

## Notations principalement utilisées

$\varepsilon^{fp}$	Déformation de fluage propre
$\varepsilon^{fd}$	Déformation de fluage de dessiccation
$b$	Coefficient de Biot
$C_c^{THM}$	Fonction de consolidation Thermo-Hydro-Mécanique
$P^w$	Pression d'eau dans les pores capillaires
$P^n$	Pression d'eau dans les nanopores des C-S-H
$\varepsilon^E$	Déformation élastique
$\varepsilon^M - \varepsilon^K$	Déformation de la chaîne de Maxwell ou de Kelvin Voigt
$\varepsilon_i$	Déformation suivant la direction $i$
$\tilde{\sigma} - \sigma'$	Contrainte totale ou effective
$E_{cm}$	Module de Young
$D$	Coefficient de diffusion de l'eau
$\rho$	Masse volumique
$\emptyset$	Porosité
$\eta$	Viscosité
$R_c$ ou $f_{cm}$	Résistance en compression
$R_t$ ou $f_{ctm}$	Résistance en traction
$S_r$	Degré de saturation
$V_w$	Volume d'eau
$w$	Teneur en eau
$\nu$	Coefficient de Poisson
DTT	Déformation Thermique Transitoire
$D^c$	Endommagement de compression
$D^t$	Endommagement de traction

# Table des matières

<b>RESUME DE LA THESE .....</b>	<b>3</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>6</b>
<b>NOTATIONS PRINCIPALEMENT UTILISÉES.....</b>	<b>7</b>
<b>TABLE DES FIGURES.....</b>	<b>12</b>
<b>TABLE DES TABLEAUX .....</b>	<b>17</b>
<b>LE CONTEXTE.....</b>	<b>18</b>
<b>CHAPITRE-I. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE.....</b>	<b>23</b>
I.1. INTRODUCTION .....	25
I.2. ECHELLES D'OBSERVATION DES MATERIAUX CIMENTAIRE .....	25
I.3. CONSTITUANTS DU BETON .....	27
I.3.1. La pâte de ciment .....	27
I.3.1.1. <i>Le Silicate de Calcium Hydraté (C-S-H)</i> .....	27
I.3.1.2. <i>Les pores</i> .....	29
I.3.1.3. <i>L'eau</i> .....	30
I.3.1.3.1. <i>L'eau libre (capillaire)</i> .....	30
I.3.1.3.2. <i>L'eau chimiquement liée</i> .....	31
I.3.1.3.3. <i>L'eau adsorbée</i> .....	32
I.3.1.3.4. <i>Cas spécifique de l'eau dans les C-S-H</i> .....	32
I.3.1.3.5. <i>Influence thermomécanique sur les propriétés de l'eau</i> .....	34
I.3.1.3.5.1. <i>L'isotherme</i> .....	34
I.3.1.3.5.2. <i>Viscosité</i> .....	36
I.3.1.3.5.3. <i>Masse volumique</i> .....	37
I.3.1.3.5.4. <i>Compressibilité</i> .....	39
I.3.2. Les granulats .....	39
I.3.2.1. <i>Caractéristiques physiques et mécaniques</i> .....	39
I.3.2.2. <i>La déformation thermique des granulats</i> .....	40
I.3.2.3. <i>Interface pâte-granulat (ITZ)</i> .....	40
I.4. LES DEFORMATIONS DIFFERENTES LIBRES .....	42
I.4.1. Le retrait plastique.....	42
I.4.2. Le retrait chimique .....	42
I.4.3. Le retrait thermique.....	42
I.4.4. Le retrait endogène ou d'auto-dessiccation .....	43
I.4.4.1. <i>Facteurs influents</i> .....	43
I.4.4.1.1. <i>Paramètres de composition</i> .....	43
I.4.4.1.1.1. <i>Rapport E/L</i> .....	43
I.4.4.1.1.2. <i>Les additions</i> .....	43
I.4.4.1.2. <i>Paramètres environnementaux</i> .....	44
I.4.4.2. <i>Modélisation</i> .....	44
I.4.5. Le retrait de dessiccation.....	46
I.4.5.1. <i>Facteurs influents</i> .....	48

## Comportement THM des structures en béton

1.4.5.1.1.	Paramètres de composition .....	48
1.4.5.1.1.1.	Rapport E/L.....	48
1.4.5.1.1.2.	Les additions .....	48
1.4.5.1.2.	Paramètres environnementaux .....	48
1.4.5.2.	Modélisation.....	48
I.5.	LES DEFORMATIONS DIFFEREEES SOUS CONTRAINTES .....	49
1.5.1.	Le fluage propre .....	50
1.5.1.1.	Mécanisme à court terme .....	51
1.5.1.2.	Mécanisme à long terme.....	52
1.5.1.3.	Facteurs influents .....	53
1.5.1.3.1.	Paramètres de composition .....	53
1.5.1.3.1.1.	Age du béton .....	53
1.5.1.3.1.2.	Le rapport E/C.....	54
1.5.1.3.1.3.	Les granulats .....	54
1.5.1.3.1.4.	Les additions .....	55
1.5.1.3.2.	Paramètres environnementaux .....	56
1.5.1.3.2.1.	Le type de cure .....	56
1.5.1.3.2.2.	La température .....	57
1.5.1.3.2.3.	Le chargement.....	58
1.5.1.4.	Modélisation.....	61
1.5.2.	Le fluage de dessiccation .....	65
1.5.2.1.	Fluage de dessiccation structural.....	66
1.5.2.2.	Fluage de dessiccation intrinsèque .....	67
1.5.2.3.	Réhumidification sous charge .....	68
1.5.2.4.	Couplage entre retrait et fluage de dessiccation .....	70
1.5.2.5.	Facteurs influents .....	70
1.5.2.5.1.	Paramètres de composition .....	71
1.5.2.5.1.1.	Rapport E/C.....	71
1.5.2.5.1.2.	Les granulats .....	71
1.5.2.5.1.3.	Les additions .....	71
1.5.2.5.2.	Paramètres environnementaux .....	71
1.5.2.6.	Modélisation.....	71
1.5.3.	Cas particulier de la DTT .....	73
1.5.3.1.	Observations expérimentales.....	73
1.5.3.2.	Mécanismes à l'origine de la DTT .....	74
1.5.3.3.	Facteurs influents .....	76
1.5.3.3.1.	Paramètres de composition .....	76
1.5.3.3.2.	Paramètres environnementaux et de chargement .....	76
1.5.3.4.	Modélisation.....	77
I.6.	CONCLUSIONS.....	81
<b>CHAPITRE-II. MODELISATION POROMECANIQUE DE L'INFLUENCE DE L'EAU SUR LE COMPORTEMENT TRANSITOIRE DU BETON EN TEMPERATURE.....</b>		<b>82</b>
II.1.	INTRODUCTION .....	84
II.2.	PHENOMENES PHYSIQUES .....	84
II.3.	MODELISATION.....	86
II.3.1.	Modélisation de la viscosité du béton .....	86
II.3.1.1.	Le fluage permanent.....	88

## Comportement THM des structures en béton

II.3.1.2.	<i>Le fluage réversible .....</i>	<i>91</i>
II.3.1.3.	<i>Influence de l'eau dans les C-S-H .....</i>	<i>91</i>
II.3.2.	Etude paramétrique .....	97
II.3.3.	Applications .....	98
II.3.3.1.	<i>Application sur des résultats expérimentaux sur cylindres 11 x 22 cm<sup>3</sup> .....</i>	<i>98</i>
II.3.3.2.	<i>Application à une alvéole de stockage .....</i>	<i>102</i>
II.4.	CONCLUSIONS .....	108
<b>CHAPITRE-III. MATERIAUX ET PROGRAMME EXPERIMENTAL .....</b>		<b>110</b>
III.1.	INTRODUCTION .....	112
III.2.	PROGRAMME D'ETUDE PREVISIONNEL .....	112
III.3.	FORMULATION DU MATERIAU D'ETUDE .....	115
III.3.1.	Matériaux utilisés .....	115
III.3.1.1.	<i>Ciment .....</i>	<i>115</i>
III.3.1.2.	<i>Granulats .....</i>	<i>115</i>
III.3.1.3.	<i>Adjuvants .....</i>	<i>116</i>
III.3.2.	Fabrication et cure .....	116
III.3.2.1.	<i>Procédure de fabrication .....</i>	<i>116</i>
III.3.2.2.	<i>Cure .....</i>	<i>117</i>
III.3.3.	Formulation de référence .....	117
III.3.4.	Caractéristiques des BHP .....	117
III.3.4.1.	<i>Comportement à l'état frais .....</i>	<i>117</i>
III.3.4.2.	<i>Comportement à l'état durci .....</i>	<i>118</i>
III.3.4.2.1.	<i>Résistance en compression .....</i>	<i>118</i>
III.3.4.2.2.	<i>Résistance à la traction par fendage .....</i>	<i>119</i>
III.3.4.2.3.	<i>Module d'élasticité .....</i>	<i>120</i>
III.4.	DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX .....	121
III.4.1.	Retrait et fluage sur éprouvette cylindrique 11 x 22 cm <sup>3</sup> .....	121
III.4.2.	Retrait et fluage sur anneaux .....	123
III.5.	RESULTATS EXPERIMENTAUX ET ANALYSES .....	128
III.5.1.	Eprouvettes cylindriques 11 x 22 cm <sup>3</sup> .....	128
III.5.1.1.	<i>Déformations à 20 °C en condition endogène .....</i>	<i>128</i>
III.5.1.2.	<i>Analyse du fluage spécifique et comparaison avec les résultats d'études antérieures .....</i>	<i>132</i>
III.5.1.3.	<i>Perte de masse et déformations de retrait et de fluage à 20 °C en dessiccation .....</i>	<i>133</i>
III.5.2.	Anneaux à 20 °C en condition endogène .....	136
III.5.2.1.	<i>Retrait .....</i>	<i>136</i>
III.5.2.2.	<i>Fluage .....</i>	<i>139</i>
III.6.	CONCLUSIONS .....	142
<b>CHAPITRE-IV. MODELISATION DES DEFORMATIONS DIFFEREES EN DESSICCATION .....</b>		<b>144</b>
IV.1.	INTRODUCTION .....	146
IV.2.	RAPPEL DE MECANISMES DES DEFORMATIONS DUES AU SECHAGE .....	147



## Comportement THM des structures en béton

IV.2.1.	Retrait de dessiccation .....	147
IV.2.2.	Fluage de dessiccation .....	148
IV.3.	MODELISATION .....	149
IV.3.1.	Modèle du fluage de dessiccation microstructural .....	149
IV.3.2.	Application aux résultats expérimentaux de notre étude .....	151
IV.3.2.1.	<i>Calage des paramètres de fluage propre</i> .....	152
IV.3.2.1.1.	<i>Essais en condition endogène sur cylindres 11 x 22 cm<sup>3</sup></i> .....	152
IV.3.2.1.2.	<i>Essais en condition endogène sur anneaux</i> .....	155
IV.3.2.2.	<i>Calage sur les essais en dessiccation</i> .....	159
IV.3.2.2.1.	<i>Evolution du degré de saturation</i> .....	159
IV.3.2.2.2.	<i>Retrait en dessiccation</i> .....	160
IV.3.2.2.3.	<i>Fluage en dessiccation</i> .....	161
IV.3.3.	Application sur des essais de la littérature .....	164
IV.3.3.1.	<i>Application sur les essais de Cagnon</i> .....	165
IV.3.3.2.	<i>Application sur les essais de Granger</i> .....	169
IV.4.	CONCLUSIONS .....	171
<b>CONCLUSIONS GENERALES .....</b>		<b>172</b>
<b>PERSPECTIVES .....</b>		<b>177</b>
<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>		<b>181</b>
<b>ANNEXES .....</b>		<b>192</b>
<b>ANNEXE A : FICHES TECHNIQUES DES MATERIAUX .....</b>		<b>194</b>
<b>ANNEXE B : FICHES TECHNIQUES DU MATERIEL .....</b>		<b>200</b>

## Table des figures

Figure 0-1 : schéma de principe des installations de l'Andra sur le site de Bure .....	18
Figure I-1 : représentation schématique de la microstructure du gel de C-S-H [Feldman et Sereda, 1968].....	28
Figure I-2 : fréquence du module d'élasticité des C-S-H issus de la nanoindentation [Constantinides et Ulm, 2004] (a) et probabilité de densité du module d'indentation (Probability density plots = PDF) [Vandamme et Ulm, 2009] (b) .....	28
Figure I-3 : représentation schématique d'un feuillet et d'un globule de C-S-H constitué de plusieurs feuillets, avec l'espace interfoliaire saturé d'eau [Jennings, 2004].....	29
Figure I-4 : influence du rapport E/C sur la porosité de la pâte de ciment Portland à trois échéances de temps, 28 jours, 90 jours et 1 an [Mehta, 1980] .....	29
Figure I-5 : représentation schématique de la tension capillaire dans un tube.....	31
Figure I-6 : isotherme de sorption/désorption de l'eau à 20 °C d'un béton CEM I (a) et d'un béton CEM V (b) [Ranaivomanana, 2010] .....	31
Figure I-7 : état de l'eau dans le gel de C-S-H [Sierra, 1974].....	32
Figure I-8 : description idéalisée de l'eau dans les zones d'adsorption empêchée avec la transition dans les pores capillaires, d'après [Bažant, 1972] .....	33
Figure I-9 : à gauche (A et B) : modélisation en dynamique moléculaire du cisaillement d'un C-S-H ; à droite, diminution de la contrainte de cisaillement maximale en fonction de la contrainte de traction verticale [Palkovic et al., 2015].....	34
Figure I-10 : isothermes de désorption issues de la littérature et modélisation pour différentes températures [Chhun, 2017].....	35
Figure I-11 : viscosités dynamiques réelle et modélisée de l'eau en fonction de sa température [Reid, 1987] ...	36
Figure I-12 : évolution de la viscosité mesurée en fonction de la pression pour plusieurs températures [Debenedetti, 1996] .....	37
Figure I-13 : évolution des masses volumiques réelle et modélisée de l'eau en fonction de sa température d'après [Raznjevic, 1970 cités par Sabeur, 2006] .....	37
Figure I-14 : évolutions expérimentales de la masse volumique de l'eau en fonction de la pression à 20 °C et modélisation [Floriano et Nascimento, 2004] .....	38
Figure I-15 : compressibilité de l'eau pure en fonction de la température pour plusieurs valeurs de pression d'après [Fine et Millero, 1973] .....	39
Figure I-16 : évolution de la porosité de l'ITZ (courbe tz) et de la pâte de ciment (courbe bp) d'un mortier au cours du temps [Bourdette et al., 1995].....	41
Figure I-17 : profils de l'humidité et des contraintes induits par le séchage sans charge [Pons, 1998] .....	47
Figure I-18 : décomposition conventionnelle des déformations différées avec $\epsilon_i$ la déformation instantanée au temps de chargement $\tau_c$ , $\tau_d$ la date de décharge, $\epsilon_{sc}$ la déformation sous charge, $\epsilon_r$ la déformation de retrait, $\epsilon_{recd}$ la déformation de recouvrance et $\epsilon_{res}$ la déformation résiduelle .....	50
Figure I-19 : effet du séchage et du pré-séchage sur le fluage [Acker et Ulm, 2001] .....	50
Figure I-20 : mécanisme de fluage propre à court terme sous migration de l'eau [Ulm et al., 1999].....	51
Figure I-21 : mécanisme de fluage propre à long terme [Bažant et al., 1997].....	52
Figure I-22 évolution du fluage propre spécifique selon la minéralogie du granulat [Makani, 2011] .....	54
Figure I-23 : influence du taux de remplacement de ciment Portland par des cendres volantes sur la déformation de fluage à 100 jours pour un chargement de 25%Rc [Bamforth, 1980] .....	56
Figure I-24 : comparaison de la déformation de fluage total selon le type de béton : à base de ciment (A) et à base de laitier (B) [Li et Yao, 2001] .....	56
Figure I-25 : évolution du fluage propre spécifique d'un CEM I à 50 °C selon le type de cure [Ladaoui, 2010] 57	57

Figure I-26 : évolution du fluage propre d'un CEM I chargé à 30% $f_{cm}$ à deux température 20 °C et 50 °C [Ladaoui, 2010] .....	57
Figure I-27 : représentation qualitative des déformations sous charge sous température constantes avec $\epsilon_0$ la déformation instantanée et $t_r$ la date de rupture .....	58
Figure I-28 : déformation différée totale en fonction de la contrainte permanente appliquée à différentes échéances [Acker, 1983] .....	59
Figure I-29 : description des différentes phases de fissuration à l'interface pâte-granulat dues à la mise en charge à plusieurs taux de contrainte (30% $f_{cm}$ pour la phase 1, de 30% à 80% $f_{cm}$ pour la phase 2, 80% à 85% $f_{cm}$ pour la phase 3 et au-delà pour la phase 4) [Benboudjema, 2002] .....	60
Figure I-30 : évolution du coefficient de Poisson de fluage sous sollicitations multiaxiales [Benboudjema et al., 2000a] .....	61
Figure I-31 : évolution du coefficient de Poisson de fluage [Benboudjema, 2002] .....	61
Figure I-32 : chaînes de Maxwell (a) et chaînes de Kelvin-Voigt (b) .....	63
Figure I-33 : fluage à long terme sous condition d'hygrométrie variable [Acker et Ulm, 2001] .....	66
Figure I-34 : effet du chargement sur une éprouvette de béton en dessiccation [Pons, 1998] .....	67
Figure I-35 : déformation totale à humidité relative constante 50% HR (SLCD, DLCD) et variable (SLVD, DLVD) après une cure eau (a) et une cure eau suivi d'une phase de retrait en dessiccation (b) [Cagnon, 2015] .....	68
Figure I-36 : déformation totale du béton chargé et non chargé avec séchage puis réhumidification (a) et comportement de fluage uniquement (b) [Gamble et Parrott, 1978] .....	70
Figure I-37 : fluage d'une pâte de ciment en fonction de sa perte de masse selon la vitesse de séchage [Day et al., 1984] .....	70
Figure I-38 : effet de la chronologie des sollicitations mécanique et thermique sur le comportement différé [Illston et Sanders, 1973] .....	73
Figure I-39 : déformations totales de différents bétons soumis à plusieurs taux de contrainte puis chauffés à différentes températures [Schneider, 1982] .....	77
Figure I-40 : modélisation et données expérimentales de l'endommagement thermochimique avec le degré de déshydratation [Gawin et al., 2004] .....	79
Figure II-1 : schéma de configuration des C-S-H sous charge ; (a) état stable de référence avant chauffage, (b) état lors d'une élévation thermique rapide, les feuillet s'éloignent, ce qui facilite le cisaillement, (c) retour à un état stable après évacuation d'une quantité d'eau de l'inter-feuillet nécessaire pour rééquilibrer les pressions	86
Figure II-2 : schéma de principe du phénomène de consolidation .....	87
Figure II-3 : comparaison des déformations sous charge d'un BHP soit chargé puis chauffé (vert), soit chauffé puis chargé (bleu) d'après [Cagnon et al., 2018] .....	87
Figure II-4 : schéma de principe de l'action du phénomène de consolidation sur la DTT, où $\tau_v$ correspond à la contrainte de cisaillement transmise à la phase visqueuse qui décroît avec le temps .....	93
Figure II-5 : schéma de principe des C-S-H avec les pressions d'eau nanoporeuse $P^n$ et capillaire $P^w$ , la rigidité des liaisons $M^n$ , et le volume d'eau $\Phi^n$ .....	94
Figure II-6 : exemple d'évolution de la pression d'eau des nanopores sous cycle thermique (de 20 à 40 °C, courbe rouge) avec $P^w = 0$ MPa pour plusieurs valeurs du paramètre de calage $k^n$ .....	98
Figure II-7 : modélisation des déformations totales sous charge, élastiques et de fluage propre, à partir de la mise en charge en compression [Manzoni et al., 2019] .....	99
Figure II-8 : modélisation des déformations totales sous charge, avec (courbe orange) ou sans DTT (courbe noire) à partir de la mise en charge en compression $t_0$ – cas TM n°1, comparaison avec les points expérimentaux [Manzoni et al., 2019] .....	100
Figure II-9 : modélisation des déformations totale à partir de la sortie de cure – cas TM n°2 [Manzoni et al., 2019] .....	102

Figure II-10 : schéma de principe du tunnel de stockage des déchets radioactifs [Manzoni et al., 2019].....	103
Figure II-11 : (a) déformation du matériau compressible sous contrainte, (b) convergence naturelle du sol dans le temps [Manzoni et al., 2019] .....	103
Figure II-12 : (a) maillage du tunnel réalisé, (b) contrainte radiale et (c) contrainte orthoradiale en MPa, sous 2 MPa de pression externe uniformément répartie radialement.....	104
Figure II-13 : modélisation de la variation de rayon du tunnel au cours d'une année selon les différents scénarii [Manzoni et al., 2019].....	106
Figure II-14 : suppression dans l'eau des nanopores au cours du temps pour deux températures [Manzoni et al., 2019].....	107
Figure II-15 : modélisation de la variation de rayon du tunnel au cours du temps selon la vitesse de chauffage [Manzoni et al., 2019].....	108
Figure III-1 : schéma de principe du programme expérimental prévisionnel .....	114
Figure III-2 : instrumentation par capteur LVDT interne ou externe des éprouvettes de fluage et de retrait....	122
Figure III-3 : bâtis de fluage à 20 °C et 50% HR avec une éprouvette en fluage propre et une éprouvette en fluage en dessiccation .....	123
Figure III-4 : géométries et photos des anneaux de béton au démoulage .....	123
Figure III-5 : coffrage en polystyrène pour les anneaux en béton.....	124
Figure III-6 : plan du dispositif de chargement périphérique uniforme des anneaux de béton via un vérin torique hydraulique .....	124
Figure III-7 : coupe et vue 3D de l'anneau métallique de confinement du vérin torique .....	125
Figure III-8 : photo du vérin souple positionné sur un tuyau métallique à titre illustratif, sans anneau de confinement (a) et schéma de principe du montage avec l'anneau de confinement et le circuit hydraulique complet (b).....	125
Figure III-9 : coupe de principe du dispositif de mise en charge des anneaux en béton et photo de l'ensemble une fois en place .....	126
Figure III-10 : plan de positionnement des jauges en fluage (a), plan de positionnement en retrait (b) et préparation de la zone de collage des jauges béton (c).....	127
Figure III-11 : profil des contraintes radiale ( $\sigma_{rr}$ ) et orthoradiale ( $\sigma_{\theta\theta}$ ) dans l'épaisseur de l'anneau de béton	128
Figure III-12 : déformations libres et totales sous charge en condition endogène mesurées à partir du démoulage sur éprouvette cylindrique 11 x 22 cm <sup>3</sup> dans la direction longitudinale (l) et radiale (r).....	129
Figure III-13 : déformation différée des essais en endogène sous charge à partir du démoulage sur éprouvette cylindrique 11 x 22 cm <sup>3</sup> .....	131
Figure III-14 : comparaison des déformations différées longitudinales des essais en endogène sous charge à partir de la mise sous contrainte à 60% $f_{cm}$ sur éprouvette cylindrique 11 x 22 cm <sup>3</sup> , après chargement préalable à 30% $f_{cm}$ (FE30-60%) ou sans chargement préalable (FE60%) .....	132
Figure III-15 : fluage spécifique endogène à 30% et 60% $f_{cm}$ et confrontation avec les précédentes études .....	133
Figure III-16 : évolution des pertes de masse en dessiccation sous 50% HR et 20 °C pour les 3 cylindres 11 x 22 cm <sup>3</sup> en fonction du temps à partir de la mise en séchage à $t_0=65$ jours, après cure endogène depuis le démoulage.....	133
Figure III-17 : déformations libres et totales sous charge des essais en dessiccation sur éprouvette cylindrique 11 x 22 cm <sup>3</sup> .....	134
Figure III-18 : évolution du fluage de dessiccation en fonction du retrait de dessiccation.....	136
Figure III-19 : positions des jauges d'un anneau en retrait endogène .....	137
Figure III-20 : déformations totales des essais sur anneaux en endogène à 20°C depuis leur démoulage.....	137
Figure III-21 : confrontation du retrait endogène moyen mesuré expérimentalement sur anneaux et sur éprouvettes 11 x 22 cm <sup>3</sup> .....	138

Figure III-22 : évolution de la pression dans le vérin de chargement de l'anneau 1 (a) et de l'anneau 2 (b) au cours du temps à partir de la date de mise en pression de chaque anneau .....	139
Figure III-23 : positions des jauges d'un anneau en fluage propre.....	140
Figure III-24 : déformation totale sous charge en endogène à partir de la date de chargement sur le premier anneau dans la direction orthoradiale à l'intrados (a), à l'extrados (b) dans les directions radiales et longitudinales (c) et rappel de l'évolution de la pression dans le temps (d).....	140
Figure III-25 : schéma explicatif de l'hypothèse d'une poussée non uniforme du vérin qui induirait une flexion longitudinale de l'anneau – Coupe transversale de l'anneau.....	141
Figure III-26 : déformation totale sous charge en endogène à partir de la date de chargement sur le second anneau dans la direction orthoradiale à l'intrados (a), à l'extrados (b) dans les directions radiales et longitudinales (c) et rappel de l'évolution de la pression dans le temps (d).....	142
Figure IV-1 : schéma illustrant la concentration locale des contraintes orthoradiales autour d'une inclusion due au retrait de la pâte de ciment [Sellier et al., 2019] .....	147
Figure IV-2 : schéma de fissuration autour des inclusions causée par le retrait de dessiccation due à la traction orthoradiale (a), schéma de concentration des contraintes sous charge extérieure due à la fissuration du matériau, avec les fissures dans la direction chargée (en rouge) qui s'ouvrent, tandis que celles perpendiculaires (en pointillé) ne peuvent pas se créer ou se referment (b) .....	149
Figure IV-3 : déformations totales longitudinales (1 par échantillon) et radiales (2 par échantillon) sous charge variable de compression 30%-60% $f_{cm}$ des deux éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm <sup>3</sup> (Ep1 et Ep2) en condition endogène à 20 °C, avec modélisation et rappel des conditions TM à partir de la date de chargement .....	153
Figure IV-4 : déformations totales longitudinales sous charge constante de compression 60% $f_{cm}$ d'une éprouvette cylindrique 11 x 22 cm <sup>3</sup> en condition endogène à 20 °C, avec modélisation et rappel des conditions TM à partir de la date de chargement.....	154
Figure IV-5 : maillage axisymétrique des anneaux sur leur mi-hauteur avec conditions aux limites et position des points de relevés des déplacements.....	155
Figure IV-6 : évolution du chargement mécanique appliqué radialement sur l'anneau 1 (points expérimentaux et interpolation linéaire utilisée comme donnée de modélisation) à partir de la date de chargement .....	156
Figure IV-7 : résultats expérimentaux sous charge de l'anneau 1 dans la direction radiale (R-1), orthoradiales intrados et extrados (OR-I-1 et OR-E-3) et suivant la hauteur en intrados (L-I-1), avec modélisation à partir de la date de chargement et rappel du positionnement des jauges .....	156
Figure IV-8 : évolution du chargement mécanique appliqué radialement sur l'anneau 2 (points expérimentaux et interpolation linéaire utilisée comme donnée de modélisation) à partir de la date de chargement .....	157
Figure IV-9 : résultats expérimentaux sous charge de l'anneau 2 dans la direction radiale (R-1), orthoradiales intrados et extrados (OR-I-1 et OR-E-1) et suivant la hauteur en intrados (L-I-1), avec modélisation à partir de la date de chargement et rappel du positionnement des jauges .....	158
Figure IV-10 : variation moyenne du degré de saturation mesurée sur des éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm <sup>3</sup> en dessiccation à 20 °C et 50% HR à partir de la date de mise en séchage et comparée à la modélisation .....	160
Figure IV-11 : évolutions expérimentales du retrait en dessiccation de deux éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm <sup>3</sup> (RD1 et RD2) à 20 °C et 50% HR, et modélisations avec ou sans prise en compte des paramètres de DTT à partir de la date de séchage.....	161
Figure IV-12 : déformations longitudinales totales en dessiccation de deux éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm <sup>3</sup> (Ep1 avec 1 capteur interne et Ep2 avec 2 capteurs externes) sous charge variable de 30%-60% $f_{cm}$ à 20 °C et 50% HR, et modélisation sans DTT ni fissuration et rappel des conditions TM à partir de la date de chargement .....	162
Figure IV-13 : déformations longitudinales totales en dessiccation de deux éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm <sup>3</sup> (Ep1 avec 1 capteur interne et Ep2 avec 2 capteurs externes) sous charge variable de 30%-60% $f_{cm}$ à 20 °C et	

