle observée est prise en compte via une modification du module de Biot du matériau. Ce dernier est dépendant de la contrainte appliquée [Sellier *et al.*, 2012][Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009]. Le retrait de dessiccation est alors dépendant de l'état de contrainte dans le béton.

Le modélisation implantée dans le code CAST3M est très proche de celle proposée par Gamble et Parrott :

$$\dot{\varepsilon}_{dc} = \lambda_{dc} |\dot{\varepsilon}_{sh}| \sigma \quad (7.4)$$

Retrait et fluage de dessiccation sont donc dépendant l'un de l'autre. La question de la dépendance entre fluage propre et retrait endogène se pose alors, faut-il introduire un fluage de retrait endogène ? Cette interrogation est particulièrement pertinente pour les bétons nouveaux qui présentent des déformations de retrait endogène importantes. Plusieurs travaux mettent en évidence la relation entre fluage propre et retrait endogène [Pons *et al.*, 2003][Sicard *et al.*, 1996]. Des éprouvettes de béton avec un faible rapport e/c (e/c = 0.3) sollicitées à 4 niveaux de chargement ont des complaisances de fluage propre identiques [Lee *et al.*, 2006]. Ce constat implique que soit le retrait endogène est indépendant de la contrainte σ (et par conséquent que

le fluage de retrait endogène n'existe pas), soit il en dépend de la même manière que le fluage propre (relation linéaire si $\sigma < 0.4f_c$). Les auteurs en concluent que la prise en compte d'un possible fluage de retrait endogène ne présente pas d'intérêt. Cette affirmation est vraie si la cinétique de l'évolution du retrait endogène reste la même quel que soit le cas étudié. Or dans le cas d'une structure massive, l'augmentation de la température en cœur change cette cinétique. Il faudrait alors vérifier que cette possible déformation ne dépend pas de la cinétique du retrait endogène.

Le fluage de dessiccation est tracée en fonction du retrait de dessiccation sur la figure 7.6. Les différentes campagnes menées montrent que ce dernier est proportionnel au fluage de dessiccation. La recouvrance est également tracée en fonction du retrait, une relation linéaire est observée. La contrainte de compression était égale à 10.2MPa lors ces campagnes expérimentales. Gamble et Parrott avaient compilé les différentes données portant sur λ_{dc} en fonction du rapport e/c , les résultats obtenus les conduisirent à proposer une relation entre λ_{dc} et e/c . Ces données sont reprises et complétées par des travaux plus récents sur la figure 7.7, la relation reliant λ_{dc} à e/c est également tracée. Même si peu de résultats existent sur pâte de ciment, le paramètre eau/ciment semble avoir le même impact sur le béton et la pâte de ciment. Cette observation est surprenante car si le fluage de dessiccation fait intervenir un mécanisme de type endommagement, l'interface de transition devrait jouer un rôle important et induirait des différences de comportement majeures entre le béton et la pâte de ciment. Si cet endommagement existe, sa principale cause serait la restriction des déformations de retrait des C-S-H par les anhydres et les autres hydrates insensibles au séchage.

Lors d'une ré-humidification, une déformation additionnelle de fluage est observée. Elle est proportionnelle au gonflement libre mais de sens opposée [Day *et al.*, 1984][Gamble et Parrott, 1978] et est appelée déformation de fluage de ré-humidification. Cette déformation a cependant une amplitude moins importante que le fluage de dessiccation. Ainsi, toute variation de volume de la matrice cimentaire entraîne une déformation de fluage additionnelle.

Lors de la décharge, la déformation de fluage de dessiccation n'est pas irréversible dans les essais réalisés. De plus, la relation entre la recouvrance du fluage de dessiccation et le retrait de dessiccation est quasiment la même que celle qui lie ce dernier au fluage de dessiccation. Pour la campagne 2 (resp. 5), le facteur de proportionnalité est égal à 0.984 (resp. 1.09) lors du chargement et à -1.4 (resp. -1.074) lors de la décharge. L'existence d'une recouvrance du fluage de dessiccation est confirmée par Gamble et Parrott. Sur pâte de ciment, Day *et al.* trouvent un résultat contradictoire. Cependant, dans leur travail, la recouvrance est étudiée pour une pâte de ciment qui a atteint son équilibre hydrique, la déformation volumique due à la contrainte hydrique est donc très faible, cette observation est certainement à l'origine de cette différence de comportement. Comme lors d'une décharge en conditions endogène, une déformation de recouvrance est donc observée pour le fluage de dessiccation (si le béton n'a pas atteint son équilibre hydrique).

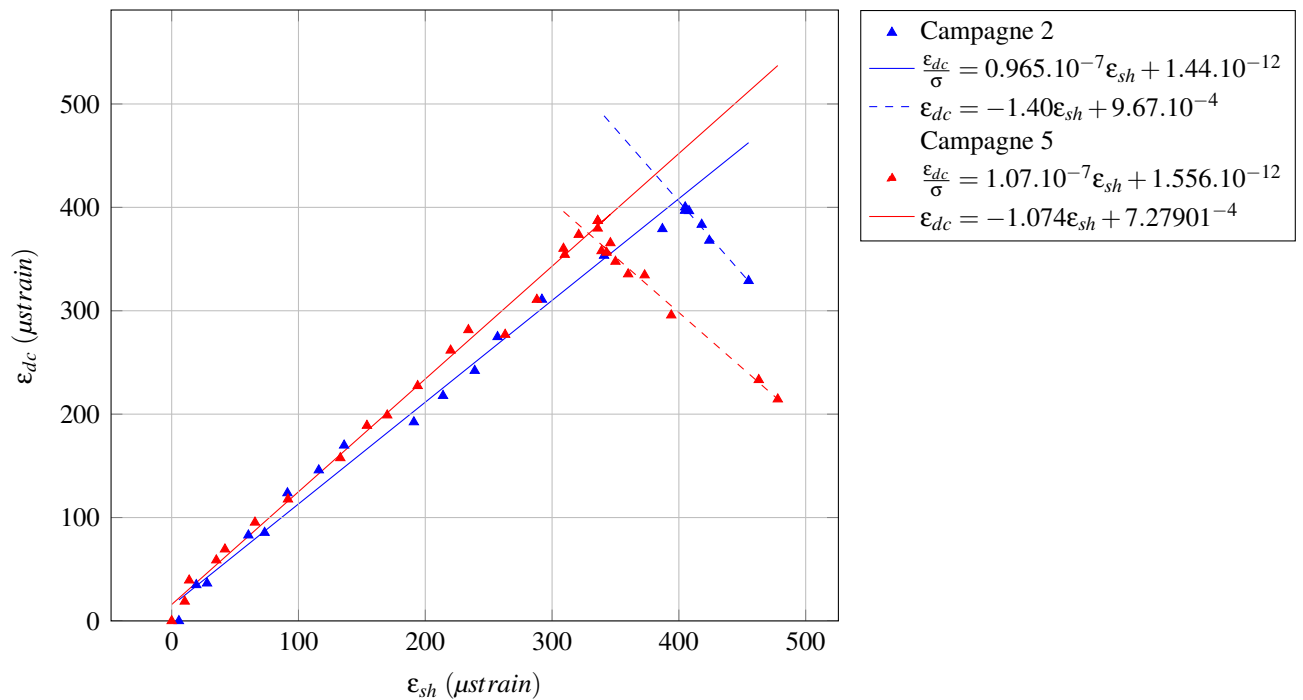


FIGURE 7.6: Évolution de la déformation de fluage de dessiccation en fonction du retrait de dessiccation

7.2.3 Conclusion

La modélisation du fluage de dessiccation implantée dans CAST3M repose sur plusieurs observations expérimentales. Dans ce modèle, le fluage de dessiccation est considéré comme un accroissement du retrait sous contrainte. La simplicité de cette relation ne permet pas de retrouver certaines constatations : recouvrance du fluage de dessiccation, facteurs de proportionnalité différents entre un cycle de séchage et un cycle de réhumidification. De même, plusieurs des caractéristiques du fluage de dessiccation (ou de ré-humidification) laissent à penser qu'il s'agit plutôt d'un accroissement du fluage sous dessiccation.

Néanmoins, l'objectif de ce travail est de proposer une relation pour traiter le problème du vieillissement des enceintes de confinement. Durant leur durée de vie, ces structures subissent des cycles de séchage-humidification qui ne les affectent qu'en surface, de même, les contraintes mécaniques ne changent de signe que lors des épreuves décennales. Les déformations à long terme ne sont donc que faiblement impactées par les problèmes mentionnés ci-dessus.

Enfin, l'identification du facteur de proportionnalité, λ_{dc} dans ce travail suppose qu'il ne dépend pas de la cinétique du retrait de dessiccation. Les travaux de Day *et al.* démontrent que cette hypothèse est fautive pour de fortes vitesses de séchage (non-représentatives de celles observées sur une structure massive). Malheureusement, des résultats relatifs à des gammes de cinétiques de séchage et de variations de contraintes mécaniques pertinentes pour ce travail ne sont pas disponibles dans la littérature.

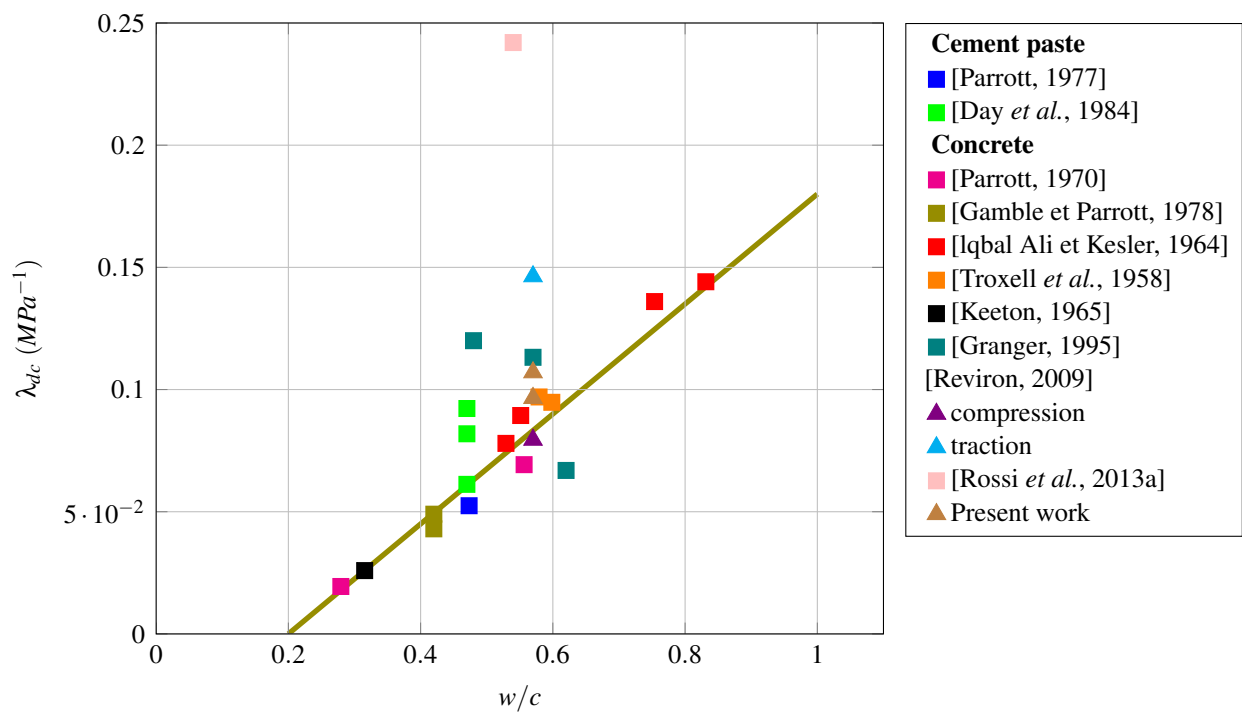


FIGURE 7.7: Évolution du paramètre λ_{dc} en fonction du rapport eau/ciment (w/c)

Chapitre 8

Interactions fluage-fissuration-séchage

Cette partie est dédiée aux interactions entre fluage, fissuration et séchage. Sous chargements mécaniques importants, fluage et fissuration sont fortement liés (section 4.2.6.2). Cependant, dans un ouvrage de génie civil courant, ce genre de sollicitation est rarement atteint. Ainsi, la précontrainte de l'enceinte de confinement interne est telle que fluage propre et contrainte sont proportionnels. À l'échelle du matériau béton, pour ces contraintes intermédiaires, le calcul des déformations de fluage dans le béton n'est pas lié à l'endommagement.

Pourtant, pour certains auteurs, le mécanisme moteur du fluage propre est lié à la micro-fissuration [Rossi *et al.*, 2012] de la pâte de ciment. À l'inverse, d'autres suggèrent que cette déformation différée trouve sa source dans la nature visqueuse des C-S-H [Acker et Ulm, 2001]. Pour ces deux points de vue, l'eau présente dans le béton joue un rôle fondamental. Cette question est abordée à travers une série d'essais où l'impact du fluage et/ou de la fissuration sur la dessiccation et le retrait est observé.

De même, le fluage de dessiccation est analysé comme la conséquence de la micro-fissuration observée à l'interface pâte granulat [Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009]. La description du champ de déformation d'une éprouvette sous chargement maintenu apporte certaines réponses à cette suggestion.

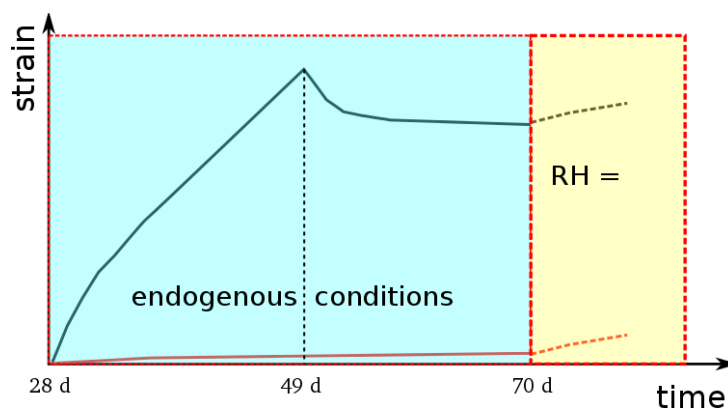
8.1 Interactions fluage propre-fissuration-dessiccation

8.1.1 Influence d'un chargement de fluage sur les cinétiques de séchage et de retrait de dessiccation

8.1.1.1 Protocole

Cinq éprouvettes de béton B11 (série 1) reconstitué sont réalisées. Après la prise du béton, ces éprouvettes sont protégées de la dessiccation. Quatre semaines après la fabrication, deux éprouvettes sont instrumentées et maintenues sous un chargement constant σ ($\sigma \approx 0.3\sigma_c$) pendant trois semaines. Dix semaines après la fabrication, les cinq éprouvettes sont placées dans une ambiance séchante. La perte en masse ainsi que les déformations de retrait de dessiccation sont suivies dans le temps. La figure 8.1.1.1 récapitule de façon schématique les différentes

étapes de cet essai.



8.1.1.2 Influence d'un pré-chargement de fluage sur les cinétiques de séchage et de retrait de dessiccation

L'évolution de la perte en masse en fonction \sqrt{t}/r_m est représentée pour les deux groupes d'éprouvettes sur la figure 8.1(a) (r_m est le rayon moyen de l'éprouvette). La cinétique de perte en masse est ralentie de façon significative pour les éprouvettes ayant flué. Cette tendance est similaire à celle observée pour les éprouvettes en train de fluer [Choinska *et al.*, 2007] : pour des chargement modérés ($\sigma < 0.5\sigma_c$), la perméabilité intrinsèque diminue (dans cette étude, les éprouvettes avaient préalablement été placées à une température de 105 °C). Les changements micro-structuraux induits par le fluage et expliquant ces différences de cinétiques semblent donc être irréversibles. À l'inverse, la relation entre la déformation de retrait de dessiccation et la perte en masse ne dépend pas de l'historique de chargement du matériau 8.1(b).

Dormieux et Kondo montrent que la perméabilité macroscopique d'un matériau n'est modifiée que si la fissuration crée un réseau connexe [Dormieux et Kondo, 2004]. Dans ce cas, la perméabilité du matériau fissuré augmente. Dans ce cas, si la déformation de fluage est accompagnée par la propagation de fissures susceptibles de percoler, l'évolution de la perte en masse devrait être plus accélérée par l'application d'une charge mécanique. De plus, le coefficient de Biot est impacté par la fissuration, il augmente avec l'endommagement [Charpin et Ehrlacher, 2014]. Ainsi, la micromécanique prévoit qu'un matériau fissuré aura des cinétiques de séchage et de retrait plus rapides qu'un matériau sain. Or, les observations expérimentales ne confirment pas ces conclusions de la micromécanique, expliquer ces observations par la fissuration semble donc délicat.

Rossi *et al.* supposent que le fluage propre observé au jeune âge est dû en partie à une accélération de la réaction d'hydratation et donc de la déformation de retrait endogène [Rossi *et al.*, 2014b]. À partir de cette théorie, une explication est proposée à ces résultats. Un mois après sa fabrication, le ciment n'est pas complètement hydraté, il reste des grains anhydres. Les fissures qui se propagent dans le matériau ouvrent de nouveaux chemins pour l'hydratation de ces anhydres. La formation d'hydrates est accélérée et la consommation d'eau par l'hydratation augmente. En conséquence, après un mois de fluage, la quantité d'eau susceptible de migrer lors du

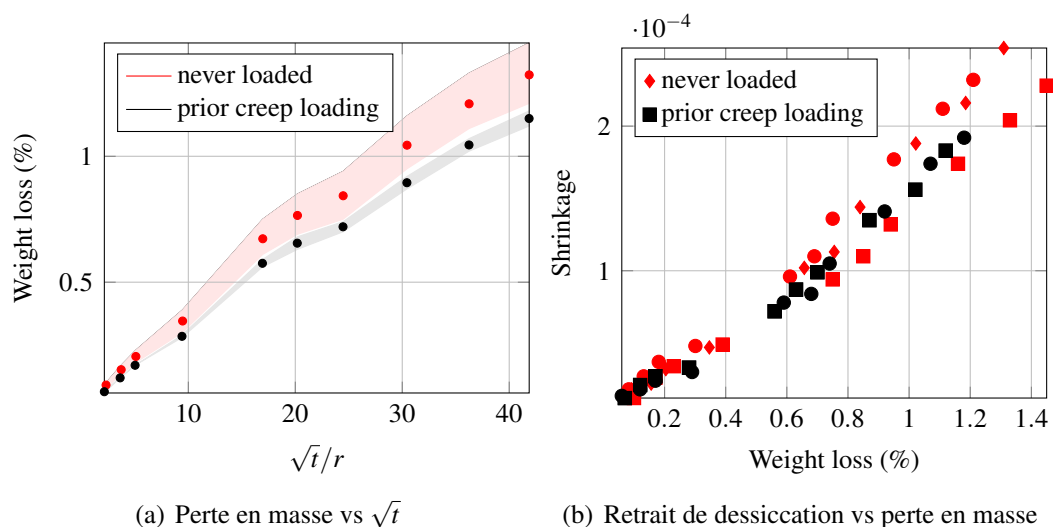


FIGURE 8.1: Comparaison de la perte en masse et du retrait de dessiccation d'éprouvettes aux historiques de fluage différents

séchage a diminué. Ainsi, la cinétique de séchage d'une éprouvette pré-chargée en fluage sera inférieure à celle d'une éprouvette qui n'a jamais subi de contrainte. Ce mécanisme implique que les quantités d'hydrates dans le béton dépendent de l'historique de chargement, mais cette différence ne suffirait pas à modifier le retrait de façon significative.

8.1.1.3 Influence de la micro-fissuration sur les cinétiques de séchage et de retrait de dessiccation

Cette dernière théorie est confrontée aux résultats de la campagne expérimentale décrite dans la section 6.3. Dans ces essais, des éprouvettes de béton mature sont soumises à des chargements de compression quasi-instantanés compris entre 0 et 80% de la résistance du matériau afin d'initier plusieurs états de microfissuration. Puis elles sont exposées à la dessiccation, les évolutions de la perte en masse et du retrait sont enregistrées. Le séchage comme le retrait ne semblent que très peu impactés par la fissuration. La fissuration n'influe sur le comportement différé qu'en cas d'endommagement prononcé ($\sigma/f_c = 80\%$). De plus, cette influence est différente de celle observée précédemment : le retrait semble plus sensible à la micro-fissuration que le séchage. Ainsi, la différence de comportement observée entre des éprouvettes ayant flué et des éprouvettes n'ayant jamais subi de chargement mécanique n'est certainement pas due à la fissuration.

Enfin, conformément aux observations de nombreux auteurs ([Lassabatere *et al.*, 1997] par exemple), la cinétique de séchage du béton n'est pas impactée par la présence d'un chargement mécanique. L'essai suivant est réalisé : des éprouvettes matures sont exposées à la dessiccation, une partie de ces éprouvettes est soumise à un chargement de fluage. Puis, après quelques di-

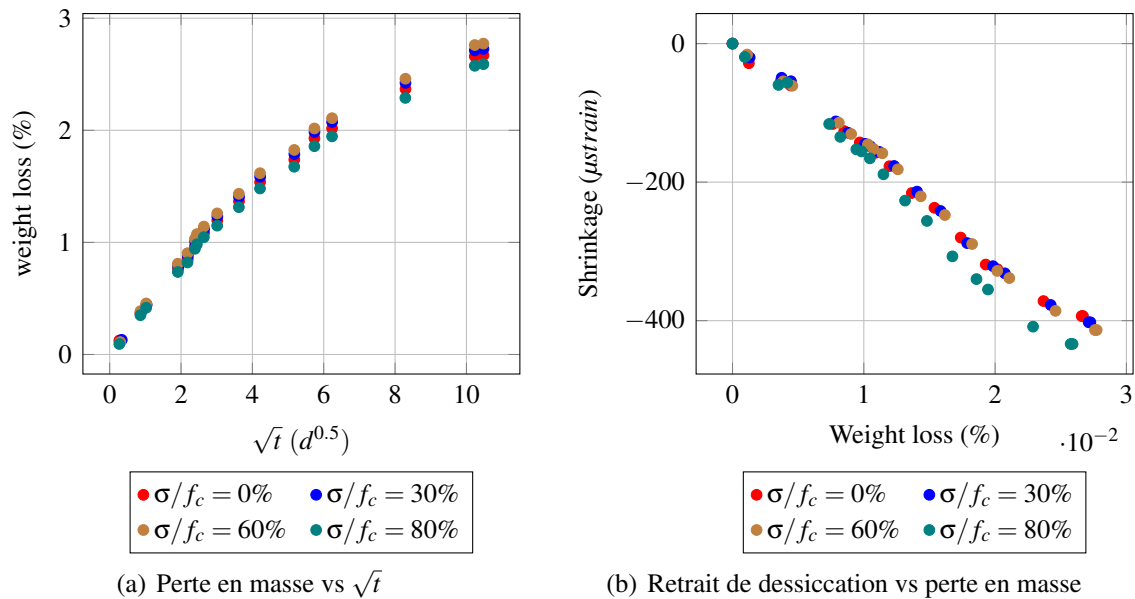


FIGURE 8.2: Comparaison de la perte en masse et du retrait de dessiccation d'éprouvettes avec des états de micro-fissuration différents

zaines de jours, elles sont déchargées ; l'évolution de leur perte en masse est alors enregistrée. L'évolution de la dessiccation du lot d'éprouvettes qui n'ont pas subi de contrainte mécanique est mesurée depuis son exposition au séchage. Cet essai peut être réalisé pour n'importe quelle campagne de fluage de dessiccation. La figure 8.3 montre que la cinétique de séchage n'est pas impactée par la présence d'un chargement mécanique. Si une éprouvette de béton est soumise au même moment à la dessiccation, la présence ou l'absence d'un chargement mécanique (modéré) n'influera pas sur l'évolution de sa perte en masse. Cette conclusion est contradictoire avec les observations de la figure 8.1(a) sauf à considérer qu'une contrainte hydrique correspond un chargement mécanique. Dans ce cas, pour une éprouvette soumise à la dessiccation, l'application d'un chargement mécanique extérieur correspond seulement à un changement de la contrainte totale. Dès lors, l'absence ou la présence d'un chargement mécanique extérieur ne joue qu'à la marge : les propriétés de transfert seront impactées de la même manière s'il y a dessiccation.

8.1.1.4 Conclusion

Cette partie du rapport s'intéresse aux liens entre fluage, retrait et dessiccation. Les interactions constatées lors de différents essais sont confrontées aux micro-mécanismes proposés dans la littérature pour expliquer le fluage propre. Il apparaît que la fissuration ne peut être une cause directe du fluage propre. Si la théorie développée par Rossi et *al.* permet d'expliquer les observations des figures 8.1, elle est en contradiction avec celles des figures 8.2.

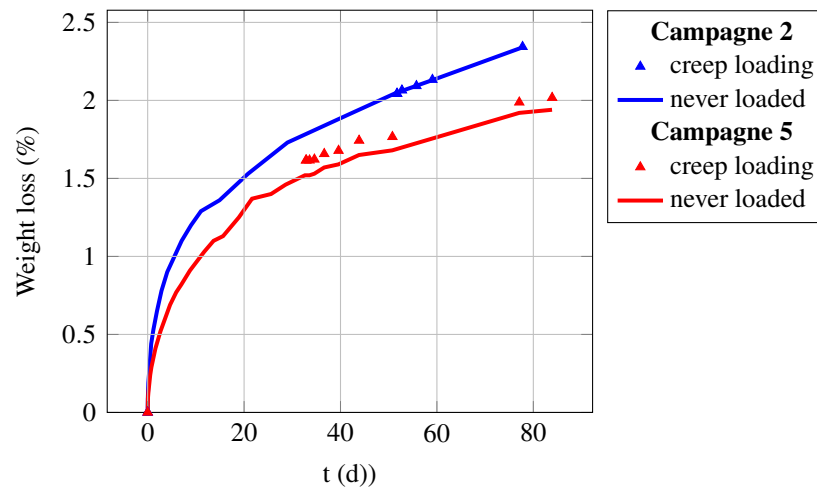


FIGURE 8.3: Évolutions des pertes en masse d'éprouvettes ayant des histoires mécaniques différentes

8.2 Fluage de dessiccation ou retrait de dessiccation sous charge ?

Selon Sellier *et al.*, le fluage de dessiccation n'est qu'une déformation additionnelle de retrait due à une meilleure transmission des effets de la dépression capillaire vers le squelette solide [Sellier *et al.*, 2012]. À partir des mesures par corrélation d'images effectuées lors de l'essai de fluage de dessiccation sous sollicitations bi-axiales, le champ de déformation peut être calculé (section 5.1). L'objectif est de pouvoir différencier le champ de déplacement du mortier du champ de déplacement des granulats G1 et G2. Le logiciel de corrélation d'images Correli [Besnard *et al.*, 2006] implique de définir un maillage, la taille des éléments de ce maillage doit être suffisamment petite pour permettre de différencier la phase granulat de la phase mortier. Ce choix n'est pas sans conséquence sur l'erreur de mesure. Dès lors, les résultats présentés par la suite doivent être vus d'un point de vue qualitatif.