50% HR, et modélisation avec prise en compte des paramètres de DTT, sans fissuration, à partir de la date de chargement.....	163
Figure IV-14 : déformations longitudinales et radiales (2 jauges par éprouvettes) totales en dessiccation de deux éprouvettes cylindrique 11 x 22 cm <sup>3</sup> (Ep1 avec 1 capteur interne et Ep2 avec 2 capteurs externes) sous charge variable de 30%-60% $f_{cm}$ à 20 °C et 50% HR, et modélisation finale à partir de la date de chargement .....	163
Figure IV-15 : déformations longitudinales totales en dessiccation de l'éprouvettes cylindrique 11 x 22 cm <sup>3</sup> (avec 2 capteurs externes) sous charge constante de 60% $f_{cm}$ à 20 °C et 50% HR, et modélisation à partir de la date de chargement .....	164
Figure IV-16 : modélisation et résultats expérimentaux de la perte d'eau du béton à partir de la mise en dessiccation pour les essais de [Cagnon, 2015] .....	166
Figure IV-17 : modélisation et résultats expérimentaux du retrait en dessiccation des essais de [Cagnon, 2015] .....	166
Figure IV-18 : 1 <sup>ère</sup> modélisation et résultats expérimentaux des déformations sous charge en dessiccation des essais de [Cagnon, 2015].....	167
Figure IV-19 : 2 <sup>ème</sup> modélisation et résultats expérimentaux des déformations sous charge en dessiccation des essais de [Cagnon, 2015].....	168
Figure IV-20 : modélisation et résultats expérimentaux des déformations sous charge en endogène des essais de [Granger, 1995].....	169
Figure IV-21 : modélisation et évolution résultat expérimentale du retrait en dessiccation des essais de [Granger, 1995].....	170
Figure IV-22 : modélisations avec ou sans endommagement hydrique et évolution expérimentale de la déformation sous charge en dessiccation des essais de [Granger, 1995] .....	170

## Table des tableaux

<i>Tableau I-1 : valeurs des constantes utilisées pour la tension capillaire [Chhun, 2017].....</i>	<i>35</i>
<i>Tableau I-2 : valeurs des constantes utilisées pour la viscosité de l'eau.....</i>	<i>36</i>
<i>Tableau I-3 : valeurs des constantes utilisées dans la formule de Thiensen.....</i>	<i>38</i>
<i>Tableau I-4 : valeurs de masse volumique, porosité accessible à l'eau et résistance mécanique de différents granulats (dans l'ordre : Diabase, Grès et Calcaire concassés) [Makani, 2011].....</i>	<i>40</i>
<i>Tableau I-5: exemples de valeurs de module statique d'élasticité et de coefficient de Poisson pour différentes minéralogies de granulats (Diabase, Grès et Calcaire) [Makani, 2011] .....</i>	<i>40</i>
<i>Tableau I-6 : comparaison des déformations de retrait en <math>\mu\text{m/m}</math> à 360 jours entre des bétons avec additions (T1 pour les cendres volantes et T3 pour des laitiers) [Garcia et Verdier, 2009] et des BHP à base de CEM I ou CEM V [Camps, 2008] pour une même classe de résistance [Leung, 2015].....</i>	<i>44</i>
<i>Tableau I-7 : amplitude du retrait endogène des bétons Andra pour 3 températures [Brue, 2009].....</i>	<i>44</i>
<i>Tableau I-8 : valeurs par défaut des coefficients du retrait endogène [Eurocode 2, 2006] .....</i>	<i>45</i>
<i>Tableau I-9 : valeurs par défaut des coefficients du retrait de dessiccation [Eurocode 2, 2006] .....</i>	<i>49</i>
<i>Tableau I-10 : déformations de fluage verticale et orthoradiale en fonction de la valeur du coefficient de Poisson [Benboudjema, 2002].....</i>	<i>61</i>
<i>Tableau I-11 : valeurs par défaut des coefficients du fluage propre [Eurocode 2, 2006].....</i>	<i>62</i>
<i>Tableau II-1 : propriétés du BHP à base de CEM I après une cure de plus de 3 mois sous eau [Cagnon, 2015].....</i>	<i>99</i>
<i>Tableau II-2 : valeurs des paramètres de calage utilisés pour le fluage et la DTT .....</i>	<i>101</i>
<i>Tableau III-1 : récapitulatif des essais expérimentaux réalisés et du nombre d'éprouvettes associées .....</i>	<i>115</i>
<i>Tableau III-2 : formulation utilisée pour le BHP Andra à base de CEM I.....</i>	<i>117</i>
<i>Tableau III-3 : Valeurs des propriétés à l'état frais de la gâchée du BHP comparées à celles de [Cagnon, 2015] et conditions thermo-hydrriques lors des mesures. ....</i>	<i>118</i>
<i>Tableau III-4 : valeurs moyennes des résistances en compression du BHP à différentes échéances comparées à celles des études précédentes et indication du type de cure selon l'étude .....</i>	<i>119</i>
<i>Tableau III-5 : résistance en traction du BHP comparée à celle d'une précédente étude.....</i>	<i>120</i>
<i>Tableau III-6 : valeurs des modules d'élasticité du BHP comparés à celles des précédentes études.....</i>	<i>121</i>
<i>Tableau IV-1 : synthèse des différents paramètres de calage pour modéliser des essais en conditions THM variables, avec les essais requis et une discussion des paramètres .....</i>	<i>152</i>
<i>Tableau IV-2 : comparatif des valeurs des paramètres de calage du fluage, de DTT et de dessiccation pour tous les essais modélisés .....</i>	<i>165</i>

## Le contexte

En France, l'Agence Nationale de Gestion des Déchets RadioActifs (Andra) est l'organisme en charge de la gestion des déchets radioactifs en particulier provenant de l'industrie nucléaire : collecte/prise en charge, conditionnement, stockage et surveillance. Un des projets, le projet Cigéo (Centre industriel de stockage géologique), concerne l'enfouissement de certains de ces déchets en couche profonde (-500 m). Les structures souterraines prévues, permettent de les isoler et de les confiner le temps de la décroissance radioactive (de quelques siècles à plusieurs dizaines à centaines de milliers d'années suivant les cas). Actuellement, le projet est en cours d'étude dans l'argilite du Callovo-Oxfordien, sur le site de la commune de Bure, à la limite des départements de la Meuse (55) et de la Haute Marne (52). Comme la plupart des structures enterrées vont nécessiter l'utilisation de matériaux cimentaires, ces ouvrages font depuis 20 ans l'objet d'études visant à démontrer leurs tenues mécanique et chimique dans le temps.

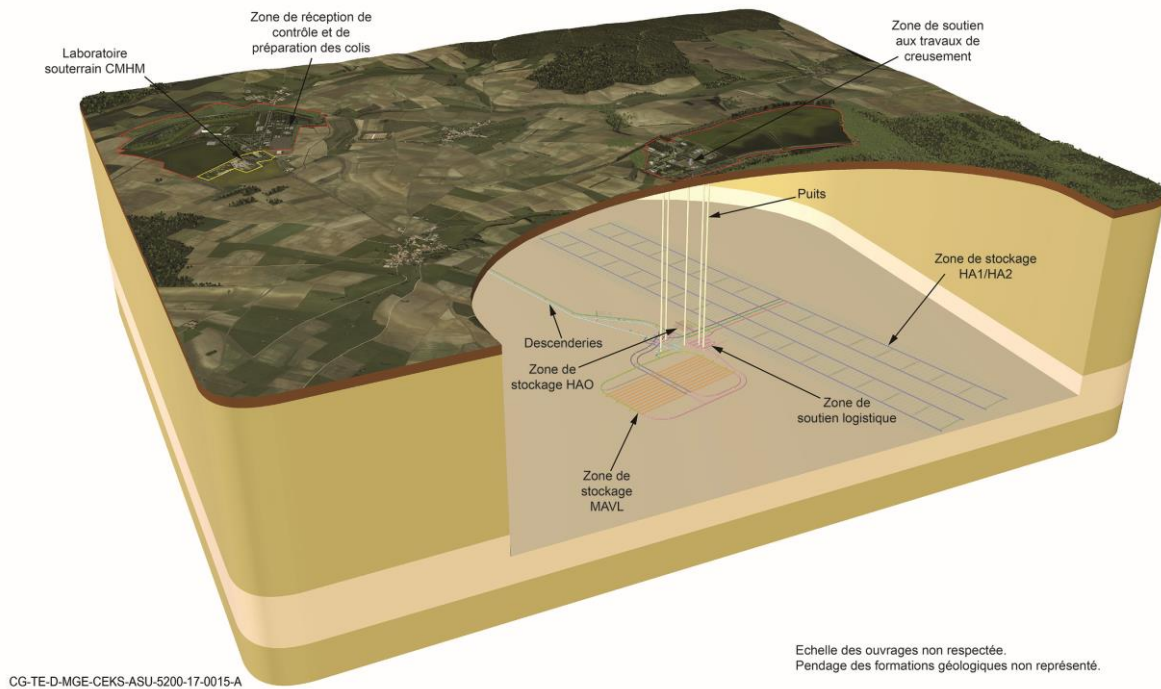


Figure 0-1 : schéma de principe des installations de l'Andra sur le site de Bure

Notre étude, qui s'inscrit dans le projet Cigéo, a pour objectif d'améliorer la compréhension et la prévision de la durabilité des structures en béton dans les conditions spécifiques du site. Ces ouvrages seront notamment soumis à des variations thermiques induites par l'exothermie d'une partie des déchets stockés, avec une température pouvant atteindre 50 °C. Pour limiter l'échauffement à l'intérieur des tunnels, l'Andra envisage la mise en place d'un système de ventilation. Cependant, la mise en place des déchets dans les structures de stockage se déroulera progressivement dans le temps, s'étalant pour une alvéole de stockage, sur plusieurs années. Par conséquent, un gradient thermique pourra apparaître dans les tunnels longs d'environ 400 à 500 m, entre l'entrée et la zone plus éloignée de dépôt des premiers déchets où la température sera dès lors élevée. La ventilation mise en place durant la phase d'exploitation entrainera un



séchage des différentes surfaces libres à l'intérieur de l'ouvrage et un gradient de teneur en eau apparaîtra dans l'épaisseur des structures. Lorsque les alvéoles seront fermées une fois remplies, une resaturation de l'ouvrage par l'eau venant du milieu géologique va se produire. En parallèle, du fait du creusement des structures et des propriétés de la couche géologique, les argilites du Callovo-Oxfordien vont converger naturellement par fluage vers les alvéoles jusqu'à atteindre un rééquilibrage mécanique. Cette convergence va entraîner la mise en contrainte mécanique des ouvrages et provoquer le fluage des structures cimentaires. Ce fluage étant activé thermiquement, il pourrait être plus rapide dans les zones où des déchets exothermiques sont entreposés par rapport aux zones « libre » (pas de déchets exothermiques ou zones en attente d'exploitation). Quantifier les effets de la température sur le fluage paraît alors utile à l'estimation des gradients de convergence entre les zones affectées thermiquement et celles qui ne le sont pas, le but étant de limiter ces gradients pour éviter les risques de fissuration par cisaillement entre les deux zones.

Bien que l'utilisation de plusieurs types de béton soit envisagée (CEM I, CEM V, bas pH), nous limiterons l'étude au cas d'un Béton à Hautes Performances (BHP) à base de CEM I. En effet, ce béton peut être pris en « référence méthodologique ». Du fait de son usage et de la simplicité de composition par rapport aux ciments mélangés, il est celui qui a été principalement étudié dans nombre de travaux de recherche antérieurs pour appréhender des problématiques liées au comportement à long terme dans des conditions Thermo-Hydro-Mécaniques (THM) variables. Les résultats expérimentaux issus de la thèse de [Ladaoui, 2010] ont permis d'apporter certaines réponses aux problèmes liés au comportement du béton à long terme en conditions thermiques stationnaires pour différents niveaux de température (20, 50 et 80 °C) :

- La cinétique et l'amplitude de fluage sont augmentées de manière significative avec l'élévation de température. [Ladaoui, 2010] a mis en évidence que cette accélération du fluage entre 20 et 50 °C pouvait être modélisée par une dépendance de la viscosité du béton à la température par une loi d'Arrhenius avec une énergie d'activation proche de celle contrôlant la viscosité de l'eau, laissant ainsi supposer que l'eau libre ou faiblement liée dans les hydrates principaux du liant (C-S-H) jouait un rôle majeur dans le fluage ;
- Au-delà de 50 °C, il existe un couplage entre le fluage et l'endommagement thermique de la pâte de ciment qui entraîne une accélération supplémentaire du fluage propre et une augmentation de son amplitude.

Durant sa thèse, [Cagnon, 2015] a poursuivi ces investigations en étudiant des scénarii de conditions Thermo-Hydro-Mécaniques (THM) variables dans le temps. Des cycles de chauffage/refroidissement, ainsi que de saturation/désaturation ont été réalisés à différentes échéances :

- Lors des cycles de température, la chronologie de la variation thermique et de l'application du chargement mécanique a une importance primordiale sur l'évolution de la déformation du béton. En effet, il a observé que lorsqu'on applique la contrainte simultanément à une élévation de température, la déformation de fluage était supérieure à celle obtenue pour une éprouvette préalablement chargée puis chauffée à cette même température. Ce surplus de déformation est connu dans la littérature, sous le nom de Déformation Thermique Transitoire (DTT). Il a également remarqué sa non réversibilité en cas de refroidissement. De même, en cas de ré-élévation de la température, la DTT ne réapparaissait pas tant que la température ne dépassait pas celle atteinte lors du premier chauffage.
- L'étude avec les cycles hydriques à température constante de 20 °C a montré que l'amplitude du fluage de dessiccation n'était pas modifiée par des cycles de réhumidification du matériau, mais convergeait, lors d'une succession de cycles de réhumidification (99% HR) - séchage (50% HR), vers la même courbe enveloppe de déformation que dans le cas séchant à hygrométrie stationnaire de 50% HR.

Ces deux précédentes thèses ont été réalisées à l'échelle du matériau béton, sur des éprouvettes normalisées de laboratoire (cylindre 11 x 22 cm<sup>3</sup>) soumises à des contraintes de compression uniaxiale uniforme. Le but était de caractériser le comportement du béton et d'approfondir la compréhension des conditions d'apparition des différentes déformations et des phénomènes à leur origine. Compte tenu de l'ampleur du projet Cigéo et des dimensions des ouvrages réalisés, il est désormais primordial de passer à l'échelle supérieure de la structure, en commençant par des corps d'épreuve représentatifs. Il s'agit par ailleurs, de compléter les travaux de recherche antérieurs par des études intégrant différents types de sollicitation (compression, flexion et cisaillement) avec d'éventuelles variations de leurs intensités. En effet, les structures ne seront pas toujours soumises à de la compression pure uniformément répartie sur le pourtour en contact avec le sol. Les argilites fracturées peuvent converger de façon non-uniforme autour de l'ouvrage créant des champs de contraintes plus complexes dont les conséquences en termes de déformations devront pouvoir être appréhendées par les modèles ; la validation des modèles de fluage sur de nouveaux trajets de chargement mécanique est donc nécessaire et constitue un objectif de la présente thèse.

La DTT constitue pour les structures de l'Andra un risque à prendre en compte puisque la dilatation du tunnel sous l'effet de l'exothermie des déchets pourrait augmenter la contrainte mécanique par réaction du sol moins chaud que le tunnel, simultanément à l'élévation de la température. En outre, son amplitude peut être très importante puisque, à titre d'exemple, sa valeur pour un chauffage à 40 °C est équivalente à celle de la déformation élastique sous une contrainte correspondant à 30% de la résistance en compression du béton. Il est donc essentiel de pouvoir modéliser correctement ce phénomène qui dépend de l'histoire THM de l'ouvrage. [Cagnon, 2015] a proposé une description des phénomènes physiques pour expliquer la DTT

et une équation mathématique directement implantée dans le modèle de [Sellier et al., 2016] sans, néanmoins, qu'elle ne retranscrive un mécanisme. Il existe d'autres modèles tels que celui basé sur la théorie des micro-précontraintes de [Bažant et al., 1997], mais, contrairement à ce qu'il prédit, la DTT ne réapparaît pas à chaque cycle de chauffage à une même température selon les résultats expérimentaux de [Cagnon, 2015]. Par conséquent, un des objectifs de cette thèse sera de proposer un modèle de DTT basé sur des phénomènes physiques capables d'expliquer l'occurrence de cette dernière compte tenu de l'histoire THM du matériau.

Parmi les autres conditions singulières auxquelles sont soumis les tunnels, la convergence du sol débute bien avant la mise en place des déchets, et par conséquent, avant le chauffage et la dilatation thermique du tunnel. La structure va donc subir un cycle thermomécanique qui n'a pour l'instant pas été étudié expérimentalement. Il sera donc nécessaire de réaliser des variations de chargement à l'échelle du matériau sur des cylindres de béton 11 x 22 cm<sup>3</sup>, afin d'étudier l'impact d'un chargement de longue durée, avec des variations d'intensités de modérée à élevée, préalable au chauffage.

Le premier chapitre de cette thèse est dédié à une étude bibliographique des principaux constituants des bétons et de leur comportement thermo-hydro-mécanique. La bonne compréhension de chaque composant de la microstructure d'un matériau cimentaire est primordiale pour pouvoir comprendre le comportement macroscopique. Les domaines d'observation des matériaux cimentaires et les méthodes dites d'homogénéisation qui permettent, à partir du comportement des éléments de la microstructure, de retrouver le comportement global du matériau, y seront présentées. Nous nous focaliserons par la suite sur les déformations libres du béton ainsi que leurs modélisations. Enfin, nous nous intéresserons aux déformations différées sous charge thermomécanique qui représente la partie centrale de notre étude. Les différents types de déformations, les hypothèses sur les mécanismes associés, ainsi que leurs modélisations seront inventoriés.

Le second chapitre a pour but de proposer un modèle de comportement du béton en condition thermomécanique variable, dans l'optique de prédire l'éventualité d'une DTT. Les données de la littérature seront approfondies pour essayer de comprendre l'origine de cette déformation afin de proposer un modèle s'appuyant sur des phénomènes physiques. La DTT est un phénomène complexe encore peu étudié à des températures environnantes de moins de 100 °C. Pourtant, les ouvrages soumis à des variations de température sous charge, tels que les ouvrages de stockage des déchets radioactifs, peuvent potentiellement être affectés par cette déformation. Ce modèle sera donc éprouvé sur les essais de [Cagnon, 2015] en condition thermomécanique variable. Une fois que le modèle sera calé sur ces essais, une modélisation du tunnel de stockage sous plusieurs scénarii de mise en place des déchets sera effectuée afin de déterminer les cas où la DDT pourrait être préjudiciable.

Le troisième chapitre s'intéresse au comportement différé d'un BHP en cas de variation mécanique. L'objectif est d'identifier le rôle de la consolidation préalable d'un béton lorsqu'il

subit une augmentation de contrainte, sur le potentiel et la cinétique de fluage. Dans le cadre du tunnel de stockage des déchets radioactifs, les ouvrages seront soumis à la fois à une élévation de température, une désaturation et une augmentation de contrainte dans le temps. Les deux premiers éléments cités ont déjà été étudiés par [*Cagnon, 2015* et *Ladaoui, 2010*], nous nous intéresserons donc ici à la part manquante afin d'avoir une vue d'ensemble sur le comportement THM d'un BHP en condition variable. Afin de déterminer la différence de comportement lorsque le béton a déjà subi une consolidation préalable, quatre principaux essais ont été réalisés. Tout d'abord, des essais seront réalisés à 20 °C en endogène durant lesquels des éprouvettes seront chargées dans un premier temps à 30% puis à 60% de la résistance en compression du béton ( $f_{cm}$ ), tandis que d'autres échantillons seront chargés et maintenus à 60%  $f_{cm}$ . Une deuxième campagne expérimentale similaire sera menée à 20 °C mais en dessiccation à 50% HR. Dans l'optique de commencer à étudier le comportement de mini structures, pour être plus représentatif des ouvrages, de nouveaux essais de fluage seront également menés sur des éprouvettes en forme d'anneau. Cela aura pour conséquence d'obtenir un état de contrainte plus en adéquation avec celui qui sera réellement présent dans le tunnel.

Enfin, le dernier chapitre porte sur la modélisation des déformations en dessiccation. Comme nous le verrons, le modèle mis en place pour expliquer la DTT fait intervenir des mécanismes de transfert hydrique pouvant intervenir sur le retrait et le fluage de dessiccation. Dans ce chapitre, nous essayerons d'utiliser ce modèle non plus dans le cadre de variation de température mais dans celui d'une variation d'humidité. Comme pour la DTT, le modèle s'appuiera sur des phénomènes physiques de la littérature. En utilisant ce modèle, nous verrons que les résultats expérimentaux menés durant cette thèse, seront correctement reproduits. Il sera également éprouvé sur d'autres données issues de la littérature afin de s'assurer de sa robustesse.

## **Chapitre-I. Synthèse bibliographique**



## I.1. Introduction

Ce premier chapitre a pour objectif de synthétiser l'état des connaissances actuelles sur les déformations différées du béton en conditions THM variables. Les mécanismes physiques et chimiques responsables de ces déformations seront notamment détaillés. Enfin, nous présenterons les principaux modèles avec les hypothèses sur lesquelles ils s'appuient mais également en identifiant leurs limites.

## I.2. Echelles d'observation des matériaux cimentaire

Les matériaux cimentaires sont constitués de composants ayant chacun des propriétés différentes (hydrates, eau, inclusions). Plusieurs échelles d'observation dans l'espace (de la plus large à la plus fine) peuvent donc être définies :

- Structure (matériau considéré comme homogène)
- Matériau (béton, mortier puis pâte de ciment)
- Microstructure (assemblage d'hydrates, particule élémentaire)
- Nano échelle (atomes, molécules)

La définition de Volumes Elémentaires Représentatifs (VER) a été introduite pour réaliser des changements d'échelles. L'éprouvette cylindrique de béton de taille 11 x 22 cm<sup>3</sup> constitue par exemple un VER permettant de réaliser des essais expérimentaux considérés comme étant représentatifs de la structure en béton étudiée. Cette échelle d'observation est classiquement utilisée dans l'ingénierie pour définir des lois de comportement du matériau utilisables pour le calcul des ouvrages.

A l'échelle inférieure, une approche basée sur la micromécanique est utilisable, la microstructure du matériau y est étudiée en se basant sur des comportements de phases élémentaires. Des méthodes de calcul intégrant les interactions entre les phases sont alors nécessaires pour pouvoir remonter du comportement des constituants au comportement du matériau. On utilise alors des méthodes dites d'homogénéisation.

Parmi les différentes méthodes d'homogénéisation, les principales utilisées dans le génie civil sont issues du modèle d'inclusion d'Eshelby [Eshelby, 1957]. Le modèle auto-cohérent est l'un des plus utilisés pour prédire les propriétés de la pâte de ciment (microstructure poly-cristalline sans phase matricielle dominante) [Ulm *et al.*, 2004 et Souyris, 2012]. Il permet d'obtenir les composantes du tenseur d'élasticité homogénéisé **(1)** ( $C^{hom}$ ) en considérant le matériau isotrope [Bernard *et al.*, 2003 et Moussaddy *et al.*, 2011] :

$$C^{hom} = 3.k^{hom}.J + 2.\mu^{hom}.K \quad (1)$$

$$k^{hom} = \frac{\sum_{r=1}^n f_r k_r \left[ 1 + \alpha_0 \left( \frac{k_r}{k^{hom}} - 1 \right) \right]^{-1}}{\sum_{r=1}^n f_r \left[ 1 + \alpha_0 \left( \frac{k_r}{k^{hom}} - 1 \right) \right]^{-1}} \quad (2)$$

$$\mu^{hom} = \frac{\sum_{r=1}^n f_r \mu_r \left[ 1 + \beta_0 \left( \frac{\mu_r}{\mu^{hom}} - 1 \right) \right]^{-1}}{\sum_{r=1}^n f_r \left[ 1 + \beta_0 \left( \frac{\mu_r}{\mu^{hom}} - 1 \right) \right]^{-1}} \quad (3)$$

$$I = \frac{1}{2} (\delta_{ij} \delta_{kl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad K = \frac{1}{3} (\delta_{ij} \delta_{jk}) \quad J = I - K \quad (4)$$

Où  $n$  correspond au nombre de phases,  $f_r$  représente la fraction volumique de la phase  $r$  noyée dans le milieu,  $\mu_r$ ,  $k_r$ ,  $\mu^{hom}$ ,  $k^{hom}$  sont respectivement les modules de cisaillement et les modules de compressibilité soit pour les phases  $r$ , soit pour le milieu homogénéisé  $m$ , et enfin les coefficients  $\alpha_0$  et  $\beta_0$  qui sont présentés ci-dessous :

$$\alpha_0 = \frac{3k^{hom}}{3k^{hom} + 4\mu^{hom}} \quad (5)$$

$$\beta_0 = \frac{6(k^{hom} + 2\mu^{hom})}{5(3k^{hom} + 4\mu^{hom})} \quad (6)$$

L'autre schéma d'homogénéisation généralement utilisée pour le passage de la pâte de ciment au béton ou au mortier, est celui de Mori-Tanaka [*Mori et Tanaka, 1973* cités par *Bernard et al., 2003*]. Il suppose l'existence d'une phase matricielle dominante contenant des inclusions. Pour un milieu isotrope, les équations (7) et (8) permettent d'évaluer les modules d'élasticité homogénéisés :

$$k^{hom} = \left( 1 + f_r \frac{\frac{k_r}{k_0} - 1}{1 + \alpha_0 \left( \frac{k_r}{k_0} - 1 \right) (1 - f_r)} \right) k_0 \quad (7)$$

$$\mu^{hom} = \left( 1 + f_r \frac{\frac{\mu_r}{\mu_0} - 1}{1 + \alpha_0 \left( \frac{\mu_r}{\mu_0} - 1 \right) (1 - f_r)} \right) \mu_0 \quad (8)$$

Dans ces équations,  $\mu_0$ ,  $k_0$  représentent respectivement les modules d'incompressibilité et de cisaillement du milieu référent, à savoir la phase matricielle, l'indice  $r$  est associé à l'inclusion. Nous allons maintenant passer en revue les différents constituants impliqués dans ces formules d'homogénéisation.



### I.3. Constituants du béton

Dans ce paragraphe, nous allons présenter les constituants élémentaires des matériaux cimentaires à travers leurs caractéristiques physiques ainsi que la sensibilité de certains aux variations de contrainte, d'hygrométrie et de la température.

#### I.3.1. La pâte de ciment

La pâte de ciment durcie est un matériau complexe car multiphasique (solide pour les hydrates et les anhydres du ciment, liquide pour l'eau interstitielle, gazeux pour l'air ou la vapeur d'eau contenu dans la porosité) et hétérogène. Il est donc nécessaire d'étudier plus précisément les caractéristiques de la pâte de ciment durcie pour pouvoir comprendre les propriétés et le comportement du béton. Les principaux hydrates issus de l'hydratation du clinker portland sont la Portlandite (C-H), le Silicate de Calcium Hydraté (C-S-H) et les Trisulfo-aluminate et Monosulfo-aluminate de Calcium Hydratés (AFt et AFm). Parmi ces constituants bien cristallisés, les C-S-H se distinguent à la fois par des compositions variables (caractérisées par le rapport Ca/Si), par leur structure amorphe en feuillets faiblement liés les uns aux autres et par un comportement mécanique différencié particulier. On s'intéressera donc uniquement à ce type d'hydrates qui confère, comme nous allons le voir, à la pâte de ciment et donc au béton, ses principales propriétés mécaniques différenciées.

##### I.3.1.1. Le Silicate de Calcium Hydraté (C-S-H)

Appelé aussi gel de C-S-H du fait de sa forme amorphe nanocristalline, le C-S-H est l'hydrate principal du ciment (environ 70% en masse de la phase liante de la pâte durcie). Il permet d'assurer le rôle de « colle » de la pâte de ciment et ainsi d'apporter la cohésion caractéristique du béton durci.

Il existe dans la littérature de nombreux modèles de représentation de la structure de ces gels. On peut les regrouper en deux grandes familles : les types lamellaires et les types colloïdaux.

Le premier modèle présenté ici est le modèle lamellaire, notamment celui développé par [Feldman et Sereda, 1968 et Powers et Brownard, 1947]. La structure des C-S-H y est représentée sous forme de lamelles enroulées sur elles-mêmes. Chaque lamelle est constituée de 2 à 4 feuillets qui pourront avoir un mouvement relatif entre eux, réversible ou non, lors d'un chargement (**cf. FIGURE I-1**). La pénétration ou le départ de l'eau interlamellaire ou interfoliaire est ainsi permis. Ces mouvements d'eau seraient le phénomène principal à l'origine des variations dimensionnelles se développant au cours du temps, quel que soit le chargement [Feldman et Sereda, 1968]. Sous un chargement, l'eau interfoliaire va être expulsée, modifiant ainsi le volume. Des glissements des feuillets vont également se produire, permettant, à l'échelle macroscopique, tout type de déformation (volumique et déviatorique).

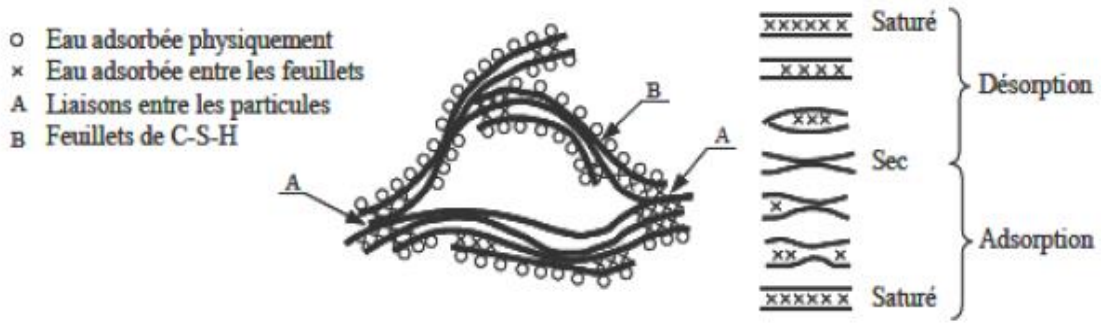


Figure I-1 : représentation schématique de la microstructure du gel de C-S-H [Feldman et Sereda, 1968]

Un autre point de vue souvent utilisé, est le modèle colloïdal [Jennings, 2000, 2008 et Richardson, 1999]. Pour ces auteurs, le gel de C-S-H est en réalité formé de deux différents types d'hydrates dont la quantité dépendrait du rapport E/C initial, ainsi que du degré d'hydratation. [Jennings, 2000, 2008] nomme C-S-H basse densité (C-S-H LD pour Low Density) ceux formés en début d'hydratation. Ces flocs de globules de C-S-H se caractérisent par une porosité de 28% dans ces régions du gel et un module d'élasticité autour de 20-25 GPa (CF. FIGURE I-2 (A)). L'autre floc de globule de C-S-H est appelé haute densité (C-S-H HD pour High Density). Il est formé lorsque l'hydratation se poursuit dans le temps, ce qui entraîne une porosité du gel plus faible (11%) et un module plus élevé (30-35 GPa) que celle des basses densités. Comme le montre la FIGURE I-2 (B), [Vandamme et Ulm, 2009] définissent un troisième type de C-S-H à ultra haute densité (C-S-H UHD pour Ultra High Density) qui serait encore plus rigide. Ces flocs de globules seraient même majoritaires pour des rapports E/C très faibles (inférieurs à 0,25).

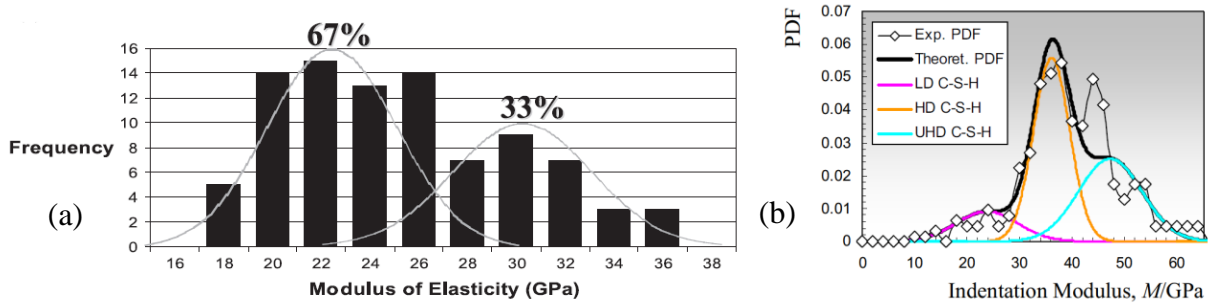


Figure I-2 : fréquence du module d'élasticité des C-S-H issus de la nanoindentation [Constantinides et Ulm, 2004] (a) et probabilité de densité du module d'indentation (Probability density plots = PDF) [Vandamme et Ulm, 2009] (b)

Outre la porosité du gel, ces différents C-S-H ne possèdent pas la même composition chimique. En effet, le rapport C/S varie suivant qu'il s'agit d'un floc de haute ou de basse densité [Lothenbach et al., 2011]. [Jennings, 2000] a défini une équation donnant le rapport de masse entre les C-S-H LD et l'ensemble des C-S-H ( $r_{LD}$ ) en fonction du degré d'hydratation ( $\alpha$ ) et du rapport E/C :

$$r_{LD} = \left( 3,017 \cdot \frac{E}{C} \cdot \alpha \right) - 1.347 \cdot \alpha + 0.538 \quad (9)$$

Pour un béton ordinaire (majoritairement composé de C-S-H LD), le gel a donc une porosité moyenne de l'ordre de 28% [Powers, 1968] et il est constitué de globules élémentaires (avec une porosité nanométrique de l'ordre de 18% de la porosité du gel) saturés en eau interfoliaire, même dans le cas d'une humidité relative inférieure à 11% pour le milieu ambiant.

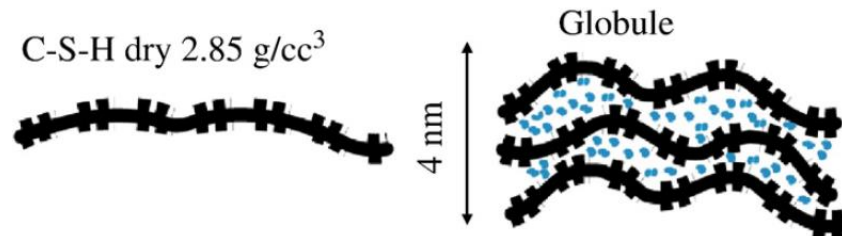


Figure I-3 : représentation schématique d'un feuillet et d'un globule de C-S-H constitué de plusieurs feuillets, avec l'espace interfoliaire saturé d'eau [Jennings, 2004]

### I.3.1.2. Les pores

La porosité est un paramètre considérablement variable d'un béton à un autre et au sein d'un même béton selon la localisation (proximité d'une surface libre, d'un granulat...). Pourtant, ce paramètre influence fortement ses propriétés notamment en termes de déformations différées et de pénétration d'agents agressifs. Elle se caractérise par la distribution des tailles de ses pores, son interconnexion, sa tortuosité, et son volume global. Deux familles de pores peuvent cependant être distinguées :

*Les pores capillaires* : de diamètre supérieur à 100 nm (macropores), ce sont des vides issus de l'eau capillaire ne participant pas à l'hydratation du ciment. Cette porosité est donc fortement liée au rapport E/C.

*Les pores du gel* : comme vu précédemment, ils sont caractéristiques des hydrates, et donc, contrairement aux capillaires, ne seraient que peu influencés par le rapport E/C mais dépendant du ciment.

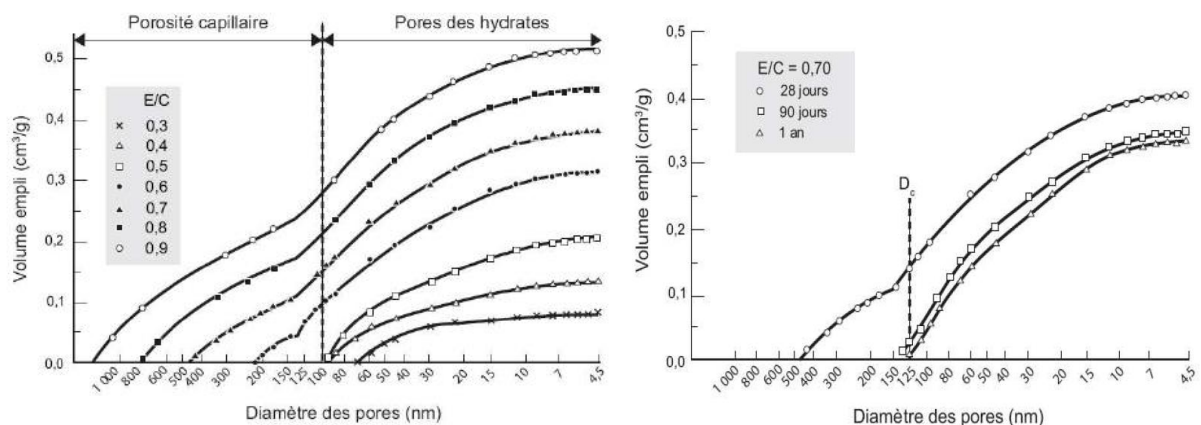


Figure I-4 : influence du rapport E/C sur la porosité de la pâte de ciment Portland à trois échéances de temps, 28 jours, 90 jours et 1 an [Mehta, 1980]

Globalement, on peut remarquer sur la **FIGURE I-4** que la porosité capillaire diminue avec le rapport E/C, mais aussi avec l'avancement de l'hydratation. Ainsi, on voit qu'après 90 jours d'hydratation, la porosité au sein de la pâte ne varie plus, pour un E/C de 0,7. Les bétons avec un E/C inférieur à 0,5 ne développent que peu de porosité capillaire. Cependant, on remarque que la quantité de pores dont le diamètre est supérieur à 10 nm est doublée pour un E/C de 0,5 par rapport à un E/C de 0,3.

Pour des pâtes de ciment avec addition de laitiers ou de cendres volantes, la taille des plus grands pores est augmentée au très jeune âge. En revanche, à long terme, l'effet est inversé puisqu'une diminution de la taille des plus gros pores peut être constatée. Ceci est dû aux réactions pouzzolaniques qui vont créer de nouveaux hydrates de type C-S-H entraînant une diminution de la porosité à moyen et long terme [*Feldman, 1983* cités par *Ladaoui 2010*].

### I.3.1.3. L'eau

Comme l'ont mis en évidence [*Powers, 1968* et *Acker et Ulm, 2001*], l'eau présente dans le béton sous sa forme liquide, joue un rôle primordial dans les déformations différées. En effet, les matériaux cimentaires sont des milieux poreux partiellement saturés en liquide interstitiel. Lorsque l'humidité relative environnante diminue, une certaine quantité de cette eau s'évapore jusqu'à ce que l'équilibre hydrique soit atteint. Les isothermes de sorption/désorption caractérisent le degré de saturation du matériau en fonction de l'humidité relative. On peut noter que la porosité d'un béton, et par conséquent sa teneur en eau et son isotherme, sont issus directement de la pâte de ciment car les granulats naturels sont en général très peu poreux [*Baroghel-Bouny, 2007*]. Il existe donc une relation quasi linéaire, entre la fraction volumique de la pâte ( $f_p$ ), la porosité du béton ( $\emptyset_b$ ) et la porosité de la pâte de ciment ( $\emptyset_p$ ) :

$$\emptyset_b = f_p \cdot \emptyset_p \quad (10)$$

Plus un pore saturé d'eau a un diamètre petit, et plus il faut réduire l'humidité relative pour le désaturé.

Les paragraphes suivants résument les différents états que peut prendre l'eau dans le béton. On s'attardera également à présenter l'influence de la température sur le comportement de l'eau, puisque des variations thermiques peuvent modifier des propriétés physiques de l'eau, ce qui va impacter le comportement différé du béton.

#### I.3.1.3.1. L'eau libre (capillaire)

Comme son nom l'indique, cette eau se trouve principalement dans les pores capillaires et les fissures du matériau. Elle obéit aux lois de la capillarité formalisées par Laplace (**11**).

$$P^c = P_1 - P_2 = \frac{2\sigma \cos(\theta)}{R} \quad (11)$$

Où  $P_1$  est la pression de la phase gazeuse (air + vapeur d'eau),  $P_2$  est la pression de l'eau liquide,  $\sigma$  est la tension superficielle de l'interface (environ 0,072 N/m à 20 °C pour celle entre l'air et l'eau),  $\theta$  est l'angle de raccordement (proche de zéro), et  $R$  est le rayon du tube considéré, comme présenté sur la **FIGURE I-5**.

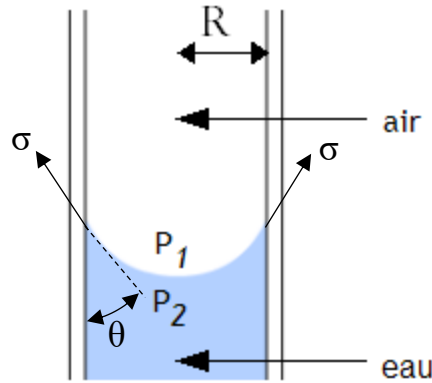


Figure I-5 : représentation schématique de la tension capillaire dans un tube

Cette eau, présente sous forme liquide, est donc une phase très importante car elle exerce une action mécanique sur le solide constitué d'hydrates, d'anhydres et de granulats.

La pression capillaire ( $P^w$ ) est directement reliée à l'hygrométrie relative selon la loi de Kelvin :

$$P^w = \rho^w \frac{RT}{M^w} \ln (HR) \quad (12)$$

Où  $\rho^w$  est la masse volumique du fluide, l'eau dans le cas de l'équation (12),  $R$  est la constante des gaz parfaits,  $T$  est la température,  $M^w$  est la masse molaire du fluide et  $HR$  est le degré d'hygrométrie relative du capillaire. Il est possible de relier la teneur en eau du matériau et l'hygrométrie relative grâce à des isothermes de sorption/désorption (**cf. FIGURE I-6**).

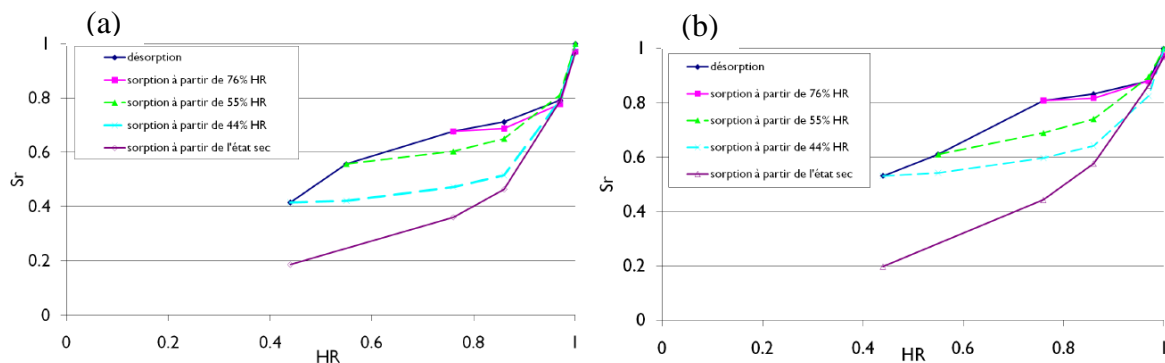


Figure I-6 : isotherme de sorption/désorption de l'eau à 20 °C d'un béton CEM I (a) et d'un béton CEM V (b)  
[Ranaivomanana, 2010]

### I.3.1.3.2. L'eau chimiquement liée

Cette eau a réagi chimiquement avec le ciment anhydre pour former des hydrates (C-S-H, Portlandite, ettringite et d'autres produits de la réaction chimique). Ainsi, on ne peut plus la

considérer comme faisant partie de la phase liquide. La perte de cette eau liée se fait à haute température ( $>65\text{ }^{\circ}\text{C}$  pour l'ettringite), on parle alors de déshydratation des hydrates [Wang et al., 2019].

### I.3.1.3.3. L'eau adsorbée

Des molécules d'eau sont adsorbées sur les surfaces du solide soit :

*Physiquement* : par des forces de type Van-Der-Waals de faibles intensités et par des forces électriques superficielles issues, par exemple, des particules de C-S-H. On parle de physisorption. Une à cinq molécules d'eau viennent se lier à la surface du solide selon l'humidité relative ambiante, il n'y a aucune modification de la structure chimique du matériau. L'épaisseur de la couche d'eau adsorbée ( $t$ ), qui augmente avec l'humidité relative interne ( $HR$ ), peut être calculée (en nanomètre) à l'aide de l'équation suivante [Badmann et al., 1981] :

$$t = 0,385 - \ln[-\ln(HR)] \cdot 0,189 \quad (13)$$

*Chimiquement* : on parle alors de chimisorption. Celle-ci se caractérise par la mise en commun d'électrons entre l'eau et la surface du solide dans des sites privilégiés. Cela engendre une modification de la structure de la molécule d'eau (dissociation par rupture de la liaison covalente O-H) avec des forces d'attraction modérées. A noter qu'il ne peut y avoir qu'une seule couche d'eau adsorbée chimiquement.

### I.3.1.3.4. Cas spécifique de l'eau dans les C-S-H

L'état de l'eau dans la structure des C-S-H serait sous trois formes, que [Sierra, 1974] représente de la façon suivante :

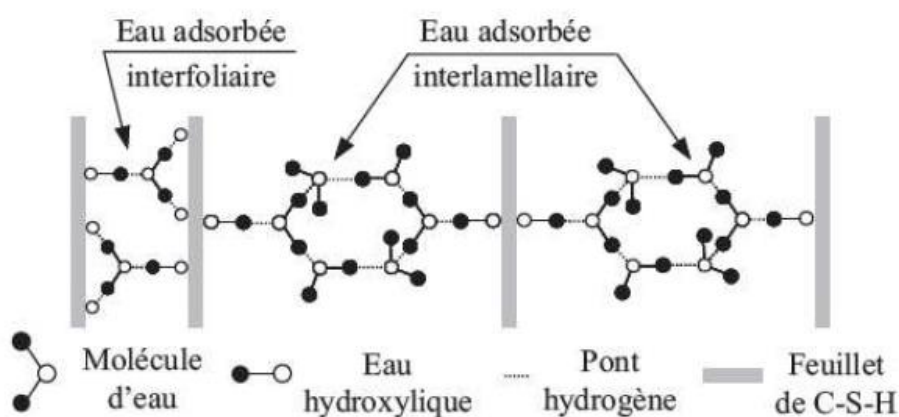


Figure I-7 : état de l'eau dans le gel de C-S-H [Sierra, 1974]

L'eau hydroxylique (groupement O-H) est liée chimiquement aux atomes de calcium et de silicium sur la surface des feuillets, elle est donc stable.



L'eau interfoliaire est liée aux feuillets par groupement hydroxyle. Elle intervient dans la cohésion intrinsèque de la lamelle.

L'eau interlamellaire est soit fixée à la surface des lamelles par un hydroxyle, soit liée à d'autres molécules d'eau.

L'eau qui se trouve entre deux feuillets de C-S-H se situe dans une zone dite d'adsorption empêchée. Dans cette zone, l'adsorption libre des molécules d'eau ne peut pas avoir lieu puisque l'espace interfoliaire n'est pas suffisant pour que les deux couches de molécules d'eau adsorbées puissent se loger entre les deux surfaces des C-S-H (**CF. FIGURE I-8**). Cette eau est donc soumise à une pression dite de disjonction de l'ordre de 130 MPa [Bažant, 1972]. Cette pression s'oppose aux forces d'attraction entre les particules de C-S-H qui maintiennent la structure du squelette. Selon l'auteur, cette pression serait à l'origine d'une part du retrait de dessiccation et sa relaxation au cours du temps serait responsable de l'aspect vieillissant à long terme du fluage.

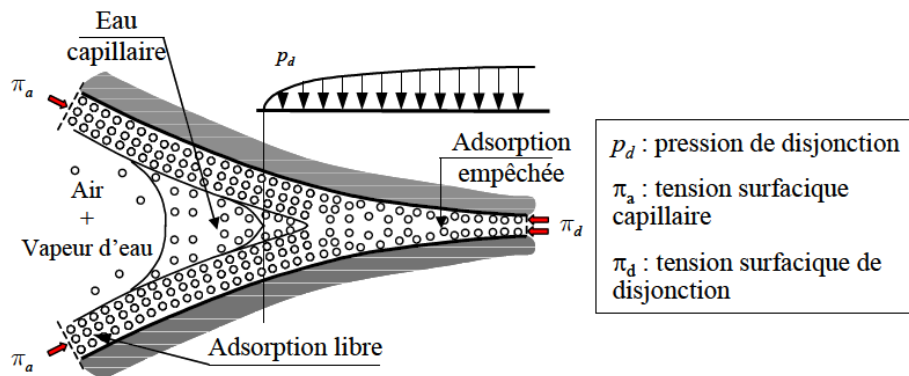


Figure I-8 : description idéalisée de l'eau dans les zones d'adsorption empêchée avec la transition dans les pores capillaires, d'après [Bažant, 1972]

Les pressions de disjonction s'opposant aux forces de cohésion interfoliaires, la distance interfoliaire doit par conséquent jouer un rôle sur la résistance au cisaillement des feuillets. Une modélisation à l'échelle moléculaire réalisée par [Palkovic et al., 2015] conduit effectivement à observer ce phénomène (**CF. FIGURE I-9**). Sur cette figure on peut constater une diminution de la résistance au cisaillement de l'inter-feuillet lorsque le bilan des forces verticales augmente (traction inter-feuillet).

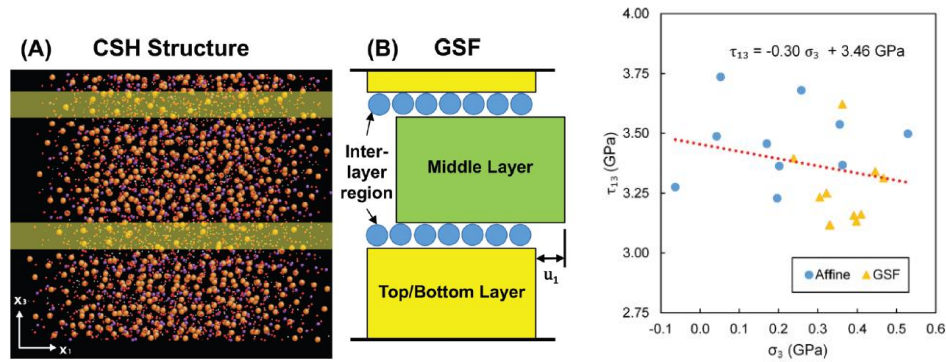


Figure I-9 : à gauche (A et B) : modélisation en dynamique moléculaire du cisaillement d'un C-S-H ; à droite, diminution de la contrainte de cisaillement maximale en fonction de la contrainte de traction verticale [Palkovic et al., 2015]

Dans [Sellier et al., 2019], ce mécanisme est supposé également accélérer la vitesse de cisaillement avant même que la résistance au cisaillement ne soit atteinte. C'est cette possibilité qui sera exploitée dans la suite de la thèse pour proposer un modèle de fluage dans lequel la variation de la surpression interfoliaire pourra modifier la vitesse de déformation en cisaillement inter-feuillets.

### I.3.1.3.5. Influence thermomécanique sur les propriétés de l'eau

Comme l'eau joue un rôle prépondérant sur les déformations différées du béton, il est important de s'intéresser à ses propriétés en cas de variations des conditions de l'environnement extérieur.

#### I.3.1.3.5.1. L'isotherme

La température a une influence directe sur les isothermes de sorption/désorption [Ranaivomanana, 2010 et Brue, 2009]. Avec l'augmentation de température, on atteint un équilibre hydrique différent en raison des modifications de teneur en eau de l'air chaud d'une part et des modifications des temps de rétention dans l'eau adsorbée [Poyet, 2009]. Pour une même humidité relative, la teneur en eau liquide du matériau diminue avec l'élévation de la température, comme l'illustrent les résultats expérimentaux de la **FIGURE I-10** pour 20 °C, 50 °C et 80 °C.