Trente-cinq jours environ après sa mise en charge, le champ de déformation de l'éprouvette de béton est « mesuré », la trace des déformations est représentée sur la figure 8.4. Lors de la décharge, le mouchetis qui se trouve sur la face de mesure de l'éprouvette est nettoyé afin de faire apparaître l'emplacement des granulats. Il apparaît que la déformation moyenne dans les granulats et dans le mortier est différente. Cette observation traduit l'existence d'une fissuration à l'interface pâte-granulat, le granulat n'est plus lié totalement au mortier et la déformation du granulat est par conséquent moins importante. Les deux phases qui sont le mortier et les granulats ne forment pas à cette échelle un matériau homogène.

Des observations similaires sont effectuées par Hild *et al.* sur un matériau cimentaire constitué de pâte de ciment et de billes de verres [Hild *et al.*, 2013]. Le spécimen est soumis à la dessiccation, les auteurs observent le champ de déplacement en analysant des images issues d'un tomographe à l'aide de la corrélation d'images. La figure 8.5 représente le champ de déplacement après séchage. Le contour des billes de verres se dessinent assez nettement. Le champ de déplacement semble en grande partie discontinu à l'interface bille-pâte de ciment. Dès lors,

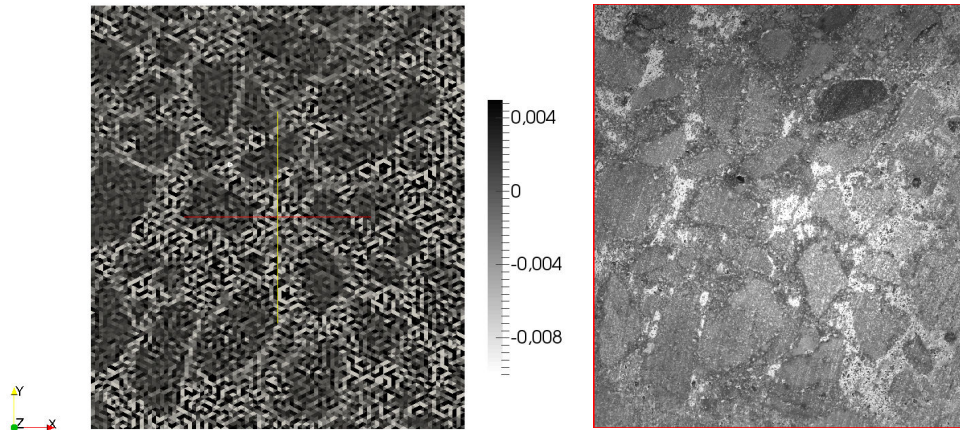


FIGURE 8.4: Trace des déformations différées totales du béton après 34,8 jours de chargement

il semble logique que la déformation des billes de verre soit différente de celle de la pâte de ciment.

Ces observations confirment le fait que la micro-fissuration joue un rôle important dans le re-

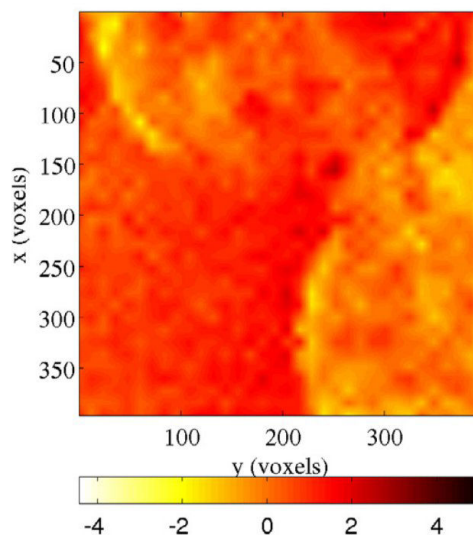


FIGURE 8.5: Champ de déplacement exprimées en voxel dans la direction x [Hild *et al.*, 2013]

trait et le fluage de dessiccation du béton. L'explication du fluage de dessiccation proposée par Sellier *et al.* n'est pas démentie par les constations expérimentales. Le terme adéquat pour parler de l'effet Pickett serait donc bien retrait de dessiccation sous charge. Afin de confirmer cette

théorie, il serait intéressant de pouvoir réaliser un travail sur le retrait analogue ¹ à celui déjà effectué sur le fluage de dessiccation.

1. Mesure du retrait de dessiccation par corrélation d'image.

Troisième partie

Comportement différé de structures en béton sous chargement mécanique

Le modèle présenté dans les parties antérieures est utilisé dans le calcul de trois structures massives. Les deux premiers problèmes sont traités en deux dimensions. Le troisième est une simulation tridimensionnelle.

Le premier chapitre est une simulation du Mur de Civaux : un mur massif est coulé sur une fondation déjà mature. L'influence de la modélisation du fluage propre sur l'endommagement final est étudiée. L'impact d'autres facteurs, tel que le coefficient de dilatation ou le coefficient de poisson de fluage propre, est également abordé.

Le deuxième chapitre concerne l'étude du fluage d'une poutre sous flexion 4 points. L'évolution de la flèche dans le temps est calculée à partir des complaisances de fluage propre en traction et en compression. Plusieurs jeux de paramètres sont envisagés, les résultats numériques sont comparés aux observations expérimentales faites dans des travaux issus de la littérature.

Enfin, dans le dernier chapitre, le comportement d'un mur massif fabriqué en quatre levées est simulé. Puis cette même structure est précontrainte, son vieillissement est alors estimé à partir du calcul des pertes de précontrainte et des déformations dans l'ouvrage.

Les résultats obtenus sont comparés à des mesures sur site.

Chapitre 9

Influence de la complaisance de fluage propre sur le comportement de structures massives au jeune âge

Dans ce chapitre, une application 1D représentative de ce qui se passe au cœur du béton est menée afin de montrer l'intérêt de cette modélisation dans l'étude de structures massives. Puis, une modélisation 2D est utilisée pour simuler le comportement du mur de Civaux au jeune âge, l'influence de la dépendance du fluage au tenseur des contraintes est analysée.

9.1 Barreau encastré soumis à une variation de température

9.1.1 Présentation du problème

L'influence de la modélisation du fluage propre durant la construction d'une fondation massive en béton est étudiée à travers un problème unidimensionnel. Un élément massif encastré à ses extrémités est soumis à un champ de température $T(t)$ variable. L'évolution de la contrainte est déterminée. L'encastrement représente le radier ou la levée de béton précédente (avec un module de Young élevé) qui empêche la déformation thermique du béton. L'évolution de T correspond à celle que l'on observe au cœur d'un bloc massif de béton au jeune âge [Benboudjema et Torrenti, 2008]. Le retrait de dessiccation est négligé car le séchage au cœur du béton est très faible durant les premiers jours au regard des dimensions de la structure. Le retrait endogène est négligé (rapport e/c élevé). Le module de Young du béton E est fonction du degré d'hydratation ξ selon l'équation 9.1 et l'endommagement n'est pas pris en compte.

$$E(\xi) = E_{\infty} \left[\left\langle \frac{\xi(t) - \xi_0}{\xi_{\infty} - \xi_0} \right\rangle_+ \right]^{0.62} \quad (9.1)$$

La chaîne de Kelvin-Voigt est vieillissante, les paramètres k_{kv} et η_{kv} dépendent du degré d'hydratation ξ . L'amortisseur η_{am} est une fonction linéaire du temps (équation 9.2), une différence de comportement en traction/compression peut être prise en compte à travers le coefficient α_{bc} .

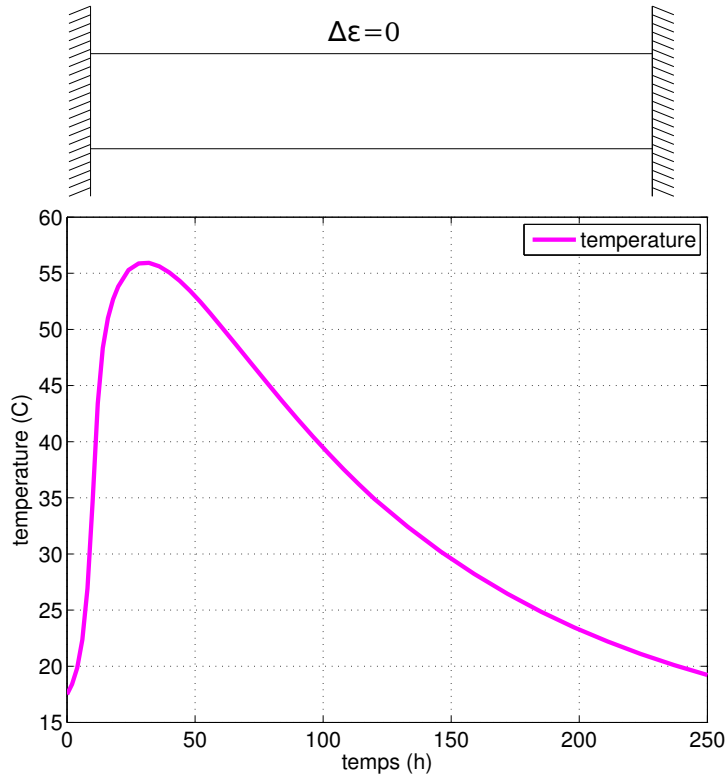


FIGURE 9.1: Élément massif encastré soumis à une variation de température

$$k_{kv}(\xi) = k_{kv}^{\infty} \frac{0.473}{2.081 - 1.608\xi} \bar{\xi}^{-0.62} \quad (9.2a)$$

$$\eta_{kv}(\xi) = k_{kv}(\xi)\tau \quad (9.2b)$$

$$\eta_{am}(t) = k_{am}t \quad (9.2c)$$

La déformation totale ε imposée nulle par l'encastrement est la somme des déformations thermique ε_{th} , élastique ε_{el} et de fluage ε_{bc} .

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_{th} + \dot{\varepsilon}_{el} + \dot{\varepsilon}_{bc} = 0 \quad (9.3)$$

Les déformations ε_{th} , ε_{el} et ε_{bc} sont déterminées à partir des relations suivantes, où α_{th} est le coefficient de dilatation thermique :

$$\dot{\varepsilon}_{th} = \alpha_{th}\dot{T} \quad (9.4a)$$

$$\dot{\varepsilon}_{el} = \frac{\dot{\sigma}}{E(\xi)} \quad (9.4b)$$

$$\dot{\varepsilon}_{bc} = \dot{\varepsilon}_{kv} + \dot{\varepsilon}_{am} \quad (9.4c)$$

L'évolution de la contrainte σ en fonction du temps est déterminée.

9.1.2 Résultats

La contrainte dans la barre σ est représenté sur la figure 9.2. L'évolution calculée est caractéristique du comportement du béton au jeune âge observé entre deux levées successives. Au début de l'hydratation, le caractère exothermique de la réaction provoque une augmentation de la température. Or la dilatation causée par cette montée en température est restreinte par la levée précédente. En conséquence le béton est sollicité en compression durant les premières heures (faiblement car le module de Young est peu élevé à ce moment). Puis le ralentissement de la cinétique de cette réaction et la diffusion de la chaleur induisent un refroidissement du matériau et un retrait thermique. Ce retrait thermique est également gêné par le béton mature existant. De plus, durant cette phase de refroidissement, le module de Young est beaucoup plus élevé que durant la montée en température : une sollicitation en traction est ainsi générée.

Trois cas sont étudiés :

- dans un premier temps, le fluage propre est négligé et supposé nul.
- dans un second temps, le comportement est supposé visco-élastique et identique quel que soit le sens de sollicitation.
- enfin, la déformation de fluage propre en traction est supposée supérieure à la déformation de fluage propre en compression.

Comme attendu, l'intensité des contraintes (en traction et en compression) est surestimé si le fluage n'est pas pris en compte. De plus, si l'on considère que le béton flue plus lorsqu'il sollicité en traction qu'en compression, alors le niveau des contraintes à 250 h est inférieur au cas où il n'y a pas de différence de comportement en traction/compression. Au regard de la faible résistance en traction du béton, cette diminution impacte significativement le champ de fissuration final du béton autour d'une reprise de bétonnage. Un modèle pertinent de fluage est donc nécessaire pour avoir une estimation fiable du comportement d'une structure au jeune âge.

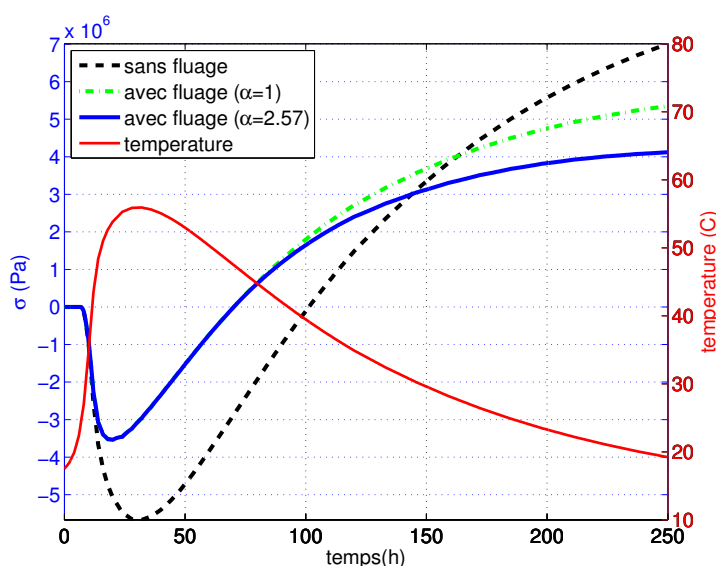


FIGURE 9.2: Évolution de σ au cours du temps (1 = sans fluage ($\epsilon_{bc} = 0$), 2 = avec fluage ($\alpha_{bc} = 1$), 3 = avec fluage dissymétrique en traction/compression ($\alpha_{bc} = 2.57$))

9.2 Mur massif de Civaux

Le comportement au jeune âge d'une structure massive est étudié via une simulation numérique bidimensionnelle. Cette structure représente le mur coulé de Civaux lors de la construction de la centrale. La littérature montre que le rapport entre le fluage en traction et le fluage en compression est susceptible d'avoir une valeur comprise entre 1/3 [Rossi *et al.*, 2012] et 3 [Li *et al.*, 2002]. Les conséquences de cette incertitude sur la modélisation du fluage propre sont étudiées. Une complaisance de fluage propre dite de référence est identifiée à partir des données de M.Briffaut [Briffaut, 2010]. Le calcul est mené pour plusieurs valeurs du coefficient α_{bc} représentatives de la gamme de valeurs disponibles dans la littérature. La fondation est coulée depuis suffisamment longtemps pour être modélisée par un comportement élastique avec un module de Young $E_{fond} = E_{\infty}$.

Le problème est symétrique. Par conséquent, on n'étudie qu'une seule moitié de la structure. Le mur a une longueur d'environ 30 m. On peut donc se placer dans l'hypothèse des déformations planes. La géométrie et les conditions aux limites du problème mécanique sont données sur la FIG.9.3.

Afin de résoudre l'équation de chaleur, on suppose que les échanges de chaleur se font par

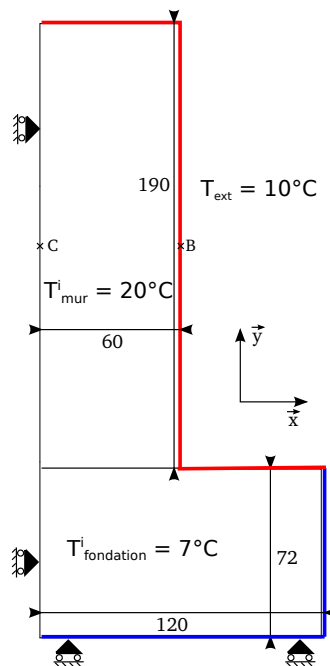


FIGURE 9.3: Géométrie du mur de Civaux

convection sur les faces rouges selon une loi de Newton (EQ.9.5) et la température est imposée sur les faces bleues à $T_{sol} = 7^{\circ}C$ du fait de l'inertie thermique du sol. Soient $\varphi(W.m^{-2})$ le flux de chaleur échangé par convection, T_s la température à la surface du béton et T_{ext} la température ambiante. Les conditions initiales sont celles présentées sur la FIG.9.3.

$$\varphi = h(T_s - T_{ext}) \vec{n} \quad (9.5)$$

Les autres données sont obtenues à partir du béton utilisé pour la construction des 2 murs de Civaux [Benboudjema et Torrenti, 2008].

9.2.1 Modélisation thermo-chimique et modélisation du retrait endogène

La cinétique de la réaction d'hydratation est décrite à travers une loi d'Arrhenius (cf EQ.9.6) où E_a est l'énergie d'activation, R la constante des gaz parfaits et \tilde{A} l'affinité normalisée [Ulm et Acker, 1998].

$$\dot{\xi} = \tilde{A}(\xi) \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \quad (9.6)$$

L'évolution de la température est gouvernée par l'équation de la chaleur 9.7 où L est la chaleur latente, k_{th} la conductivité thermique et C la capacité thermique.

$$C\dot{T} = \nabla(k_{th}\nabla T) + L\dot{\xi} \quad (9.7)$$

La déformation thermique est supposée proportionnelle à la variation de température via l'équation 9.8 où α_{th} est le coefficient de dilatation thermique.

$$\epsilon_{th} = \alpha_{th} \dot{T} \mathbf{1} \quad (9.8)$$

Les valeurs des différents paramètres du modèle thermo-chimique sont présentées dans le Tableau 9.1 et l'affinité normalisée est représentée sur la figure 9.4(a).

$k_{th}(W.m^{-1}.K^{-1})$	3.05
$C(J.m^{-3}.K^{-1})$	2400
$L(J.m^{-3})$	$154.7 \cdot 10^6$
$E_a/R(K^{-1})$	4400
$\alpha_{th}(K^{-1})$	$12 \cdot 10^{-6}$

Tableau 9.1: Paramètres du modèle thermo-chimique

Le retrait endogène ϵ_{au} est une conséquence de la contraction Le Chatelier. Il est donc corrélié à l'évolution du degré d'hydratation. La mesure de cette déformation ne fait pas consensus et dépend fortement du moyen de mesure utilisé [Briffaut, 2010]. La modélisation choisie dans cette étude est comparé aux résultats expérimentaux (figure 9.4(b)) obtenus à l'aide du dispositif BTJADE [Boulay, 2007]. Notons également que la déformation endogène se caractérise initialement par un gonflement.

9.2.2 Modélisation élastique endommageable

9.2.2.1 Modèle élastique

Le coefficient de Poisson ν et le module de Young E sont dépendants du degré d'hydratation selon les équations 9.9 proposées par [De Schutter et Taerwe, 1996], où ν_∞ est le coefficient de

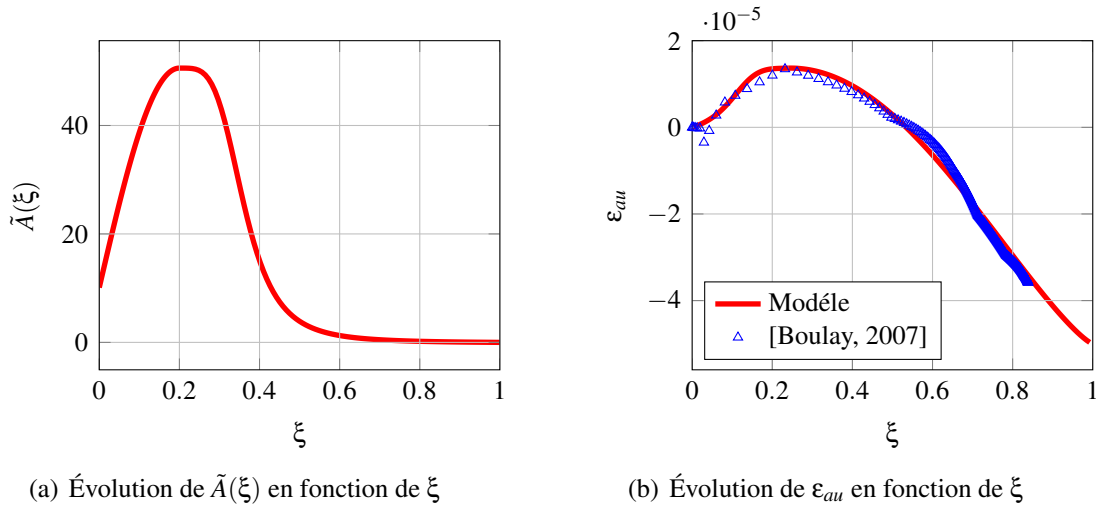


FIGURE 9.4: Évolution de l’affinité normalisée, $\tilde{A}(\xi)$, et du retrait endogène, ϵ_{au} , en fonction du degré d’hydratation ξ

Poisson final, ν_0 est le coefficient de Poisson du béton à l’état liquide, E_∞ est le module de Young final et β est une constante. Les paramètres de ce modèle sont présentés dans le tableau 9.2. Le coefficient de Poisson de fluage est supposé égal au coefficient de Poisson élastique.

$$\nu(\xi) = \nu_0 e^{-10 \frac{\xi}{\xi_\infty}} + (\nu_\infty - \nu_0 e^{-10}) \sin\left(\frac{\pi \xi}{2 \xi_\infty}\right) \quad (9.9a)$$

$$E(\xi) = E_\infty \left\langle \frac{\xi - \xi_0}{\xi_\infty - \xi_0} \right\rangle_+^\beta \quad (9.9b)$$

ν_∞	0.2
ν_0	0.5
$E_\infty (GPa)$	32
β	0.62

Tableau 9.2: Paramètres du modèle élastiques

9.2.2.2 Modèle élastique endommageable

Dans cette partie, un modèle classique d’endommagement est utilisé afin de retranscrire la perte de rigidité du matériau lors de son chargement. L’évolution du module de Young effectif est gouvernée par les équations 9.10 où D est la variable d’endommagement, $\tilde{\sigma}$ le tenseur des

contraintes effectives et ϵ le tenseur des déformations totales.

$$\sigma = (1 - D)\tilde{\sigma} \quad (9.10a)$$

$$\dot{\tilde{\sigma}} = E(\xi)(\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}_{bc} - \dot{\epsilon}_{au} - \dot{\epsilon}_{th}) = E(\xi)\dot{\epsilon}_{el} \quad (9.10b)$$

L'évolution de la variable d'endommagement est gouvernée par les équations 9.11 et 9.12 où $\tilde{\epsilon}$ est la déformation de Mazars [Mazars, 1986][Benboudjema et Torrenti, 2008] et κ_0 est le seuil en déformation pour la traction :

$$\tilde{\epsilon} = \sqrt{\langle \epsilon_{el} \rangle_+ : \langle \epsilon_{el} \rangle_+} \quad (9.11)$$

si $\tilde{\epsilon} > \kappa_0$ alors :

$$D = 1 - \frac{\kappa_0}{\tilde{\epsilon}} \left((1 + A_t) \exp(-B_t \tilde{\epsilon}) - A_t \exp(-2B_t \tilde{\epsilon}) \right)$$

si $\tilde{\epsilon} \leq \kappa_0$ alors :

$$\dot{D} = 0$$

(9.12)

Le seuil de déformation en traction est fonction du degré d'hydratation ξ selon l'équation 9.13 où f_∞^t est la résistance finale du béton en traction.

$$\kappa_0(\xi) = \frac{f_t(\xi)}{E(\xi)} = \frac{f_t^\infty \bar{\xi}^\gamma}{E(\xi)} \quad (9.13)$$

Afin de ne pas avoir de dépendance au maillage, une longueur caractéristique l_c est introduite. Cette dernière est dépendante de l'énergie de fissuration G_{ft} et de la densité d'énergie dissipée g_{ft} à la rupture en traction (équation 9.14).

$$g_{ft} = \frac{G_{ft}}{l_c} \quad (9.14)$$

L'énergie de fissuration est fonction du degré d'hydratation (EQ.9.15) et la densité d'énergie dissipée est calculée selon EQ.9.16.

$$G_{ft}(\xi) = G_{ft}^\infty \bar{\xi}^\gamma \quad (9.15)$$

$$g_{ft}(\xi) = f_t(\xi) \left(\frac{(1 + A_t/2)}{B_t} \right) \quad (9.16)$$

Les paramètres de ce modèle sont présentés dans le tableau 9.3. Le manque de données expérimentales sur ce béton nous conduit à prendre des valeurs rencontrées couramment dans la littérature.

$f_t^\infty (MPa)$	2.5
$G_{ft} (J.m^{-2})$	48
A_t	1
γ	0.46

Tableau 9.3: Paramètres du modèle d'endommagement

9.2.2.3 Simulation élastique avec fluage du mur de Civaux

Dans cette première partie, le modèle reste élastique, il n'y a pas d'endommagement. L'influence du paramètre α_{bc} est étudiée. Quatre cas sont analysés. Premièrement, le comportement thermo-mécanique de la structure est étudié en négligeant la déformation de fluage propre. Puis ce dernier est pris en compte pour trois valeurs différentes de α_{bc} : $\alpha_{bc} = \frac{1.69}{3}$, $\alpha_{bc} = 1.69$, $\alpha_{bc} = 1.69 \times 3$. Les évolutions du champ de contraintes σ_{zz} and σ_{yy} au centre (point C sur la figure 9.3) et à la surface (point B sur la figure 9.3) de la structure sont représentés sur la FIG.9.5 et la FIG.9.6.

Les résultats obtenus montrent clairement que le fluage propre ne peut être négligé au jeune âge sous peine d'avoir un champ de contrainte surévalué. L'influence du coefficient α_{bc} est particulièrement forte sur le champ de contrainte σ_{zz} : une valeur élevée de α entraîne une diminution significative de σ_{zz} lorsque le béton est sollicitée en traction. L'impact de α_{bc} sur le champ de contrainte σ_{yy} est moins important. Contrairement au champ de contrainte σ_{zz} , le champ de contrainte σ_{yy} subit l'influence de α_{bc} à la fois en traction et en compression. Ceci s'explique par le fait que les déformations sont bloquées suivant \vec{z} (hypothèse des déformations planes) et seulement gênées suivant \vec{y} car le gradient de température suivant l'axe horizontal $\overrightarrow{grad}_x T$ est à l'origine de ces contraintes. Ainsi, suivant \vec{z} , le fluage ne vient que relaxer la contrainte σ_{zz} . Alors que suivant \vec{y} , il modère également la restriction des déformations.

L'influence du coefficient α_{bc} est mise en évidence sur la figure 9.7. L'évolution de la contrainte maximale, $max[\sigma]$, divisée par la contrainte maximale obtenue pour $\alpha_{bc} = 0$, $max[\sigma(\alpha_{bc} = 0)]$, est tracée en fonction de $\alpha_{bc}/1.69$. La valeur de la contrainte maximale dépend fortement de la valeur α_{bc} choisie.