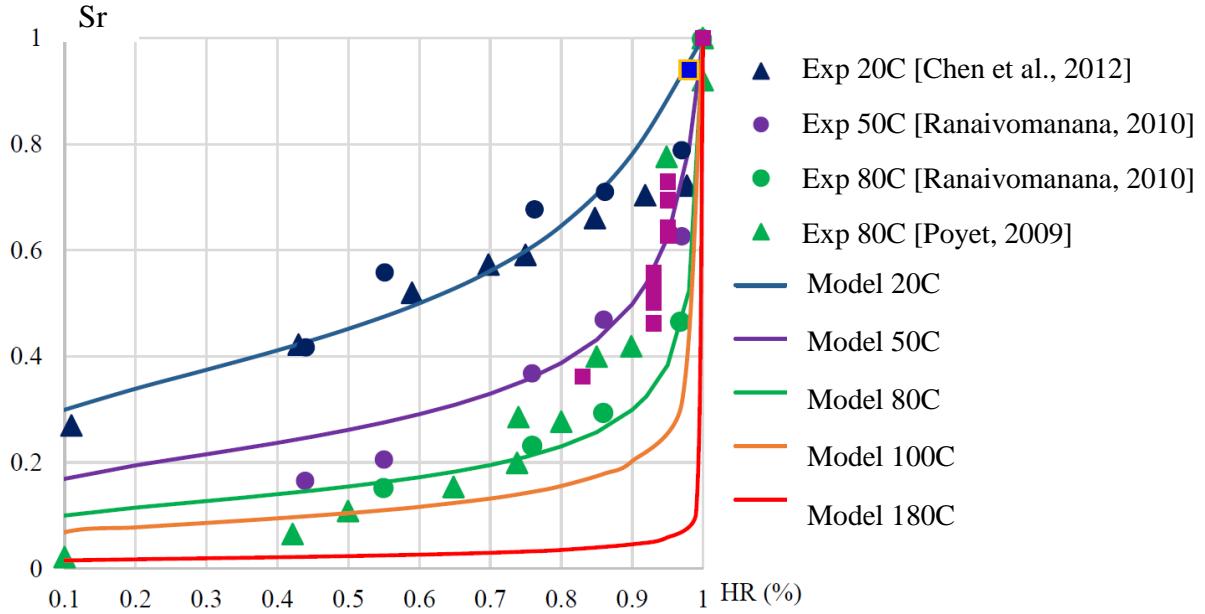


Figure I-10 : isothermes de désorption issues de la littérature et modélisation pour différentes températures [Chhun, 2017]

En se basant sur le modèle de Van-Genuchten (cf. (14)), [Chhun, 2017] propose un modèle simplifié pour faire varier la tension capillaire ( $M^c$ ) en fonction de la température (15) :

$$Sr = \left[ 1 + \left( \frac{P^w}{M^c(T)} \right)^{\frac{1}{1-m}} \right]^{-m} \quad (14)$$

$$M^c(T) = M^{c,ref} \left[ \exp \left( -\frac{T - T_{ref}}{\Delta T_{ref}} \right) \right] \quad (15)$$

Dans l'équation (14),  $P^w$  représente la pression capillaire,  $m$  l'exposant de Van-Genuchten,  $M^{c,ref}$  une tension capillaire caractéristique fonction de la température de référence ( $T_{ref}$ ), et  $\Delta T_{ref}$  un paramètre de calibration. En conservant un degré de saturation constant mais en augmentant la température, il va se produire une réhumidification du matériau qui peut entraîner un gonflement (réversibilité du retrait capillaire). Le résultat de cette modélisation est visible sur la FIGURE I-10, les paramètres utilisés, ainsi que leurs valeurs, sont donnés dans le TABLEAU I-1.

Constante	Valeurs utilisées
$\Delta T_{ref}$	20 K
$T_{ref}$	293 K
$M^{c,ref}$	40 MPa
$m$	0,26

Tableau I-1 : valeurs des constantes utilisées pour la tension capillaire [Chhun, 2017]

Il existe une hystérésis entre les isothermes de sorption et de désorption. Cependant, d'après [Ranaivomanana, 2010], lorsque la température augmente, les isothermes se rapprochent jusqu'à quasiment annuler l'hystérésis à partir de 80 °C.

### I.3.1.3.5.2. Viscosité

La **FIGURE I-11** présente l'évolution en fonction de la température de la viscosité dynamique de l'eau mesurée par [Reid, 1987]. Elle diminue fortement avec l'augmentation de la température, puisqu'elle est divisée par 3 lorsque la température passe de 20 °C à 80 °C.

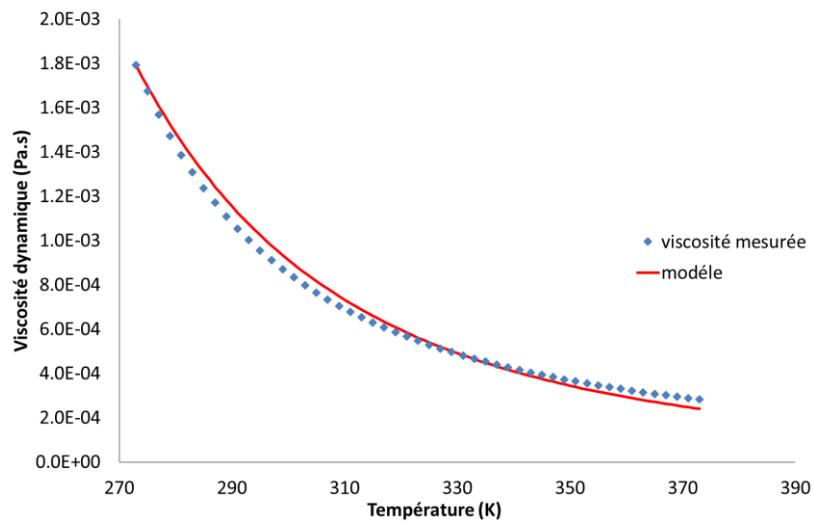


Figure I-11 : viscosités dynamiques réelle et modélisée de l'eau en fonction de sa température [Reid, 1987]

Pour modéliser cela numériquement, on peut utiliser une loi d'évolution d'Arrhenius (16) qui dépendra de la viscosité mesurée expérimentalement à une température donnée ( $\eta^{ref}$  à la température  $T^{v,ref}$ ).

$$\eta(T) = \frac{\eta^{ref}}{e^{-\frac{E_w^a}{R} \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{T^{v,ref}} \right)}} \quad (16)$$

Les paramètres utilisés sont présentés dans le **TABLEAU I-2**.

Constante	Valeurs utilisées pour de l'eau
$T^{v,ref}$	273 K
$\eta^{ref}$	17,92.10 <sup>-4</sup> Pa.s
$E_w^a$	17 000 J/mol

Tableau I-2 : valeurs des constantes utilisées pour la viscosité de l'eau

Il existe d'autres formules permettant de modéliser l'évolution de la viscosité de l'eau avec la température. Cependant, dans la gamme de température de notre étude (inférieure à 100 °C), la loi d'Arrhenius permet d'obtenir une simulation correcte.

La pression a également une influence sur la viscosité mesurée (**CF. FIGURE I-12**). Globalement, la viscosité tend à diminuer lorsqu'on applique une pression jusqu'à 1 kbar (elle atteint son minimum pour cette valeur) puis elle remonte avec des pressions supérieures. Ceci est une anomalie de l'eau, les pressions jusqu'à 1 kbar (= 100 MPa) viennent rompre des liaisons hydrogène ce qui fluidifie l'eau avant de retrouver le comportement d'un fluide « classique ». Néanmoins, on peut relever que l'influence de la pression est moindre par rapport à celle de la température. A nos échelles de pression de quelques dizaines de MPa, on peut considérer que la viscosité est indépendante de la pression.

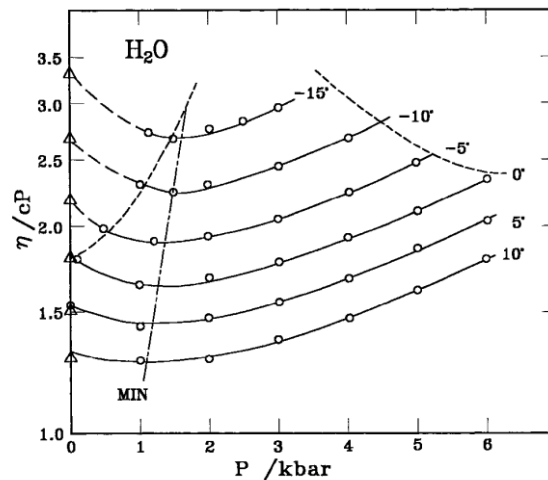


Figure I-12 : évolution de la viscosité mesurée en fonction de la pression pour plusieurs températures [Debenedetti, 1996]

### I.3.1.3.5.3. Masse volumique

La **FIGURE I-13** montre que la masse volumique de l'eau liquide diminue avec la température de façon non linéaire. Cela se traduit par une importante dilatation thermique de l'eau qui va dès lors jouer un rôle important sur le comportement thermomécanique des matériaux poreux partiellement ou totalement saturés en faisant varier de manière significative l'état de saturation du matériau.

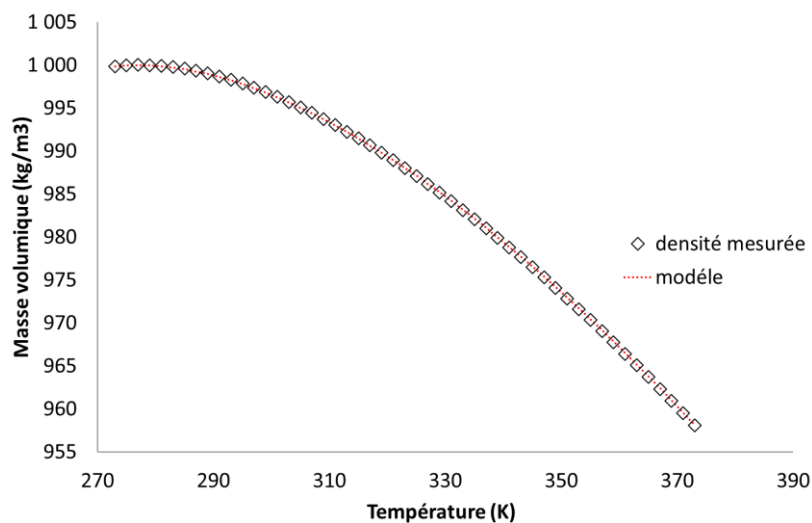


Figure I-13 : évolution des masses volumiques réelle et modélisée de l'eau en fonction de sa température d'après [Raznjevic, 1970 cités par Sabeur, 2006]

La formule empirique de Thiesen (17) simule correctement l'évolution de la masse volumique en fonction de la température dans la gamme de 0 °C à 100 °C [Tanaka et al., 2001].

$$\rho(T) = \rho^{ref} \cdot \left[ 1 - \frac{(T - T_1)^2 \cdot (T - T_2)}{T_3 \cdot (T - T_4)} \right] \quad (17)$$

La température ( $T$ ) y est exprimée en Kelvin et  $\rho^{ref}$  correspond à la masse volumique à 273 K et à pression atmosphérique, les autres températures sont des constantes dont les valeurs sont détaillées dans le **TABLEAU I-3**.

Constante	Valeurs utilisées pour de l'eau
$T_1$	269,017 K
$T_2$	574,797 K
$T_3$	522528,9 K <sup>2</sup>
$T_4$	342,349 K
$\rho^{ref}$	999,975 kg/m <sup>3</sup>

Tableau I-3 : valeurs des constantes utilisées dans la formule de Thiessen

Dans le cas des matériaux à base cimentaire, l'eau présente dans les pores de la pâte est chargée en ions, ce qui peut modifier sa dilatation thermique.

De plus, si une pression est exercée sur l'eau liquide, sa densité va augmenter de façon non-linéaire (**CF. FIGURE I-14**). On peut toutefois noter que, dans nos gammes de pression (inférieure à 100 MPa), la masse volumique peut être considérée comme constante devant l'action mécanique.

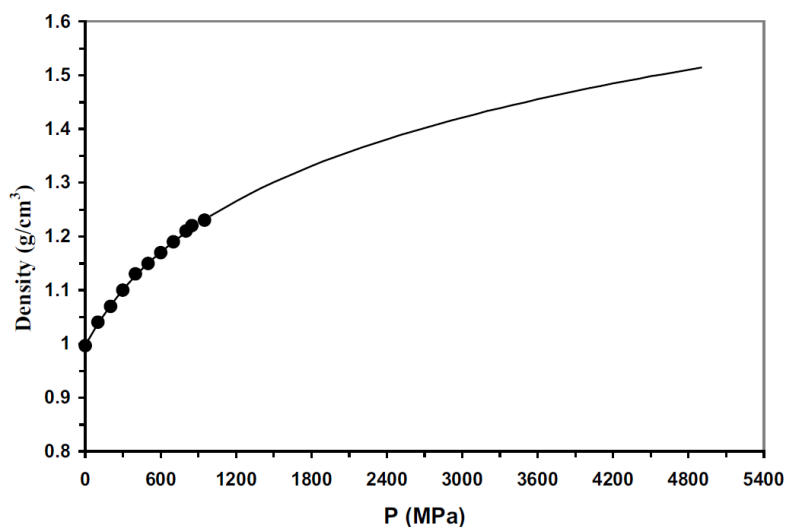


Figure I-14 : évolutions expérimentales de la masse volumique de l'eau en fonction de la pression à 20 °C et modélisation [Floriano et Nascimento, 2004]

### I.3.1.3.5.4. Compressibilité

La **FIGURE I-15** montre que la compressibilité de l'eau (18) varie également en fonction de la température ( $T$ ) et de la pression ( $P$ ) [*Fine et Millero, 1973*]. Toutefois, leur effet est faible puisque la valeur de la compressibilité de l'eau demeure aux alentours de  $4,5 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1}$  (soit une rigidité « hydrostatique » de l'ordre de 2 300 MPa).

$$\beta = -\frac{1}{V} \left( \frac{\partial V}{\partial P} \right)_T \quad (18)$$

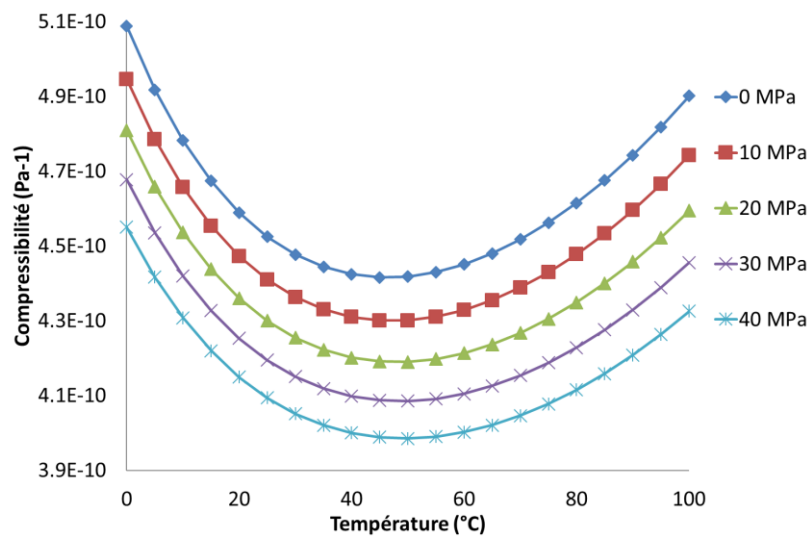


Figure I-15 : compressibilité de l'eau pure en fonction de la température pour plusieurs valeurs de pression d'après [*Fine et Millero, 1973*]

## I.3.2. Les granulats

Les granulats jouent un rôle important dans le comportement du matériau béton. En effet, ils représentent la plus grande proportion volumique et massique de tous les constituants d'une formulation, ont une plus grande rigidité que la pâte, et sont peu sensibles à l'humidité. Ce sont donc eux qui vont conférer au béton la majeure partie de sa rigidité et s'opposer au retrait et au fluage.

On pourra noter que, dans notre gamme de température (échauffement inférieur à 100 °C), il n'y a pas de risque de modification chimique de la composition des granulats courants. C'est donc un processus qui ne sera pas pris en compte dans le cadre de la présente étude.

### I.3.2.1. Caractéristiques physiques et mécaniques

La résistance mécanique de chaque type de roche est très variable car elle dépend de plusieurs paramètres : la minéralogie, le niveau d'altération de la roche, ou encore sa porosité. Cependant, on peut noter que les résistances mécaniques en compression mesurées (plus de 100 MPa, **CF. TABLEAU I-4**) sont bien supérieures à celles des pâtes de ciments, d'un facteur de 3 à 4. La porosité accessible à l'eau des granulats est bien plus faible (environ 2%) que celle de la pâte

de ciment (environ 30%). Toutefois, la résistance en compression des granulats n'influence pas directement celle du béton car les ruptures ont généralement lieu aux interfaces pâte/granulats pour des bétons ordinaires, ou par fendage des granulats pour des bétons de hautes à très hautes performances, pour lesquels l'interface pâte – granulat est très résistante.

Type de granulat	DiC	GreC	CaC
Masse volumique apparente (écart type) en kg/m <sup>3</sup>	2620 (30)	2841 (83)	2676 (14)
Porosité accessible à l'eau (écart type) en %	3,0 (0,8)	0,4 (0,1)	1,1 (0,5)
Résistance mécanique (écart type) en MPa	136 (55)	203 (61)	224 (25)

Tableau I-4 : valeurs de masse volumique, porosité accessible à l'eau et résistance mécanique de différents granulats (dans l'ordre : Diabase, Grès et Calcaire concassés) [Makani, 2011]

Concernant les rigidités, d'après la recherche bibliographique de [Makani, 2011], le module d'un béton est lié à la fraction volumique de granulat (et son rapport G/S), et à son module d'élasticité, ce qui est conforme aux calculs d'homogénéisation. Là encore, quelques exemples de modules d'élasticité obtenus sur roches de différentes minéralogies, d'après le **TABLEAU I-5**, montrent que leurs valeurs sont bien supérieures à celle du module d'une pâte de ciment (aux alentours de 10 GPa) :

Type de granulat	DiC	GreC	CaC
Module statique (écart type) en GPa	48 (6)	97 (3)	80 (2)
Coefficient de Poisson (écart type)	0,19 (0,02)	0,34 (0,09)	0,31 (0,01)

Tableau I-5: exemples de valeurs de module statique d'élasticité et de coefficient de Poisson pour différentes minéralogies de granulats (Diabase, Grès et Calcaire) [Makani, 2011]

Concernant les interactions avec l'eau, les granulats utilisés dans la construction ont généralement un coefficient d'absorption proche de 1%. Ceux utilisés dans le béton CEM I de l'Andra ne déroge pas à la règle puisqu'il s'agit de calcaire avec un coefficient de 0,7%, les échanges hydriques entre granulats et matrice sont donc limités.

### I.3.2.2. La déformation thermique des granulats

Le coefficient de dilatation thermique des granulats est très variable selon la nature minéralogique du granulat et la gamme de température (généralement compris entre 5 et 12x10<sup>-6</sup>/°C lorsque la température reste inférieure à 100 °C) [Laplante et Boulay, 1994]. Par conséquent, il est globalement plus faible que celui de la pâte de ciment qui est généralement compris entre 10 et 30x10<sup>-6</sup>/°C [Bažant, 1970]. Comme la fraction volumique des granulats est plus importante que celle de la pâte, la valeur du coefficient de dilatation thermique du granulat conditionne significativement celui du béton. Compte tenu de la différence des valeurs des coefficients thermiques de la pâte et du granulat, une variation thermique peut engendrer des dilatations différentielles pouvant entraîner un décollement à l'interface entre la pâte et le granulat ou une fissuration intra-granulaire [Caratini, 2012 et Cagnon, 2015].

### I.3.2.3. Interface pâte-granulat (ITZ)

Lors de l'hydratation, un gradient de teneur en eau se développe à l'interface entre la pâte de ciment et le granulat. Cette zone particulière, appelée auréole de transition (ou Interfacial Transition Zone ITZ), se caractérise, selon [Maso, 1980 et Ollivier et al., 1995], par une microstructure des hydrates différente de celle du reste de la pâte sur une épaisseur de plusieurs dizaines de micromètres autour du granulat. Cette zone se distingue par une concentration plus faible en hydrate, ce qui entraîne une augmentation locale de la porosité de l'ordre de 30% (**CF. FIGURE I-16**).

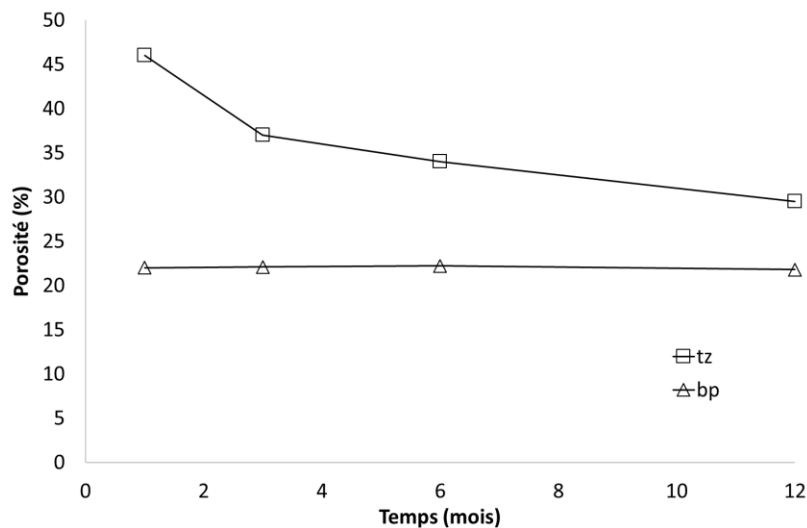


Figure I-16 : évolution de la porosité de l'ITZ (courbe tz) et de la pâte de ciment (courbe bp) d'un mortier au cours du temps [Bourdette et al., 1995]

La **FIGURE I-16** montre également que la porosité de l'ITZ diminue au cours de l'hydratation du béton alors que la porosité de la pâte reste relativement stable. Cela pourrait être dû à deux phénomènes : une diffusion d'ions de la pâte vers l'ITZ à l'origine d'une précipitation tardive d'hydrates, et un excès d'eau autour des granulats qui permettrait d'hydrater davantage les grains de ciment anhydres dans cette zone [Bourdette et al., 1995].

Cette plus forte porosité localisée affecte la résistance au niveau de l'interface et favorise l'apparition de fissures. Cela explique en partie le fait que, généralement lors de la rupture du béton, les faciès de rupture se caractérisent par des déchaussements des granulats pour des bétons de résistance ordinaire. Comme indiqué précédemment, en cas de variation thermique, la dilatation différentielle entre les granulats et la pâte peut également entraîner un endommagement de cette interface, par décollement en général [Caratini, 2012 et Cagnon, 2015].

La forme et la nature minéralogique du granulat ont également une influence directe sur la résistance du béton car elles conditionnent la qualité de l'interface et donc le caractère homogène du comportement mécanique. En effet, certains types de granulats (calcaires réactifs) forment par épitaxie des liaisons chimiques plus fortes entre le calcaire et la pâte, ce qui assure une meilleure adhérence par rapport au cas de granulats siliceux par exemple, et améliore ainsi les résistances du béton. Outre la résistance d'un béton, il semble probable que la qualité de

l'ITZ influence également le fluage, avec un fluage de ces zones plus rapide. L'incorporation de fumée de silice, associée à une réduction du rapport E/L peut, par effets filler et pouzzolanique, densifier la matrice cimentaire et donc atténuer la porosité de l'ITZ et son épaisseur.

### **I.4. Les déformations différées libres**

Les déformations différées libres sont des déformations observables dans le temps qui se produisent sans application d'un chargement extérieur. Nous présentons les différents types de déformations libres ainsi que leurs origines.

#### **I.4.1. Le retrait plastique**

Le retrait plastique est défini comme la contraction du béton avant la fin de prise, lorsqu'il est à l'état plastique. Ce retrait, qui apparaît dès le coulage du béton, est en réalité composé d'une partie de retrait chimique (début des réactions d'hydratation peu de temps après le malaxage) et du retrait de dessiccation avant l'état durci du béton provoqué par l'évaporation de l'eau ressuée à la surface du béton. C'est le déséquilibre hydrique entre le flux d'eau évaporé à la surface et l'eau contenue dans la masse de béton sous la surface qui, associé à la sédimentation des grains solides, entraîne ce ressuage. Cela conduit à une contraction de la pâte de ciment et à une microfissuration de surface qui évoluent de manière croissante avec le taux d'évaporation. Ce type de retrait peut être minimisé par une cure adéquate.

#### **I.4.2. Le retrait chimique**

Le retrait chimique appelée contraction de Le Chatelier, est une contraction de la matrice qui provient du fait que le volume des produits d'hydratation du ciment est environ 10% plus faible que celui des réactifs. Ce phénomène se produit donc dès le début de l'hydratation et se prolonge tant que les ponts entre les hydrates ne forment pas un squelette suffisamment rigide pour empêcher le rapprochement relatif des grains hydratés (percolation solide).

#### **I.4.3. Le retrait thermique**

Le retrait thermique est une déformation liée au refroidissement du béton qui succède à un échauffement interne dû à l'exothermie de la réaction d'hydratation. Ce retrait est donc piloté par deux paramètres qui sont la température maximale atteinte lors de l'hydratation et la cinétique de production et d'évacuation de la chaleur. Ce retrait peut être problématique pour les ouvrages massifs où les chaleurs internes d'hydratation atteignent des températures très élevées [*Lacarrière et al., 2007*]. Si la contraction du béton lors du refroidissement est empêchée, des contraintes internes apparaissent pouvant générer une fissuration de l'élément [*Briffaut et al., 2011*]. L'appellation « retrait » n'est pas forcément la plus adaptée, puisqu'il s'agit davantage d'une déformation thermique empêchée.



#### **I.4.4. Le retrait endogène ou d'auto-dessiccation**

L'eau présente dans les pores capillaires est consommée par l'hydratation des anhydres du ciment au cours du temps. On parle d'auto-dessiccation. Il en résulte une diminution de la teneur en eau des pores et la formation d'un ménisque d'eau à l'interface eau – vapeur d'eau. L'équilibre de ce ménisque se fait par la création de tensions capillaires engendrant une contraction macroscopique du matériau. Ces tensions sont régies par la loi de Kelvin-Laplace ; la tension est inversement proportionnelle au diamètre des capillaires. Il en résulte que plus les tailles de pores sont petites et plus la déformation de retrait endogène sera importante (**CF. I.3.1.3.1**). Dans le cas où cette déformation est gênée, des contraintes résultantes peuvent alors engendrer la formation des microfissures si leurs valeurs dépassent la résistance mécanique de traction du béton, entraînant une redistribution des contraintes internes et un endommagement du matériau.

Cette déformation est mesurée, conformément à la recommandation [**RILEM TC 107-CSP, 1998**], sur une éprouvette non chargée à température constante et sans échange hydrique avec le milieu ambiant. On peut toutefois noter que la déformation relevée expérimentalement est appelée retrait endogène, alors qu'elle englobe à la fois le retrait d'auto-dessiccation et la contraction chimique.