9.2.2.4 Simulation avec fluage et endommagement du mur de Civaux

La variable d'endommagement est maintenant introduite dans le modèle. On s'intéresse à l'influence du paramètre α_{bc} sur cette variable. La figure 9.8 montre le champ d'endommagement à la fin du jeune âge (1 mois après la coulée) pour 3 valeurs de α_{bc} . Comme précédemment, le champ final d'endommagement est fortement lié à la valeur de α_{bc} . Pour $\alpha_{bc} = \frac{1.69}{3}$, la structure est sévèrement endommagée. Alors que pour $\alpha_{bc} = 1.69 \times 3$, elle ne subit aucune fissuration.

Lors de la construction de cet ouvrage, des fissures sont apparues en zone centrale et à l'interface entre le radier et le mur (figure 9.9). Ce faciès de fissuration correspond à ce que l'on peut observer pour $\alpha_{bc} = \frac{1.69}{3}$. La zone centrale semble subir trop d'endommagement, cette suresti-

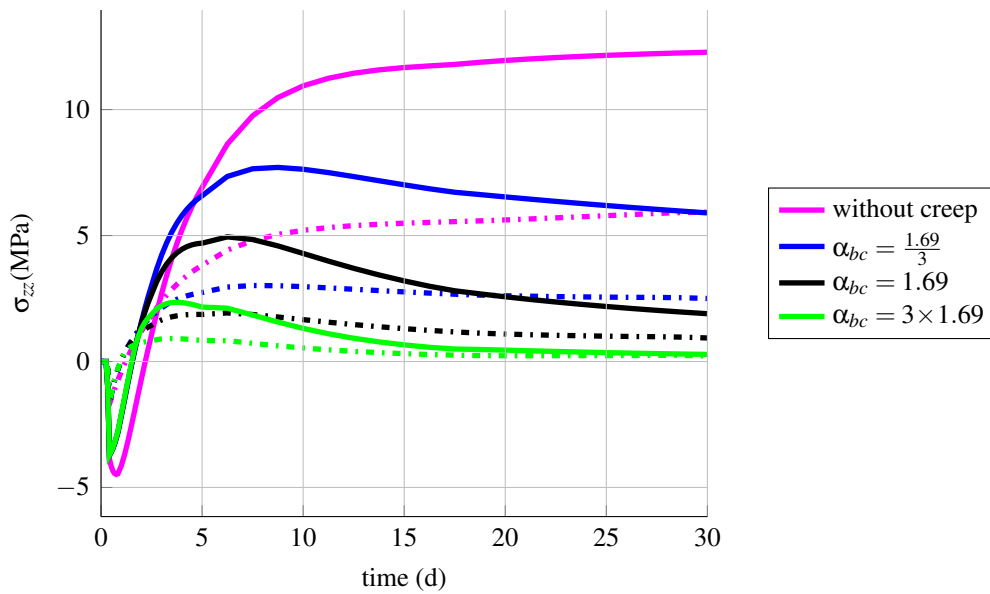


FIGURE 9.5: Évolution de σ_{zz} en fonction du temps à la surface (traits pointillés) et au cœur de la structure (traits pleins)

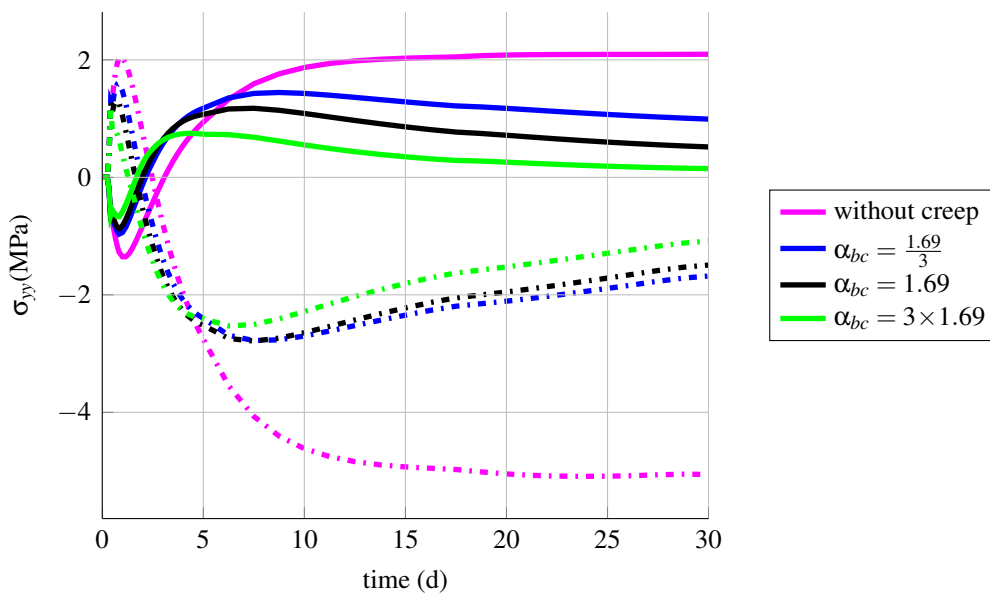


FIGURE 9.6: Évolution de σ_{yy} en fonction du temps à la surface (traits pointillés) et au cœur de la structure (traits pleins)

mation est probablement due à l'hypothèse des déformations planes qui entraîne une restrainte totale selon la direction \vec{z} .

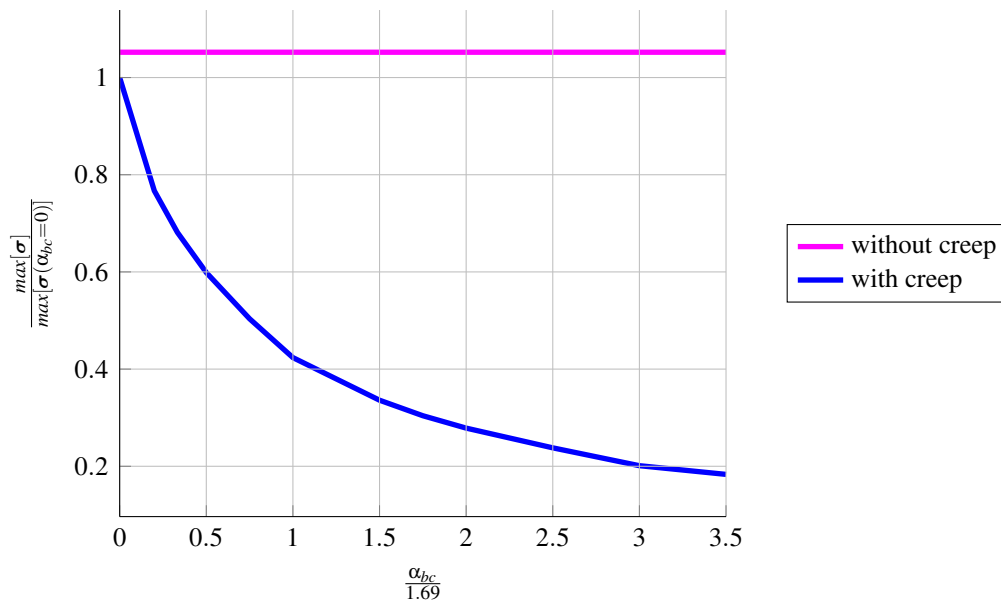


FIGURE 9.7: Évolution de $\frac{\max[\sigma]}{\max[\sigma(\alpha_{bc}=0)]}$ en fonction de $\frac{\alpha_{bc}}{1.69}$

9.2.3 Influence du coefficient de Poisson de fluage propre

Le fluage sous sollicitation multi-axiale a été l'objet de peu d'études expérimentales (section 5.1 de la partie II). De plus, la fiabilité des résultats existants présente quelques faiblesses : état de contrainte non uniforme dans la zone de mesure, dérive dans le temps des moyens de mesure, conditions endogènes non vérifiées... De plus, à notre connaissance, aucun résultat en traction n'a été obtenu.

L'impact de la valeur choisie pour ν_{bc} sur le champ de contraintes est étudié à travers une simulation visco-élastique du mur massif. L'évolution de la contrainte maximale $\max[\sigma]$ divisée par la contrainte maximale obtenue pour $\nu_{bc} = 0.2$ est tracée en fonction de ν_{bc} sur la figure 9.10. L'influence de la valeur choisie pour ν_{bc} sur la contrainte maximale est très faible au jeune âge. Le coefficient de Poisson de fluage propre peut dès lors être pris égal à celui de la déformation élastique au jeune âge.

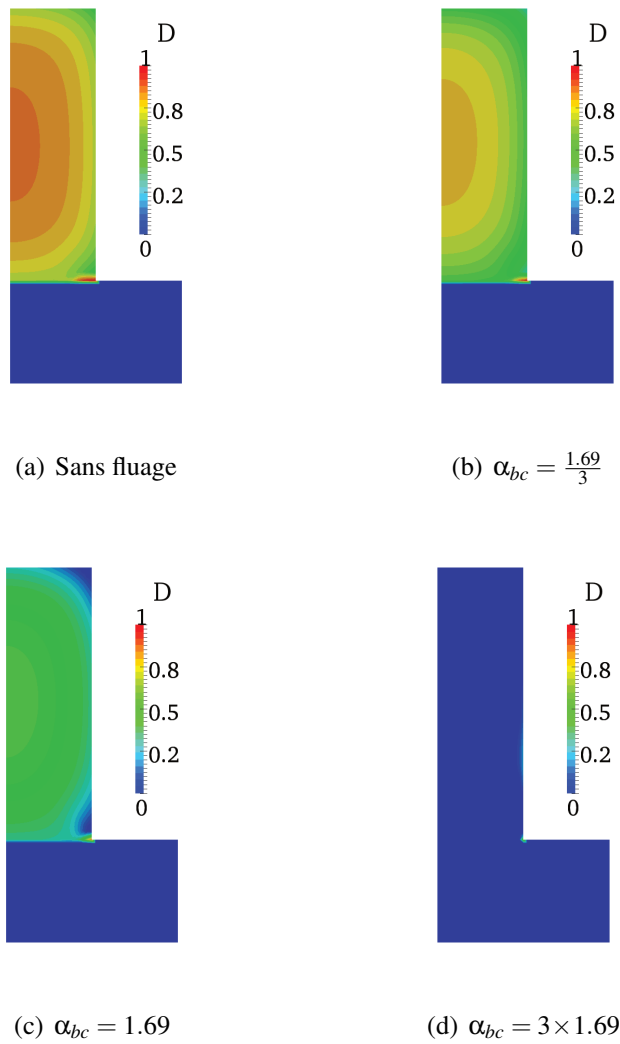


FIGURE 9.8: Champ d'endommagement à la fin du jeune âge pour différentes valeurs de α_{bc}

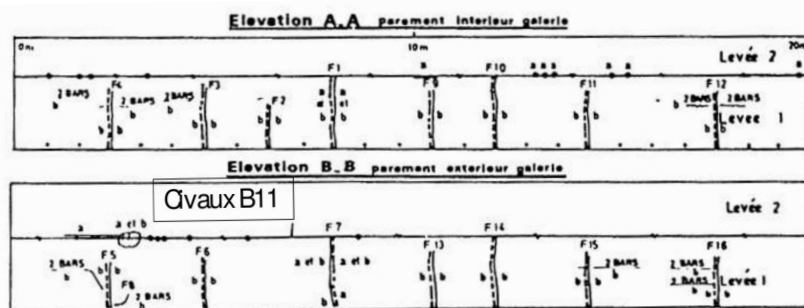


FIGURE 9.9: Faciès de fissuration des voiles de Civaux

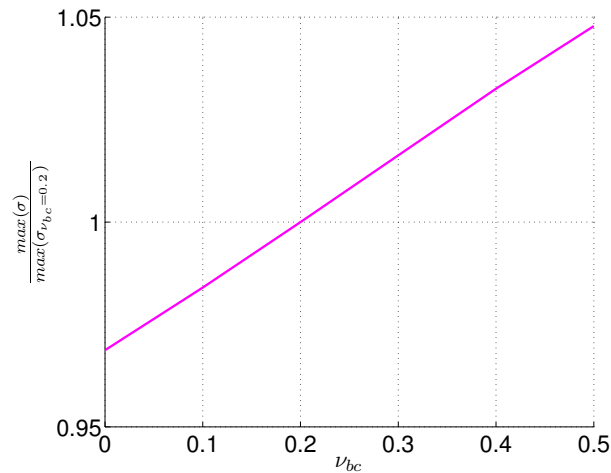


FIGURE 9.10: Évolution de $\frac{\max[\sigma]}{\max[\sigma]_{\nu_{bc}=0.2}}$ en fonction de ν_{bc}

9.2.4 Influence du coefficient de dilatation thermique

Le coefficient de dilatation thermique α_{th} est dépendant du degré d'hydratation au très jeune âge (section II3.1.1). L'influence de cette dépendance au degré d'hydratation est étudiée. Deux cas sont considérés, un premier calcul est effectué en supposant que $\alpha_{th} = 12.5 \cdot 10^{-6}$ est constant dans le temps, dans un deuxième calcul, l'évolution de α_{th} est gouvernée par l'équation suivante :

$$\alpha_{th}(\xi) = (9 \cdot 10^{-6} \cdot (1 - \xi)^3 + 12.5 \cdot 10^{-6}) \quad (9.17)$$

Les évolutions des contraintes σ_{zz} et σ_{yy} à la surface et en cœur de la structure sont tracées sur les figures 9.11. Les contraintes maximales observées ne sont que très peu impactées par le choix du modèle pour le coefficient de dilatation thermique. En effet, la relation proposée dans l'équation 9.17 induit que α_{th} est proche de sa valeur finale pour des degrés d'hydratation où le module de Young du béton est encore très faible. Les contraintes induites par la restriction des déformations sont par conséquent modérées. Dans ce type de problème, il ne semble pas nécessaire de prendre en compte la dépendance de α_{th} au degré d'hydratation au très jeune âge.

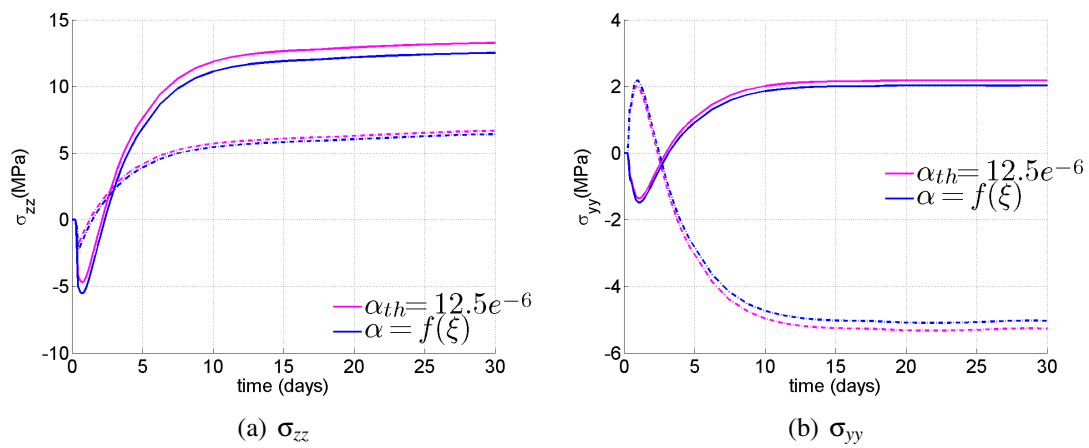


FIGURE 9.11: Évolution des contraintes en fonction du temps à la surface (traits pointillés) et au cœur de la structure (traits pleins)

Chapitre 10

Fluage d'une poutre en flexion 4 points

10.1 Analyse numérique d'une poutre en flexion 4 points

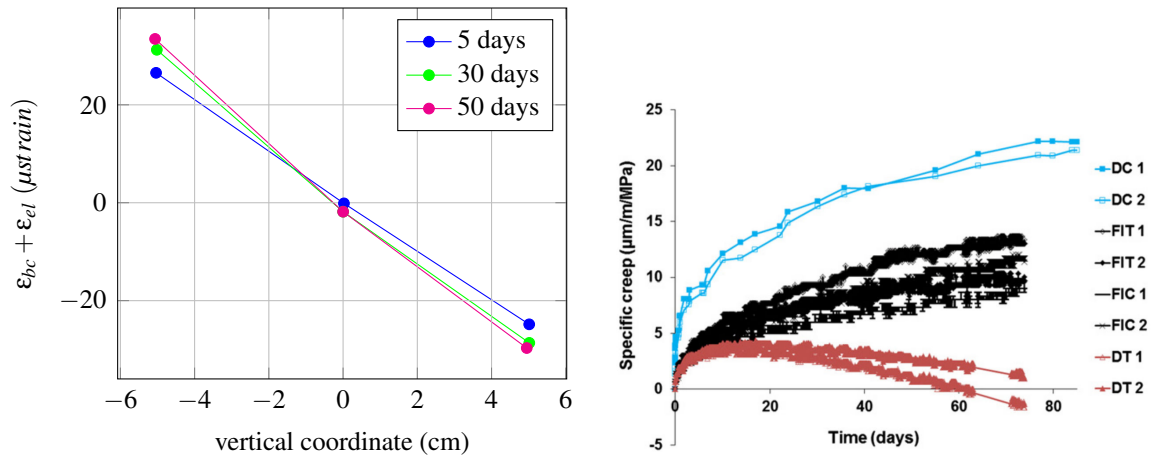
10.1.1 Introduction

Plusieurs travaux portent sur le fluage sous flexion 4 points dans la littérature. Des essais en traction, compression et flexion ont été réalisés par Ranaivomanana *et al.* [Ranaivomanana *et al.*, 2013a] où des éprouvettes de dimension $100 \times 100 \times 500$ mm sont testées 28 jours après leur fabrication. Lors du chargement, la contrainte en fibre inférieure est égale à 50% de la résistance en traction directe. Les complaisances de fluage pour chaque type d'essai sont tracées sur la figure 10.1(b). Les complaisances de traction et de compression obtenues à partir du test de flexion sont calculées en supposant que la contrainte normale à la section est égale à celle calculée avec la théorie des poutres. Le retrait endogène est soustrait de la déformation totale dans le calcul des déformations visco-élastiques.

Le même type d'essais a été réalisé par Tailhan *et al.* [Tailhan *et al.*, 2013], cependant, les éprouvettes étudiées sont plus massives ($150 \times 200 \times 700$) et les essais sont réalisés 64 jours après la fabrication des éprouvettes. L'éprouvette en flexion est chargée à 70% de sa résistance maximale. Le retrait endogène est négligeable.

Plusieurs observations sont communes à ces deux études sur le fluage sous flexion 4 points, les auteurs observent que la section normale reste plane durant l'essai (figures 10.1(a) et 10.2). De plus, l'axe neutre ne se déplace pas, sa position n'est pas sensible à la déformation de fluage. Enfin, Ranaivomanana *et al.* montrent que le calcul des complaisances de fluage en traction et en compression à partir des essais de flexion 4 points sont quasi-égales et sont comprises entre les complaisances de fluage obtenues à partir des essais uniaxiaux directs.

Le calcul d'une poutre en flexion 4 points est réalisé. La géométrie et les dimensions de ce problème sont détaillées sur la figure 10.3. La section de la poutre est carrée. Le problème est tridimensionnel et le matériau est supposé visco-élastique dans un premier temps. Les conditions environnementales retenues impliquent que la déformation de fluage propre est l'unique déformation différée. La structure est mise sous charge 28 jours après sa fabrication. En conséquence, les phénomènes liés à l'hydratation du béton sont négligés (retrait endogène, baisse des propriétés visqueuses, gains en résistance...)



(a) Déformation visco-élastique normale à la section à plusieurs dates (b) Comparaison des complaisances de fluage propre spécifique en traction directe (DT), compression directe (DC), traction par flexion (FIT) et compression par flexion (FIC)

FIGURE 10.1: Fluage d'une poutre sous chargement maintenu [Ranaivomanana *et al.*, 2013a]

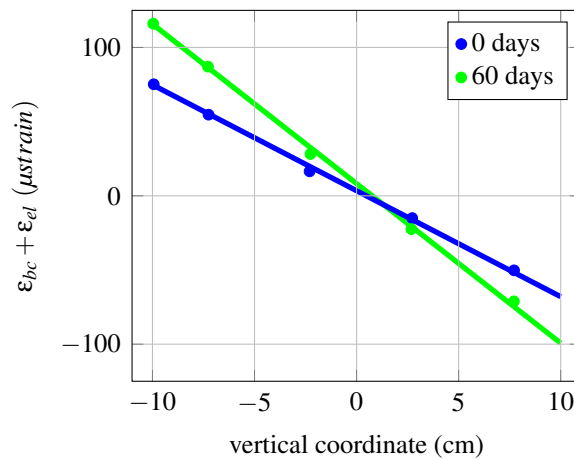


FIGURE 10.2: Déformation visco-élastique normale à la section à plusieurs dates [Tailhan *et al.*, 2013]

10.1.2 Modélisation

10.1.2.1 Paramètres élastiques et de fluage

Les paramètres élastiques sont indiqués dans le tableau 10.2. Les paramètres de fluage propre sont identifiés à partir d'une campagne expérimentale réalisée par N. Reviron [Reviron, 2009]. Les tests en question avaient été effectués 90 jours après la fabrication du béton, la

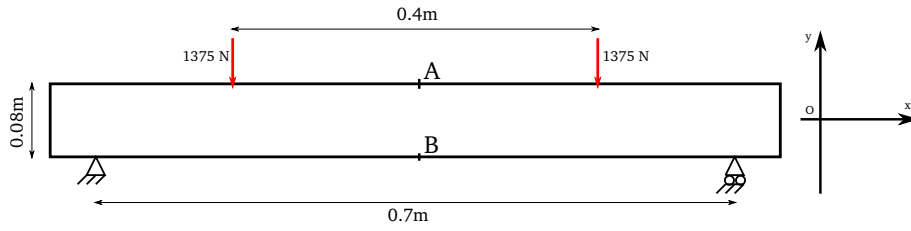


FIGURE 10.3: Géométrie de la poutre en flexion 4 points

durée de chargement était de 3 jours (période correspondant à la durée d'un accident par perte de réfrigérant primaire). L'identification des paramètres de la chaîne de Kelvin-Voigt (qui est associée au fluage propre à court terme) est réalisée à l'aide des données portant sur la recouvrance observée lors de la décharge. Les évolutions des déformations de fluage propre calculées

E	ν
30 GPa	0.2

Tableau 10.1: Paramètres élastiques

avec les paramètres du tableau 10.2 sont tracées sur la figure 10.4. Le béton de cette campagne expérimentale flue plus en compression qu'en traction ($\alpha_{bc} = 1/4.5$).

k_{kv}	τ	η_{am}	α_{bc}	ν_{bc}
475 GPa	8 h	3.5 GPa	1/4.5	0.2

Tableau 10.2: Paramètres de fluage propre

10.1.2.2 Modélisation du fluage tertiaire

Un chargement mécanique élevé maintenu durant une période prolongée conduit à la rupture du béton. Cette observation est vraie en flexion 4 points [Daviau-Desnoyers *et al.*, 2014] [Rossi *et al.*, 2014a].

Le caractère non-linéaire du fluage propre sous chargement mécanique élevé est considéré grâce à l'approche proposée par par Mazzotti [Mazzotti et Savoia, 2003] : le critère d'activation de l'endommagement dépend de la déformation équivalente $\tilde{\epsilon}_{bc-d}$ calculée à partir de la somme de la déformation élastique ϵ_{elas} et de la déformation de fluage propre ϵ_{bc} pondérée par le coefficient β_{bc-d} :

$$\tilde{\epsilon}_{bc-d} = \sqrt{\langle \epsilon_{elas} + \beta_{bc-d} \cdot \epsilon_{bc} \rangle : \langle \epsilon_{elas} + \beta_{bc-d} \cdot \epsilon_{bc} \rangle} \quad (10.1)$$

La valeur du coefficient de couplage est telle que $\beta_{bc-d} = 0.2$. Les paramètres choisis pour gouverner l'évolution de l'endommagement sont ceux d'un béton classique (figure 10.5(a)).

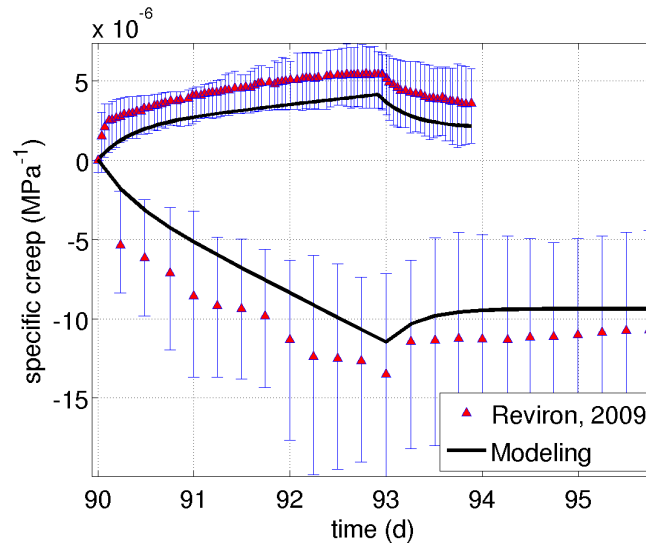
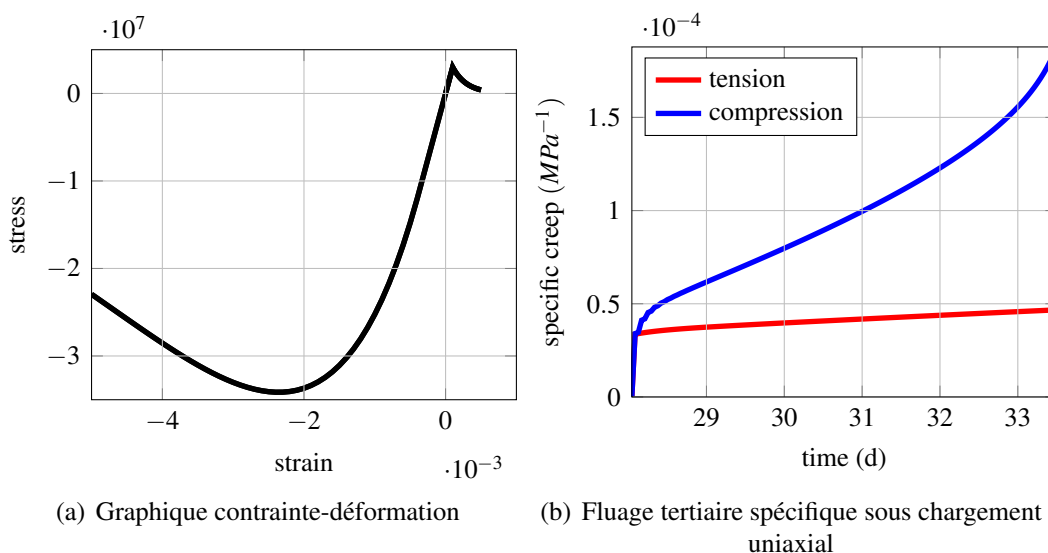


FIGURE 10.4: Évolutions du fluage propre spécifique en fonction du temps pour des chargement de traction et de compression

Les complaisances de fluage sont tracées sur la figure 10.5(b) pour un chargement tel que la contrainte en traction (ou compression) soit égale à 85% de la résistance maximale du béton. Les paramètres de fluage impliquent que le matériau flue plus en compression qu'en traction. Par conséquent, en compression la zone de non-linéarité est atteinte dès l'instant de chargement, l'éprouvette rompt alors trois jours après sa mise sous charge.



(a) Graphique contrainte-déformation

(b) Fluage tertiaire spécifique sous chargement uniaxial

FIGURE 10.5: Modélisation du fluage tertiaire

10.1.3 Résultats

10.1.3.1 Calcul visco-élastique

La déformation totale ε^{xx} est définie comme la somme des déformations élastiques ε_{el}^{xx} et de fluage propre ε_{bc}^{xx} . La figure 10.6 montre l'évolution de la déformation totale ε^{xx} le long de l'axe vertical AB (figure 10.3). À l'instant du chargement, la déformation totale est telle que $\varepsilon^{xx}(t = 0) = \varepsilon_{el}^{xx}(t = 0)$. Conformément à la théorie des poutres, la déformation normale à la section varie linéairement en fonction de y et est symétrique par rapport à l'axe neutre. Après six jours de chargement, l'axe neutre s'est déplacé vers la zone qui était initialement en traction. La figure 10.7 montre l'évolution de la position de l'axe neutre en fonction du temps. L'axe

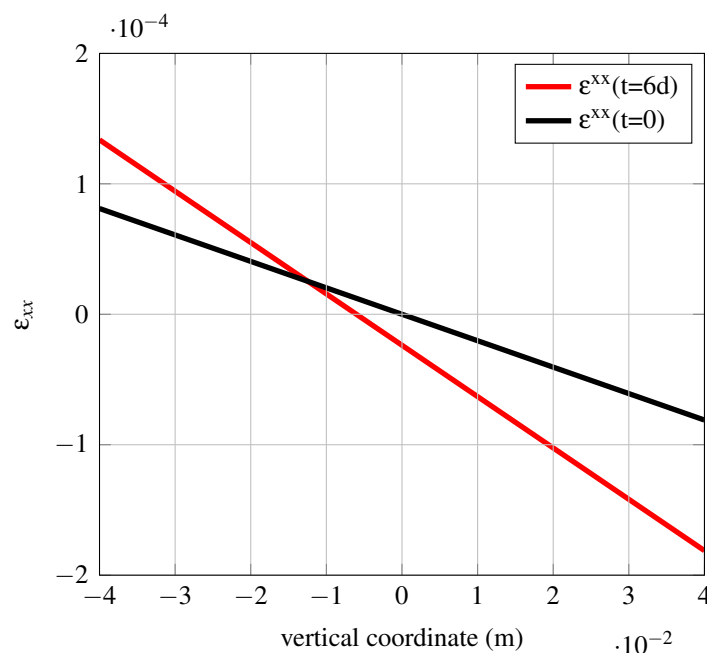


FIGURE 10.6: Déformations normales à la section d'une poutre en flexion maintenue

neutre se déplace vers la zone où la complaisance de fluage est la plus faible (zone en traction dans cet exemple). Dans ce problème, la complaisance de fluage dépend du sens de sollicitation, l'équilibre mécanique du problème ne peut pas être maintenu sans une évolution du champ des déformations. Ce résultat est en contradiction avec les observations effectuées par Ranaivomanana [Ranaivomanana *et al.*, 2013a].

Les évolutions des contraintes σ_{xx} le long de l'axe vertical AB sont tracées sur la figure 10.8 à deux instants différents. La phase purement élastique est celle associée à $t = 0$, la phase visco-élastique correspond à $t = 6$ jours. Après 6 jours de mise en charge, le gradient de contrainte n'est plus constant le long de l'axe vertical. Il est intéressant de noter que la fibre inférieure de la poutre subit une contrainte de traction de plus en plus importante. Cette observation est une explication possible de la rupture des poutres sous chargement de flexion maintenu [Omar, 2004].

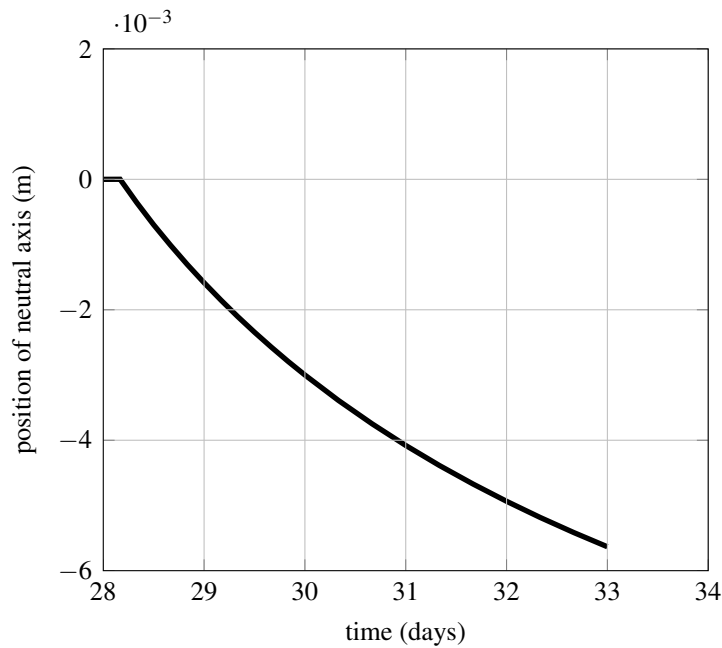


FIGURE 10.7: Évolution de la position de l'axe neutre en fonction du temps

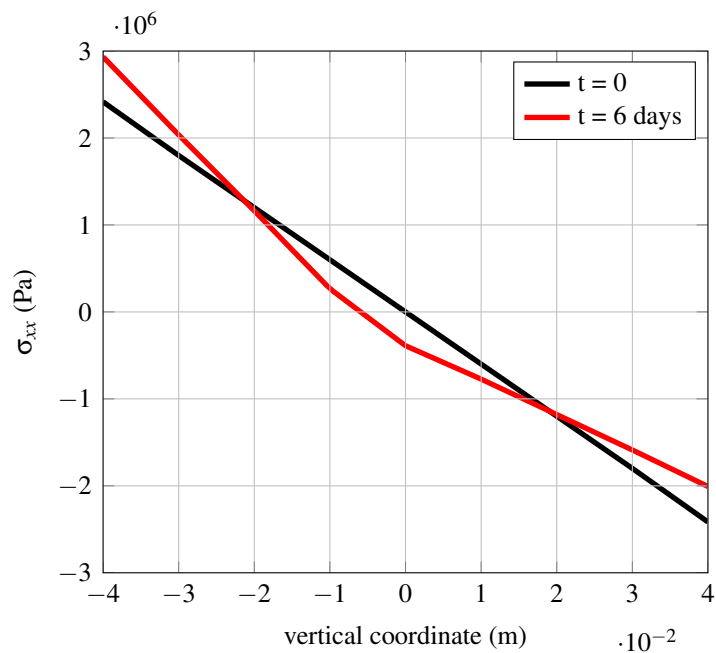


FIGURE 10.8: Évolution de la contrainte normale à la section à l'instant de mise sous charge et après six jours de fluage

Cette non-linéarité explique pourquoi les complaisance expérimentales de fluage propre spécifique en flexion sont généralement comprises entre les complaisances de fluage propre en trac-

tion et les complaisances de fluage propre en compression. La figure 10.9 montre les évolutions du fluage propre spécifique en flexion au niveau des fibres inférieure (sous traction, point A) et supérieure (sous compression, point B). Après six jours de chargement, le fluage spécifique est calculé selon deux méthodes :

- en accord avec différents travaux expérimentaux, le champ de contrainte élastique est supposé ne pas évoluer au cours du temps. Le calcul de la contrainte élastique est utilisé pour obtenir une quantité physique homogène à une déformation de fluage spécifique (hypothèse élastique).
- le fluage propre spécifique est calculé à partir du champ de contrainte réel obtenu après 6 jours de chargement. Les complaisances obtenues via cette méthode sont égales au complaisances de fluage propre sous chargement de traction (ou de compression) directe.

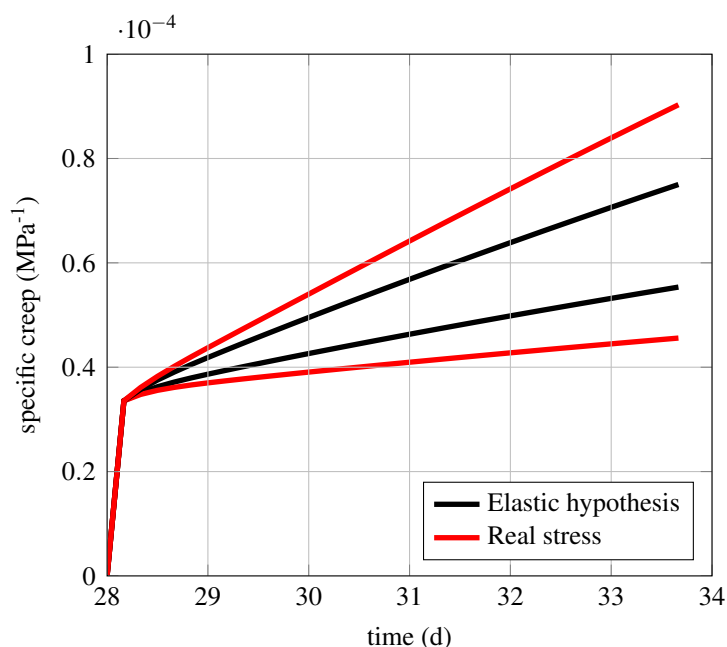


FIGURE 10.9: Complaisances de fluage propre spécifiques calculées en fibres supérieure et inférieure selon deux hypothèses

10.1.3.2 Calcul visco-élastique endommageable

L'influence du paramètre α_{bc} sur le moment à rupture d'une poutre soumise à un chargement de flexion 4 points est étudiée. L'effort appliqué est égal à 85% de l'effort maximum instantané admissible par la structure. Trois valeurs de α_{bc} sont retenues : $\alpha_{bc} = 1/4.5$ pour un béton qui flue plus en compression qu'en traction, $\alpha_{bc} = 1$ pour un béton avec des complaisances de fluage égales quel que soit le sens de sollicitation, $\alpha_{bc} = 4.5$ pour un béton qui flue plus en traction qu'en compression. La rupture du béton est initiée dans les zones où l'extension du béton est supérieure à la déformation à rupture. En conséquence, la rupture d'un béton qui flue plus en traction qu'en compression est rapidement atteinte. L'évolution de la flèche en fonction du

temps confirme cette conclusion. Plus le coefficient α_{bc} est élevé, plus la rupture de la structure se produit rapidement (figure 10.10).

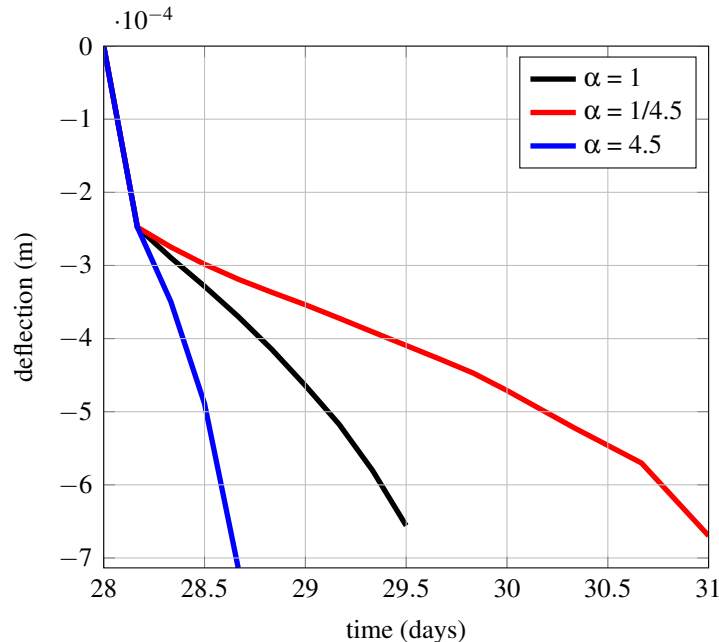


FIGURE 10.10: Évolution de la flèche en fonction du temps

10.1.4 Conclusions

L'influence du chargement sur la complaisance de fluage ne fait pas consensus dans la communauté scientifique. Un essai de fluage sous flexion 4 points est simulé numériquement. Le matériau choisi est tel qu'il flue plus en compression qu'en traction. Ce choix de modélisation a plusieurs conséquences : la section normale reste plane durant l'essai mais son axe neutre se déplace vers la zone où les déformations de fluage sont les plus faibles (zone en traction dans ce problème). Cette observation s'oppose aux résultats obtenus expérimentalement par Ranaivomanana *et al.* et Tailhan *et al.* qui n'observent pas d'influence du fluage sur la position de l'axe neutre. De plus, si le fluage dépend du sens de sollicitation, il n'est pas possible de calculer les complaisances de fluage en traction ou en compression à partir d'un essai de flexion.

Chapitre 11

Comportement d'une tranche d'enceinte de confinement du jeune âge au long terme

Le comportement d'une structure représentative d'une enceinte nucléaire est étudié. La phase du jeune âge et la phase du long terme sont étudiées. Le phasage de la construction de l'ouvrage n'est pas respecté : les dates de décoffrage ne sont pas considérées, la température initiale du béton lors de sa coulée n'est pas connue, les conditions environnementales (température extérieure lors du jeune âge) sont supposées constantes. De plus, l'ouvrage étudié est représentatif d'une tranche courante, des observations différentes pourraient émerger si d'autres parties de l'enceinte étaient étudiées. En conséquence, les résultats présentés dans ce chapitre ont seulement pour objectif de mettre en lumière les avantages et les limites de ce modèle dans la simulation du comportement des structures massives précontraintes.

11.1 Comportement d'une structure massive coulée en plusieurs levées au jeune âge

11.1.1 Introduction

Le comportement d'un mur construit en quatre levées est étudié. L'épaisseur de ce mur est de 1,2 m. La hauteur d'une levée est égale à 1,6 m. La géométrie de ce mur est présentée sur la figure 11.1(a). Le ferrailage passif de cette structure est détaillé sur la figure 11.1(b). Des éléments poutres sont utilisés pour modéliser les armatures métalliques de diamètre 25 mm. L'hydratation de la première levée est terminée au commencement du calcul. La période entre la construction de deux levées successives est de 28 jours.

11.1.2 Comportement thermo-chimique

Les valeurs des différents paramètres du modèle thermo-chimique sont présentées dans le tableau 11.1 et l'affinité normalisée est identique à celle retenue dans le chapitre 9 (figure 9.4(a)). La température initiale du béton est égale à la température extérieure ($T_{ext} = 15^{\circ}\text{C}$), le coefficient

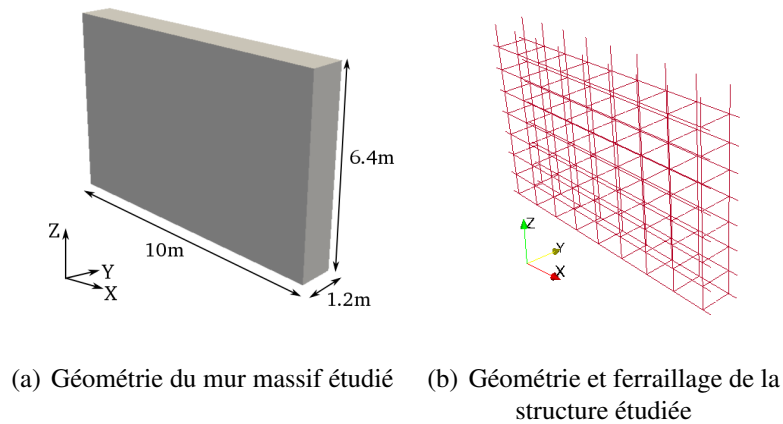


FIGURE 11.1: Géométrie et ferrailage de la structure étudiée

de convection est tel que $h_{th} = 10 \text{ W.m}^{-2}.\text{K}^{-1}$. Le retrait endogène n'est pas modélisé. Le champ de température est tracé sur la figure 11.2(a), à cette date, la construction de la troisième levée est achevée depuis 20 heures. L'évolution de la température au centre de la deuxième levée est tracée sur la figure 11.2(c). La levée 2 atteint sa température maximale lors de sa construction, néanmoins un pic de température est également observé lors de la coulée de la levée suivante. En revanche, la construction de la levée 4 semble sans impact sur le champ de température dans la levée 2. Dans une structure de ce type, la construction d'une nouvelle levée est sans effet thermique sur l'antépénultième levée. L'évolution du degré d'hydratation dans cette levée est présentée sur la figure 11.2(d). Le béton situé dans une levée est soit totalement soit quasi-totalement hydraté¹ lors de la construction de la levée supérieure. Afin de simplifier le problème, l'hydratation de la levée inférieure est considérée totale lorsque commence la construction de la levée supérieure (voir l'évolution du degré d'hydratation au point C).

$k_{th}(\text{W.m}^{-1}.\text{K}^{-1})$	3.05
$C_{th}(\text{J.m}^{-3}.\text{K}^{-1})$	2400
$l_{hyd}(\text{J.m}^{-3})$	$154.7 \cdot 10^6$
$E_a^{hyd}/R(\text{K}^{-1})$	4400
ξ_f	1.0

Tableau 11.1: Paramètres du modèle thermo-chimique

1. En réalité, l'hydratation du béton s'étale sur plusieurs mois. Cependant, ce type de modélisation basée sur des essais semi-adiabatiques ne permet pas de considérer ces cinétiques d'hydratation à long terme

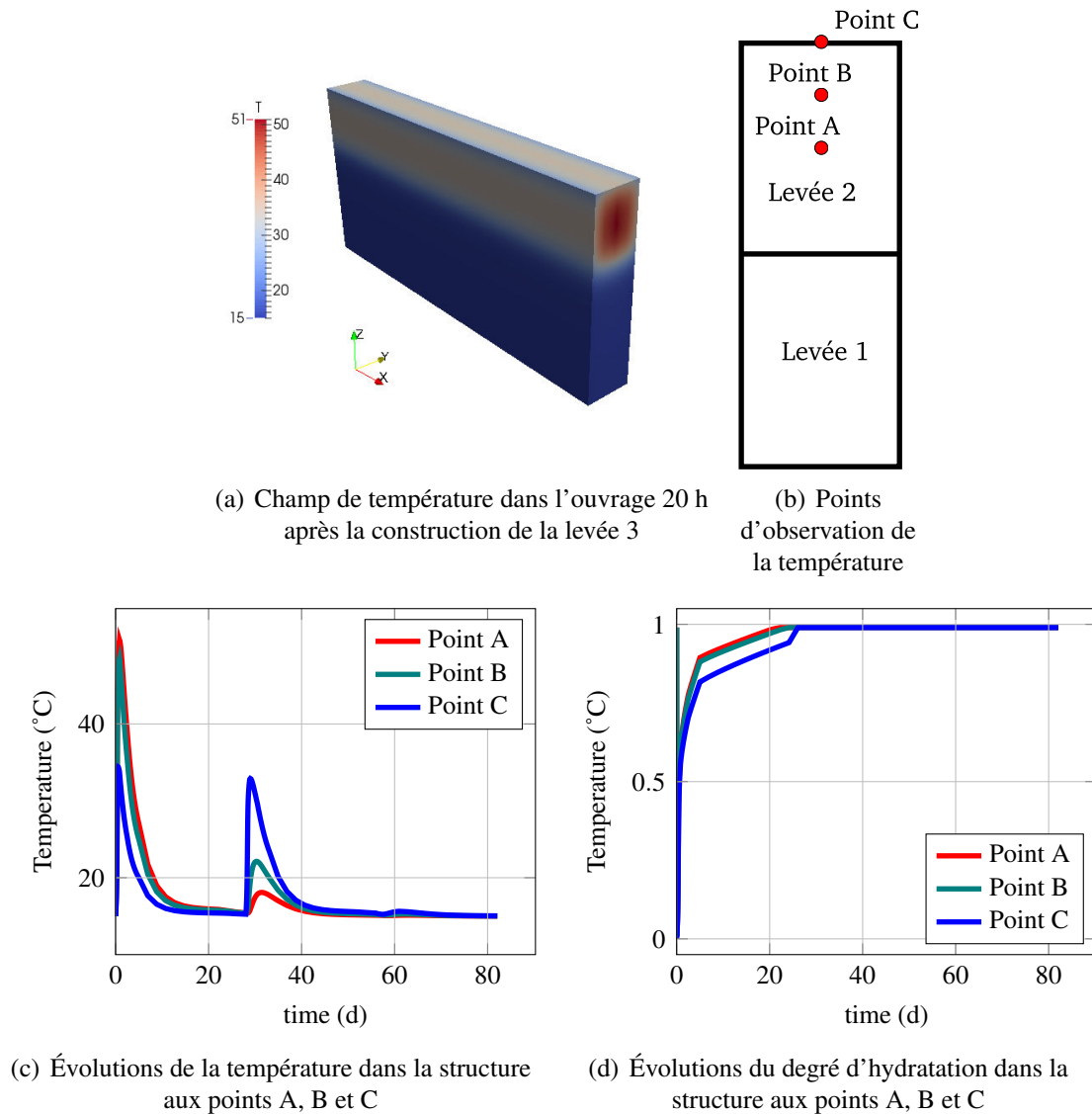


FIGURE 11.2: Évolutions de la température et du degré d'hydratation dans la seconde levée

11.1.3 Comportement mécanique

Le comportement mécanique de cette structure est analysé. Les évolutions des contraintes en différents points sont présentées sur les figures 11.3². Dans les résultats présentés ci-dessous, l'endommagement n'est pas initié aux points étudiés : les contraintes restent inférieures à la résistance en traction. Néanmoins, les phases de montée et de descente en température apparaissent comme des périodes d'initiation de l'endommagement. Lors de la montée en température, le gradient de température suivant \vec{y} induit une contrainte σ_{yy} de traction. Cette contrainte est très proche de la résistance en traction et des choix de conditions aux limites ou de paramètres

2. l'évolution de la résistance mécanique en traction est représentée en traits pointillés

matériaux différents³ pourraient initier une fissuration superficielle de l'ouvrage. De même, lors du refroidissement, la contrainte σ_{zz} atteint un niveau élevé. Le rôle joué par le fluage dans la relaxation de ces contraintes est important. Cependant, dans cet exemple, la contrainte σ_{zz} atteint sa valeur maximale lors de la troisième coulée : l'amplitude du fluage propre n'est pas suffisante pour qu'un calcul représentatif puisse être réalisé en ne considérant que deux levées.

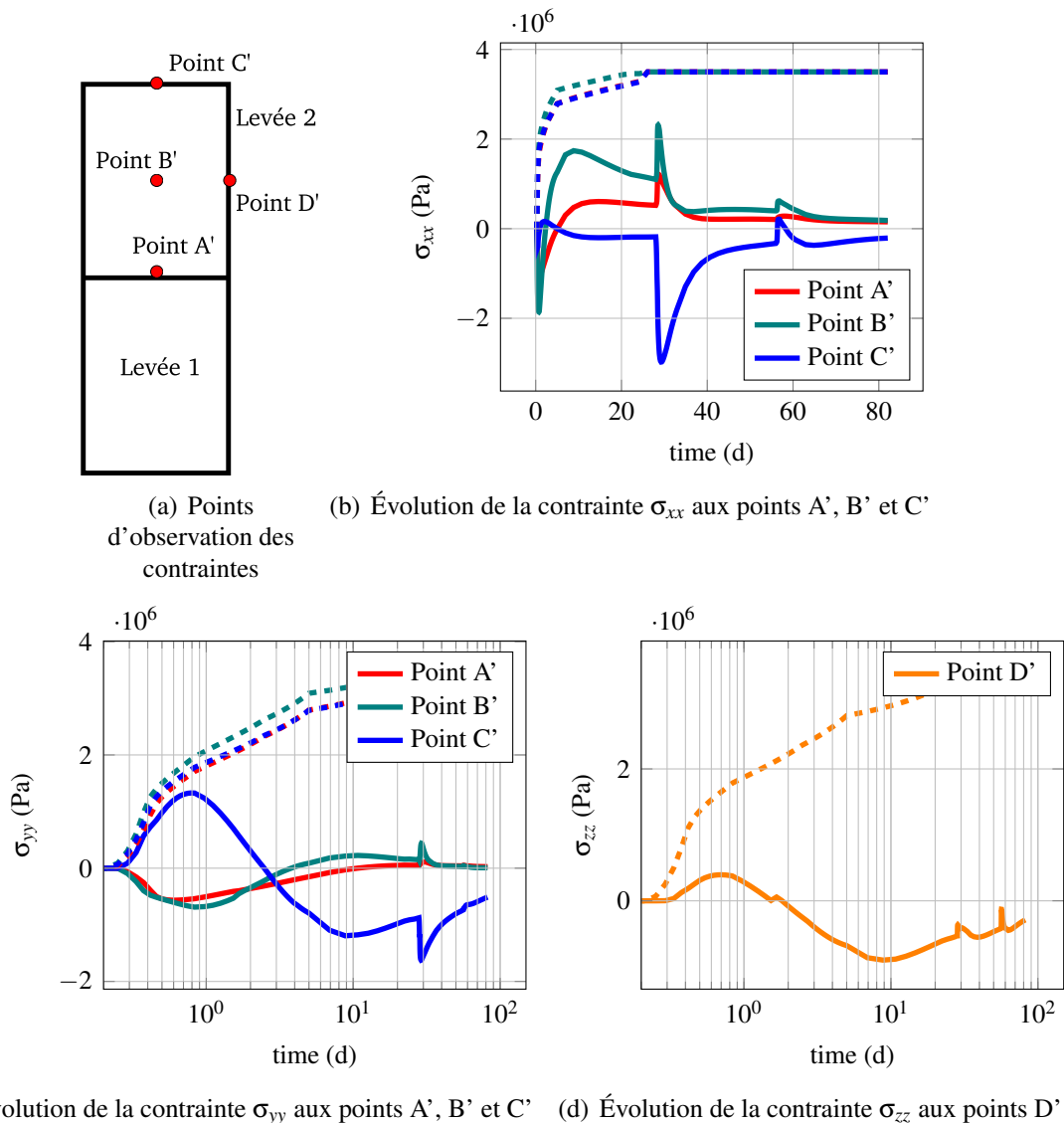


FIGURE 11.3: Évolutions des contraintes dans la seconde levée

3. L'effet d'échelle n'est, par exemple, pas pris en compte dans ce problème

k_{kv}	τ	η_{am}	α_{bc}	ν_{bc}	α_{th}	f_t	$E_a^w = E_a^{ir}$	G_{fi}
250 GPa	15 h	34 GPa	1.0	0.2	$7.5 \cdot 10^{-6} K^{-1}$	3.5 MPa	1700 K	$120 J.m^{-2}$

Tableau 11.2: Paramètres mécaniques

11.2 Comportement d'une structure précontrainte à long terme

Les enceintes de confinement sont des ouvrages instrumentés. L'évolution de leur déformations dans le temps est connue. Anderson montre que l'évolution des pertes de précontrainte dans la structure est fortement influencée par l'élévation de température qui se produit lors de la mise en service de la centrale [Anderson, 2005]. Torrenti et Benboudjema calculent l'évolution des déformations différées dans une enceinte à partir du Code Model 2010, les paramètres introduits dans les différentes relations sont identifiés à partir d'essais réalisés en laboratoire [Torrenti et Benboudjema, 2014]. Les auteurs montrent que la prédiction des déformations via cette démarche sous-estime les déformations enregistrées sur site.