##### **I.4.4.1. Facteurs influents**

Il existe deux familles de facteurs influents : ceux intrinsèques au matériau et donc directement issus de la composition du béton, et ceux dus à l'environnement dans lequel se trouve le matériau.

##### **I.4.4.1.1. Paramètres de composition**

###### **I.4.4.1.1.1. Rapport E/L**

On a vu précédemment que le retrait d'auto-dessiccation était fonction du diamètre des pores capillaires. Or, le rapport E/C est le facteur principal conditionnant cette porosité (**CF. I.3.1.2**). Par conséquent, plus ce rapport est faible, plus la porosité est fine et plus le retrait est important.

###### **I.4.4.1.1.2. Les additions**

L'utilisation de fillers calcaires ou autre addition minérale peu réactive diminuant la porosité capillaire par effet filler entraîne l'augmentation du retrait endogène. [**Leung, 2015**] a rappelé que, généralement, les réactions pouzzolaniques engendrées par des additions telles que les cendres volantes ou la fumée de silice, densifiaient la matrice cimentaire. Le **TABLEAU I-6** montre cependant que l'amplitude du retrait endogène d'un béton à base de cendres volantes (T1) est proche de celle d'un béton à base de CEM I de classe de résistance équivalente, malgré la réduction des diamètres des pores et la consommation de l'eau par la réaction pouzzolanique.

A noter que, d'après [Lee et al., 2006], l'utilisation de laitiers amplifierait également ce type de retrait. Ce qui est confirmé par le **TABLEAU I-6** avec un béton à base de laitier (T3) qui développe plus de retrait endogène que celui à base de CEM I.

	R <sub>c</sub> à 90 j (en MPa)	Retrait endogène	Retrait de dessiccation	Retrait Total
<b>CEM I</b>	64	310	370	680
<b>CEM V</b>	68	470	190	660
<b>T1</b>	72	300	320	620
<b>T3</b>	66	380	220	600

Tableau I-6 : comparaison des déformations de retrait en  $\mu\text{m/m}$  à 360 jours entre des bétons avec additions (T1 pour les cendres volantes et T3 pour des laitiers) [Garcia et Verdier, 2009] et des BHP à base de CEM I ou CEM V [Camps, 2008] pour une même classe de résistance [Leung, 2015]

#### I.4.4.1.2. Paramètres environnementaux

La température accélérant les réactions d'hydratation des matériaux cimentaires, le retrait endogène est donc plus rapide lorsque la température extérieure à laquelle est soumis le matériau est élevée. [Brue, 2009] explique que l'effet de la température sur le retrait ne se limite pas à l'activation des réactions d'hydratation. Pour s'affranchir des interactions entre température et hydratation, elle a appliqué une cure de 6 mois sous eau à 20°C puis a isolé de la dessiccation des éprouvettes à l'aide de 3 couches de papier aluminium avant de les conserver à 20 °C, 50 °C et 80 °C. Les amplitudes de retrait endogène mesurées au bout de 100 jours sont présentées dans le **TABLEAU I-7**.

Retrait endogène maximal [ $\mu\text{m/m}$ ]	CEM I	CEM V	CEM V*
20°C	21	41	33
50°C	71	27	111
80°C	112	133	157

Tableau I-7 : amplitude du retrait endogène des bétons Andra pour 3 températures [Brue, 2009]

Ces résultats mettent en évidence une importante augmentation de retrait en fonction de l'élévation de température qui serait due à l'accroissement de la pression capillaire suivant la loi de Kelvin (12). Cette explication paraît toutefois contestable puisque, à teneur en eau constante, l'élévation de température entraîne aussi une augmentation de l'hygrométrie relative d'équilibre (cf. I.3.1.3.5.1), ce qui tend à diminuer la pression capillaire. Il est en revanche possible que l'étanchéité des éprouvettes ait perdu son efficacité dans le temps lors de l'élévation de température, entraînant de ce fait de la dessiccation parasite et une amplification du retrait mesuré.

#### I.4.4.2. Modélisation

Dans cette partie, différents modèles proposant d'estimer la déformation de retrait endogène ( $\varepsilon^{re}$ ) sont présentés.

Le modèle réglementaire Eurocode 2, dans sa partie destinée au dimensionnement des ouvrages d'art [Eurocode 2, 2006], associe le retrait endogène à l'hydratation du béton. Pour représenter le degré d'hydratation, le modèle utilise soit l'évolution de la résistance du béton au jeune âge pour des échéances inférieures à 28 jours, soit directement l'âge du béton pour des échéances supérieures à 28 jours (19). Le règlement stipule que le retrait endogène peut être considéré comme nul si la prise de résistance du béton au jeune âge n'est pas suffisante. Or, comme vu précédemment (cf. I.4.1), les réactions chimiques provoquant le retrait endogène se développent dès le coulage du béton. Les valeurs obtenues avec cette méthode sont des valeurs moyennes et non pas des valeurs limites, de plus la fonction utilisée est asymptotique ce qui revient à borner la déformation. La formule proposée ci-après est celle provenant d'une annexe de ce règlement et permettant le calage du modèle sur des résultats expérimentaux afin d'estimer plus précisément la déformation du retrait à long terme ( $t > 28$  jours) :

$$\varepsilon^{re}(t) = \beta_1(f_{ck} - 20) \left( \beta_2 - \beta_3 \exp\left(\frac{-t}{\beta_4}\right) \right) 10^{-6} \quad (19)$$

Avec  $f_{ck}$  la résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours et les coefficients  $\beta$  les paramètres de calage de ce modèle.

Ce modèle réglementaire utilisé pour le dimensionnement en béton armé ou béton précontraint propose des valeurs par défaut pour ces coefficients  $\beta$  comme indiqué dans le **TABLEAU I-8**.

Paramètres	Valeurs par défaut
$\beta_1$	1
$\beta_2$	2,8
$\beta_3$	1,1
$\beta_4$	96

Tableau I-8 : valeurs par défaut des coefficients du retrait endogène [Eurocode 2, 2006]

Certains auteurs [Zreiki et al., 2010 et Ulm et Coussy, 1998] proposent de relier cette déformation à l'hydratation par le biais d'une fonction linéaire (20). Ils utilisent alors une variable d'hydratation ( $\xi$ ) qui caractérise l'évolution en fonction du temps ( $t$ ) des propriétés mécaniques du béton au jeune âge, ainsi que  $\xi_0$  le seuil de percolation mécanique :

$$\varepsilon^{re}(t) = \frac{A}{1 - \xi_0} (\xi(t) - \xi_0)^B \quad (20)$$

Le modèle de [Sellier et al., 2016] relie le retrait endogène à la seule pression interstitielle suivant la théorie de Biot. Il n'est donc pas dissocié du retrait de dessiccation. Toutefois, dans ce modèle, le retrait de la pâte de ciment entraîne des tensions aux interfaces pâte-granulat, ce qui provoque une décohésion limitant la transmission des forces induites par le retrait. Or, comme ces décohésions dépendent également de l'état de contrainte externe, qui peut accentuer

ou atténuer la décohé sion suivante qu'il s'agit d'une traction ou une compression, il s'ensuit que le coefficient de Biot,  $b^w(\sigma)$  dans l'équation (21), dépend de façon anisotrope de l'état de contrainte, et donc le retrait également. Ce mécanisme explique également le surplus de déformation rencontrée lors des essais de fluage en dessiccation (effet Pickett). La théorie de Biot joue donc un rôle central (21) dans ce modèle. La pression capillaire ( $P^w$ ) exercée sur le squelette solide par la diminution du degré de saturation  $Sr$  est estimée par une équation de Van Genuchten (22), elle-même calée sur un isotherme de désorption.

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = \frac{\partial \sigma'}{\partial t} - \frac{\partial (b^w(\sigma) \cdot p^w)}{\partial t} \quad (21)$$

$$P^w = M_{sh} \left( 1 - Sr^{\left( -\frac{1}{mvg} \right)} \right)^{(1-mvg)} \quad (22)$$

Le paramètre  $M_{sh}$  contrôle l'intensité de la tension capillaire. Plus sa valeur est élevée, plus le retrait résultant est important. Le paramètre  $b^w$  représente le coefficient de Biot et  $mvg$  est l'exposant de non linéarité de l'isotherme de Van Genuchten.

#### I.4.5. Le retrait de dessiccation

Lorsqu'il existe un déséquilibre hydrique entre le béton, généralement plus humide et le milieu ambiant, généralement plus sec, un phénomène de séchage se produit. L'humidité interne au sein du béton diminue, engendrant des pressions dues à la vaporisation de l'eau. Le retrait de dessiccation est fortement lié à la porosité du béton ainsi qu'à l'épaisseur et à la géométrie de l'élément [Acker et Ulm, 2001]. En effet, la cinétique du retrait de dessiccation est due à la propagation d'un front de séchage à travers l'épaisseur du matériau comme le montre la **FIGURE I-17**. Cette répartition de la teneur en eau induit des déformations différentielles dans l'épaisseur avec un retrait de séchage important en surface qui est gênée par le retrait endogène plus faible qui se produit plus en profondeur du matériau. Cela induit un système d'autocontraintes interne avec une tension à la surface et une compression au cœur de l'élément. Il peut alors se produire une fissuration de peau du béton.

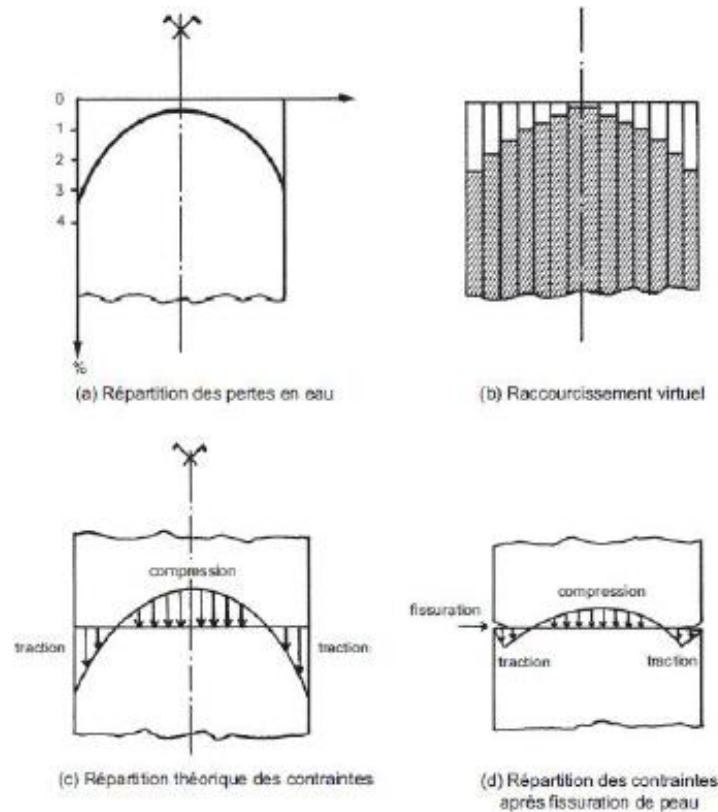


Figure I-17 : profils de l'humidité et des contraintes induits par le séchage sans charge [Pons, 1998]

En plus de la pression capillaire, un autre mécanisme peut contribuer au retrait de dessiccation. D'après [Bažant et al., 1997], la réduction de l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée en zone d'adsorption empêchée, causée par l'évacuation de l'eau à l'équilibre hydrique avec l'extérieur lors du séchage, diminue la pression de disjonction. Cela entraîne alors une déformation de retrait du solide. On peut noter que, suivant cette théorie, la zone en suppression dans les inter-feuillets dépend de la pression capillaire dans les échelles de pores supérieures. Nous reviendrons sur cette hypothèse lors de la mise au point de notre modèle de DTT.

Conventionnellement, on nomme retrait total, ou retrait en dessiccation, la déformation mesurée sur éprouvette en dessiccation. Le retrait de dessiccation est la part complémentaire due au séchage, il correspond à la différence entre le retrait total et le retrait endogène mesurée sur une éprouvette isolée hydriquement du milieu ambiant.

Comme expliqué ci-avant, le retrait de dessiccation induit de la fissuration de peau si des précautions particulières, notamment de cure, ne sont pas appliquées. Il existe deux modes de fissuration selon la durée du séchage. Des premières fissures de surface, fines et peu profondes, se développent rapidement durant les premières heures du séchage. Lors d'une dessiccation très lente, des fissures orientées par la géométrie de la structure et par les conditions aux limites de la structure apparaissent à plus long terme [Acker et Ulm, 2001]. Les fissures sont donc le résultat d'un effet structural qui vient se superposer au comportement physico-chimique du matériau. On peut donc distinguer les déformations dues à la part intrinsèque et celles incluant une fissuration structurale liée aux déformations de retrait gêné.

### I.4.5.1. Facteurs influents

#### I.4.5.1.1. Paramètres de composition

##### I.4.5.1.1.1. Rapport E/L

Le retrait de dessiccation est essentiellement lié à la quantité d'eau évaporable. Le rapport E/C et le volume de pâte sont des paramètres influents. Ainsi, le retrait de dessiccation augmente avec le rapport E/C puisqu'il y a davantage d'eau liquide disponible et que la porosité connectée est plus développée.

##### I.4.5.1.1.2. Les additions

Contrairement au retrait endogène, l'utilisation de fillers calcaires ou d'additions minérales permet de limiter le retrait de dessiccation en réduisant la porosité par effet filler. Les additions pouzzolaniques ont elles aussi un effet favorable (**CF. TABLEAU I-6**) grâce à la densification de la matrice. Le retrait endogène est certes augmenté, mais l'atténuation du retrait de dessiccation est plus forte [*Leung, 2015, Codina, 2007 et Li et Yao, 2001*]. C'est cette complémentarité entre les deux types de retrait qui a conduit [*Sellier et al., 2016*] à ne plus distinguer les deux types de retraits dans leur modèle.

#### I.4.5.1.2. Paramètres environnementaux

L'environnement extérieur influence significativement le retrait de dessiccation. Nous avons expliqué précédemment que cette déformation était directement liée à la variation de l'humidité relative interne. Or, comme le montre les isothermes (**CF. FIGURE I-10**), la teneur en eau du matériau varie avec l'humidité relative externe et la température. Il apparaît donc évident que la déformation de retrait de dessiccation augmente lorsque l'environnement est sec.

### I.4.5.2. Modélisation

Dans l'Eurocode 2 pour les ouvrages d'art [*Eurocode 2, 2006*], le retrait de dessiccation ( $\epsilon^{rd}$ ) est associé à un échange hydrique avec le milieu ambiant. Il prend en compte des paramètres environnementaux et structuraux (rayon moyen  $h_0$ , humidité relative extérieure  $RH$ , durée de cure avec l'âge du béton au moment du séchage  $t_s$ ) et ceux issus de la composition du béton (résistance caractéristique en compression à 28 jours  $f_{ck}$ , paramètre  $K(f_{ck})$ ). La déformation obtenue avec l'équation (23) est asymptotique.

$$\epsilon^{rd}(t) = \beta_1 \frac{K(f_{ck})[72 \exp(-0.046f_{ck}) + 75 - RH](t - t_s)10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_2 h_0^2} \quad (23)$$

Les coefficients  $\beta$  permettent soit de caler le modèle avec les résultats expérimentaux soit d'être utilisés dans le cadre du béton armé ou précontraint avec des valeurs par défaut proposées dans le règlement (**CF. TABLEAU I-9**).

Paramètres	Valeurs par défaut
$\beta_1$	1
$\beta_2$	0,021 pour béton sans fumée de silice 0,007 pour béton avec fumée de silice
$K(f_{ck})$	18 si $40 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 57 \text{ MPa}$ $30 - 0,21 \times f_{ck}$ si $f_{ck} > 57 \text{ MPa}$

Tableau I-9 : valeurs par défaut des coefficients du retrait de dessiccation [Eurocode 2, 2006]

En se basant sur le fait que le retrait de dessiccation est proportionnel à la teneur en eau, on trouve dans la littérature plusieurs modèles [Benboudjema et al., 2005 et Bažant et al., 1997] qui relient linéairement ces deux grandeurs :

$$\dot{\varepsilon}^{rd} = k^h \cdot \dot{\omega}. \quad (24)$$

Où  $\dot{\omega}$  peut représenter la variation de teneur en eau et  $k^h$  est le coefficient de proportionnalité.

En considérant comme origine du retrait de dessiccation, la pression appliquée sur le solide par la tension capillaire et par la variation de la pression de disjonction, [Benboudjema, 2002] utilise la mécanique des milieux poreux non saturés, et des hypothèses associées, pour déduire la déformation de retrait de dessiccation intrinsèque ( $\varepsilon^{rdi}$ ) :

$$\varepsilon^{rdi} = \varepsilon_i^E + \varepsilon_i^{fp} + \varepsilon_i^{fd} \quad (25)$$

Cette déformation apparaît comme la somme d'une part de déformation élastique ( $\varepsilon_i^E$ ), d'une part de déformation de fluage propre ( $\varepsilon_i^{fp}$ ), et d'une part de fluage de dessiccation ( $\varepsilon_i^{fd}$ ). Il n'est donc pas nécessaire de modéliser explicitement le retrait de dessiccation intrinsèque puisque cette déformation est intégrée implicitement par le couplage des autres modèles. Cette relation sous-entend donc que des déformations de fluage propre et de dessiccation existent même lorsque le matériau n'est pas chargé mécaniquement. Ce type de modélisation, basé sur la poromécanique est également présente dans les travaux de [Sellier et al., 2016].

## I.5. Les déformations différées sous contraintes

La déformation différée sous charge est appelée fluage (**cf. FIGURE I-18**). Elle correspond à la déformation du béton soumis à un chargement mécanique maintenu dans le temps. Comme pour les déformations différées libres sans charge, on distingue conventionnellement deux types de fluage en fonction des conditions hydriques : le fluage endogène (ou fluage propre) et le fluage de dessiccation.

On appelle recouvrance la part de déformation réversible lors du déchargement. Cependant, le fluage entraîne une déformation résiduelle qui démontre que la structure interne du matériau a subi une modification irréversible.



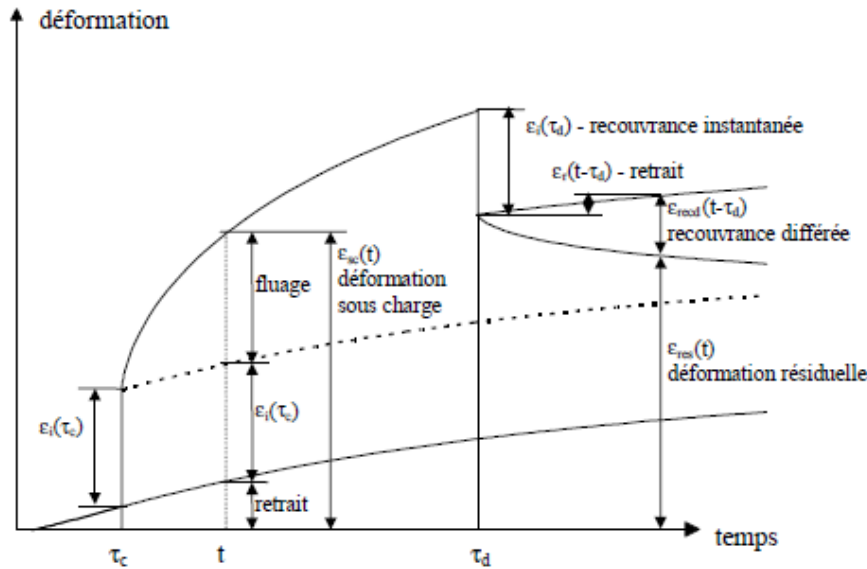


Figure I-18 : décomposition conventionnelle des déformations différées avec  $\varepsilon_i$  la déformation instantanée au temps de chargement  $\tau_c$ ,  $\tau_d$  la date de décharge,  $\varepsilon_{sc}$  la déformation sous charge,  $\varepsilon_r$  la déformation de retrait,  $\varepsilon_{recd}$  la déformation de recouvrance et  $\varepsilon_{res}$  la déformation résiduelle

### I.5.1. Le fluage propre

Le fluage propre correspond aux déformations de fluage sans échange hydrique avec l'environnement. La déformation obtenue est alors totalement conventionnelle puisqu'elle omet de tenir compte des interactions sous-jacentes entre le retrait d'auto-dessiccation et le fluage. En effet, l'état de contrainte due à la dépression capillaire peut provoquer du fluage dans la phase solide du matériau (**CF. I.4.4**) bien qu'aucune charge extérieure ne soit appliquée.

Nous avons énoncé précédemment (**CF. I.3.1.1**) que l'eau, notamment celle présente dans les C-S-H, joue un rôle important dans le phénomène de fluage. Les résultats expérimentaux de la **FIGURE I-19**, montrent que le fluage propre d'un béton sec est négligeable.

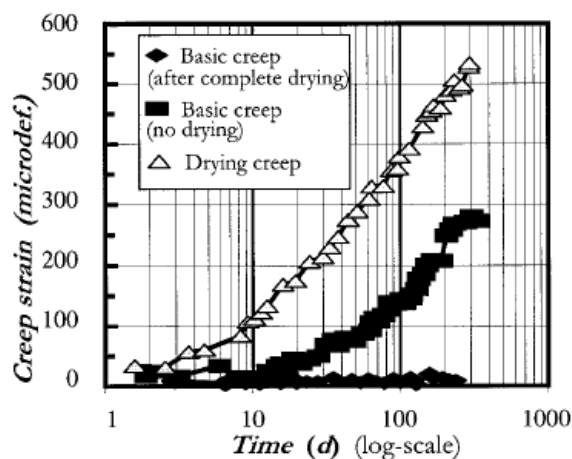


Figure I-19 : effet du séchage et du pré-séchage sur le fluage [Acker et Ulm, 2001]

Des analyses de cinétique de fluage propre ont mis en évidence l'existence de deux régimes différents : un fluage propre à court terme caractérisé par une cinétique rapide de déformation



après la mise en charge, et un fluage propre à long terme avec une cinétique qui ralentit dans le temps.

### I.5.1.1. Mécanisme à court terme

Plusieurs mécanismes sont proposés pour expliquer l'origine du fluage. Nous nous attarderons sur celui de [Ulm et Acker, 1998 et Day et Gamble, 1983] reposant sur la migration de l'eau adsorbée vers les pores capillaires sous contraintes.

Le fluage propre à court terme serait dû à un phénomène de diffusion d'eau sous l'action d'efforts externes. Les contraintes induites par le chargement seraient retransmises à l'échelle microscopique par les produits d'hydratation entourant les pores capillaires. Il en résulterait un déséquilibre thermodynamique local entre les molécules d'eau adsorbées librement autour des hydrates et celles contenues dans la porosité capillaire. Pour revenir à un état d'équilibre, les molécules d'eau vont se diffuser des couches d'eau adsorbées vers les pores capillaires, par diffusion surfacique. Ce mécanisme va s'accompagner d'une déformation du squelette solide.

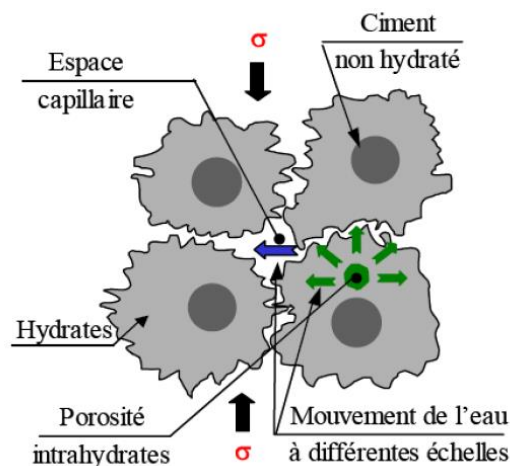


Figure I-20 : mécanisme de fluage propre à court terme sous migration de l'eau [Ulm et al., 1999]

[Benboudjema, 2002], considère que cette théorie est réaliste puisque l'énergie d'activation du fluage propre (25 kJ/mol) [Day et Gamble, 1983], lui paraît proche de celle de la migration de l'eau physisorbée vers la porosité capillaire (environ 15kJ/mol). De plus, la variation de rapport E/C influence uniquement la cinétique de fluage propre à court terme. Comme ce rapport conditionne principalement la distribution des pores capillaires (cf. I.3.1.2), [Ulm et Acker, 1998] en ont déduit que le fluage propre à court terme est en lien avec la porosité capillaire.

Voici un récapitulatif non exhaustif d'autres mécanismes proposés :

- *Les pressions osmotiques* [Ghosh, 1973] : au cours de l'hydratation, une barrière d'hydrates se forme entre les grains encore anhydres et la porosité capillaire qui contient l'eau nécessaire pour poursuivre les réactions d'hydratation. Il y a donc un processus de diffusion de l'eau au travers des hydrates qui entraîne la création de

pressions osmotiques qui fragilisent la structure. Lorsqu'une contrainte externe est appliquée, une rupture localisée se produit dans une zone fragilisée provoquant la déformation appelée fluage.

- *Hydratation sous contrainte* [Ghosh, 1973] : le volume des hydrates est supérieur au volume des anhydres. Ainsi, une partie des hydrates formés vont prendre la place initiale du grain anhydre tandis qu'une autre partie va diffuser vers la porosité capillaire où le gel se dépose. Lorsqu'on applique un chargement, la solubilité augmente ce qui accélère le processus d'hydratation. L'espace qui est proposé au gel d'hydrate n'est alors pas suffisant pour qu'il se forme dans son intégralité, ce qui entraîne une contraction des grains de ciment. C'est cette contraction qui serait à l'origine du fluage macroscopique.
- *Théorie de la solidification* [Bažant et Prasannan, 1989] : Lorsqu'on applique une charge, les hydrates formés commencent à reprendre les contraintes. La formation de nouveaux produits d'hydratation (gel de C-S-H) autour des hydrates déjà formés, entraîne alors la transmission progressive des contraintes vers ce gel néoformé. Le gel se déforme, ce qui serait à l'origine du fluage du matériau.

### I.5.1.2. Mécanisme à long terme

Aucun des mécanismes à court terme existant dans la littérature ne peut expliquer l'évolution du fluage après plusieurs années de chargement. En effet, on observe un ralentissement considérable de la cinétique du fluage à long terme qui est généralement attribué à un comportement vieillissant du béton. [Bažant et al., 1997] fournissent une explication mécanique à ce phénomène de fluage basé sur la relaxation des micro-précontraintes, induites par les pressions de disjonction et des variations volumiques localisées (hydratation), dans les zones d'adsorption empêchées (cf. I.3.1.3.4). Cette relaxation, à l'échelle des nanopores, est le résultat de la rupture des liaisons permettant le transfert de micro-précontraintes entre les surfaces solides (cf. FIGURE I-21). De nouvelles liaisons sont alors formées au voisinage de celles d'origine, à la suite du glissement des feuillets de C-S-H, dans des zones où les surtensions sont moindres. Avec le temps, les nouvelles liaisons se relaxent provoquant la rupture des liaisons voisines. Ceci est donc un phénomène continu mais qui décroît dans le temps puisque moins de liaisons sont susceptibles d'être rompues.