Une structure dont l'épaisseur est identique à celle présentée sur la figure 11.1(a) est étudiée. La dessiccation de la structure commence 84 jours après la fabrication du béton. La structure est mise en précontrainte à $t = 125$ jours de manière immédiate⁴. La température est considérée constante et égale à 30°C. L'humidité relative ambiante est égale à 50%. L'endommagement n'est pas pris en compte : l'absence d'effet unilatéral dans le modèle d'endommagement induit une erreur lors du calcul des pertes de précontrainte. Les paramètres utilisés dans ce calcul sont présentés dans le tableau 11.3. Le profil de l'humidité relative dans la structure est tracé à différentes dates sur la figure 11.4(a). L'évolution des déformations différées moyennes dans la structure est tracée sur la figure 11.4(b) et est comparée à des mesures faites sur site (publiées dans [Torrenti et Benboudjema, 2014]).

Les paramètres retenus conduisent à une surestimation limitée des déformations différées dans la structure. Néanmoins, cette remarque est à nuancer : la date de mise en précontrainte horizontale n'est pas visible sur les données enregistrées sur site. Les cinétiques à long terme dépendent du sens de sollicitation, la déformation verticale, ε_{tot}^{zz} croît plus rapidement que la déformation horizontale, ε_{tot}^{xx} . Ainsi, l'évolution de la déformation horizontale à long terme est très proche de celle observée in situ ; à l'inverse, l'évolution de la déformation verticale à long terme est surestimée. Sur site, les cinétiques d'évolutions à long terme sont identiques quelle que soit la direction, cette remarque implique que le coefficient de Poisson des déformations différées totales est égal à -1 si la fissuration n'est pas considérée [Torrenti et Benboudjema, 2014].

4. En réalité, la phase de mise en tension des câbles dure plusieurs mois

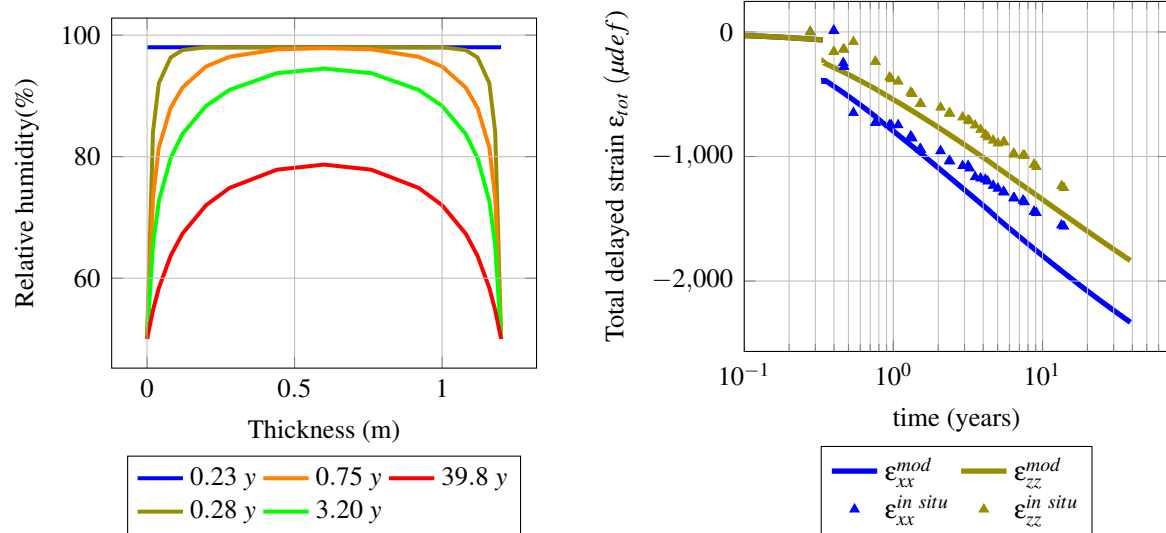


FIGURE 11.4: Calcul des déformations différées dans une enceinte

k_{kv}	τ	η_{am}	α_{bc}	ν_{bc}	$E_a^w = E_a^{ir}$	λ_{dc}	b	T_{ref}
250 GPa	15 h	34 GPa	1.0	0.2	1700 K	10^{-7}	0.3	293 K

Tableau 11.3: Paramètres mécaniques

Conclusions

L'objectif de ce travail de thèse était de fournir les outils nécessaires à la modélisation du comportement d'une enceinte interne de confinement depuis sa construction jusqu'à la fin de sa mise en service. Les paramètres introduits doivent être limités et identifiables. La durée de vie de ce type d'ouvrages peut être décomposée en deux périodes :

- La première qualifiée de « jeune âge » est la phase associée à la construction de la structure. La compréhension des phénomènes mis en jeu passe par un couplage entre un problème thermo-chimique et un problème mécanique.
- La seconde appelée « long terme » est la période associée à la durée d'exploitation de la centrale. La connaissance du comportement de cette structure nécessite la résolution d'un problème hydro-mécanique.

Le choix de découpler le problème en deux périodes distinctes permet de ne pas considérer les interactions entre le problème thermo-chimique au jeune âge et le problème du séchage du béton. Les modélisations de ces deux problèmes s'appuient sur les travaux déjà réalisés par M. Briffaut [Briffaut, 2010] et N. Reviron [Reviron, 2009]. En revanche, le problème mécanique est commun aux deux périodes. En conséquence, les lois qui régissent le problème mécanique doivent être pertinentes du jeune âge au long terme.

Un premier axe du travail s'est attaché au problème du comportement du béton à l'échelle macroscopique. La démarche de ce travail peut se résumer en trois points :

- La poursuite du développement des outils numériques implantés dans le logiciel CAST3M.
- La réalisation d'essais et le développement d'un dispositif expérimental pour l'étude du fluage sous sollicitation multi-axiale afin d'acquérir des données utilisées lors de la validation des modèles.
- L'étude de quelques structures simples (mais représentatives d'une enceinte) afin de mettre en évidence l'importance de certains paramètres d'entrée.

Les relations proposées s'appuient en partie sur la description de mécanismes physiques. Ainsi, en parallèle de ce principal axe de travail, la pertinence des micro-mécanismes retenus dans l'explication des différents phénomènes est abordée à travers l'observation de phénomènes à l'échelle macroscopique.

Le premier chapitre de ce mémoire traite du problème thermo-chimique au jeune âge et du séchage des bétons à long terme. Bien que chacun de ces problèmes implique des mécanismes très différents : le cadre reste le même, il s'agit dans les deux cas de résoudre un problème de nature diffuse. La modélisation du problème thermo-chimique s'appuie sur les travaux réalisés par M. Briffaut. Des essais calorimétriques ont été réalisés sur deux gâchées différentes à

l'aide d'un dispositif original. Les résultats obtenus montrent que pour un béton fabriqué avec un même lot de ciment, la variabilité observée entre gâchées est limitée pour les propriétés thermiques du matériau. Dans une enceinte de confinement, si des différences de comportement au jeune âge sont observées entre deux levées successives, elles seront probablement dues à des différences dans la composition du béton (quantité de ciment, rapport e/c...). Enfin, la validation de la modélisation a été réalisée à l'aide des données acquises lors de la construction de la première maquette ECOBA. Les résultats issus de la modélisation concordent avec les observations faites sur la maquette. Ce constat valide la démarche retenue : l'identification des paramètres du modèle à partir d'essais sur dispositifs semi-adiabatiques permet le calcul du comportement thermo-chimique d'une structure au jeune âge.

Le second chapitre de cette partie concerne la dessiccation naturelle des matériaux cimentaires. Les hypothèses retenues dans la description du problème mettent en évidence le rôle majeur de la perméation. De plus, si les variations d'humidités relatives sont limitées en amplitude, leurs effets ne sont pas visibles à l'échelle de l'éprouvette, seule la peau du béton semble sensible à ce phénomène. Dans le cas d'une enceinte de confinement où les conditions environnementales sont régulées, la prise en compte des cycles de désorption/adsorption ne semble pas nécessaire. Le choix de la relation reliant le degré de saturation à la perméabilité relative semble avoir peu d'influence sur les cinétiques de séchage obtenues si la perméabilité intrinsèque est identifiée à partir de résultats expérimentaux. Le principal facteur d'influence semble donc être le couple perméabilité intrinsèque-perméabilité relative. Cette conclusion n'est plus valable si l'isotherme de désorption n'est pas connu. L'effet d'échelle relatif au séchage a été étudié via des travaux expérimentaux. La modélisation développée dans cette étude est à même de reproduire cet effet. Elle met en évidence l'insuffisance du seul paramètre V/S pour passer de l'échelle de l'éprouvette à la structure et la nécessité d'introduire un facteur de forme.

La deuxième partie concerne le problème des déformations différées dans le béton. Chaque déformation différée fait l'objet d'un chapitre bien que des couplages existent entre ces déformations. Dans l'approche retenue, le rôle joué par le fluage propre est majeur. En comparaison des autres déformation différées, son amplitude n'est pas la plus la importante. Mais il intervient dans le calcul du retrait et de manière indirecte dans le calcul du fluage de dessiccation. De plus, au jeune âge, elle est la principale cause de relaxation des contraintes thermo-mécaniques. La modélisation de cette déformation permet de calculer son évolution depuis le jeune âge jusqu'au très long terme et ce quelque soit l'âge de chargement. De plus, le couplage entre fluage et endommagement est également considéré. Enfin, une étude bibliographique a mis en évidence l'absence de consensus entre fluage propre en traction et fluage propre en compression ; la modélisation permet de considérer des complaisances de fluage dépendantes du sens de sollicitation. Considérer la dépendance du fluage propre au sens de sollicitation n'est pas sans effet sur le comportement global des structures massives. De plus, le fluage tertiaire du béton est pris en compte via un couplage endommagement/fissuration : en conditions endogènes, les déformations élastiques et de fluage semblent jouer le même rôle vis-à-vis de l'endommagement. Si beaucoup de travaux ont été réalisés sur le fluage propre sous sollicitation uniaxiale, peu de travaux existent sur le fluage sous sollicitation multiaxiale. Un banc d'essais a été développé afin de reproduire l'état de contrainte observé en zone courante dans une enceinte ; les résultats

obtenus montrent qu'un coefficient de Poisson de fluage propre est suffisant pour considérer ce phénomène. Les valeurs obtenues pour ce coefficient en conditions endogènes sont proches de zéro. En comparaison de l'hypothèse classique qui admet une égalité entre les coefficients de Poisson visqueux et élastique, cette valeur nulle implique une prédiction des pertes de précontrainte plus rapide.

Le retrait de dessiccation est l'objet du troisième chapitre. La modélisation proposée s'inscrit dans le cadre de la poromécanique. La validité de la modélisation retenue n'est acceptable que pour un séchage sous humidité relative intermédiaire ($HR \approx 50\%$). La nature du retrait est supposée visco-élastique. Un travail expérimental où des éprouvettes étaient exposées à des cycles de séchage/imbibition corrobore cette hypothèse. De plus, cette étude met en exergue deux échelles pour la porosité du matériau. Les transferts hydriques qui se réalisent dans les pores les plus fins jouent un rôle actif dans le retrait quand ceux qui s'accomplissent dans les pores de plus grande dimension (supérieure au μm) sont sans effet sur ce problème. Les effets de cette double porosité se manifestent également au niveau de l'isotherme de désorption pour les très hautes humidités relatives. Enfin, l'effet d'échelle associé à cette déformation a été étudié. La modélisation visco-élastique du retrait implique l'existence d'un effet d'échelle ; cette conclusion est confirmée par un travail expérimental.

Le fluage de dessiccation est ensuite analysé dans le chapitre 7. Sa corrélation au retrait de dessiccation est mise en évidence du point de vue expérimental. Ce couplage se traduit dans la modélisation retenue.

Enfin, le chapitre 8 traite du problème des interactions entre le fluage, le retrait et la dessiccation. La littérature propose plusieurs mécanismes pour expliquer les déformations de fluage propre et de dessiccation. Plusieurs travaux expérimentaux ont été menés afin d'apporter des réponses à la validité de ces micro-mécanismes proposés : les conséquences du fluage sur les propriétés hydriques et mécaniques ont notamment été étudiées.

Enfin, la partie finale est dédiée à la simulation numérique du comportement de structures massives. Le chapitre 9 est consacré au mur de Civaux. À travers la simulation de cet ouvrage, le rôle joué par le fluage propre au jeune âge est mis en avant. La connaissance de la complaisance de fluage propre en traction est un facteur important ; cette déformation relaxe les contraintes dans la structure. La modélisation de cette déformation a un impact très important dans la prédiction de la fissuration à l'issue du jeune âge.

Le chapitre 10 est consacré au fluage propre d'une poutre en béton sous un chargement de flexion 4 points. Les résultats expérimentaux observés par plusieurs auteurs ne peuvent pas être reproduits si les complaisances de fluage propre en traction et en compression sont différentes. Ce résultat corrobore l'égalité entre complaisances de fluage en traction et en compression.

Enfin, dans un dernier chapitre, le calcul d'une structure représentative d'une enceinte de confinement est effectué. La phase du jeune âge est étudiée via la résolution du problème TCM. La phase du long terme et les problématiques liées aux pertes de précontrainte sont étudiées dans un second temps. Le couplage du problème du jeune âge avec le problème à long terme n'est réalisable que par l'implantation d'un modèle d'endommagement avec effet unilatéral. Malgré ce manque, les aptitudes du modèle à traiter ce type de problème sont mises en avant : les prédictions des déformations différées dans la structure sont proches de celles observées sur

site.

Perspectives

La diversité des problèmes abordés dans ce sujet soulève de nombreuses questions. Certaines des questions restées en suspens à la suite de ce travail et pouvant l'enrichir trouveront des réponses dans un proche avenir :

- La prise en compte d'un modèle d'endommagement avec effet unilatéral est nécessaire pour simuler le comportement de ce type d'enceinte depuis sa construction jusqu'au long terme. En effet, ces structures subissent des cycles de contraintes mécaniques qui peuvent provoquer un endommagement. Dès lors, la prise en compte de l'effet unilatéral est nécessaire. Ce type de modèle est développé au sein du laboratoire du LMT [Vassaux, 2015]. Dès lors, leur implémentation dans le code pourrait être réalisable dans des délais relativement courts.
- Même si ce type de structure n'est pas fortement armée, l'adhérence acier/béton est un facteur d'importance dans la fissuration du béton armé. L'impact des déformations différées sur les liaisons qui existent entre les armatures et le béton présente donc un intérêt certain. Des travaux ont été initiés dans ce sens : la restrainte exercée par le ferrailage sur les déformations différées a été quantifiée numériquement. Ses effets sur la fissuration du béton armé ont commencé à être analysés [Michou *et al.*, 2014].
- De nouvelles campagnes d'essais de fluage propre sous sollicitations biaxiales pourraient être conduites à nouveau. La détermination de la complaisance de fluage total évaluée lors d'un premier essai reste à confirmer.

L'objectif final des travaux engagés par l'IRSN sur ces sujets est de pouvoir déterminer la capacité de confinement des structures nucléaires en cas d'accident. Si les travaux réalisés jusqu'ici permettent d'évaluer l'endommagement et les pertes de précontrainte dans la structure, il reste à relier l'endommagement et le degré de saturation aux propriétés de transfert du matériau [Jourdain, 2014]. De plus, les fissures créées au jeune âge peuvent se refermer par auto-cicatrisation ; l'étude de phénomène est à considérer sous peine de surestimer les pertes de confinement [Olivier, 2015].

D'autres points ne sont pas encore entièrement établis. Les micro-mécanismes à l'origine des déformations différées ne sont pas encore compris. De nouveaux travaux expérimentaux pourraient être entrepris pour confirmer ou infirmer certaines théories :

- Le fluage propre en traction/compression : les essais présents dans la littérature montrent des résultats contradictoires à ce sujet. Les résultats de Brooks et Neville (1977) montrent que la complaisance de fluage ne dépend pas du sens de sollicitation lorsque le béton est immergé. La répétition de cet essai serait intéressante. Elle établirait si les diffé-

- rences observées dans la littérature sont dues à des problèmes de retrait (endogène ou de dessiccation) parasite qui, couplé au fluage, fausse la mesure.
- Une question similaire se pose pour le fluage thermique transitoire en traction. Si ce sujet n'a pas été étudié dans ce travail, il a son importance au jeune âge. Or, aucune étude (à notre connaissance) ne porte sur cette déformation différée pour des sollicitations de traction.
 - La modélisation du fluage de dessiccation nécessite l'identification d'un paramètre. Cette étape est réalisée à partir d'essais réalisés en laboratoire. Dès lors, il est supposé que la valeur obtenue ne dépend pas de la vitesse de dessiccation. La vérification de cette hypothèse apparaît importante (d'autant plus que dans les structures massives le séchage est très lent).
 - Le jeune âge est supposé sans effet sur les déformations différées à long terme. Or, la microstructure du béton est en partie dépendante de sa température d'hydratation. Dès lors, les déformations différées d'un béton qui se trouve au cœur d'un ouvrage massif n'ont pas nécessairement les mêmes cinétiques que celles d'une éprouvette faite avec la même formulation. Des premiers travaux ont été engagés sur ce sujet.
 - Si pour le problème thermo-chimique le passage de l'essai semi-adiabatique à la structure massive est facilement validable⁵, le passage de l'éprouvette au bâtiment pour la dessiccation naturelle des bétons est plus difficile. En effet, à cause de la lenteur de ce phénomène, aucun ouvrage (à notre connaissance) n'est instrumenté avec des capteurs qui permettrait de connaître le gradient hydrique de la structure. Or, certains événements absents à l'échelle de l'éprouvette pourraient se manifester à l'échelle de l'ouvrage.
 - Le béton est un matériau où l'effet d'échelle est important en traction. Van Mier et Van Vliet montrent que cet effet d'échelle est dépendant des conditions environnementales [van Vliet et van Mier, 2000]. Ainsi, cet effet d'échelle serait la combinaison d'un effet probabiliste et d'un effet déterministe (lié au gradient de séchage par exemple). Quantifier la part de chacune de ces composantes est un travail nécessaire afin de ne pas surestimer cet effet d'échelle.
 - Enfin, dans ce travail, les propriétés mécaniques du béton évoluent au jeune âge via le degré d'hydratation. Ce choix est problématique, car la modélisation thermo-chimique retenue implique que l'hydratation s'achève en seulement un mois. En réalité, plusieurs mois après sa fabrication, l'hydratation du béton n'est pas terminée. En conséquence, ses propriétés mécaniques continuent de croître durant cette période. Lier les paramètres mécaniques à un temps équivalent permettrait de mieux prendre en compte ces aspects.

5. Dans ce travail, la maquette ECOBA a permis cette validation

Annexe A

Composition du matériau étudié

Le béton étudié est représentatif d'une enceinte de confinement interne. Il s'agit d'un béton B11 reconstitué. Cette formulation a fait l'objet de plusieurs travaux [Granger, 1995][Omar, 2004][Reviron, 2009][Briffaut, 2010]. D'une étude à l'autre les formulations ne sont pas identiques, la quantité d'eau et le type de plastifiant varient. Dans la formulation choisie par Reviron, l'eau est introduite en quantité plus importante que dans la formulation originale d'EDF afin d'obtenir la même rhéologie tout en s'assurant que les propriétés mécaniques restent également en accord. Cette formulation est celle retenue pour ce travail.

Les données de base sur les constituants du béton sont présentées dans le tableau A.2. Ces

	Ciment ($kg.m^{-3}$)	Sable (0/4) ($kg.m^{-3}$)	G1 (4/12,5) ($kg.m^{-3}$)	G2 (10/20) ($kg.m^{-3}$)	Eau ($kg.m^{-3}$)	Superplastifiant ($kg.m^{-3}$)	Slump (cm)
EDF	350	772	316	784	195	1.225 (Plastiment HP)	10.6
[Granger, 1995]	350	772	316	784	195	1.225 (Plastiment HP)	9.1
[Omar, 2004]	350	772	316	784	195	1.3 (Glénium 21)	9
[Reviron, 2009] [Briffaut, 2010]	350	772	316	784	201	1.225 (Plastiment HP)	8-10.6

Tableau A.1: Composition du béton B11

données sont légèrement différentes de celles d'EDF qui considèrent un coefficient d'absorption égal à 1,3% pour les granulats G1 et G2. Les granulats utilisés sont de nature calcaire et sont appelés « calcaire du Rochereau ». Les granulats utilisés proviennent de la même carrière qu'à l'époque de la construction de la centrale étudiée : la carrière de Saint Maurice la Clouère (Vienne). Le ciment utilisé lors de la construction de la centrale, un CPJ 55 PM de l'usine d'Air-

	Masse volumique ($kg.m^{-3}$)	Coefficient d'absorption (%)	Extrait sec
Ciment	3.1		
Sable	2.572	1.07	
G1	2.57	1.50	
G2	2.57	1.70	
Plastiment HP	1.185		42%

Tableau A.2: Données de base sur les constituants du béton B11

vault, n'est plus produit. Son équivalent aujourd'hui est le CEM II / A-LL 42,5 R CE PM-CP2.

La classe vraie de ce ciment est de 50,66 MPa et la masse volumique de 3100 kg.m^{-3} . Les compositions chimiques des ciments utilisés sont présentées dans le tableau A.3.

	C_3S (%)	C_2S (%)	C_3A (%)	C_4Af (%)	SO_3 (%)	S^- (%)	Fillers
Ciment Airvault CPJ 45 [Granger, 1995]	68.6	5	6.8	8.7	NC	NC	10.9
Ciment Calcia-Airvault [Reviron, 2009]	64.6	11.22	7.3	NC	2.8	0.01	NC
Ciment Calcia-Airvault (travail présent)	67.2	8.8	7.3	11.1	2.73	<0.02	NC

Tableau A.3: Composition du ciment du béton B11

Annexe B

Validation de la mesure des déformations différées avec le déformètre à billes

Trois éprouvettes ($7 \times 7 \times 28 \text{ cm}$) sont stockées en conditions de dessiccation et le retrait total est mesuré suivant deux méthodes (FIG.B.1) :

- le rétractomètre qui correspond à l'essai selon la norme NF P15-433/NF P18-427. Des plots de mesure en laiton sont insérés aux extrémités de l'éprouvette dans le béton lors de son coulage. Ces derniers n'ont pas les mêmes propriétés mécaniques que le béton, les déformations de retrait sont par conséquent gênées et peuvent perturber la mesure (notamment en cas de fissuration localisée autour du plot).
- le déformètre à billes où la mesure est réalisée grâce à deux paires de plots collés sur les faces latérales de l'éprouvette en béton. La valeur moyenne de ces 2 déformations est calculée afin de ne pas prendre en compte les déformations éventuelles de flexion. Dans cette étude le béton se déforme quasi librement puisque les propriétés mécaniques de la colle à l'interface sont très faibles ($E \simeq 1 - 5 \text{ GPa}$ [Reviron, 2009][Helbawi *et al.*, 2001]). Par contre, la présence de cette même interface cause une incertitude sur la mesure de déformation.



FIGURE B.1: Essais de dessiccation

Les résultats obtenus suivant ces 2 approches sont comparés sur la FIG.B.2 où la déformation enregistrée est tracée en fonction de la perte en masse. La formulation du béton utilisé est présentée dans le tableau B.1.

eau	$210.80 L.m^{-3}$
ciment	$320 kg.m^{-3}$
granulats	$941 kg.m^{-3}$
sable	$873 kg.m^{-3}$
fillers	$34 kg.m^{-3}$

Tableau B.1: Formulation du béton utilisé pour les tests de retrait de dessiccation

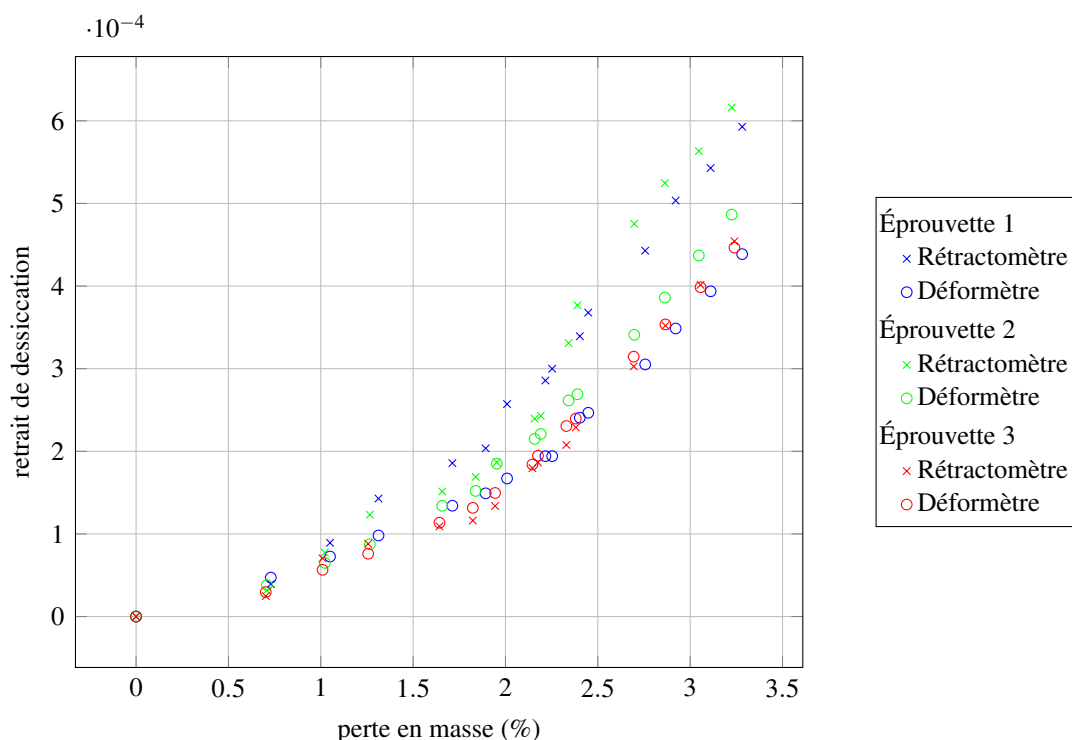


FIGURE B.2: Comparaison des mesures de retrait de dessiccation suivant 2 méthodes différentes

La variabilité de la déformation obtenue avec le déformètre est faible. Il n'en est pas de même pour les résultats issus des mesures du rétractomètre : quand les déformations de l'éprouvette 3 ne dépendent pas du moyen de mesure, pour une perte de masse d'environ 2 %, un saut de déformation est observé pour les éprouvettes 1 et 2 lorsqu'on utilise le rétractomètre. Ce saut de déplacement peut s'expliquer par une fissuration localisée autour du plot de mesure (figures B.3). Cependant, on n'observe pas une différence nette entre les faciès de fissuration autour des plots de ces éprouvettes et des plots de l'éprouvette 3. Il n'existe donc pas de méthodes adéquates à mettre en œuvre pour valider des mesures faites avec un insert.

L'emploi d'un déformètre avec des plots collés semble garantir une meilleure répétabilité de la

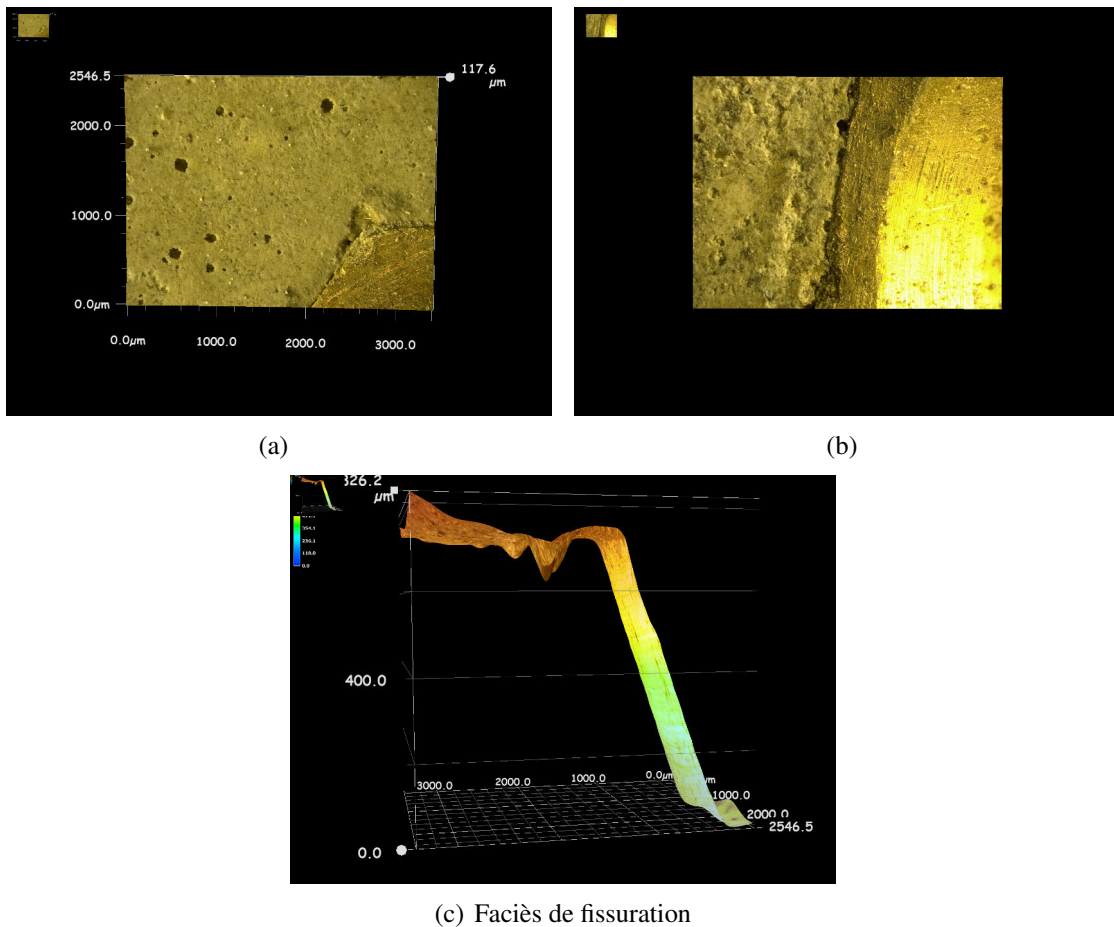


FIGURE B.3: Fissuration localisée autour du plot de mesure du rétractomètre

mesure. De plus, les mesures de retrait de dessiccation de l'éprouvette 3 sont proches quelque soit le mode de mesure utilisé. La mesure au déformètre où les plots de mesures sont collées semble donc validée.

Annexe C

Validation du dispositif de fluage biaxial

Simulation numérique de l'essai

La symétrie du dispositif nous permet de ne modéliser qu'un quart de l'éprouvette. On se limite à un comportement purement élastique. Les paramètres matériau sont donnés dans le tableau C.1. L'interface acier-béton est modélisé par un élément JOINT sans épaisseur, qui au travers d'une loi élasto-plastique permet d'introduire un frottement de Coulomb. Dans cette étude, on prend un coefficient de frottement $\mu = 0.5$ ou $\mu = 0.1$. La pression exercée par le vérin sur l'acier est de 27.97 MPa, une contrainte de 11.6 MPa est donc espérée dans le béton.

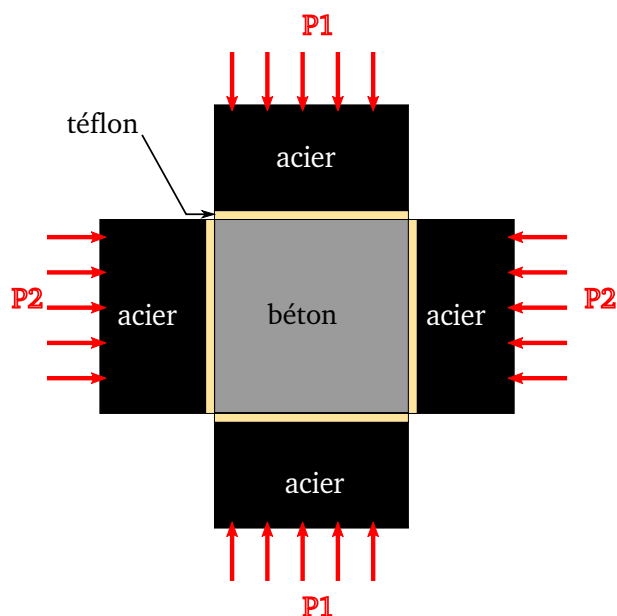
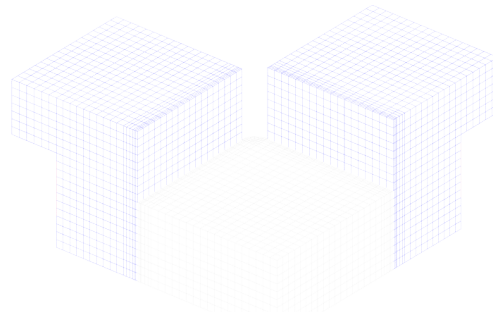


FIGURE C.1: Schéma du dispositif expérimental du test de fluage en bi-compression

Le champ de contraintes σ_{xx} est représenté sur la figure C.2(a). L'évolution des champs σ_{xx} et σ_{yy} selon le segment AB de la figure C.1 est tracée sur la FIG.C.2(b). L'épaisseur des



GIBI FECIT

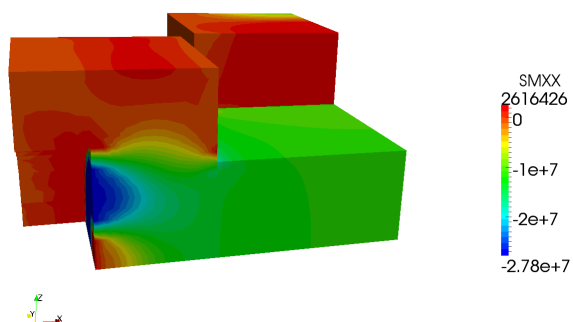
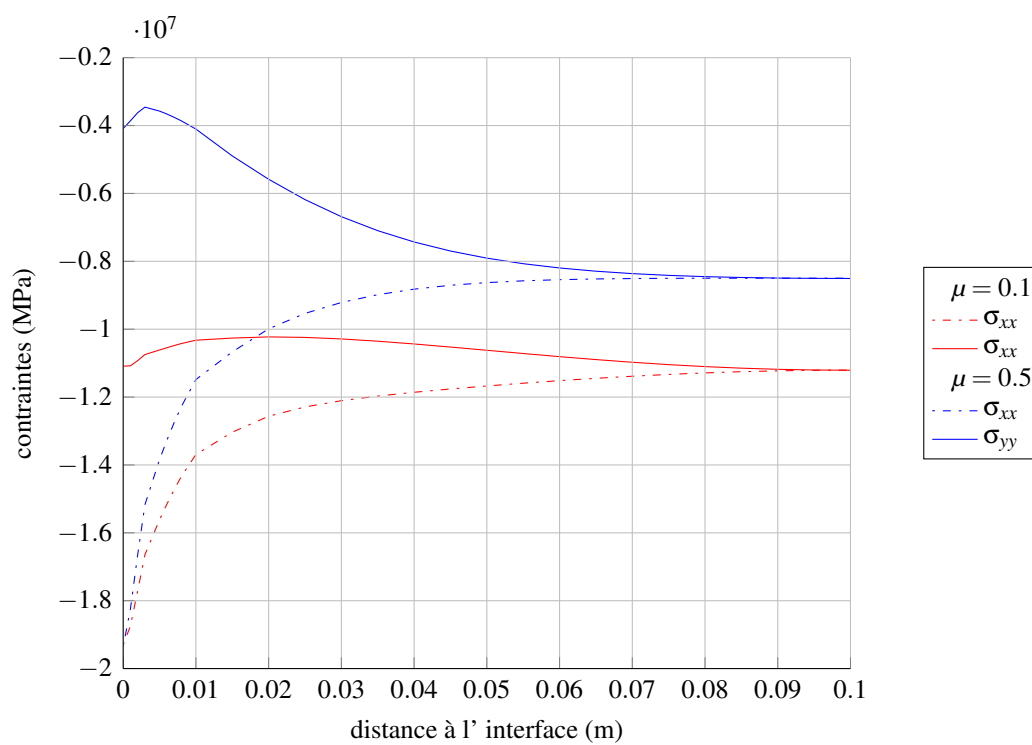
	E (GPa)	ν
acier	210	0.3
béton	32	0.2

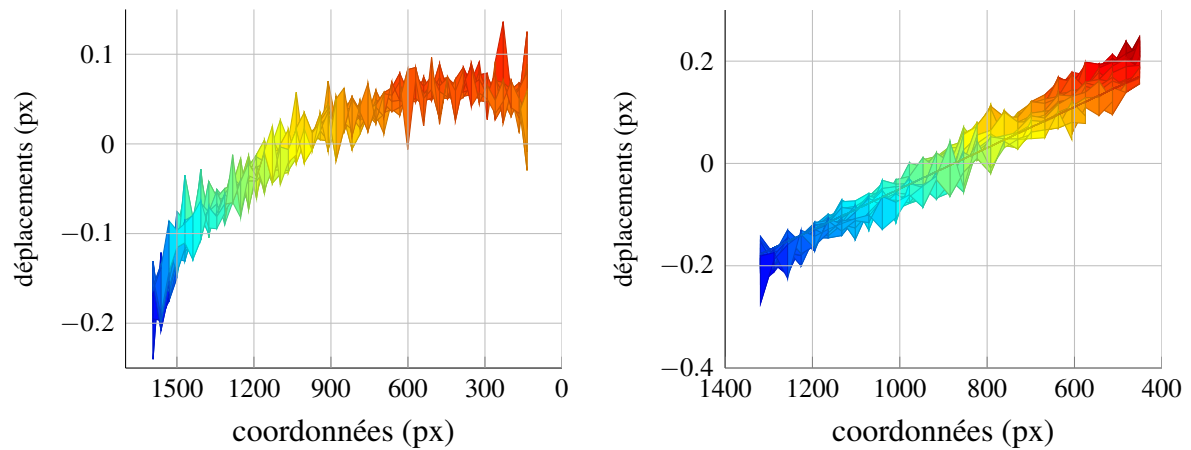
Tableau C.1: Simulation élastique du test de fluage biaxial

plaques en acier permet de répartir l'effort fourni par les vérins sur toute l'éprouvette de béton. Néanmoins, le frettage à l'interface acier-béton induit des contraintes de cisaillement qui ne permettent pas d'avoir une uniformité de la contrainte sur une zone suffisamment grande. De plus, la contrainte obtenue en zone centrale est très inférieure à celle attendue (figure C.2). Plusieurs travaux montrent qu'un dispositif à base de Téflon® permet de réduire de manière significative ce phénomène [Carpinteri *et al.*, 2001]. On prend un coefficient de frottement $\mu = 0.1$ pour simuler la présence des plaques de Téflon®. Le champ de contraintes est quasi-uniforme sur une distance de 10 cm avec une valeur de 11.2 MPa. L'installation de plaques de Téflon® a donc été retenue lors de la conception du dispositif (figure 5.5).

Essais de validation du dispositif anti-frettage

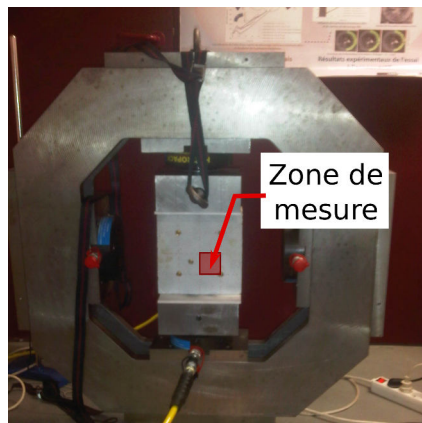
Afin de vérifier les résultats numériques obtenus dans le paragraphe précédent, un essai de compression uni-axial selon \vec{e}_z a été réalisé. Deux dispositifs sont testés. Dans un premier temps, les plaques d'acier sont en contact direct avec le béton. Dans un second temps, une plaque de Téflon® est glissée à l'interface afin de réduire le frettage. Le champ de déplacement en zone centrale est mesuré par corrélation d'images. Les résultats sont présentés sur la figure C.3. La contrainte que l'on impose sur le béton est inférieure à 10 MPa. S'il y a glissement parfait à l'interface acier/béton, la déformation dans le béton est constante et le champ de déplacement est linéaire. Un contact direct entre l'acier et le béton induit un frettage non négligeable dont les effets se font sentir autour de la zone de mesure. Cette zone n'est pas assez éloignée de l'interface pour que l'incompatibilité de déformations entre l'acier et le béton soit négligeable. Au contraire, la plaque de Téflon® réduit de façon notable le frettage à l'interface. On observe un champ de déplacement quasi-linéaire. La solution avec Téflon® est donc validée.

(a) Champ de contraintes σ_{xx} (b) Évolution de σ_{xx} et σ_{yy} pour $\mu = 0.5$ et $\mu = 0.1$ **FIGURE C.2:** Résultats de la simulation numérique de l'essai



(a) Interface acier/béton

(b) Présence de plaques de Téflon® à l'interface acier/béton



(c) Essai de compression uni-axial

FIGURE C.3: Projection du champ de déplacement u_z dans le plan (\vec{e}_y, \vec{e}_z)

Annexe D

Schéma numérique pour le calcul de la déformation de retrait de dessiccation

La déformation de retrait de dessiccation est calculée à température et à degré d'hydratation constant. Elle est la somme de trois composantes, une composante élastique et deux composantes visqueuses. L'incrément de retrait de dessiccation $\Delta\varepsilon_{sh}$ s'écrit selon la relation suivante :

$$\Delta\varepsilon_{sh} = \Delta\varepsilon_{sh,el} + \Delta\varepsilon_{sh,kv} + \Delta\varepsilon_{sh,\eta_a} \quad (D.1)$$

où $\Delta\varepsilon_{sh,el}$, $\Delta\varepsilon_{sh,kv}$ et $\Delta\varepsilon_{sh,\eta_a}$ sont les incréments de retrait élastique, de retrait associé au fluage propre à court terme et de retrait associé au fluage propre à long terme. Les déformations ε_{sh}^{kv} , ε_{sh,η_a} sont calculées selon les relations D.2 et D.3.

$$\Delta\varepsilon_{sh,el}^n = \frac{1-2\nu}{E} \Delta^n(S_l P_c) \quad (D.2)$$

$$\Delta\varepsilon_{sh,\eta_a}^n = \frac{1-2\nu}{\eta_a^\infty(T)} \cdot (S_l^n + S_l^{n+1}) \cdot \frac{t^{n+1} - t^n}{t^n + t^{n+1}} \cdot \frac{(S_l P_c)^n + (S_l P_c)^{n+1}}{2} \quad (D.3)$$

Le calcul de l'incrément de la déformation associé au fluage à propre à court terme est détaillé dans la partie suivante. Soit $\omega_{kv} = \left(1 + \frac{k_{kv}}{k_{kv}} \tau\right)$ et $\bar{\tau} = \tau/\omega_{kv}$.

$$\Delta\varepsilon_{sh,kv}^n = (1-2\nu) \cdot \left(\frac{P_\eta^n}{k_{kv}^n \omega_{kv}^n} \left(1 - e^{-\frac{\Delta t^n}{\bar{\tau}}}\right) + (\Delta^n(S_l P_c)) \frac{1}{k_{kv}^n \omega_{kv}^n} \left(1 - \frac{\tau_{kv}}{\omega_{kv}^n \Delta t^n} \left(1 - e^{-\frac{\Delta t^n}{\bar{\tau}}}\right)\right) \right) \quad (D.4)$$

$$P_\eta^{n+1} = \tau \cdot \left(1 - e^{-\frac{\Delta t^n}{\bar{\tau}}}\right) \cdot \frac{\Delta^n(S_l P_c)}{\Delta t^n} + P_\eta^n e^{-\frac{\Delta t^n}{\bar{\tau}}} \quad (D.5)$$

La déformation $\varepsilon_{sh,kv}$ obtenue à l'aide de l'algorithme est comparé à la solution exacte sur la figure D.1.

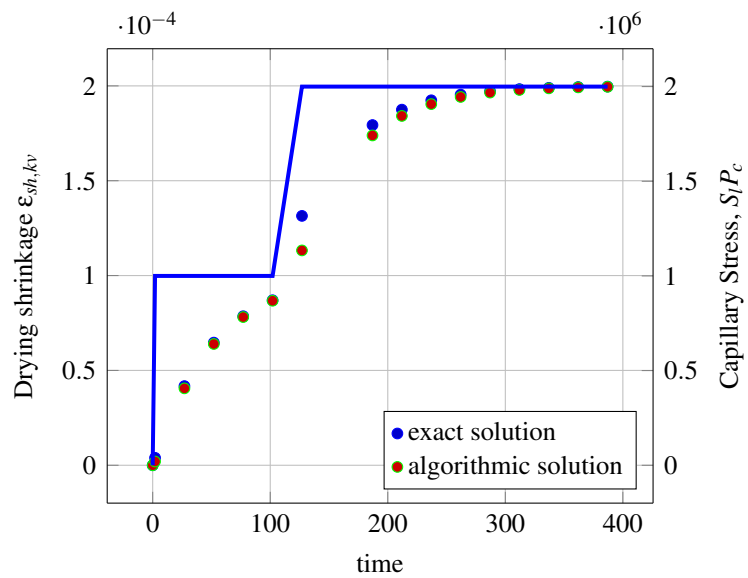


FIGURE D.1: Comparaison de la solution obtenue par résolution algorithmique à la solution exacte ($k_{kv}^{\infty} = 10^{10}$ et $\tau = 50$)

Bibliographie

- [ril, 1997] (1997). TCE1 : Adiabatic and semi-adiabatic calorimetry to determine the temperature increase in concrete due to hydration heat of the cement. *Materials and Structures*, 30(8):451–464.
- [ril, 1998] (1998). Measurement of time-dependent strains of concrete. *Materials and Structures*, 31:507–512.
- [Abuhaikal *et al.*, 2013] ABUHAIKAL, M., MUSSO, S., THOMAS, J. et ULM, F. (2013). An apparatus for dissecting volumetric changes in hydrating cement paste. In *Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete : A Tribute to Zdenek P. Bažant : Proceedings of the Ninth International Conference on Creep, Shrinkage, and Durability Mechanics (CONCREEP-9), September 22-25, 2013 Cambridge, Massachusetts*, page 316. ASCE Publications.
- [Acker, 1986] ACKER, P. (1986). Thermal effect in concrete during manufacture and applications to engineering structures. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 442:61–80.
- [Acker *et al.*, 2004] ACKER, P., TORRENTI, J.-M. et ULM, F.-J. (2004). *Comportement du béton au jeune âge*. Traité MIM Mécanique et ingénierie des matériaux. Hermes science publ. Lavoisier, Paris.
- [Acker et Ulm, 2001] ACKER, P. et ULM, F.-J. (2001). Creep and shrinkage of concrete : physical origins and practical measurements. *Nuclear Engineering and Design*, 203(2–3):143–158.
- [Al-Kubaisy, 1975] AL-KUBAISY, M. A. (1975). Failure of concrete under sustained tension. *Magazine of Concrete Research*, 27(92):171–178.
- [Alexander et Mindess, 2005] ALEXANDER, M. et MINDESS, M. (2005). *Aggregates In Concrete*. Modern Concrete Technology Series. Taylor & Francis Group.
- [Almudaiheem et Hansen, 1987] ALMUDAIHEEM, J. A. et HANSEN, W. (1987). Effect of specimen size and shape on drying shrinkage of concrete. *ACI Materials Journal*, 84(2).
- [Altoubat et Lange, 2002] ALTOUBAT, S. A. et LANGE, D. A. (2002). The pickett effect at early age and experiment separating its mechanisms in tension. *Materials and Structures*, 35(4):211–218.
- [Anderson, 2005] ANDERSON, P. (2005). Thirty years of measured prestress at swedish nuclear reactor containments. *Nuclear engineering and design*, 235(21):2323–2336.

- [Armstrong *et al.*, 1960] ARMSTRONG, L., KINGSTON, R. *et al.* (1960). Effect of moisture changes on creep in wood. *Nature, London*, 185(4716):862–3.
- [Arrhenius, 1915] ARRHENIUS, S. (1915). *Quantitative Laws in Biological Chemistry*. G. Bell and sons, Limited.
- [Atrushi, 2003] ATRUSHI, D. S. (2003). *Tensile and Compressive Creep of Early Age Concrete : Testing and Modelling*. Thèse de doctorat, The Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway.
- [Azenha, 2009] AZENHA, M. (2009). *Numerical simulation of the structural behaviour of concrete since its early ages*. Thèse de doctorat, University of Porto, Porto, Portugal.
- [Baroghel-Bouny, 1994] BAROGHEL-BOUNY, V. (1994). *Caractérisation microstructurale et hydrique des pâtes de ciment et des bétons ordinaires et à très hautes performances*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [Baroghel-Bouny, 2007] BAROGHEL-BOUNY, V. (2007). Water vapour sorption experiments on hardened cementitious materials : Part i : essential tool for analysis of hygral behaviour and its relation to pore structure. *Cement and Concrete Research*, 37(3):414–437.
- [Baroghel-Bouny *et al.*, 1999] BAROGHEL-BOUNY, V., MAINGUY, M., LASSABATERE, T. et COUSSY, O. (1999). Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials. *Cement and concrete research*, 29(8):1225–1238.
- [Bažant *et al.*, 2004] BAŽANT, Z., CUSATIS, G. et CEDOLIN, L. (2004). Temperature Effect on Concrete Creep Modeled by Microprestress-Solidification Theory. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6):691–699.
- [Bazant, 1972] BAZANT, Z. (1972). Thermodynamics of interacting continua with surfaces and creep analysis of concrete structures. *Nuclear Engineering and Design*, 20(2):477–505.
- [Bazant et Chern, 1985] BAZANT, Z. et CHERN, J. (1985). Concrete creep at variable humidity : constitutive law and mechanism. *Materials and structures*, 18(1):1–20.
- [Bažant *et al.*, 2013] BAŽANT, Z., HUBLER, M., WENDNER, R. et YU, Q. (2013). Progress in creep and shrinkage prediction engendered by alarming bridge observations and expansion of laboratory database. *In Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete : A Tribute to Zdenek P. Bažant : Proceedings of the Ninth International Conference on Creep, Shrinkage, and Durability Mechanics (CONCREEP-9), September 22-25, 2013 Cambridge, Massachusetts*, page 1. ASCE Publications.
- [Bažant et Najjar, 1971] BAŽANT, Z. et NAJJAR, L. (1971). Drying of concrete as a nonlinear diffusion problem. *Cement and Concrete Research*, 1(5):461–473.
- [Bazant, 1977] BAZANT, Z. P. (1977). Viscoelasticity of solidifying porous material-concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 103(6):1049–1067.
- [Bazant et Baweja, 2000] BAZANT, Z. P. et BAWEJA, S. (2000). Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures : Model b3. *ACI SPECIAL PUBLICATIONS*, 194:1–84.

- [Bazant *et al.*, 1997] BAZANT, Z. P., HAUGGAARD, A. B., BAWEJA, S. et ULM, F.-J. (1997). Microprestress-Solidification Theory for Concrete Creep. I : Aging and Drying Effects. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(11):1188–1194.
- [Bazant et Li, 2008] BAZANT, Z. P. et LI, G.-H. (2008). Comprehensive database on concrete creep and shrinkage. *ACI Materials Journal*, 105(6).
- [Bazant *et al.*, 2008] BAZANT, Z. P., LI, G.-H., YU, Q., KLEIN, G. et KRISTEK, V. (2008). Explanation of excessive long-time deflections of collapsed record-span box girder bridge in Palau. In *Proc., 8th Int. Conf. on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures*, pages 1–31. The Maeda Engineering Foundation, Ise-Shima, Japan.
- [Bazant *et al.*, 1987] BAZANT, Z. P., SENNER, S. et KIM, J.-K. (1987). Effect of cracking on drying permeability and diffusivity of concrete. *ACI materials journal*, 84(5).
- [Bazant et Thonguthai, 1978] BAZANT, Z. P. et THONGUTHAI, W. (1978). Pore pressure and drying of concrete at high temperature. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 104(5):1059–1079.
- [Bažant et Xi, 1994] BAŽANT, Z. P. et XI, Y. (1994). Drying creep of concrete : constitutive model and new experiments separating its mechanisms. *Materials and structures*, 27(1):3–14.
- [Belin *et al.*, 2009] BELIN, P., BOUTELOUP, J.-F. et THIERY, M. (2009). Caractérisation expérimentale de diverses propriétés thermo-physico-mécaniques du béton ordinaire B11 de Civaux. Rapport technique, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- [Beltzung, 2004] BELTZUNG, F. (2004). *Approche colloïdale du retrait des matrices cimentaires*. Thèse de doctorat, École Polytechnique Fédérale de Zurich.
- [Beltzung et Wittmann, 2005] BELTZUNG, F. et WITTMANN, F. H. (2005). Role of disjoining pressure in cement based materials. *Cement and Concrete Research*, 35(12):2364–2370.
- [Benboudjema, 2002] BENBOUDJEMA, F. (2002). *Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires*. Thèse de doctorat, Université de Marne la Vallée.
- [Benboudjema *et al.*, 2005] BENBOUDJEMA, F., MEFTAH, F. et TORRENTI, J.-M. (2005). Interaction between drying, shrinkage, creep and cracking phenomena in concrete. *Engineering structures*, 27(2):239–250.
- [Benboudjema et Torrenti, 2008] BENBOUDJEMA, F. et TORRENTI, J. (2008). Early-age behaviour of concrete nuclear containments. *Nuclear Engineering and Design*, 238(10):2495–2506.
- [Benboudjema et Torrenti, 2013] BENBOUDJEMA, F. et TORRENTI, J.-M. (2013). Prediction of mechanical consequences of drying : from laboratory to concrete structures. In *Proceedings of the 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-8)*.
- [Bentz, 2008] BENTZ, D. P. (2008). A review of early-age properties of cement-based materials. *Cement and Concrete Research*, 38(2):196–204.