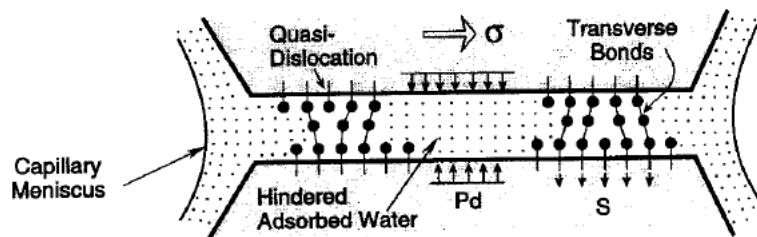


Figure I-21 : mécanisme de fluage propre à long terme [Bažant et al., 1997]

Le chargement extérieur joue donc le rôle d'activateur des sites de fluage. L'épuisement de ces sites est donc à l'origine du caractère vieillissant du béton observé au niveau de la cinétique du fluage propre. Comme la pression de disjonction est plus importante que les contraintes macroscopiques, l'amplitude des forces de liaison dans les nanopores ne serait pas significativement modifiée par le chargement extérieur.

Récemment, [Vandamme et Ulm, 2013] ont évalué la capacité de fluage des C-S-H de plusieurs pâtes de ciment à l'aide de la nanoindentation, en appliquant une contrainte durant quelques minutes. Ils ont constaté une évolution logarithmique du fluage des C-S-H et l'ont comparée à des résultats d'essais de fluage macroscopique. Selon eux, la nanoindentation permettrait de retrouver quantitativement la déformation de fluage à long terme des bétons.

Pour [Ruetz, 1968], le fluage propre est dû à un glissement visqueux des feuillets de C-S-H. Dans sa théorie, l'eau interfoliaire tient un rôle prépondérant puisque c'est elle qui permet aux feuillets de glisser en agissant comme un lubrifiant.

Le glissement visqueux des C-S-H est aussi l'explication physique avancée par [Sellier et al., 2016]. Pour ces auteurs, les déformations différées sont le résultat de la viscosité du matériau et le caractère vieillissant des déformations est expliqué par un phénomène de consolidation qui sera développé ultérieurement (cf. II.3.1). On peut noter que cette évolution des sites de liaisons chimiques inter-feuillets est liée à l'existence d'un chargement, et pas seulement au temps, il est donc ambigu de parler de « vieillissement ». C'est pour cette raison que dans le modèle de [Sellier et al., 2016], le fluage ne peut être modélisé que par une équation à variable interne. La variable interne mémorise la réorganisation progressive des liaisons sous chargement maintenu, et sa loi d'évolution intègre le fait que cette réorganisation est de moins en moins probable au fur et à mesure que le fluage avance. C'est l'un des rôles attribués par [Sellier et al., 2016] à la variable interne dite de consolidation.

### **I.5.1.3. Facteurs influents**

#### **I.5.1.3.1. Paramètres de composition**

##### **I.5.1.3.1.1. Age du béton**

La microstructure du béton étant évolutive du fait des réactions d'hydratation, plus la charge est appliquée tardivement, moins l'amplitude de cette déformation différée est importante. Selon [Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009], ceci peut être dû au fait qu'avant la mise en charge, le béton a pu consommer une part de sa capacité, ou potentiel, de déformations différées sous l'influence des dépressions capillaires d'auto-dessiccation. La diminution du nombre de sites de déformation différée disponibles lors du chargement expliquerait l'atténuation de la cinétique des déformations de fluage. Il existerait ainsi un potentiel de consolidation des C-S-H qui pourrait être à l'origine des déformations différées [Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009]. Une raison complémentaire est attribuable à la modification chimique des C-S-H, qui sous

l'influence des micro-gradients ioniques conduit à une modification de leur rapport C/S modifiant les propriétés mécaniques des gels de C-S-H [El Bitouri et al., 2016].

### I.5.1.3.1.2. Le rapport E/C

Nous avons déjà précisé que le rapport E/C modifie la cinétique du fluage propre à court terme (CF. I.5.1.1). Lorsque celui-ci augmente, la déformation de fluage propre croît également, du fait notamment de la part en excès d'eau qui ne contribue pas à l'hydratation. En effet, cette eau présente dans le béton en grande quantité peut se comporter comme un « lubrifiant » entre les feuillets de C-S-H, et ainsi favoriser l'apparition de fluage propre. Ce qui est certainement en lien avec la modification de la quantité d'eau dans la zone d'absorption empêchée et les conséquences que cela entraîne sur la résistance au cisaillement des feuillets.

### I.5.1.3.1.3. Les granulats

Bien qu'ils ne soient pas pris en compte dans les modèles règlementaires, les granulats ont une influence non négligeable sur le fluage des bétons comme le montre la **FIGURE I-22**. Avec des granulats de type Diabase concassé, le fluage du béton sera plus de deux fois supérieur à celui obtenu si les granulats utilisés sont siliceux.

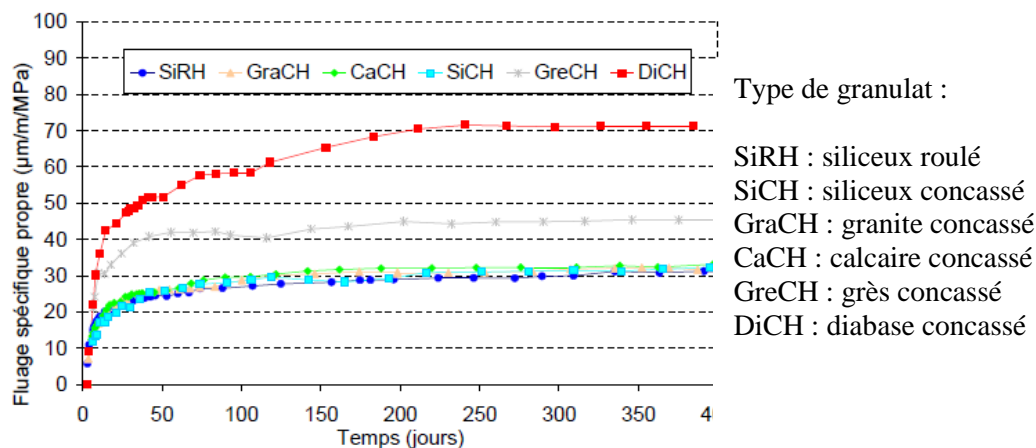


Figure I-22 évolution du fluage propre spécifique selon la minéralogie du granulat [Makani, 2011]

Pour expliquer cet écart, deux points en particulier interviendraient principalement :

- *La rigidité des granulats et leur volume dans un béton.* Nous avons vu que les granulats se caractérisent par une rigidité supérieure à celle de la pâte et que les déformations différées se développaient dans la pâte de ciment. Or, les granulats ne sont pas sensibles au fluage à l'échelle de temps du génie civil. En augmentant le volume des granulats dans un béton, on réduit d'autant le volume de pâte, ce qui revient à faciliter le transfert des contraintes à long terme vers des granulats qui vont se déformer plus ou moins en fonction de leur rigidité propre.
- *L'adhérence granulat matrice.* Plusieurs auteurs ont établi qu'un béton n'avait pas la même amplitude de fluage selon la nature minéralogique de ses granulats. [Sellier

*et Buffo-Lacarrière, 2009*] ont expliqué que la modification de la vitesse de fluage à long terme pouvait provenir, du moins en partie, d'un report des contraintes vers les granulats qui agissait comme des zones de blocage du tassement de la pâte, du moins si la liaison granulat pâte était correcte. [*Makani, 2011*] s'est basé sur cette théorie en précisant que la qualité de l'interface du granulat, conditionné notamment par la nature minéralogique du granulat, pouvait être en partie responsable des différences constatées de comportement de fluage de béton ne se différenciant que par le type et le volume de granulat incorporé.

Une étude numérique récente, menée par [*Bernachy-Barbe et Bary, 2019*] montre une influence de la forme des granulats pouvant expliquer un surplus de fluage de l'ordre de 20% pour un granulat « anisotrope », du point de vue de sa géométrie, par rapport à un parfaitement sphérique.

### **I.5.1.3.1.4. Les additions**

Les cendres volantes, qui sont des additions pouzzolaniques, affinent la structure poreuse et accroissent le volume de C-S-H par consommation de la Portlandite. La Portlandite étant mieux cristallisée et plus rigide, on pourrait s'attendre, avec sa consommation dans le ciment hydraté, à une augmentation du fluage à long terme. [*Bamforth, 1980*] a observé que le fluage d'un béton à base de ciment Portland est plus important que celui d'une même formulation pour laquelle 30% de liant a été remplacé par des cendres volantes (**CF. FIGURE I-23**). Cette constatation est confirmée par d'autres études [*Ross, 1960* et *Bamforth et Bahra, 1979*] qui remarquent également une diminution de la déformation de fluage avec l'augmentation de la teneur en cendres. Cependant, selon [*Lothia et al., 1976*], au-delà de 15% de remplacement du ciment par des cendres, le fluage du béton augmente de façon significative (environ 25% de déformation supplémentaire).

En menant des études similaires avec différentes cendres volantes [*Ghosh et Timusk, 1981*] ont conclu que les résultats étaient conditionnés par la qualité des cendres volantes. Une cendre volante de bonne qualité entraînait un module d'élasticité équivalent à celui d'un béton de même résistance sans cendres, et permettait de réduire significativement le fluage. En revanche, lorsque la cendre utilisée est de moins bonne qualité, le fluage du béton est comparable à celui du béton de référence.

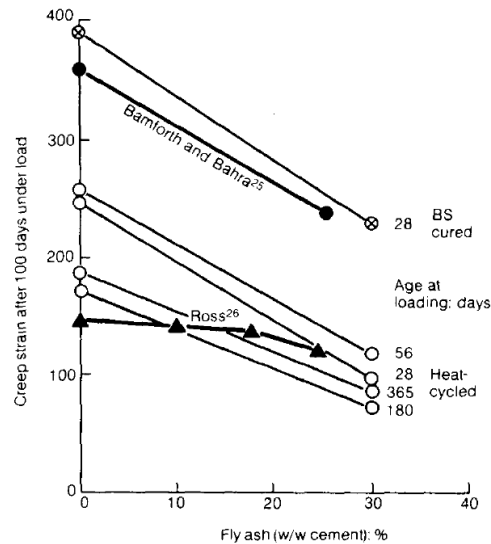


Figure I-23 : influence du taux de remplacement de ciment Portland par des cendres volantes sur la déformation de fluage à 100 jours pour un chargement de 25%Rc [Bamforth, 1980]

D'après [Li et Yao, 2001], la substitution de 30% de ciment par du laitier entraîne l'augmentation des résistances mécaniques du béton et une diminution des déformations de fluage (CF. FIGURE I-24). Ce constat est partagé par plusieurs auteurs [Bamforth, 1980, Wallage, 1973, Neville et Brooks, 1975 et Okada et al., 1960].

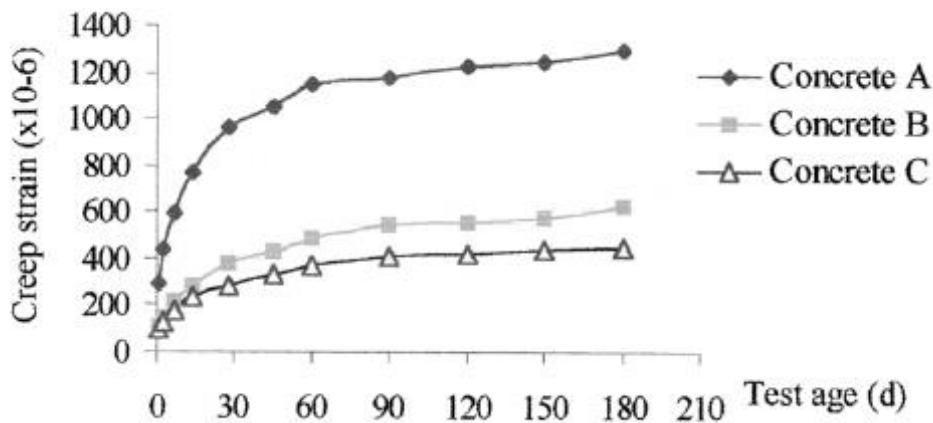


Figure I-24 : comparaison de la déformation de fluage total selon le type de béton : à base de ciment (A) et à base de laitier (B) [Li et Yao, 2001]

### I.5.1.3.2. Paramètres environnementaux

#### I.5.1.3.2.1. Le type de cure

D'après [Ladaoui, 2010], la réalisation d'une cure eau ou d'une cure endogène, avant la mise en charge, n'influencerait que peu la cinétique et l'amplitude du fluage propre du béton. Sur la FIGURE I-25, on remarque une différence d'amplitude qui peut, selon l'auteur, être expliquée par la différence d'âge du béton (chargement à 70 jours de cure endogène contre 14 mois de cure eau). Cependant, avec une cure endogène, l'eau est consommée pour l'hydratation du béton, le degré de saturation est par conséquent légèrement inférieur à 1, alors qu'en cure sous

eau il est égal à 1 au moment de l'essai puisque la porosité reste toujours saturée. Cette auto-dessiccation peut être responsable de microfissuration et d'apparition de fluage de dessiccation lorsqu'une contrainte est appliquée, ce qui expliquerait l'écart d'amplitude du fluage relevé par [Ladaoui, 2010].

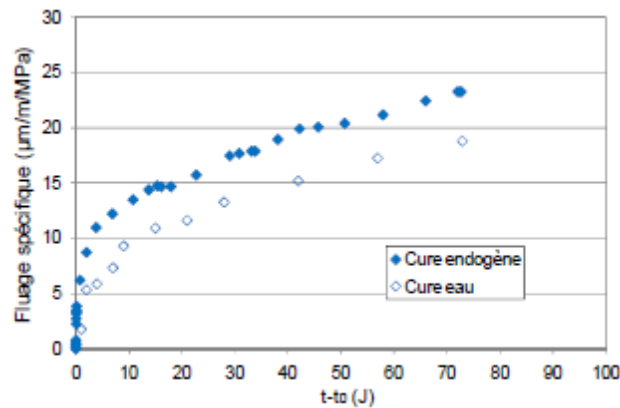


Figure I-25 : évolution du fluage propre spécifique d'un CEM I à 50 °C selon le type de cure [Ladaoui, 2010]

#### I.5.1.3.2.2. La température

D'après la campagne expérimentale menée par [Ladaoui, 2010], la déformation de fluage propre dépend de la température ambiante. Les résultats présentés à la **FIGURE I-26**, proviennent d'éprouvettes de béton à base de CEM I, chauffées à 20 °C ou 50 °C dès leurs sorties de cure eau, puis mises en charge à 30% de la résistance en compression plusieurs jours après la mise en température. Nous remarquons qu'avec la température la plus élevée, la cinétique ainsi que l'amplitude du fluage propre sont augmentées. En multipliant la température par 2,5, la déformation de fluage a elle était multipliée par 2,3. On retrouve un comportement quasi-linéaire entre le ratio de variation thermique et le ratio de variation du fluage propre. Pour cet auteur, cela provient d'une diminution de la viscosité de l'eau en température qui facilite le glissement des feuillets de C-S-H, accroissant ainsi la capacité de fluage du béton.

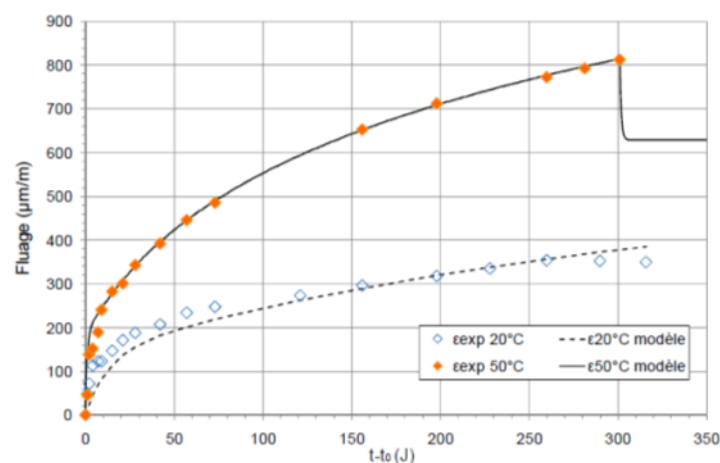


Figure I-26 : évolution du fluage propre d'un CEM I chargé à 30%  $f_{cm}$  à deux température 20 °C et 50 °C [Ladaoui, 2010]

Lorsque la température dépasse 50 °C, [Ladaoui, 2010] a remarqué que l'augmentation du fluage propre n'était plus linéaire avec la variation de température. Sur des éprouvettes chargées



à une température de 80 °C, il a trouvé un rapport de 5,5 entre la déformation de fluage à 80 °C et celle à 20 °C, alors que le rapport de température n'est « que » de 4. Les éprouvettes chauffées à 80 °C présentaient à la fin de l'essai de fluage (mais aussi celles chauffées sans chargement) des valeurs de modules de Young plus faibles, ce qui a mené l'auteur à conclure que l'effet thermique au-delà de 50 °C a un effet double : il cause de l'endommagement qui vient se coupler avec le fluage en augmentant son amplitude et sa vitesse.

L'autre cas de figure où la température vient modifier le fluage propre, est le cas où le béton est mis en charge puis soumis à une élévation de température. Dans ce cas particulier, en plus des effets précédemment décrits, un surplus de déformation est susceptible d'apparaître. Cette déformation, qui est connue sous le nom de Déformation Thermique Transitoire (DTT), sera traitée ultérieurement dans ce chapitre (**CF. I.5.3**).

### I.5.1.3.2.3. Le chargement

Le fluage étant une déformation différée se développant sous contrainte, l'intensité, la durée et le type de sollicitation sont autant de paramètres qui peuvent influencer son amplitude et sa cinétique. Généralement, trois types de fluage sont définis (**FIGURE I-27**) :

- *Le fluage primaire, ou fluage transitoire* est la période durant laquelle la vitesse du fluage diminue avec le temps.
- *Le fluage secondaire, ou quasi-visqueux* dont la cinétique est relativement constante dans le temps.
- *Le fluage tertiaire* caractérisé par une augmentation rapide de la vitesse de déformation jusqu'à entraîner la rupture.

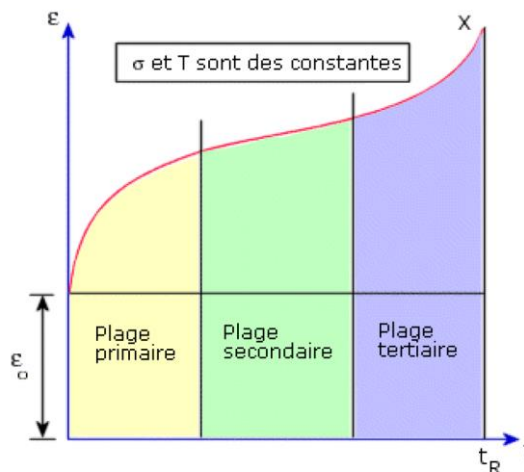


Figure I-27 : représentation qualitative des déformations sous charge sous température constantes avec  $\epsilon_0$  la déformation instantanée et  $t_R$  la date de rupture

L'intensité de la contrainte appliquée va générer deux comportements distincts :



- *Comportement viscoélastique vieillissant.* D'après [Acker, 1983] lorsque la contrainte appliquée en compression demeure inférieure à environ 45% de la résistance en compression du béton à la date du chargement, la vitesse de déformation initiale reste proportionnelle à la contrainte puis décroît ensuite avec le temps (**CF. FIGURE I-28**). Le béton reste dans un domaine élastique sans qu'aucun endommagement mécanique ne modifie son comportement (**CF. FIGURE I-29 PHASE (1)**).
- *Comportement viscoélastique non-linéaire.* Si la contrainte appliquée est supérieure à 45% de la résistance en compression du béton, un fluage secondaire est observable, voire un fluage tertiaire pour des contraintes très élevées. Dans ce cas, une non-linéarité apparaît entre le taux de contrainte et la vitesse de déformation, comme le montre la **FIGURE I-28**. Cette non-linéarité est la conséquence d'un endommagement mécanique, dû à une décohésion entre la pâte de ciment et le granulat et la création de microfissure à l'interface (**CF. FIGURE I-29 PHASE (2)**). Avec une charge de 80% de la résistance, les microfissures vont se propager de l'interface vers la pâte de ciment (**PHASE 3**). Au-delà de ce chargement, la rupture du béton est très probable à long terme puisque la propagation progressive des fissures dans la pâte de ciment risque d'engendrer la création de macro-fissure aboutissant à la rupture (**PHASE 4**).

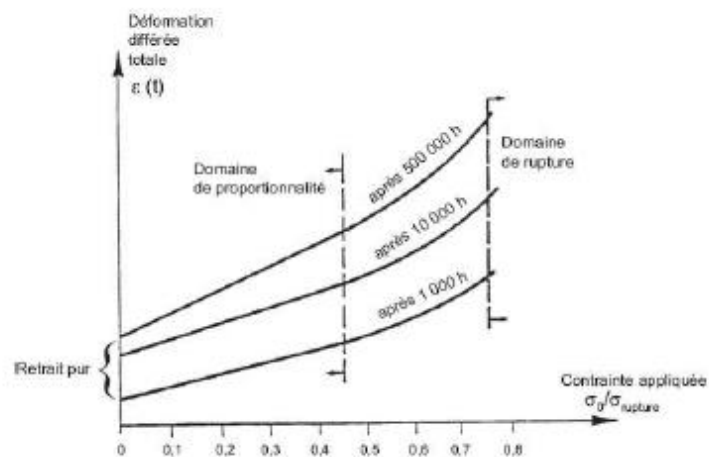


Figure I-28 : déformation différée totale en fonction de la contrainte permanente appliquée à différentes échéances [Acker, 1983]

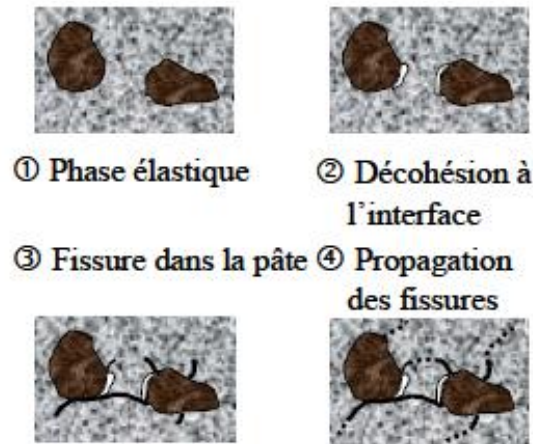


Figure I-29 : description des différentes phases de fissuration à l'interface pâte-granulat dues à la mise en charge à plusieurs taux de contrainte ( $30\% f_{cm}$  pour la phase 1, de  $30\%$  à  $80\% f_{cm}$  pour la phase 2,  $80\%$  à  $85\% f_{cm}$  pour la phase 3 et au-delà pour la phase 4) [Benboudjema, 2002]

L'endommagement, induit par la microfissuration créée lors du chargement, se développe alors en interaction avec le fluage. Des modèles ont ainsi été proposés pour tenir compte de ce cas de figure. En analysant ces modèles, [Ladaoui, 2010] répertorie deux types de couplage entre le fluage et l'endommagement :

- *Un couplage faible* : pour lequel le fluage n'entraîne pas d'endommagement mais où il est affecté par celui présent dans le béton. Cela permet d'accélérer la vitesse de fluage dans les bétons fissurés, sans pour autant mener au fluage tertiaire.
- *Un couplage fort* : pour lequel le fluage dépend toujours de l'endommagement, mais où il l'affecte à son tour. Seuls les modèles utilisant ce type de couplage permettent de modéliser le fluage tertiaire.

Dans le modèle de [Sellier et al., 2016] cette non linéarité est reliée à l'intensité du chargement déviatorique. D'autres auteurs utilisent la théorie de l'endommagement pour prendre en compte ce phénomène [Mazzotti et Savoia, 2003] utilisé aussi par [Briffaut et al., 2011 et Torrenti, 2016].

Pour appréhender le fluage sous contraintes multiaxiales, un coefficient de Poisson de fluage peut être considéré. En revanche, comme l'a rappelé [Benboudjema, 2002], il n'existe pas de lien direct entre les deux coefficients de Poisson (élastique et de fluage) puisqu'ils ne reposent pas sur les mêmes mécanismes. D'après une analyse bibliographique de [Benboudjema et al., 2000a] basée sur des expérimentations de fluage multiaxial, il existe une grande dispersion du coefficient de Poisson relevé, bien qu'une tendance entre 0,15 et 0,22 semble se dessiner.

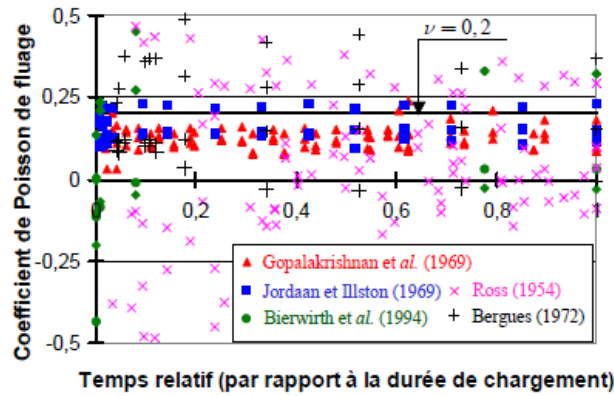


Figure I-30 : évolution du coefficient de Poisson de fluage sous sollicitations multiaxiales [Benboudjema et al., 2000a]

La connaissance de ce coefficient est pourtant primordiale pour pouvoir bien identifier le fluage sous contraintes multiaxiales. [Benboudjema, 2002] montre, à travers l'exemple d'un mur précontraint biaxialement, que la modification de ce paramètre engendre une variation importante des déformations (CF. TABLEAU I-10). Cependant, dans la littérature, les calculs de fluages multiaxiaux sont conventionnellement réalisés avec un coefficient de 0,2.

$\nu$	- 0,3	- 0,2	- 0,1	0	0,1	0,2	0,3
$\epsilon_{\theta\theta}^{flu} [\times 10^6]$	1455	1370	1285	1200	1115	1030	945
$\epsilon_{zz}^{flu} [\times 10^6]$	1210	1090	970	850	730	610	490

Tableau I-10 : déformations de fluage verticale et orthoradiale en fonction de la valeur du coefficient de Poisson [Benboudjema, 2002]

[Benboudjema, 2002] a montré que ce coefficient est variable au cours du temps et qu'il serait orthotrope (FIGURE I-31). Cependant, en dépit de la faible durée d'enregistrement des données, on remarque qu'au-delà de 20 jours, la valeur de ce coefficient aurait tendance à se stabiliser. De plus, l'âge du béton au moment du chargement, 21 jours, laisse à penser que l'hydratation n'était pas achevée lors de la mise sous contrainte et qu'elle aurait pu affecter la déformation durant la première période de l'essai. L'hypothèse d'un coefficient de Poisson constant pour le calcul du fluage à long terme semble donc être raisonnable.

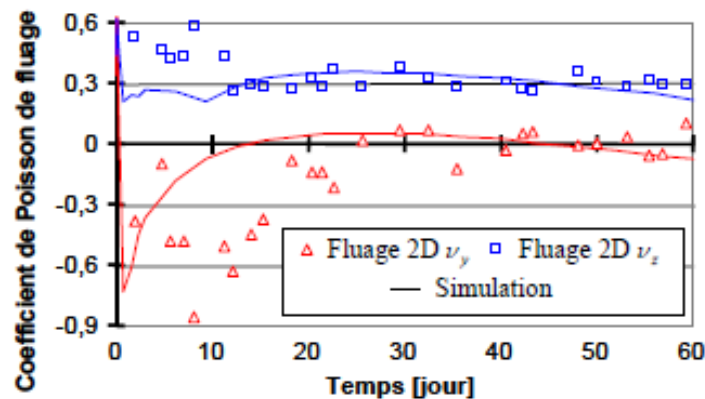


Figure I-31 : évolution du coefficient de Poisson de fluage [Benboudjema, 2002]

#### I.5.1.4. Modélisation

Le modèle analytique de l'Eurocode 2 pour les ouvrages d'art [Eurocode 2, 2006], n'est pas basé sur les mécanismes physiques à l'origine des déformations, mais sur des lois empiriques. Les valeurs obtenues avec cette méthode sont des valeurs moyennes et non pas des valeurs limites. La déformation de fluage propre ( $\varepsilon^{fp}$ ) est calculée à partir du coefficient de fluage ( $\varphi_b$ ) qui est, par définition, le rapport entre la déformation de fluage et la déformation élastique due à une contrainte appliquée à l'instant  $t_0$ , soit  $\frac{\sigma(t_0)}{E_c}$  avec  $E_c$  le module tangent du béton à 28 jours :

$$\varepsilon^{fp}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} \varphi_b(t, t_0) \quad (26)$$

Ce coefficient de fluage dépend à la fois du temps ( $t$ ) et de l'âge du béton au moment de la mise en charge ( $t_0$ ) (27).  $\varphi_{b0}$  correspond au coefficient gérant l'amplitude asymptotique du fluage à long terme. La résistance du béton au moment du chargement intervient elle aussi à travers le coefficient  $\beta_{bc}$ , ce qui suggère que le modèle considère la maturité du béton comme un paramètre influent. L'effet de la présence éventuelle de fumée de silice est pris en compte dans les formules de ces deux paramètres.

$$\varphi_b(t, t_0) = \varphi_{b0} \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}} \quad (27)$$

De plus, à travers les équations proposées par ce règlement, la partie réversible (recouvrance) du fluage n'est pas intégrée. Pour le calcul des ouvrages en béton armé ou précontraint, les valeurs par défaut présentées dans le **TABLEAU I-11** peuvent être utilisées.

Paramètres	Valeurs par défaut	
$\varphi_{b0}$	1,4	béton sans fumée de silice
	$\frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}}$	béton avec fumée de silice
$\beta_{bc}$	$0,4 \times \exp\left(3,1x \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right)$	béton sans fumée de silice
	$0,37 \times \exp\left(2,8x \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right)$	béton avec fumée de silice

Tableau I-11 : valeurs par défaut des coefficients du fluage propre [Eurocode 2, 2006]

Plusieurs chercheurs [Bažant et Prasannan, 1989, Bažant et Wittmann, 1982, Bažant, 2001, Benboudjema, 2002, et Benboudjema et al., 2005] utilisent l'équation (28) pour calculer la déformation de fluage propre à partir d'une fonction de complaisance en fluage  $J$ . Cette fonction est basée sur la linéarité observable entre la déformation et la contrainte appliquée lorsque celle-ci reste modérée (inférieure à 45% de la résistance en compression pour un chargement uniaxial (CF. FIGURE I-28)). Cette fonction est pratique pour les calculs analytiques et, lorsqu'elle admet une transformée de Laplace, permet de ramener le calcul de fluage à un calcul linéaire dans l'espace des transformées de Laplace, ce qui est largement exploitée par ces auteurs.

$$\varepsilon^{fp}(t, t') = J(t, t') \cdot \sigma \quad (28)$$

Où  $t$  désigne le temps,  $t'$  l'âge lors de la mise en charge et  $J(t, t')$  est le tenseur de complaisance de fluage. Dans le cas de contraintes variables, le principe de superposition de Boltzmann est appliqué. Dans le cas d'une contrainte uniaxiale modérée modélisée par des chaînes de Kelvin-Voigt (CF. **FIGURE I-32B**), et sans tenir compte de l'aspect vieillissant, la complaisance se décompose en une série de Dirichlet :

$$J(t) = \sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i} \left( 1 - e^{-\frac{k_i}{\eta_i} t} \right) \quad (29)$$

Où l'indice  $i$  désigne la chaîne de Kelvin-Voigt appropriée, et  $k$  et  $\eta$  sont respectivement la rigidité et la viscosité associées à cette chaîne. L'avantage principal du modèle de Kelvin-Voigt, réside dans le fait de ne pas être obligé d'utiliser la fonction de complaisance puisque l'équation (29) peut être écrite sous forme d'équations différentielles solubles de façon incrémentale.

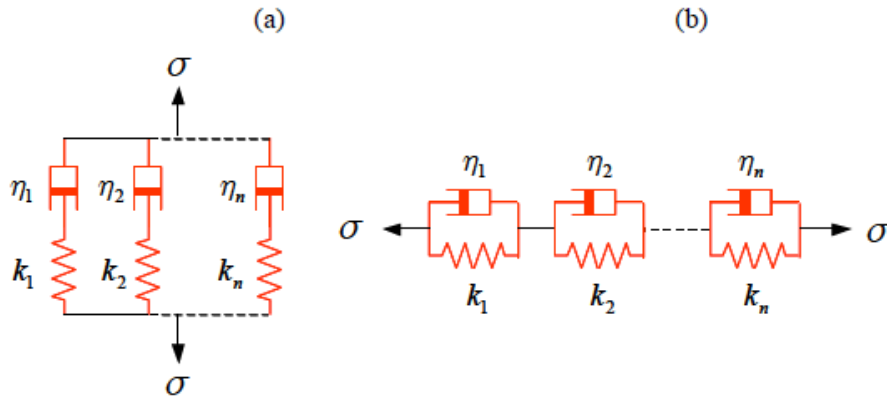


Figure I-32 : chaînes de Maxwell (a) et chaînes de Kelvin-Voigt (b)

En revanche, lorsque la fonction de complaisance est utilisée, comme pour l'Eurocode 2, les déformations de fluage sont directement reliées au temps et non pas à des phénomènes physiques. De plus, l'utilisation de ce type de complaisance amène à borner la déformation de fluage propre. Or, selon certains auteurs, et certaines expérimentations tel que la nanoindentation (CF. **I.5.1.2**), le fluage propre à long terme serait de forme logarithmique [Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009, Sellier et al., 2016 et Torrenti, 2016].

Il est possible d'introduire la notion de temps équivalent, en remplacement du temps réel, afin de tenir compte de certains paramètres tels que l'humidité relative interne ou la température. L'utilisation de cette méthode affecte la cinétique, mais pas l'amplitude de fluage propre. Or, expérimentalement, il a été mis en évidence que l'amplitude du fluage propre était affectée par la teneur en eau du béton et la température (CF. **I.5.1**). Pour compenser cela [Bažant et Prasannan, 1989, et Bažant et al., 1997] utilisent des fonctions croissantes  $r(h)$ , dépendantes de l'humidité relative interne, qui sont multipliées par la complaisance (30). Dans ce cas, l'amplitude du fluage est proportionnelle à la fonction  $r(h)$  choisie.

$$J(t, h) = J(t) \cdot r(h) \quad (30)$$

Lorsque la sollicitation extérieure est multiaxiale, on introduit à ces modèles, en plus de la complaisance uniaxiale  $J(t, t')$ , un coefficient de Poisson de fluage ( $\nu^f$  considéré comme constant dans le temps et isotrope) pour conserver une analogie avec la loi d'élasticité.

$$\bar{\varepsilon}^{fp}(t) = J(t, t') \cdot \bar{\sigma} \cdot (1 + \nu^f) - J(t, t') \cdot \nu^f \cdot \text{tr}(\bar{\sigma}) \quad (31)$$

Afin de prendre en compte l'origine physique de l'aspect vieillissant de la pâte de ciment, certains auteurs ont découplé la déformation de fluage du temps. [Bažant et al., 1997], par exemple, relie l'aspect vieillissant à la relaxation des micro-précontraintes (cf. I.5.1.2). Ainsi la déformation du fluage propre s'écrit :

$$\varepsilon^{fp}(t) = \frac{\sigma}{\eta(S)} \quad (32)$$

Où  $\eta(S)$  est la viscosité effective du matériau qui correspond à une fonction décroissante traduisant l'épuisement des sites de fluage par la relaxation des micro-précontraintes (variable  $S$ ). Cette fonction est modélisée par l'équation (33).

$$\frac{1}{\eta(S)} = c \cdot p \cdot S^{p-1} \quad (33)$$

$c$  et  $p$  sont supposés être des constantes positive et  $p > 1$  pour que la fonction décroisse avec la relaxation de  $S$ . Dans le cas où le béton est non séchant, la relaxation des micro-précontraintes peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\dot{S} = C_S \cdot c \cdot p \cdot S^p \quad (34)$$

où  $C_S$  est la rigidité qui s'oppose à l'écoulement.

D'autres types de modèles, élaborés sur des constatations physiques, existent. [Benboudjema, 2002, et Benboudjema et al., 2005] proposent de décomposer le fluage propre en une addition d'un fluage sphérique ( $\varepsilon_{fp}^{sph}$ ), correspondant à la migration de l'eau, et d'un fluage déviatorique ( $\varepsilon_{fp}^{dev}$ ), associé aux glissements des feuillettes de C-S-H (cf. I.5.1). Le fluage sphérique est partiellement réversible puisque les tensions capillaires empêchent la pénétration de l'eau dans la porosité des hydrates lors d'une réhumidification.

$$\begin{cases} \varepsilon_{fp}^{sph} = \frac{1}{3} \text{tr}(\varepsilon^{fp}) \\ \varepsilon_{fp}^{dev} = \varepsilon^{fp} - \varepsilon_{fp}^{sph} \end{cases} \quad (35)$$

Dans certains modèles, le fluage dérive directement des propriétés mécaniques du béton. [Zreiki et al., 2010 et Sellier et al., 2016] utilisent le degré d'hydratation du matériau pour considérer

les déformations au jeune âge. Une modélisation de l'hydratation, en se basant sur l'équation de De Schutter [*De Schutter et Taerwe, 1996*], a été proposée pour relier le degré d'hydratation et les propriétés mécaniques [*Sellier et al., 2016*].

Le modèle de fluage propre développé par [*Sellier et al., 2016*], est décomposé en deux parties : le fluage irréversible et le fluage réversible. Ces déformations sont basées sur l'existence d'un potentiel de déformation différée qui va être consommé par chaque déformation, ce qui se traduit par une consolidation du matériau. Grâce à la variable interne de consolidation, la vitesse de fluage dépend donc de l'état de consolidation déjà atteint, ce qui simplifie considérablement l'implantation des lois de fluage dans les codes aux éléments finis en préservant la forme logarithmique à long terme (pas d'asymptote contrairement aux chaînes de Kelvin-Voigt). On peut également tenir compte de la totalité de l'histoire Thermo-Hydro-Mécanique (THM) du matériau de façon relativement simple. Le fluage propre permanent ( $\varepsilon^{fpp}$ ) est associé à une chaîne de Maxwell non linéaire :

$$\dot{\varepsilon}^{fpp} = \frac{\varepsilon^E}{\tau^p \cdot Cc(\varepsilon^{fpp})} \quad (36)$$

$\varepsilon^E$  est la déformation élastique lors de la mise en charge,  $\tau^p$  est un temps caractéristique qui considère l'état initial du matériau et  $Cc$  est une fonction de consolidation prenant en compte les déformations antérieures (**cf. I.5.1.2**). Cette fonction de consolidation ne dépend pas du temps, car elle n'est pas reliée au degré d'hydratation du ciment, mais de l'histoire THM du matériau (**cf. I.5.1.3.1.1**). Le fluage propre réversible ( $\varepsilon^{fpr}$ ) est quant à lui représenté par une chaîne de Kelvin-Voigt :

$$\dot{\varepsilon}^{fpr} = \frac{1}{\tau^r} \left( \frac{\varepsilon^E}{\psi} - \varepsilon^{fpr} \right) \quad (37)$$

La déformation du fluage propre réversible tend vers une asymptote prise proportionnelle à la déformation élastique grâce au paramètre de calage ( $\psi$ ). Comme pour le fluage irréversible, la notion de temps caractéristique ( $\tau^r$ ) est introduite pour tenir compte des effets de la température (uniquement sur la viscosité de l'eau) et de la quantité d'eau présente dans le matériau sur la recouvrance différée. Ces effets modifient la cinétique de la recouvrance mais pas son amplitude puisqu'elle est définie comme une part de la déformation élastique. Ce modèle est détaillé dans la partie **II.3.1**.

### **I.5.2. Le fluage de dessiccation**

Lorsque le béton mis en charge est soumis aux échanges hydriques avec le milieu ambiant, on constate une déformation supplémentaire à la somme du fluage propre et du retrait en dessiccation, appelé « effet Pickett ». La littérature identifie deux parts de fluage de dessiccation



induites par deux mécanismes distincts pouvant les expliquer : une part structurale et une part intrinsèque.

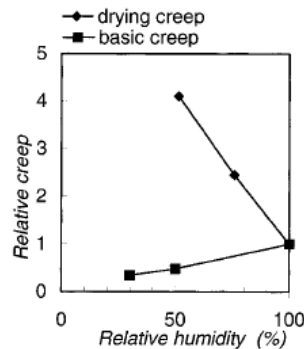


Figure I-33 : fluage à long terme sous condition d'hygrométrie variable [Acker et Ulm, 2001]

## I.5.2.1. Fluage de dessiccation structural

Nous avons expliqué auparavant que, lors du séchage, une éprouvette non chargée subissait des déformations de retrait de dessiccation dues à un déséquilibre hydrique provoquant alors des déformations différentielles entre le cœur et la surface du matériau. Un système d'autocontraintes dû aux déformations empêchées se met en place dans l'échantillon (**CF. I.4.5**), caractérisé par des contraintes de traction en surface pouvant engendrer de la microfissuration et une relaxation du matériau. Lorsqu'un chargement de compression est appliqué simultanément au séchage, la déformation obtenue devrait correspondre à la somme de celles des phénomènes élémentaires : retrait total (endogène et de dessiccation) et fluage propre. Or, expérimentalement, une déformation supérieure est observée. La part de déformation additionnelle est appelée fluage de dessiccation structural. Elle provient d'une modification de l'état de contrainte au sein de l'éprouvette suite à la mise en charge (**CF. FIGURE I-34**).

D'un point de vue structural, le chargement appliqué permet de prévenir l'ouverture des fissures dues au retrait de dessiccation et de mobiliser ainsi une plus grande part du retrait, en limitant le relâchement des autocontraintes dû à la fissuration de peau. Ce fluage de dessiccation structural constitue donc une part complémentaire de retrait de dessiccation.

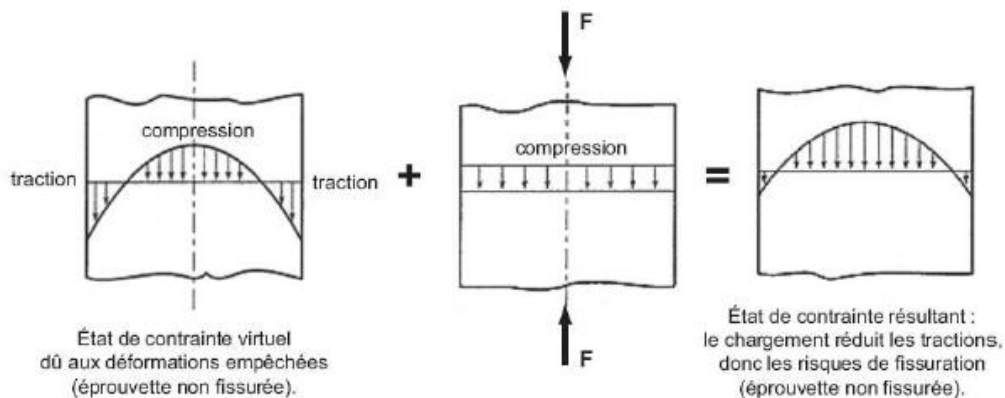




Figure I-34 : effet du chargement sur une éprouvette de béton en dessiccation [Pons, 1998]

### I.5.2.2. Fluage de dessiccation intrinsèque

Grâce à des confrontations entre des résultats d'essais expérimentaux et des prévisions numériques, [Bažant et al., 1997] ont montré que le fluage de dessiccation structural ne permettait pas d'expliquer à lui seul la déformation de fluage de dessiccation obtenue. [Reid et Sedra, 1998 cités par Benboudjema, 2002] étayaient cette idée en remarquant que des éprouvettes soumises au fluage de dessiccation en compression uniaxiale et en flexion, avaient des déformations de fluage spécifique différentes, alors que ce n'était pas le cas si elles étaient protégées de la dessiccation. Comme le retrait de dessiccation n'induit pas de courbure de flexion dans une poutre isostatique, ils ont supposé que cette différence était due à un mécanisme physico-chimique de fluage de dessiccation. Cette part intrinsèque du fluage de dessiccation ne peut pas être attribuée aux mêmes mécanismes que le fluage propre [Benboudjema, 2002]. Plusieurs mécanismes ont été suggérés afin d'expliquer ce phénomène encore mal compris. En voici une liste non exhaustive :

- *Théorie de la consolidation* [Ruetz, 1968] : basée sur une accentuation du départ de l'eau contenue dans la pâte de ciment sous l'effet d'un chargement de compression. L'évacuation de l'eau génère alors une contraction de la pâte de ciment. Cette théorie a toutefois été abandonnée puisque les mesures de pertes de masse d'éprouvettes chargées et non chargées n'ont montré aucune différence.
- *Le retrait induit par les contraintes* [Bažant et Chern, 1985] : basé sur le fait que la diffusion microscopique de l'eau, des zones d'adsorption empêchée vers les pores capillaires, accélérerait la rupture des liaisons entre les C-S-H.
- *La relaxation des micro-précontraintes* [Bažant et al., 1997] : l'humidité relative, grâce à son effet sur la pression de disjonction, entraînerait une modification de l'amplitude des micro-précontraintes, causant ainsi une variation volumique des hydrates (cf. I.5.1.2).
- *La concentration des contraintes sur le gel de C-S-H* [Brooks, 2001] : basée sur le fait que les contraintes macroscopiques sont reprises par l'eau, présente dans les pores du gel, et le squelette solide. Lors du séchage, le départ de l'eau redistribue les contraintes en augmentant la part reprise par le squelette solide.
- *La variation du rayon de courbure des ménisques* [Kovler, 2001] : basée sur la diminution du volume de béton et par conséquent du volume des pores sous l'effet du fluage de compression. Il en résulterait une réduction du rayon de courbure des ménisques dans les pores qui augmenterait la pression capillaire.
- *La variation des « micro-endommagements » intergranulaires* [Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009] : basée sur l'existence de micro-endommagements empêchés dans les zones de traction inter granulaires. Sous une sollicitation extérieure, la microfissuration intergranulaire serait modifiée. Elle serait en partie empêchée dans

le cas où le béton serait comprimé, ce qui conduirait à améliorer le transfert des efforts de la dépression capillaire de la cavité vers le matériau. Cela conduirait à une augmentation du retrait dans la direction du chargement. Selon cette théorie, ce serait donc un supplément de retrait par rapport à celui mesuré en condition libre, qui serait quant à lui incomplet.

### I.5.2.3. Réhumidification sous charge

Afin d'étudier la réversibilité du fluage de dessiccation, [Cagnon, 2015] a suivi l'évolution des déformations différées sous 2 cycles hydriques (**CF. FIGURE I-35**). Le béton avait initialement subi une cure humide de longue durée de 100 jours pour éviter tout couplage du fluage avec l'hydratation. Les échantillons ont été mis en fluage de compression dès la sortie de cure, certains étant maintenues sous hygrométrie stationnaire de 50% HR alors que d'autres étaient soumises à 2 cycles hydriques entre 50% HR et 98% HR. Chaque cycle a consisté en une phase de séchage avec une diminution de l'hygrométrie de 98% HR à 50% HR par palier de 10% pendant 7 jours, suivie d'une phase stationnaire à 50% HR puis une réhumidification jusqu'à 98% HR.

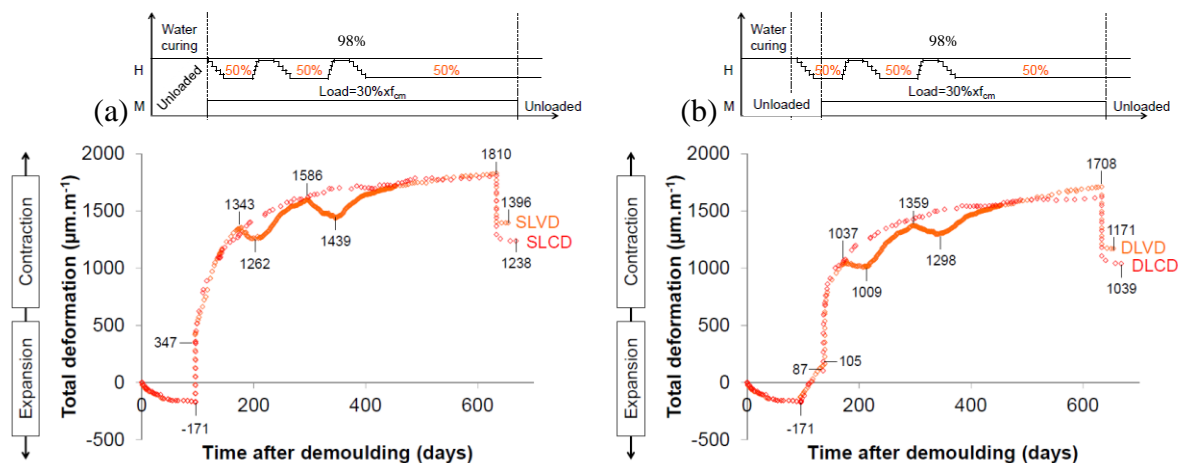


Figure I-35 : déformation totale à humidité relative constante 50% HR (SLCD, DLCD) et variable (SLVD, DLVD) après une cure eau (a) et une cure eau suivi d'une phase de retrait en dessiccation (b) [Cagnon, 2015]

Le premier constat est que durant les cycles de séchage/humidification, les déformations de dessiccation étaient, tout du moins en partie, réversibles. Pour un béton saturé avant l'action simultanée de la mise en charge et du séchage (**CF. FIGURE I-35 (A)**), l'amplitude du fluage de dessiccation n'est pas altérée par des cycles de réhumidification du matériau. Lors de la succession de cycles de réhumidification-séchage (99-50% HR), la déformation totale converge vers la même courbe enveloppe de déformation que celle d'un béton séchant à hygrométrie stationnaire de 50% HR.

Une deuxième partie de cette étude a consisté à réaliser le même programme expérimental de fluage à hygrométrie stationnaire et avec cycles hydriques, mais en ayant fait subir au béton un retrait de séchage préalable au chargement (**CF. FIGURE I-35 (B)**). On observe alors que la déformation à long terme avec ou sans cycles hydriques ne converge pas comme dans le cas

sans séchage avant la mise en fluage. Le retrait préalable atténue le fluage de dessiccation du fait de la microfissuration qui affecte la transmission des dépressions capillaires et de la moindre teneur en eau du béton lors du chargement. Néanmoins il semble que les cycles hydriques permettent de limiter cet effet d'atténuation puisque la déformation à long terme d'un matériau soumis aux cycles hydriques dépasse celle du même matériau soumis à une hygrométrie constante. En conclusion, la réhumidification précoce d'un béton en cours de séchage conduit à une capacité de déformation à long terme supérieure à celle qu'il aurait s'il n'avait pas été réhumidifié avant la mise en charge.

[*Gamble et Parrott, 1978*] ont réhumidifié du béton mis en dessiccation en l'enveloppant dans un tissu éponge mouillé. Leurs résultats sous éprouvettes chargées et non chargées sont présentés à la **FIGURE I-36** :

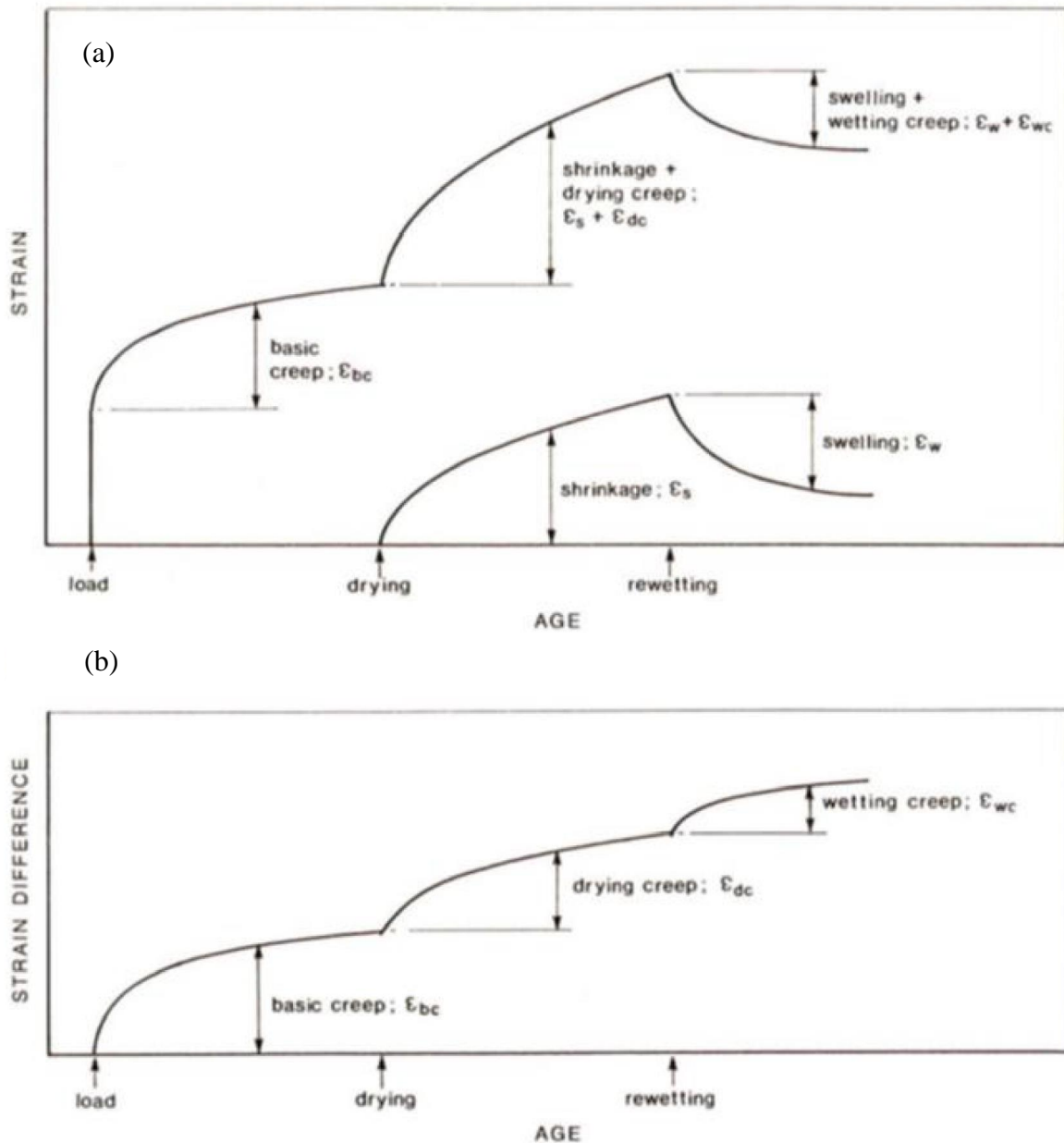


Figure I-36 : déformation totale du béton chargé et non chargé avec séchage puis réhumidification (a) et comportement de fluage uniquement (b) [Gamble et Parrott, 1978]

D'après les résultats de la **FIGURE I-36 (A)**, une partie des déformations est réversible en cas de réhumidification. Cette recouvrance est cependant plus importante sur l'essai de retrait que pour le béton sous charge. L'apport d'eau tendrait donc à amplifier la déformation de fluage. Ce surplus de déformation engendré est considéré par ces chercheurs comme étant du fluage d'humidification. On peut se poser la question de la pertinence de cette appellation puisqu'on a vu précédemment (**CF. I.5.1**) que le fluage propre était dépendant de la teneur en eau du matériau. Ainsi, en réhumidifiant le béton, une part de fluage propre a probablement été réactivée.