- [Bentz et Haecker, 1999] BENTZ, D. P. et HAECKER, C. J. (1999). An argument for using coarse cements in high-performance concretes. *Cement and Concrete Research*, 29(4):615–618.
- [Bergues et Habib, 1972] BERGUES, J. et HABIB, P. (1972). Fluage triaxial des bétons. la déformation et la rupture des solides soumis à sollicitations pluriaxiales. *In Colloque international de la RILEM*.
- [Besnard *et al.*, 2006] BESNARD, G., HILD, F. et ROUX, S. (2006). Finite-element displacement fields analysis from digital images : application to portevin-le chatelier bands. *Experimental Mechanics*, 46(6):789–803.
- [Biot, 1941] BIOT, M. A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of applied physics*, 12(2):155–164.
- [Biot et Willis, 1957] BIOT, M. A. et WILLIS, D. G. (1957). The Elastic Coefficients of the Theory of Consolidation. *Journal of Applied Mechanics*, 24:594–601.
- [Bissonnette et Pigeon, 1995] BISSONNETTE, B. et PIGEON, M. (1995). Tensile creep at early ages of ordinary, silica fume and fiber reinforced concretes. *Cement and Concrete Research*, 25(5):1075–1085.
- [Bissonnette *et al.*, 2007] BISSONNETTE, B., PIGEON, M. et VAYSBURD, A. M. (2007). Tensile Creep of Concrete : Study of Its Sensitivity to Basic Parameters. *Materials Journal*, 104(4):360–368.
- [Bjøntegaard et Sellevold, 2001] BJØNTEGAARD, Ø. et SELLEVOLD, E. (2001). Interaction between thermal dilation and autogenous deformation in high performance concrete. *Materials and Structures*, 34(5):266–272.
- [Bouasker, 2007] BOUASKER, M. (2007). *Étude numérique et expérimentale du retrait endogène au très jeune âge des pâtes de ciment avec et sans inclusions*. Thèse de doctorat, Université de Nantes.
- [Boulay, 2007] BOULAY, C. (2007). Développement d'un dispositif de mesure du retrait endogène d'un béton au jeune âge. *In Huitième édition des Journées Scientifiques du Regroupement Francophone pour la Recherche et la Formation sur le béton (RF)2B*.
- [Boulay et Paties, 1993] BOULAY, C. et PATIES, C. (1993). Mesure des déformations du béton au jeune âge. *Materials and Structures*, 26(5):307–311.
- [Boulay *et al.*, 2010] BOULAY, C., TORRENTI, J. M., ANDRE, J. L., SAINTILAN, R. *et al.* (2010). Quasi-adiabatic calorimetry for concretes : Influential factors. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, (278).
- [Boumiz *et al.*, 1996] BOUMIZ, A., VERNET, C. et TENOUDJI, F. (1996). Mechanical properties of cement pastes and mortars at early ages : Evolution with time and degree of hydration. *Advanced Cement Based Materials*, 3(3–4):94–106.
- [Branco *et al.*, 1992] BRANCO, F. A., MENDES, P. et MIRAMBELL, E. (1992). Heat of hydration effects in concrete structures. *ACI Materials Journal*, 89(2).

- [Briffaut, 2010] BRIFFAUT, M. (2010). *Étude de la fissuration au jeune âge des structures massives en béton : influence de la vitesse de refroidissement, des reprises de bétonnage et des armatures*. Thèse de doctorat, ENS de Cachan, 61, avenue du Président Wilson, 94235 CACHAN CEDEX (France).
- [Briffaut et al., 2012a] BRIFFAUT, M., BENBOUDJEMA, F., TORRENTI, J.-M. et NAHAS, G. (2012a). Analysis of semi-adiabatic tests for the prediction of early-age behavior of massive concrete structures. *Cement and Concrete Composites*, 34(5):634 – 641.
- [Briffaut et al., 2012b] BRIFFAUT, M., BENBOUDJEMA, F., TORRENTI, J.-M. et NAHAS, G. (2012b). Concrete early age basic creep : Experiments and test of rheological modelling approaches. *Construction and Building Materials*, 36(0):373–380.
- [Briffaut et al., 2012c] BRIFFAUT, M., BENBOUDJEMA, F., TORRENTI, J.-M. et NAHAS, G. (2012c). Effects of early-age thermal behaviour on damage risks in massive concrete structures. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(5):589–605.
- [Brooks, 2001] BROOKS, J. (2001). The influence of pore stress on creep of hardened cement paste. In *Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of concrete and other Quasi-Brittle Materials*.
- [Brooks, 2005] BROOKS, J. (2005). 30-year creep and shrinkage of concrete. *Magazine of concrete research*, 57(9):545–556.
- [Brooks et Neville, 1977] BROOKS, J. J. et NEVILLE, A. M. (1977). A comparison of creep, elasticity and strength of concrete in tension and in compression. *Magazine of Concrete Research*, 29(100):131 –141.
- [Browne et Blundell, 1969] BROWNE, R. et BLUNDELL, R. (1969). The influence of loading age and temperature on the long term creep behaviour of concrete in a sealed, moisture stable, state. *Materials and Structures*, 2:133–143. 10.1007/BF02475101.
- [Brutsaert, 2000] BRUTSAERT, W. (2000). A concise parameterization of the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Advances in water resources*, 23(8):811–815.
- [Burdine et al., 1953] BURDINE, N. et al. (1953). Relative permeability calculations from pore size distribution data. *Journal of Petroleum Technology*, 5(03):71–78.
- [Byfors, 1980] BYFORS, J. (1980). *Plain concrete at early ages*. Swedish Cement and Concrete Research Institute.
- [Carlson, 1937] CARLSON, R. W. (1937). Drying shrinkage of large concrete members. In *ACI Journal Proceedings*, volume 33. ACI.
- [Carman, 1937] CARMAN, P. (1937). Fluid flow through granular beds. *Transactions-Institution of Chemical Engineeres*, 15:150–166.
- [Carol et Bazant, 1993] CAROL, I. et BAZANT, Z. P. (1993). Viscoelasticity with aging caused by solidification of nonaging constituent. *Journal of engineering mechanics*, 119(11):2252–2269.
- [Carpinteri et al., 2001] CARPINTERI, A., CIOLA, F., PUGNO, N., FERRARA, G. et GOBBI, M. (2001). Size-scale and slenderness influence on the compressive strain-softening behaviour of concrete. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*, 24(7):441–450.

- [Carpinteri *et al.*, 1997] CARPINTERI, A., VALENTE, S., ZHOU, F., FERRARA, G. et MELCHIORRI, G. (1997). Tensile and flexural creep rupture tests on partially-damaged concrete specimens. *Materials and Structures*, 30(5):269–276. 10.1007/BF02486351.
- [Charpin et Ehlacher, 2014] CHARPIN, L. et EHRLACHER, A. (2014). Estimating the poroelastic properties of cracked materials. *Acta Mechanica*, pages 1–19.
- [Chatelier, 1900] CHATELIER, H. L. (1900). Sur les changements de volume qui accompagnent le durcissement des ciments. *Bulletin de la Société d'Encouragement pour l'Industrie Nationale*, pages 54–57.
- [Chen *et al.*, 2011] CHEN, W., DARQUENNES, A. et BENBOUDJEMA, F. (2011). étude probabiliste du comportement au jeune âge : expérience, modélisation et application à une enceinte de confinement de bâtiments réacteurs nucléaires. Rapport technique, LMT, ENS Cachan.
- [Choinska *et al.*, 2007] CHOINSKA, M., KHELIDJ, A., CHATZIGEORGIOU, G. et PIJAUDIER-CABOT, G. (2007). Effects and interactions of temperature and stress-level related damage on permeability of concrete. *Cement and Concrete Research*, 37(1):79–88.
- [Chung, 2003] CHUNG, J. H. (2003). *Numerical simulation of hydro-thermo-mechanical behavior of concrete structures exposed to elevated temperatures*. Thèse de doctorat, University of Florida.
- [Chung et Consolazio, 2005] CHUNG, J. H. et CONSOLAZIO, G. R. (2005). Numerical modeling of transport phenomena in reinforced concrete exposed to elevated temperatures. *Cement and Concrete Research*, 35(3):597–608.
- [Churaev et Adolphs, 2000] CHURAEV, N. et ADOLPHS, J. (2000). The influence of wetting films on capillary condensation in model capillary-porous bodies. *Colloid journal*, 62(4): 495–498.
- [Clement et Le Maou, 2000] CLEMENT, J. et LE MAOU, F. (2000). Étude de la répétabilité des essais de fluage sur éprouvette de béton. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, (228).
- [Copeland et Hayes, 1953] COPELAND, L. E. et HAYES, J. C. (1953). The determination of non-evaporable water in hardened portland cement paste. Rapport technique.
- [Counto, 1964] COUNTO, U. J. (1964). The effect of the elastic modulus of the aggregate on the elastic modulus, creep and creep recovery of concrete. *Magazine of Concrete Research*, 16(48):129–138.
- [Coussy *et al.*, 2004] COUSSY, O., DANGLA, P., LASSABATÈRE, T. et BAROGHEL-BOUNY, V. (2004). The equivalent pore pressure and the swelling and shrinkage of cement-based materials. *Materials and structures*, 37(1):15–20.
- [Crank *et al.*, 1975] CRANK, J. *et al.* (1975). The mathematics of diffusion.
- [Cusson et Hoogeveen, 2007] CUSSON, D. et HOOGEVEEN, T. (2007). Test method for determining coefficient of thermal expansion of high-performance concrete at early age. In *12th Intl. Congress on the Chemistry of Cement, Montréal, Canada, (National Research Council Canada, 2007)*, pages 1–12.

- [Darquennes, 2009] DARQUENNES, A. (2009). *Comportement au jeune âge de bétons formulés à base de ciment au laitier de haut-fourneau en condition de déformations libre et restreinte*. Thèse de doctorat, Université libre de Bruxelles.
- [Daviau-Desnoyers *et al.*, 2014] DAVIAU-DESNOYERS, D., CHARRON, J.-P., B, M., P, R. et J-L, T. (2014). Propagation d'une macrofissure dans un béton renforcé de fibres sous charge soutenue. In *Actes de la 15e édition des journées scientifiques*. Regroupement Francophone pour la Recherche et la Formation sur le Béton.
- [Day *et al.*, 1984] DAY, R., CUFFARO, P. et ILLSTON, J. (1984). The effect of rate of drying on the drying creep of hardened cement paste. *Cement and Concrete Research*, 14(3):329–338.
- [de Larrard *et al.*, 2010] de LARRARD, T., BENBOUDJEMA, F., COLLIAT, J.-B., TORRENTI, J.-M. et DELERUYELLE, F. (2010). Uncertainty propagation on damage evolution of a concrete structure subjected to coupled leaching and creep. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 14(6-7):891–921.
- [De Sa *et al.*, 2013] DE SA, C., BENBOUDJEMA, C. et MICHOU, A. (2013). Delayed strains of cementitious materials-impact of heterogeneities and creep on cracking induced by drying. In *Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete : A Tribute to Zdenek P. Bazant : Proceedings of the Ninth International Conference on Creep, Shrinkage, and Durability Mechanics (CONCREEP-9), September 22-25, 2013 Cambridge, Massachusetts*, page 251. ASCE Publications.
- [De Schutter, 1996] DE SCHUTTER, G. (1996). *Fundamentele en praktische studie van thermische spanningen in verhardende massieve betonelementen : Fundamentele studie*. Thèse de doctorat, Université de Gand.
- [De Schutter, 1999] DE SCHUTTER, G. (1999). Degree of hydration based Kelvin model for the basic creep of early age concrete. *Materials and Structures*, 32(4):260–265. 10.1007/BF02479595.
- [De Schutter et Taerwe, 1995] DE SCHUTTER, G. et TAERWE, L. (1995). Specific heat and thermal diffusivity of hardening concrete. *Magazine of Concrete Research*, 47(172):203–208.
- [De Schutter et Taerwe, 1996] DE SCHUTTER, G. et TAERWE, L. (1996). Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete. *Materials and Structures*, 29:335–344. 10.1007/BF02486341.
- [Delaplace et Noyalet, 2013] DELAPLACE, A. et NOYALET, H. (2013). A simple two-stage model for simulating drying shrinkage vs. mass-loss evolution of concrete. In *Proceedings of the 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-8)*.
- [Diamond et Leeman, 1994] DIAMOND, S. et LEEMAN, M. E. (1994). Pore Size Distributions in Hardened Cement Paste by Sem Image Analysis. *MRS Proceedings*, 370.
- [Domone, 1974] DOMONE, P. L. (1974). Uniaxial tensile creep and failure of concrete. *Magazine of Concrete Research*, 26(88):144–152.

- [Dormieux et Kondo, 2004] DORMIEUX, L. et KONDO, D. (2004). Approche micromécanique du couplage perméabilité–endommagement. *Comptes Rendus Mécanique*, 332(2):135–140.
- [El-Baroudy, 1940] EL-BAROUDY, H. F. (1940). *The strength, shrinkage, and creep of concrete as affecting the design of re-inforced concrete structures containing liquids*. Thèse de doctorat, -University of London (Battersea Polytechnic).
- [Escalante-Garcia, 2003] ESCALANTE-GARCIA, J. (2003). Nonevaporable water from neat opc and replacement materials in composite cements hydrated at different temperatures. *Cement and Concrete Research*, 33(11):1883–1888.
- [Espion, 2012] ESPION, B. (2012). L'invention du béton précontraint par eugène freyssinet et premières applications de ses brevets. Publication présentée à la conférence Connaissez-vous les bétons armés et précontraints.
- [Eurocode, 2005] EUROCODE (2005). *Eurocode 2 : Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings*. European Committee for Standardization.
- [Fairbairn *et al.*, 2010] FAIRBAIRN, E. M., FERREIRA, I. A., CORDEIRO, G. C., SILVOSO, M. M., TOLEDO FILHO, R. D. et RIBEIRO, F. L. (2010). Numerical simulation of dam construction using low-co2-emission concrete. *Materials and structures*, 43(8):1061–1074.
- [Faria *et al.*, 2006] FARIA, R., AZENHA, M. et FIGUEIRAS, J. A. (2006). Modelling of concrete at early ages : Application to an externally restrained slab. *Cement and Concrete Composites*, 28(6):572–585.
- [Feldman et Sereda, 1970] FELDMAN, R. et SEREDA, P. (1970). A new model for hydrated portland cement and its practical implications. *Engineering Journal*, 53(8-9):53–59.
- [Fib, 2012] FIB (2012). *Model Code 2010 - Final draft*, volume 1. Fédération internationale du béton.
- [Fisher, 1982] FISHER, L. (1982). Forces due to capillary-condensed liquids : limits of calculations from thermodynamics. *Advances in colloid and interface science*, 16(1):117–125.
- [Gagné et Argouges, 2012] GAGNÉ, R. et ARGOUGES, M. (2012). A study of the natural self-healing of mortars using air-flow measurements. *Materials and structures*, 45(11):1625–1638.
- [Gamble et Parrott, 1978] GAMBLE, B. et PARROTT, L. (1978). Creep of concrete in compression during drying and wetting. *Magazine of concrete research*, 30(104):129–138.
- [Gawin *et al.*, 2007] GAWIN, D., PESAVENTO, F. et SCHREFLER, B. (2007). Modelling creep and shrinkage of concrete by means of effective stresses. *Materials and Structures*, 40(6): 579–591.
- [Gerke et Genuchten, 1993] GERKE, H. et GENUCHTEN, M. v. (1993). A dual-porosity model for simulating the preferential movement of water and solutes in structured porous media. *Water Resources Research*, 29(2):305–319.
- [Gopalakrishnan *et al.*, 1969] GOPALAKRISHNAN, K., NEVILLE, A. et GHALI, A. (1969). Creep Poisson's ratio of concrete under multiaxial compression. *In ACI Journal Proceedings*, volume 66. ACI.

- [Goual *et al.*, 2006] GOUAL, M., BALI, A., de BARQUIN, F., DHEILLY, R. et QUÉNEUDEC, M. (2006). Isothermal moisture properties of clayey cellular concretes elaborated from clayey waste, cement and aluminium powder. *Cement and concrete research*, 36(9):1768–1776.
- [Granger, 1995] 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.
- [Gras *et al.*, 2013] GRAS, R., LECLERC, H., ROUX, S., OTIN, S., SCHNEIDER, J. et PÉRIÉ, J.-N. (2013). Identification of the out-of-plane shear modulus of a 3d woven composite. *Experimental Mechanics*, 53(5):719–730.
- [Grasley et Lange, 2007a] GRASLEY, Z. et LANGE, D. (2007a). Constitutive modeling of the aging viscoelastic properties of portland cement paste. *Mechanics of Time-Dependent Materials*, 11:175–198. 10.1007/s11043-007-9043-4.
- [Grasley et Lange, 2007b] GRASLEY, Z. C. et LANGE, D. A. (2007b). The viscoelastic response of cement paste to three-dimensional loading. *Mechanics of Time-Dependent Materials*, 11(1):27–46.
- [Grasley et Leung, 2011] GRASLEY, Z. C. et LEUNG, C. K. (2011). Desiccation shrinkage of cementitious materials as an aging, poroviscoelastic response. *Cement and Concrete Research*, 41(1):77–89.
- [Grassl *et al.*, 2010] GRASSL, P., WONG, H. S. et BUENFELD, N. R. (2010). Influence of aggregate size and volume fraction on shrinkage induced micro-cracking of concrete and mortar. *Cement and concrete research*, 40(1):85–93.
- [Guenot *et al.*, 1996] GUENOT, I., TORRENTI, J.-M. et LAPLANTE, P. (1996). Stresses in early-age concrete : comparison of different creep models. *ACI Materials Journal*, 93(3).
- [Gutsch, 2002] GUTSCH, A.-W. (2002). Properties of early age concrete-experiments and modelling. *Materials and Structures*, 35(2):76–79.
- [Hannant, 1967] HANNANT, D. (1967). Strain behaviour of concrete up to 95C under compressive stresses. pages 57–71.
- [Hansen et Mattock, 1966] HANSEN, T. C. et MATTOCK, A. H. (1966). Influence of size and shape of member on the shrinkage and creep of concrete. *In ACI Journal Proceedings*, volume 63. ACI.
- [Haroun, 1968] HAROUN, W. (1968). *Uniaxial Tensile Creep and Failure of Concrete*. University of London.
- [Hauggaard *et al.*, 1999] HAUGGAARD, A. B., DAMKILDE, L. et HANSEN, P. F. (1999). Transitional thermal creep of early age concrete. *Journal of engineering mechanics*, 125(4):458–465.
- [Hearn et Morley, 1997] HEARN, N. et MORLEY, C. (1997). Self-sealing property of concrete—experimental evidence. *Materials and structures*, 30(7):404–411.
- [Helbawi *et al.*, 2001] HELBAWI, H., ZHANG, L. et ZARUDI, I. (2001). Difference in subsurface damage in indented specimens with and without bonding layer. *International Journal of Mechanical Sciences*, 43(4):1107–1121.

- [Hild *et al.*, 2013] HILD, F., ROUX, S., BERNARD, D., HAUSS, G. et REBAI, M. (2013). On the use of 3d images and 3d displacement measurements for the analysis of damage mechanisms in concrete-like materials. *In VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, pages 1–12.
- [Hobbs, 1970] HOBBS, D. (1970). Stress-strain-time behaviour of a number of coal measure rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 7(2):149–170.
- [Hobbs, 1971] HOBBS, D. (1971). The dependence of the bulk modulus, Young's modulus, creep, shrinkage and thermal expansion of concrete upon aggregate volume concentration. *Matériaux et Construction*, 4:107–114.
- [Hornain, 2007] HORNAIN, H. (2007). *GranDuBé : grandeurs associées à la durabilité des bétons*. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.
- [Hua *et al.*, 1995] HUA, C., ACKER, P. et EHRLACHER, A. (1995). Analyses and models of the autogenous shrinkage of hardening cement paste : I. Modelling at macroscopic scale. *Cement and Concrete Research*, 25(7):1457–1468.
- [Illston, 1965] ILLSTON, J. (1965). The creep of concrete under uniaxial tension. *Magazine of Concrete Research*, 17(51):77–84.
- [Jennings, 2004] JENNINGS, H. (2004). Colloid model of C–S–H and implications to the problem of creep and shrinkage. *Materials and Structures*, 37(1):59–70.
- [Jennings, 2008] JENNINGS, H. M. (2008). Refinements to colloid model of CSH in cement : CM-II. *Cement and Concrete Research*, 38(3):275–289.
- [Jensen et Hansen, 2001] JENSEN, O. M. et HANSEN, P. F. (2001). Autogenous deformation and RH-change in perspective. *Cement and Concrete Research*, 31(12):1859–1865.
- [Jensen *et al.*, 1999] JENSEN, O. M., HANSEN, P. F., LACHOWSKI, E. E. et GLASSER, F. P. (1999). Clinker mineral hydration at reduced relative humidities. *Cement and Concrete Research*, 29(9):1505–1512.
- [Jordaan et Illston, 1969] JORDAAN, I. et ILLSTON, J. (1969). The creep of sealed concrete under multiaxial compressive stresses. *Magazine of Concrete Research*, 21(69):195–204.
- [Jourdain, 2014] JOURDAIN, X. (2014). *Étude numérique meso-macro des propriétés de transfert des bétons fissurés*. Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan.
- [Kada *et al.*, 2002] KADA, H., LACHEMI, M., PETROV, N., BONNEAU, O. et AÏTCIN, P.-C. (2002). Determination of the coefficient of thermal expansion of high performance concrete from initial setting. *Materials and Structures*, 35(1):35–41.
- [Keeton, 1965] KEETON, J. R. (1965). Study of creep in concrete. Rapport technique, DTIC Document.
- [Kennedy, 1975] KENNEDY, T. (1975). *An evaluation and summary of a study of the long-term multiaxial creep behavior of concrete*. Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin.

- [Kestin *et al.*, 1978] KESTIN, J., SOKOLOV, M. et WAKEHAM, W. A. (1978). Viscosity of liquid water in the range -8 [degree]C to 150 [degree]C. *Journal of Physical and Chemical Reference Data*, 7(3):941–948.
- [Kjellsen et Detwiler, 1992] KJELLEN, K. O. et DETWILER, R. J. (1992). Reaction kinetics of portland cement mortars hydrated at different temperatures. *Cement and Concrete Research*, 22(1):112–120.
- [Klug et Wittmann, 1969] KLUG, P. et WITTMANN, F. (1969). Activation energy of creep of hardened cement paste. *Matériaux et Construction*, 2(1):11–16.
- [Knor *et al.*, 2012] KNOR, G., HOLNICKI-SZULC, J. et GLINICKI, M. (2012). Determination of thermal properties of hardening concrete containing high calcium fly ash. In *Proceedings, 14th International Conference and Exhibition Structural Faults and Repair, Edinburgh*.
- [Kolver *et al.*, 1999] KOLVER, K., IGARASHI, S. et BENTUR, A. (1999). Tensile creep behavior of high strength concretes at early ages. *Materials and Structures*, 32(5):383–387. 10.1007/BF02479631.
- [Kommendant *et al.*, 1976] KOMMENDANT, G., POLIVKA, M. et PIRTZ, D. (1976). Study of concrete properties for prestressed concrete reactor vessels. Rapport technique, Department of Civil Engineering.
- [Kovler, 1999] KOVLER, K. (1999). A new look at the problem of drying creep of concrete under tension. *Journal of materials in civil engineering*, 11(1):84–87.
- [Kovler et Zhutovsky, 2006] KOVLER, K. et ZHUTOVSKY, S. (2006). Overview and future trends of shrinkage research. *Materials and Structures*, 39(9):827–847.
- [Ladaoui, 2010] LADAOU, W. (2010). *Etude expérimentale du comportement Thermo-Hydro-Mécanique à long terme des BHP destinés aux ouvrages de stockage des déchets radioactifs*. Thèse de doctorat, Université Paul Sabatier.
- [Lakes et Wineman, 2006] LAKES, R. S. et WINEMAN, A. (2006). On poisson's ratio in linearly viscoelastic solids. *Journal of Elasticity*, 85(1):45–63.
- [Lamond et Pielert, 2006] LAMOND, J. F. et PIELERT, J. H. (2006). *Significance of tests and properties of concrete and concrete-making materials*, volume 169. ASTM International.
- [Laplante et Boulay, 1994] LAPLANTE, P. et BOULAY, C. (1994). Evolution du coefficient de dilatation thermique du béton en fonction de sa maturité aux tout premiers âges. *Materials and Structures*, 27(10):596–605.
- [Lassabatere *et al.*, 1997] LASSABATERE, T., TORRENTI J.-M et L., G. (1997). Sur le couplage entre séchage du béton et contrainte appliquée. pages 331–338.
- [LCPC, 2003] LCPC, éditeur (2003). *Résistance du béton dans l'ouvrage : la maturométrie - Guide technique*.
- [Lee *et al.*, 2009] LEE, Y., CHOI, M.-S., YI, S.-T. et KIM, J.-K. (2009). Experimental study on the convective heat transfer coefficient of early-age concrete. *Cement and Concrete Composites*, 31(1):60–71.

- [Lee *et al.*, 2014] LEE, Y., KIM, Y.-Y., HYUN, J.-H. et KIM, D.-G. (2014). Thermal stress analysis of reactor containment building considering severe weather condition. *Nuclear Engineering and Design*, 270:152–161.
- [Lee *et al.*, 2006] LEE, Y., YI, S.-T., KIM, M.-S. et KIM, J.-K. (2006). Evaluation of a basic creep model with respect to autogenous shrinkage. *Cement and concrete research*, 36(7): 1268–1278.
- [Leech *et al.*, 2008] LEECH, C., LOCKINGTON, D., HOOTON, R. D., GALLOWAY, G., COWIN, G. et DUX, P. (2008). Validation of mualemâs conductivity model and prediction of saturated permeability from sorptivity. *ACI Materials Journal*, 105(1).
- [L'Hermite *et al.*, 1965] L'HERMITE, R., MAMILLAN, M. et LEFÈVRE, C. (1965). *Nouveaux résultats de recherches sur la déformation et la rupture du béton*. Numéro vol. 80. Institut technique du bâtiment et des travaux publics.
- [Li *et al.*, 2002] LI, H., WEE, T. et WONG, S. (2002). Early-Age Creep and Shrinkage of Blended Cement Concrete. *Materials Journal*, 99(1):3–10.
- [Lin et Meyer, 2009] LIN, F. et MEYER, C. (2009). Hydration kinetics modeling of portland cement considering the effects of curing temperature and applied pressure. *Cement and Concrete Research*, 39(4):255–265.
- [Liu, 2011] LIU, J. (2011). *Étude expérimentale de la perméabilité relative des matériaux cimentaires et simulation numérique du transfert d'eau dans le béton*. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Lille.
- [Loosveldt *et al.*, 2002] LOOSVELDT, H., LAFHAJ, Z. et SKOCZYLAS, F. (2002). Experimental study of gas and liquid permeability of a mortar. *Cement and Concrete Research*, 32(9):1357–1363.
- [Iqbal Ali et Kesler, 1964] Iqbal ALI et KESLER, C. E. (1964). Mechanisms of creep in concrete. *ACI Special Publication*, 9.
- [Lura et Breugel, 2001] LURA, P. et BREUGEL, K. (2001). Thermal Properties of Concrete : Sensitivity studies. Rapport technique.
- [Mackenzie, 1950] MACKENZIE, J. (1950). The elastic constants of a solid containing spherical holes. *Proceedings of the Physical Society. Section B*, 63(1):2.
- [Masse, 2010] MASSE, M. B. (2010). Étude du comportement déformationnel des bétons de réparation. Mémoire de D.E.A., École polytechnique de Montréal.
- [Mazars, 1986] MAZARS, J. (1986). A description of micro- and macroscale damage of concrete structures. *Engineering Fracture Mechanics*, 25(5–6):729–737.
- [Mazzotti et Savoia, 2003] MAZZOTTI, C. et SAVOIA, M. (2003). Nonlinear creep damage model for concrete under uniaxial compression. *Journal of engineering mechanics*, 129(9): 1065–1075.
- [McDonald, 1975] MCDONALD, J. (1975). Time-dependent deformation of concrete under multiaxial stress conditions. final report. Rapport technique.
- [Mehta et Monteiro, 2005] MEHTA, P. et MONTEIRO, P. (2005). *Concrete : Microstructure, Properties, and Materials*. McGraw Hill professional. McGraw-Hill Education.

- [Mezger, 1946] MEZGER, E. (1946). Loi de variation de la tension superficielle avec la température. *J. Phys. Radium*, 7(10):303–309.
- [Michou *et al.*, 2014] MICHOU, A., HILAIRE, A., DESODT, C., BENBOUDJEMA, F., NAHAS, G., WYNIĘCKI, P. et BERTHAUD, Y. (2014). Drying shrinkage effect on cracking and structural strength of reinforced concrete structures. *In RILEM Symposium CONMOD2014*. RILEM.
- [Millington et Quirk, 1961] MILLINGTON, R. et QUIRK, J. (1961). Permeability of porous solids. *Transactions of the Faraday Society*, 57:1200–1207.
- [Mills, 1966] MILLS, R. (1966). Factors influencing cessation of hydration in water cured cement pastes. *Highway Research Board Special Report*, (90).
- [Monlouis-Bonnaire *et al.*, 2004] MONLOUIS-BONNAIRE, J., VERDIER, J. et PERRIN, B. (2004). Prediction of the relative permeability to gas flow of cement-based materials. *Cement and Concrete Research*, 34(5):737–744.
- [Morabito, 2001] MORABITO, P. (2001). Thermal properties of concrete. Variations with the temperature and during the hydration phase. Rapport technique.
- [Mozayan, 2013] MOZAYAN, M. (2013). *Une méthodologie de modélisation pour l'évaluation de l'étanchéité des enceintes de confinement des centrales nucléaires*. Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan.
- [Mualem, 1976] MUALEM, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water resources research*, 12(3):513–522.
- [Mullen, 1963] MULLEN, W. G. (1963). Creep of portland cement paste.
- [Nasser et Neville, 1966] NASSER, K. et NEVILLE, A. (1966). Creep of concrete at temperatures above normal. *Nuclear Engineering and Design*, 4(1):90–96.
- [Nemati *et al.*, 1998] NEMATI, K. M., MONTEIRO, P. J. et COOK, N. G. (1998). A new method for studying stress-induced microcracks in concrete. *Journal of materials in civil engineering*, 10(3):128–134.
- [Neville, 1964] NEVILLE, A. (1964). Creep of concrete as a function of its cement paste content. *Magazine of concrete Research*, 16(46):21–30.
- [Neville, 2000] NEVILLE, A. (2000). *Propriétés des bétons*. Eyrolles.
- [Neville et Dilger, 1970] NEVILLE, A. et DILGER, W. (1970). *Creep of concrete : plain, reinforced, and prestressed*. North-Holland Pub. Co.
- [Neville *et al.*, 1969] NEVILLE, A., WARD, M. et KWEI, G.-S. (1969). Basic and drying creep of concrete. *Matériaux et Construction*, 2(2):117–124.
- [Olivier, 2015] OLIVIER, K. (2015). *Etude expérimentale et modélisation de l'auto-cicatrisation des matériaux cimentaires avec additions minérales*. Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan.
- [Olivier *et al.*, 2013] OLIVIER, K., DARQUENNES, A., BENBOUDJEMA, F. et GAGNÉ, R. (2013). Etude de l'auto-cicatrisation des matériaux cimentaires avec additions minérales après fissuration au jeune âge par retrait gêné. *In Rencontres universitaires de l'AUGC*.

- [Ollivier *et al.*, 1995] OLLIVIER, J., MASO, J. et BOURDETTE, B. (1995). Interfacial transition zone in concrete. *Advanced Cement Based Materials*, 2(1):30–38.
- [Omar, 2004] OMAR, M. (2004). *Déformations différées du béton : étude expérimentale et modélisation numérique de l'interaction fluage-endommagement*. Thèse de doctorat, ECN Nantes.
- [Østergaard *et al.*, 2001] ØSTERGAARD, L., LANGE, D. A., ALTOUBAT, S. A. et STANG, H. (2001). Tensile basic creep of early-age concrete under constant load. *Cement and Concrete Research*, 31(12):1895–1899.
- [Papadakis *et al.*, 1991] PAPADAKIS, V. G., VAYENAS, C. G. et FARDIS, M. N. (1991). Physical and chemical characteristics affecting the durability of concrete. *ACI Materials Journal*, 88(2).
- [Parrott, 1970] PARROTT, L. (1970). Some observations on the components of creep in concrete. *Magazine of concrete research*, 22(72):143–148.
- [Parrott, 1974] PARROTT, L. (1974). Lateral strains in hardened cement paste under short-and long-term loading. *Magazine of Concrete Research*, 26(89):198–202.
- [Parrott, 1977] PARROTT, L. (1977). Basic creep, drying creep and shrinkage of a mature cement paste after a heat cycle. *Cement and Concrete Research*, 7(5):597–604.
- [Parrott *et al.*, 1990] PARROTT, L. J., GEIKER, M., GUTTERIDGE, W. A. et KILLOH, D. (1990). Monitoring portland cement hydration : comparison of methods. *Cement and Concrete Research*, 20(6):919–926.
- [Perrin *et al.*, 1998] PERRIN, B., BOUNY, V. B. et CHEMLOUL, L. (1998). Méthodes de détermination de la diffusivité hydrique de pâtes de ciments durcies. *Materials and Structures*, 31(4):235–241.
- [Pickett, 1942] PICKETT, G. (1942). The effect of change in moisture-content on the creep of concrete under a sustained load. *In ACI Journal Proceedings*, volume 38. ACI.
- [Pihlajavaara, 1974] PIHLAJAVAARA, S. (1974). A review of some of the main results of a research on the ageing phenomena of concrete : Effect of moisture conditions on strength, shrinkage and creep of mature concrete. *Cement and Concrete Research*, 4(5):761–771.
- [Pons *et al.*, 2003] PONS, G., MUNOZ, P. et ESCADEILLAS, G. (2003). Determination of concrete total deformations under load as function of shrinkage value. *ACI Materials Journal*, 100(1).
- [Powers et Brownyard, 1947] POWERS, T. et BROWNYARD, T. (1947). Studies of the Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste. *In ACI Journal Proceedings*, volume 43. ACI.
- [Poyet *et al.*, 2011] POYET, S., CHARLES, S., HONORÉ, N. et L'HOSTIS, V. (2011). Assessment of the unsaturated water transport properties of an old concrete : Determination of the pore-interaction factor. *Cement and Concrete Research*, 41(10):1015–1023.
- [Ranaivomanana *et al.*, 2013a] RANAIVOMANANA, N., MULTON, S. et TURATSINZE, A. (2013a). Basic creep of concrete under compression, tension and bending. *Construction and Building Materials*, 38(0):173–180.

- [Ranaivomanana *et al.*, 2013b] RANAIVOMANANA, N., MULTON, S. et TURATSINZE, A. (2013b). Tensile, compressive and flexural basic creep of concrete at different stress levels. *Cement and Concrete Research*, 52:1–10.
- [Rao, 2001] RAO, G. A. (2001). Long-term drying shrinkage of mortar—influence of silica fume and size of fine aggregate. *Cement and concrete research*, 31(2):171–175.
- [Reviron, 2009] REVIRON, N. (2009). *Etude du fluage des bétons en traction. Application aux enceintes de confinement des centrales nucléaires à eau sous pression*. Thèse de doctorat, ENS de Cachan.
- [Reynouard et Pijaudier-Cabot, 2005] REYNOUARD, J.-M. et PIJAUDIER-CABOT, G. (2005). *Comportement mécanique du béton*. Lavoisier.
- [RILEM, 1995a] RILEM (1995a). Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures—model B3. *Mater. Struct.*, 28:357–365.
- [RILEM, 1995b] RILEM (1995b). Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures—model b3. *Mater. Struct.*, 28:357–365.
- [Rossi *et al.*, 2014a] ROSSI, P., BOULAY, C., TAILHAN, J.-L., MARTIN, E. et DESNOYERS, D. (2014a). Macrocrack propagation in concrete specimens under sustained loading : Study of the physical mechanisms. *Cement and Concrete Research*, 63(0):98 – 104.
- [Rossi *et al.*, 2014b] ROSSI, P., CHARRON, J., BASTIEN-MASSE, M., TAILHAN, J.-L., LE MAOU, F. et RAMANICH, S. (2014b). Tensile basic creep versus compressive basic creep at early ages : comparison between normal strength concrete and a very high strength fibre reinforced concrete. *Materials and Structures*, 47(10):1773–1785.
- [Rossi *et al.*, 2013a] ROSSI, P., TAILHAN, J. et LE MAOU, F. (2013a). Creep strain versus residual strain of a concrete loaded under various levels of compressive stress. *Cement and Concrete Research*, 51:32–37.
- [Rossi *et al.*, 2013b] ROSSI, P., TAILHAN, J.-L. et LE MAOU, F. (2013b). Comparison of concrete creep in tension and in compression : Influence of concrete age at loading and drying conditions. *Cement and Concrete Research*, 51:78–84.
- [Rossi *et al.*, 2012] ROSSI, P., TAILHAN, J.-L., MAOU, F. L., GAILLET, L. et MARTIN, E. (2012). Basic creep behavior of concretes investigation of the physical mechanisms by using acoustic emission. *Cement and Concrete Research*, 42(1):61–73.
- [Rougelot *et al.*, 2009] ROUGELOT, T., SKOCZYLAS, F. et BURLION, N. (2009). Water desorption and shrinkage in mortars and cement pastes : experimental study and poromechanical model. *Cement and Concrete Research*, 39(1):36–44.
- [Ruetz, 1968] RUETZ, W. (1968). An hypothesis for the creep of the hardened cement paste and the influence of simultaneous shrinkage. *In Proceedings of the Structure of Concrete and its Behaviour under Load, Londres*.
- [Russel et Larson, 1989] RUSSEL, H. G. et LARSON, S. C. (1989). Thirteen years of deformations in water tower place. *ACI Structural Journal*, 86(2).

- [Saliba *et al.*, 2013] SALIBA, J., GRONDIN, F., MATALLAH, M., LOUKILI, A. et BOUSSA, H. (2013). Relevance of a mesoscopic modeling for the coupling between creep and damage in concrete. *Mechanics of time-dependent materials*, 17(3):481–499.
- [Saliba *et al.*, 2012] SALIBA, J., LOUKILI, A., GRONDIN, F. et REGOIN, J.-P. (2012). Experimental study of creep-damage coupling in concrete by acoustic emission technique. *Materials and structures*, 45(9):1389–1401.
- [Samouh *et al.*, 2012] SAMOUH, H., ROZIERE, E. et LOUKILI, A. (2012). Interpretation des mesures du retrait de dessiccation des betons autoplaçants (BAP). Rencontres AUGC-IBPSA, Chambéry, France.
- [Schubert, 1983] SCHUBERT, H. (1983). Kapillarität in porösen feststoffsystemen (capillarity in porous solid material systems). 35(11):405–405.
- [Schutter, 2002] SCHUTTER, G. D. (2002). Finite element simulation of thermal cracking in massive hardening concrete elements using degree of hydration based material laws. *Computers & Structures*, 80(27–30):2035–2042.
- [Schwartzentruber et Catherine, 2000] SCHWARTZENTRUBER, A. et CATHERINE, C. (2000). La méthode du mortier de béton équivalent (mbe). un nouvel outil d'aide à la formulation des bétons adjuvantés. *Materials and Structures*, 33(8):475–482.
- [Sciumè, 2013] SCIUMÈ, G. (2013). *Modèle thermo-hydro-chemo-mécanique du béton au jeune âge et son adaptation pour l'analyse numérique de la croissance des tumeurs cancéreuses*. Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan.
- [Sciume, 2014] SCIUME, G. (2014). Scale effect on young concrete TCHM modeling.
- [Seki et Kawasumi, 1972] SEKI, S. et KAWASUMI, M. (1972). Creep of concrete at elevated temperatures. *Concrete of Nuclear Reactors*, 1:591–638.
- [Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009] SELLIER, A. et BUFFO-LACARRIÈRE, L. (2009). Vers une modélisation simple et unifiée du fluage propre, du retrait et du fluage en dessiccation du béton. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 13(10):1161–1182.
- [Sellier *et al.*, 2012] SELLIER, A., BUFFO-LACARRIÈRE, L., MULTON, S., VIDAL, T. et BOURBON, X. (2012). Nonlinear basic creep and drying creep modeling. In *SSCS'2012 : numerical modeling strategies for sustainable concrete structure*.
- [Sercombe *et al.*, 2000] SERCOMBE, J., HELLMICH, C., ULM, F.-J. et MANG, H. (2000). Modeling of early-age creep of shotcrete. i : model and model parameters. *Journal of engineering mechanics*, 126(3):284–291.
- [Shah et Chandra, 1970] SHAH, S. P. et CHANDRA, S. (1970). Fracture of concrete subjected to cyclic and sustained loading. In *ACI Journal Proceedings*, volume 67. ACI.
- [Shritharan, 1989] SHRITHARAN, S. (1989). Structural effects of creep and shrinkage on concrete structures. Mémoire de D.E.A., University of Auckland.
- [Sicard *et al.*, 1996] SICARD, V., CUBAYNES, J. et PONS, G. (1996). Modélisation des déformations différées des bétons à hautes performances : relation entre le retrait et le fluage. *Materials and structures*, 29(6):345–353.

- [Soroka, 1979] SOROKA, I. (1979). *Portland Cement Paste and Concrete*. Macmillan.
- [Stefan, 2009] STEFAN, L. (2009). *Étude expérimentale et modélisation de l'évolution des propriétés mécaniques au jeune âge dans les matériaux cimentaires*. Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan.
- [Straub. et Wittmann, 1976] STRAUB., F. et WITTMANN, F. (1976). Activation Energy and Activation Volume of Compressive and Tensile Creep of Hardened Cement Paste. pages 227–230.
- [Suter et Benipal, 2006] SUTER, M. et BENIPAL, G. S. (2006). Time-dependent behaviour of reacting concrete i : Mechanism and theory. *Mechanics of Time-Dependent Materials*, 10(1):51–62.
- [Suter et Benipal, 2010] SUTER, M. et BENIPAL, G. S. (2010). Constitutive model for aging thermoviscoelasticity of reacting concrete i : theoretical formulation. *Mechanics of Time-Dependent Materials*, 14(3):277–290.
- [Tailhan *et al.*, 2013] TAILHAN, J.-L., BOULAY, C., ROSSI, P., LE MAOU, F. et MARTIN, E. (2013). Compressive, tensile and bending basic creep behaviours related to the same concrete. *Structural Concrete*, 14(2):124–130.
- [Tailhan et Le Maou, 2008] TAILHAN, J.-L. et LE MAOU, F. (2008). Rapport contractuel irsn/lcpc à fluage en traction du béton ordinaire de civaux à rapport intermédiaire d'étude. Rapport technique, LCPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- [Tamtsia et Beaudoin, 2000] TAMTSIA, B. T. et BEAUDOIN, J. J. (2000). Basic creep of hardened cement paste a re-examination of the role of water. *Cement and Concrete Research*, 30(9):1465–1475.
- [Tazawa et Miyazawa, 1995] TAZAWA, E.-i. et MIYAZAWA, S. (1995). Experimental study on mechanism of autogenous shrinkage of concrete. *Cement and Concrete Research*, 25(8): 1633–1638.
- [TH-U, 2012] TH-U, R. (2012). Fascicule 4 : parois opaques.
- [Thiery *et al.*, 2007] THIERY, M., BAROGHEL-BOUNY, V., BOURNETON, N., VILLAIN, G. et STÉFANI, C. (2007). Modélisation du séchage des bétons. *Revue Européenne de Génie Civil*, 11(5):541–577.
- [Thomas et Jennings, 2006] THOMAS, J. J. et JENNINGS, H. M. (2006). A colloidal interpretation of chemical aging of the CSH gel and its effects on the properties of cement paste. *Cement and Concrete Research*, 36(1):30–38.
- [Tomičević *et al.*, 2013] TOMIČEVIĆ, Z., HILD, F. et ROUX, S. (2013). Mechanics-aided digital image correlation. *The Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, page 0309324713482457.
- [Torrenti et Benboudjema, 2005] TORRENTI, J. et BENBOUDJEMA, F. (2005). Mechanical threshold of cementitious materials at early age. *Materials and Structures*, 38:299–304. 10.1007/BF02479294.
- [Torrenti et Benboudjema, 2014] TORRENTI, J.-M. et BENBOUDJEMA, F. (2014). Sur les déformations à très long terme des structures en béton précontraint.

- [Toutlemonde et Le Maou, 1996] TOUTLEMONDE, F. et LE MAOU, F. (1996). Protection des éprouvettes de béton vis-à-vis de la dessiccation-Le point sur quelques techniques de laboratoire. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, (203).
- [Troeh *et al.*, 1982] TROEH, F. R., JABRO, J. D. et KIRKHAM, D. (1982). Gaseous diffusion equations for porous materials. *Geoderma*, 27(3):239–253.
- [Troxell *et al.*, 1958] TROXELL, G., RAPHAEL, J. et DAVIS, R. (1958). Long-time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete. pages 1101–1120.
- [Tsivilis *et al.*, 2003] TSIVILIS, S., TSANTILAS, J., KAKALI, G., CHANIOTAKIS, E. et SAKELLARIOU, A. (2003). The permeability of portland limestone cement concrete. *Cement and Concrete Research*, 33(9):1465–1471.
- [Ulm et Acker, 1998] ULM, F.-J. et ACKER, P. (1998). Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, (Spécial XX):73–82.
- [Ulm et Coussy, 1995] ULM, F.-J. et COUSSY, O. (1995). Modeling of thermochemomechanical couplings of concrete at early ages. *Journal of engineering mechanics*, 121(7):785–794.
- [Van Breugel, 1980] VAN BREUGEL, K. (1980). *Artificial cooling of hardening concrete*. TH Delft, Afdeling der Civiele Techniek.
- [van Genuchten, 1980] van GENUCHTEN, M. (1980). A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5):892–898.
- [van Vliet et van Mier, 2000] van VLIET, M. R. et van MIER, J. G. (2000). Experimental investigation of size effect in concrete and sandstone under uniaxial tension. *Engineering Fracture Mechanics*, 65(2):165–188.
- [Vassaux, 2015] VASSAUX, M. (2015). *Contribution à la modélisation des mécanismes locaux de dégradation des matériaux quasi-fragiles sous chargement cyclique*. Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan.
- [Villain et Thiery, 2006] VILLAIN, G. et THIERY, M. (2006). Gammadensimetry : a method to determine drying and carbonation profiles in concrete. *NDT & E International*, 39(4):328–337.
- [Waller, 2000] WALLER, V. (2000). *Relations entre composition des bétons, exothermie en cours de prise et résistance en compression*. Thèse de doctorat.
- [Whitaker, 1977] WHITAKER, S. (1977). A Theory of drying. *Advances in heat transfer*, 13:119–203.
- [Whiting *et al.*, 1978] WHITING, D., LITVIN, A. et GOODWIN, S. E. (1978). Specific heat of selected concretes. In *ACI Journal Proceedings*, volume 75. ACI.
- [Witasse *et al.*, 2002] WITASSE, R., GEORGIN, J. et REYNOUARD, J. (2002). Nuclear cooling tower submitted to shrinkage ; behaviour under weight and wind. *Nuclear Engineering and Design*, 217(3):247–257.
- [Wittmann, 1970] WITTMANN, F. (1970). Einfluss des feuchtigkeitsgehaltes auf das kriechen des zementsteines. *Rheologica Acta*, 9(2):282–287.

- [Wittmann, 1973] WITTMANN, F. (1973). Interaction of hardened cement paste and water. *Journal of the American ceramic society*, 56(8):409–415.
- [Wittmann, 2008] WITTMANN, F. (2008). Heresies on shrinkage and creep mechanisms. In *Proceedings of the 8th International Conference on Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Concrete Structures (CONCREEP 8)*, Sept, pages 3–9.
- [Wittmann et Roelfstra, 1980] WITTMANN, F. et ROELFSTRA, P. (1980). Total deformation of loaded drying concrete. *Cement and Concrete Research*, 10(5):601–610.
- [Wittmann et Zaytsev, 2013] WITTMANN, H. et ZAYTSEV, Y. (2013). Application of fracture mechanics to investigate durability of concrete under load. In *Proceedings of the 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-8)*.
- [Xi et al., 1994] XI, Y., BAŽANT, Z. P. et JENNINGS, H. M. (1994). Moisture diffusion in cementitious materials adsorption isotherms. *Advanced Cement Based Materials*, 1(6):248–257.
- [Zhang, 2014] ZHANG, Z. (2014). *Cycles de séchage-mouillage : effets sur le transport dans des matériaux cimentaires*. Thèse de doctorat, Université Paris-Est.
- [Zhaoxia, 1994] ZHAOXIA, L. (1994). Effective creep poisson's ratio for damaged concrete. *International journal of fracture*, 66(2):189–196.

Abstract

This work aims to study the behaviour of the containment buildings in a nuclear power plant. The gas-proofing of these structures is based on the low conductivity of concrete (the hydraulic conductivity is around 10-11 m/s for a standard concrete). However, if cracks appear, this material property increases and the containment may not be longer guaranteed. In accidental situations, the concrete is protected from cracking by the bi-axial prestressing of the internal safety enclosure. The ageing of the structure may have two main consequences : firstly, the prestress has to remain sufficiently high to counterbalance the tensile stress caused by an accident, secondly, cracking induced by non-accidental loads has to be limited. These aims cannot be satisfied if the behaviour of the concrete is not understood from its manufacturing to the end of the operating life of the nuclear reactor.

The lifespan of the structure is broken down into two distinguished periods : on one hand, strong chemo-thermo-mechanical couplings characterise the early age phase, on the other hand, the material is under hydro-mechanical stress during the long term phase. In the proposed modelling, hydration, thermal and hydric transfers are coupled with the mechanical behaviour of the concrete ; the main mechanisms are considered. The model is implemented in the software *CAST3M* : the limited number of parameters facilitate the identification process. In tandem with this work, several experimental tests are realised. Parameters are identified from their results, moreover, some of the experimental observations confirmed the physical mechanisms considered in the model.

Because of the complexity of the different phenomenon, this document is built around the following principles. The first part deals with the chemo-thermal couplings at early age and the drying process of concrete at long term : the nature of these two problems is diffusive. This part is focused on the identification of the main parameters of these two phenomenons. The second part is about the delayed strains in concrete. Unlike the conventional decomposition of these strains, creep and shrinkage are correlated and influence the damage evolution. Mechanics of unsaturated porous media is used to consider the couplings between these strains. The last part is focused on the delayed behaviour of structures. Results highlight the importance of some technological barriers in order to predict accurately the long-term behaviour of a containment building.

Keywords : early age, long term, massive pre-stressed structures, delayed strains, basic creep Poisson's coefficient, creep-cracking interaction, tensile/compressive creep.

Résumé

Ce travail a pour but d'apporter des éléments de connaissance sur le comportement des enceintes de confinement des centrales nucléaires françaises. L'aptitude au confinement de ce type de structures est garantie par la faible perméabilité du béton. En cas d'accident, le béton est protégé de la fissuration par la compression biaxiale assurée par les câbles de précontrainte orthoradiaux et verticaux. Dès lors, il s'agit de vérifier deux points principaux : premièrement, le niveau de précontrainte doit rester suffisamment élevé pour équilibrer les contraintes de traction induites lors d'un accident, deuxièmement, la fissuration du matériau qui apparaît hors situation accidentelle doit être limitée. La réalisation de ces objectifs passe par la connaissance du comportement du béton depuis sa fabrication jusqu'à la fin de la durée d'exploitation du réacteur. L'étude du matériau est séparé en deux grandes périodes : la phase du jeune âge caractérisée par de forts couplages chemo-thermo-mécaniques et la phase du long terme où le matériau subit des sollicitations hydro-mécaniques. Une modélisation couplant l'hydratation, les transferts thermiques et hydriques et la mécanique est développée : elle est apte à décrire les principaux mécanismes en jeu. Ce modèle est implanté dans le logiciel *CAST3M* : le nombre limité de paramètres permet de faciliter le processus d'identification. En parallèle à ce travail de modélisation, plusieurs essais expérimentaux ont été réalisés : certains sont destinés à la détermination de paramètres spécifiques (par exemple, le coefficient de Poisson du fluage propre), d'autres ont pour but d'évaluer la pertinence des mécanismes physiques retenus dans la modélisation (notamment sur les couplages séchage-retrait-fluage).

Par la diversité des phénomènes abordés, cette étude s'articule autour de plusieurs axes. La première partie traite des phénomènes thermo-chimiques du béton au jeune âge et du séchage des matériaux cimentaires : problèmes qui ont en commun leur nature diffuse. Une attention particulière est portée sur l'identification des principaux paramètres d'influence de ces deux phénomènes. La deuxième partie concerne l'étude des déformations différées du béton. Contrairement à la décomposition conventionnelle de ces déformations, fluage et retrait sont corrélés et induisent un endommagement du matériau. La modélisation proposée, qui se place dans le cadre de la mécanique des milieux poreux non saturés, permet de considérer une partie des interactions entre ces déformations. La dernière partie se concentre sur l'étude du comportement différé de structures. Les résultats mettent en lumière l'importance de certains verrous technologiques dans la prédiction du comportement à long terme d'une enceinte de confinement.

Mots clés : coefficient de poisson de fluage, couplage fluage-endommagement, déformations différées, fluage biaxial, fluage en traction-compression, jeune âge, long terme, structures massives précontraintes.