#### I.5.2.4. Couplage entre retrait et fluage de dessiccation

[Ali et Kesler, 1964] ont remarqué de nombreuses propriétés communes entre le fluage de dessiccation et le retrait de dessiccation, se traduisant par une relation de proportionnalité. Ils ont émis l'hypothèse que le fluage de dessiccation ne soit en réalité qu'une part de retrait de dessiccation activée par la contrainte, ce qui est en accord avec l'hypothèse proposée dans [Sellier et Lacarrière, 2009]. De plus, comme il existe une relation quasi-linéaire entre la perte de masse, qui est fonction de l'hygrométrie interne, et le retrait de dessiccation, la perte de masse et le fluage de dessiccation peuvent être reliés.

[Day et al., 1984 cités par Benboudjema, 2002] confirme, dans le cas d'une pâte de ciment, l'existence d'une relation linéaire lorsque le séchage est lent, ou bilinéaire si le séchage est rapide, entre la perte de masse et le fluage de dessiccation (**CF. FIGURE I-37**). Ce graphique montre que, lors d'une réhumidification, la déformation de fluage de dessiccation continue de se développer. Cependant, comme le fluage propre varie lui aussi proportionnellement à l'humidité relative interne, [Benboudjema, 2002] suppose que cette déformation additionnelle considérée comme du fluage de dessiccation soit en réalité du fluage propre.

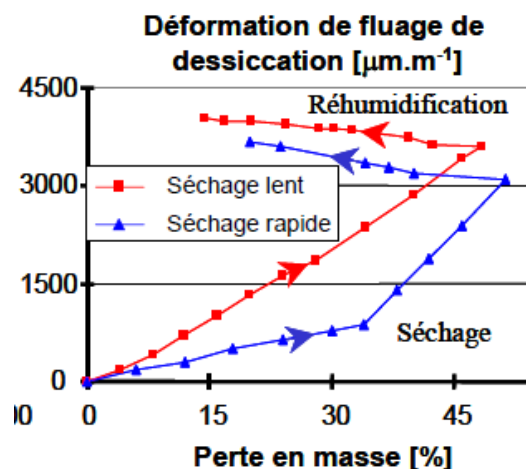


Figure I-37 : fluage d'une pâte de ciment en fonction de sa perte de masse selon la vitesse de séchage [Day et al., 1984]

#### I.5.2.5. Facteurs influents

### **I.5.2.5.1. Paramètres de composition**

#### **I.5.2.5.1.1. Rapport E/C**

Le fluage de dessiccation est lié à la quantité d'eau évaporable et par conséquent au rapport E/C qui conditionne à la fois la porosité ouverte et la quantité d'eau libre. Plus le rapport E/C est faible, moins il reste d'eau à l'état liquide et plus cette part de fluage sera restreinte.

#### **I.5.2.5.1.2. Les granulats**

Comme pour le fluage propre, une forte fraction volumique de granulat ainsi qu'une rigidité élevée réduirait la déformation de fluage de dessiccation. La bonne qualité de l'interface entre la pâte et le granulat permettrait aussi de le limiter [Makani, 2011], ce qui conforte l'hypothèse selon laquelle le fluage de dessiccation serait lié à l'endommagement inter granulaire de la pâte de ciment [Sellier et al., 2016].

#### **I.5.2.5.1.3. Les additions**

L'utilisation de filler calcaire ou d'additions minérales diminuant la porosité aurait un effet positif puisqu'ils atténueraient le fluage de dessiccation en densifiant la matrice cimentaire [Leung, 2015, Codina, 2007 et Li et Yao, 2001].

### **I.5.2.5.2. Paramètres environnementaux**

Comme pour le retrait de dessiccation, l'environnement extérieur joue un rôle important sur cette déformation. En effet, nous avons précédemment expliqué que la déformation fluage de dessiccation était directement liée au départ de l'eau interne du matériau. Or, comme le montre les isothermes (CF. FIGURE I-10), la teneur en eau du matériau varie avec l'humidité relative externe et la température. Il apparaît donc évident que la déformation de fluage de dessiccation augmente lorsque les conditions de séchage sont sévères.

De même que pour le fluage propre, la contrainte extérieure est l'action permettant au fluage de dessiccation de se développer. Ainsi, plus le taux de chargement est élevé, plus cette déformation est importante.

### **I.5.2.6. Modélisation**

De nombreux modèles de la littérature se basent sur des équations de linéarité entre le retrait et le fluage de dessiccation.

L'Eurocode 2 pour les ouvrages d'art [Eurocode 2, 2006] utilise un coefficient de proportionnalité ( $\varphi_d$ ) entre le retrait de dessiccation ( $\varepsilon^{rd}$ ) et la déformation de fluage de dessiccation ( $\varepsilon^{fd}$ ) (CF. (26)). Comme pour le fluage propre, ce coefficient gère l'amplitude de l'asymptote du fluage de dessiccation à long terme et la déformation est considérée comme

dépendante de la déformation élastique à  $t_0$ , qui correspond à la date d'application de la charge, avec  $E_c$  le module tangent du béton à 28 jours. Lorsque la modélisation du retrait de dessiccation tend son asymptote, il en est de même pour le fluage de dessiccation. Pour les calculs d'ouvrage en béton armé ou précontraint, la valeur par défaut du paramètre  $\varphi_d$  est de  $3,2 \cdot 10^3$  pour un béton sans fumée de silice et de  $1,0 \cdot 10^3$  pour un béton avec fumée de silice.

$$\varepsilon^{fd}(t, t_0) = \varphi_d \frac{\sigma(t_0)}{E_c} [\varepsilon^{rd}(t) - \varepsilon^{rd}(t_0)] \quad (38)$$

Ce type de modélisation a déjà été utilisé, notamment par [Ali et Kesler, 1964] qui ont émis l'hypothèse que le fluage de dessiccation ( $\varepsilon^{fd}$ ) soit en réalité une part de retrait activé par le chargement. Ils proposent donc de le modéliser proportionnellement au retrait de dessiccation ( $\varepsilon^{rd}$ ) via un paramètre constant ( $\psi$ ) tout en tenant compte de la contrainte appliquée ( $\sigma$ ) :

$$\varepsilon^{fd} = \varepsilon^{rd} \cdot \psi \cdot \sigma \quad (39)$$

[Bažant et al., 1997] proposent de relier le fluage de dessiccation aux « micro-précontraintes » (CF. I.5.2.2). Selon eux, la micro-précontrainte appliquée ( $S$ ) varierait avec l'humidité relative interne ( $h$ ) :

$$\dot{S} + c_0 \cdot S^p = -c_1 \frac{\dot{h}}{h} \quad (40)$$

Ainsi, les équations (32) et (33) permettraient de calculer simultanément le fluage propre et le fluage de dessiccation.

Un autre modèle, reposant sur la théorie du retrait induit par les contraintes [Bažant et Chern, 1985] (CF. I.5.2.2), est proposé par [Benboudjema, 2002]. Il permet, à travers les crochets de Macaulay sur la variation d'humidité relative interne  $\langle \dot{h} \rangle^-$ , de prendre en compte l'annulation de la vitesse de fluage de dessiccation lors d'une réhumidification (CF. I.5.2.4) :

$$\eta \cdot \dot{\varepsilon}^{fd} - \langle \dot{h} \rangle^- \cdot k \cdot \varepsilon^{fd} = -\langle \dot{h} \rangle^- \cdot \sigma \quad (41)$$

Avec  $\eta$  la viscosité et  $k$  la rigidité du matériau. On peut noter que si la vitesse de variation de l'humidité relative et la contrainte sont constantes, alors la déformation de fluage de dessiccation peut s'écrire sous la même forme que l'équation (28).

[Sellier et Buffo-Lacarrière, 2009 et Sellier et al., 2016] considèrent le fluage de dessiccation comme étant une amplification du retrait de dessiccation dans la direction chargée. Lorsqu'un effort de compression est appliqué en plus du retrait, l'interface pâte-granulat reste comprimée, ce qui empêche la microfissuration. Ainsi les tensions capillaires induisant le retrait sont toujours transmises dans la direction du chargement (CF. I.5.2.2). Cet effet est modélisé par une modulation du coefficient de Biot apparent ( $b^w$ ) en condition non-saturée.

$$\dot{\sigma} = \dot{\sigma}' + b^w \left( 1 + \frac{|\sigma|}{\sigma_{dc}} \right) \dot{P}^w \quad (42)$$

Le paramètre  $\sigma_{dc}$  permet de gérer l'effet de la tension capillaire en fonction de la contrainte appliquée  $\sigma$ , plus il diminue, plus l'effet de pression d'eau capillaire ( $P^w$ ) exercée sur le squelette solide est important.

### I.5.3. Cas particulier de la DTT

#### I.5.3.1. Observations expérimentales

Lorsqu'un matériau cimentaire est mis sous contrainte à une température ambiante puis soumis à une élévation de température, on observe un surplus de déformation par rapport à celle obtenue si le matériau avait été chauffé en premier puis mis en charge [*Schneider, 1988* et *Illston et Sanders, 1973*] (CF. **FIGURE I-38**).

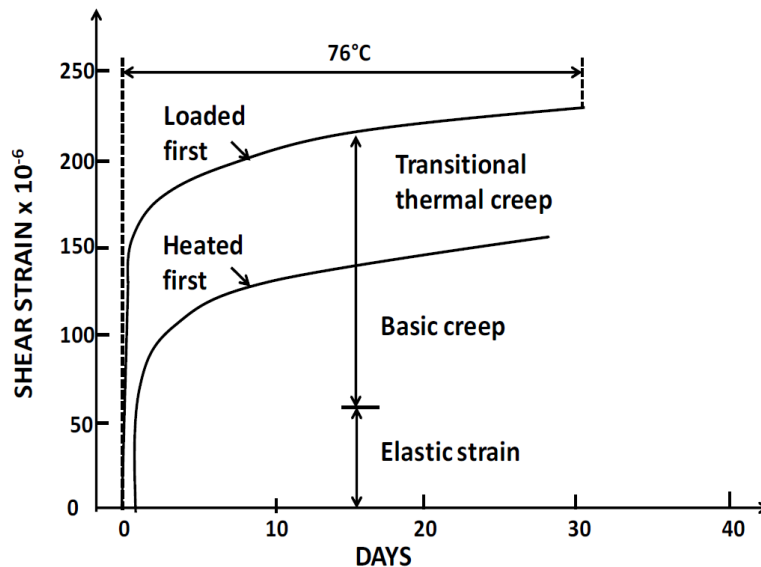


Figure I-38 : effet de la chronologie des sollicitations mécanique et thermique sur le comportement différé [*Illston et Sanders, 1973*]

Cette déformation supplémentaire est appelée Déformation Thermique Transitoire (DTT) ou fluage thermique transitoire. Elle dépend de la température de chauffage et est considérée comme indépendante du temps puisqu'elle n'apparaît que lors de la phase du chauffage [*Fahmi et al., 1972*] ; d'où la controverse sur l'appellation de fluage qui implique une variation dans le temps. La DTT est un phénomène irréversible car elle ne disparaît pas lors du refroidissement.

Selon la synthèse des essais menés par [*Khoury et al., 1985*], la DTT apparaîtrait uniquement lors d'essais en compression. De plus, elle serait fortement influencée par la teneur en eau du matériau, la vitesse de chauffage ou encore par la condition de conservation du matériau pendant l'essai.



Une des principales interrogations concernant la DTT est sa répétabilité en cas de cycle de refroidissement/chauffage. Selon [Fahmi et al., 1972], sa répétabilité dépendrait de la teneur en eau du matériau au moment de l'essai ainsi que du type de conservation. En effet, durant leurs essais, les éprouvettes en condition endogène avec un degré de saturation proche de 1 se caractérisaient par une DTT qui se répétait lors des cycles de température mais s'atténuait pour chaque nouveau cycle. En revanche, pour un matériau conservé en hygrométrie de 50%, la DTT n'apparaissait qu'une seule fois.

D'autres auteurs ont montré que l'amplitude de la DTT lors d'un second cycle de chauffage serait fortement amoindrie, voire inexistante si la température maximale atteinte lors des cycles demeurait identique [Khoury et al., 1985, Mindeguia et al., 2013 et Cagnon, 2015]. La DTT se produirait donc seulement lors de la première montée en température, et elle réapparaîtrait uniquement si la température atteinte lors de la montée précédente était dépassée.

### I.5.3.2. Mécanismes à l'origine de la DTT

Dans une étude sur pâte menée par [Hansen et Eriksson, 1966], les éprouvettes ont été chargées en flexion tout en étant stockées dans l'eau. L'eau a été ensuite chauffée et la DTT a été observée sur ces éprouvettes immergées. Ils en ont déduit que la déformation thermique transitoire est d'autant plus amplifiée que le degré de saturation est important. Pour expliquer ces résultats, ces auteurs suggèrent que la DTT est principalement due à la diffusion de l'eau interne dans la pâte de ciment, ainsi qu'à la modification chimique dans la pâte, sans détail supplémentaire. Ce constat de l'influence du degré de saturation est partagé par [Nguyen et al., 2017 et Cagnon, 2015] qui trouvent des déformations inférieures lorsque le béton a été conservé en condition endogène plutôt qu'en cure humide. Pour [Bazant et Chern, 1985], la DTT serait la conséquence d'une différence de potentiel chimique de l'eau, dans différentes zones de la pâte, qui dépendrait de la pression mécanique et la température. Pour rééquilibrer cette différence, une micro-diffusion de l'eau serait activée.

Pour [Khoury et al., 1985], l'explication de ce phénomène réside dans la dilatation thermique différentielle entre la pâte de ciment et les inclusions. En effet, lors du chauffage, si la température dépasse les 100 °C, la pâte va fortement se contracter par retrait de dessiccation prépondérant par rapport à sa dilatation, alors que les granulats vont eux se dilater. De plus, ces auteurs assimilent la DTT à des changements de phase moléculaire et de microstructure dans la pâte de ciment lors de l'élévation de température. Certains auteurs, [Hansen et Eriksson, 1966] émettent l'hypothèse qu'une partie de la DTT est liée à la microfissuration se développant à l'interface matrice/inclusion durant la phase de chauffage. Néanmoins, toujours selon eux, la totalité de cette déformation ne peut pas être attribuée à de la dilatation différentielle puisqu'elle ne serait dès lors pas observable sur la pâte de ciment. [Torrenti, 2017] rejoint cette idée de dilatation thermique différentielle entre les différents constituants du béton créant un endommagement. Il considère que la DTT correspond à une augmentation de la contrainte effective due à cet endommagement créé lors de la montée en température. Cependant, d'après



les résultats d'essais de module d'élasticité réalisés par [Cagnon, 2015] sur des éprouvettes ayant subi de la DTT et d'autres ne l'ayant pas subi, aucune différence n'a été constatée. Il en a déduit que la DTT n'engendre pas d'endommagement macroscopique du matériau.

D'autres auteurs [Sabeur et Meftah, 2008, Gawin et al., 2004, Mindeguia et al., 2013 et Nechnech et al., 2001] assimilent la DTT à un phénomène de dessiccation couplé à de la déshydratation des C-S-H. Tant que la température demeure inférieure à 105 °C, correspondant à la température minimale de déshydratation des C-S-H, le fluage de déshydratation n'apparaît pas. Le surplus de déformation développé pendant la phase transitoire ne serait donc qu'une amplification du fluage de dessiccation en condition thermo-hydrrique variable, comme ce qui est proposé par [Bažant et Chern, 1985 et Bažant et Kaplan, 1996]. Cependant, au vu des essais sur pâte immergée de [Hansen et Eriksson, 1966] permettant d'observer la DTT, l'explication de la déformation thermique transitoire par le fluage de dessiccation n'est pas justifiée. En effet, la part de fluage de dessiccation n'existe pas en condition endogène ou sous eau. Au-delà de 105 °C, la température modifie significativement la structure chimique du béton, et notamment des C-S-H, ce qui provoque une réduction importante des propriétés mécaniques du béton [Noumowe et al., 1996 et Schneider, 1988]. L'utilisation d'une variable de déshydratation par ces auteurs paraît donc être une approche intéressante lorsque l'ouvrage est soumis à de fortes élévations de température, mais ne suffit pas à expliquer l'observation de la DTT pour de faibles élévations de température, bien inférieures à 100 °C, comme à 40 °C [Cagnon, 2015].

Pour [Bažant et Kaplan, 1996, Bažant et al., 1997 et Bažant et al., 2004], l'origine de la DTT se localiserait dans les nanopores des C-S-H. Ce surplus de déformation consisterait en un glissement supplémentaire de leurs feuillets permettant un réarrangement de ces hydrates vers une configuration moins coûteuse en énergie.

D'après [Schneider, 1982], l'augmentation de température activerait le processus de fluage du béton par l'intermédiaire d'une diffusion de l'eau interfoliaire. Bien que cette théorie s'accorde avec celle de [Hansen et Eriksson, 1966], il faut noter qu'elle n'est pas suffisante pour expliquer l'influence de l'histoire THM démontrée précédemment. En effet, avec cette théorie, si le matériau est chauffé puis chargé, ou l'inverse, on devrait toujours observer le même surplus de déformation, or nous avons vu que ce n'était pas le cas (cf. I.5.3.1).

Enfin, [Cagnon, 2015] explique la DTT par un effet simultané de la mécanique et de la thermique. Sous l'application d'une contrainte mécanique, l'eau présente dans les nanopores des C-S-H se diffuse sous l'effet de la surpression activée par le chargement. Si le matériau est chauffé sous contrainte, cette diffusion de l'eau des nanopores serait plus importante. En effet, la viscosité de l'eau diminue avec la température et sa dilatation thermique empêchée par le chargement va entraîner une augmentation de la surpression qui amplifie la diffusion. Cette diffusion de l'eau des nanopores favoriserait le glissement et le réarrangement des feuillets de C-S-H. Avec ce mécanisme, la DTT ne peut pas se développer si le matériau a été consolidé par l'action mécanique avant la montée en température ou si le traitement thermique est

appliqué avant la mise en charge. Les travaux de [Nguyen *et al.*, 2017] sur des poutres précontraintes ont permis de confirmer le fait qu'un matériau ayant déjà subi de la consolidation développe peu de DTT. En effet, sur des éprouvettes cylindriques mises en compression à 60% de la résistance en compression ( $f_{cm}$ ) à 40 °C après 2 mois de cure endogène à 20 °C, la présence de DTT est observée. Mais pour des poutres précontraintes à 30% de la résistance en compression en condition endogène à 20 °C puis, après plusieurs mois, mises en flexion (60%  $f_{cm}$  atteint en fibre comprimée) et chauffées à 40 °C, la DTT était très atténuée. Selon eux, l'action de la précontrainte jusqu'à la mise en flexion de la poutre aurait consolidé le matériau de manière significative, ce qui ne limiterait significativement la DTT.

### I.5.3.3. Facteurs influents

#### I.5.3.3.1. Paramètres de composition

Peu d'études ont été menées sur l'influence des paramètres de formulation sur la DTT. Cependant pour [Thienel *et Rostasy*, 1996], le volume de granulats et le rapport E/C sont des paramètres influents. Plus il y a d'inclusions rigides dans le matériau et plus la DTT sera faible. En effet, étant donné que l'origine de cette déformation se situe dans la pâte de ciment, diminuer son volume restreint cette déformation. D'après [Mindeguia *et al.*, 2013], la nature des granulats n'influe pas sur la DTT pour des températures inférieures à 300 °C, ce qui va dans le sens d'un faible rôle de l'interaction granulat-pâte sur la DTT, et d'un mécanisme interne à la pâte.

#### I.5.3.3.2. Paramètres environnementaux et de chargement

Les conditions environnementales ont une influence évidente sur la DTT, en premier lieu la température. Plus la température est élevée et plus l'amplitude de la déformation sera significative. D'après [Schneider, 1982], elle dépend également du taux de chargement (**CF. FIGURE I-39**). Dans son étude, des éprouvettes ont été mises sous charge à plusieurs taux de contrainte de compression à 20 °C avant d'être chauffées jusqu'à leur rupture avec une forte cinétique (2 °C/min). L'éprouvette non chargée ( $L=0$ ) subit alors une dilatation qui augmente de façon non linéaire avec la température. Lorsque le matériau est chargé avant d'être chauffé, son comportement varie selon la température et le taux de chargement. Plus ce taux est important et plus l'éprouvette se contracte. Jusqu'à 30% de taux de chargement, la dilatation augmente fortement avec la température puis le béton subit de la contraction à partir de 600 °C. A partir d'un taux de chargement de 45%, la déformation de contraction de fluage et la déformation de dilatation engendrée par la thermique tendent à se compenser. Pour des forts taux de chargement (> 60%) le matériau ne subit quasiment plus que de la contraction quelle que soit la température. Au-delà de 600 °C, la forte contraction augmente significativement. Il a été montré précédemment qu'au-delà de 50 °C, les matériaux cimentaires subissaient un endommagement thermique (**CF. I.5.1.3.2.2**). A ces fortes températures, on est donc en droit de se demander si les comportements observés ne sont pas fortement conditionnés par cet

endommagement et par la modification chimique des C-S-H (déshydratation) plutôt que par la DTT.

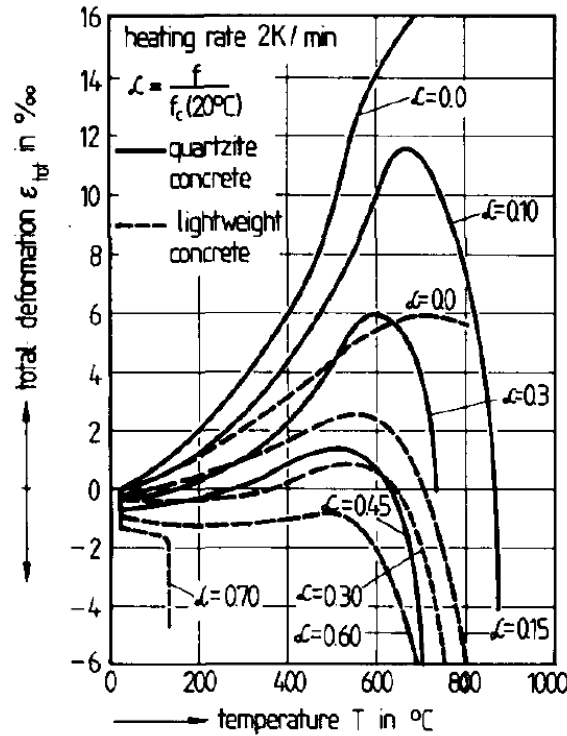


Figure I-39 : déformations totales de différents bétons soumis à plusieurs taux de contrainte puis chauffés à différentes températures [Schneider, 1982]

#### I.5.3.4. Modélisation

Pour [Anderberg et Thelandersson, 1976 et Nechnech et al., 2001], la déformation thermique transitoire ( $\varepsilon^{DTT}$ ) est proportionnelle au chauffage, ils modélisent alors la DTT de la façon suivante :

$$\frac{\partial \varepsilon^{DTT}}{\partial t} = -\beta_0 \frac{Q : \sigma'}{f c_0} \alpha \left[ \frac{\partial T}{\partial t} \right] \quad (43)$$

Cette équation tient compte de la résistance maximale du béton à 20 °C ( $f c_0$ ), du tenseur de contrainte effective appliquée ( $\sigma'$ ), du tenseur d'ordre quatre pour généraliser l'équation à un état tridimensionnel ( $Q$ ), du coefficient de dilatation thermique du matériau ( $\alpha$ ), de l'incrément de température, et d'un paramètre de calage ( $\beta_0$ ). Avec cette méthode, il est possible de simuler la déformation de tout matériau soumis à une élévation de température. Toutefois, en cas de cycle de température, la déformation thermique transitoire sera répétée autant de fois qu'il y a de cycles.

D'autres auteurs [Bazant et Chern, 1985] ne découplent pas la DTT des autres déformations de fluage (propre et dessiccation). Ils utilisent une seule équation (44) permettant de simuler la déformation totale de fluage ( $\varepsilon^{ftot}$ ) à des humidités et températures variables.

$$\varepsilon^{ftot} = \sigma \cdot J(T, t, t') \quad (44)$$

Dans ce cas, la complaisance ( $J$ ) permet de représenter la déformation du matériau à la date  $t$  causée par une contrainte appliquée à la date  $t'$ . Sans détailler davantage, on peut toutefois noter que la fonction  $J$  tient compte du module d'élasticité, de la teneur en eau, de la température et de la maturité du béton. [Schneider, 1988] utilise la même équation en découplant toutefois la complaisance du temps (elle est invariante après une période de quelques heures), mais en la reliant à la contrainte appliquée. En effet, selon lui, la rigidité du matériau ( $E$ ) doit être fonction de la température, mais aussi du chargement externe.

$$J(T, \sigma) = \frac{1 + K}{E(T, \sigma)} + \frac{\Phi}{E(T, \sigma)} \quad (45)$$

La fonction  $K$  permet de prendre en compte des déformations plastiques dans le cas où le chargement dépasse 50% de la résistance en compression du matériau. La fonction  $\Phi$  intègre la teneur en eau, la température, la contrainte externe, et la résistance en compression du matériau.

En s'appuyant sur l'équation (43), [Gawin et al., 2004] proposent d'introduire un paramètre d'endommagement thermochimique ( $V$ ) pour prendre en compte la microfissuration de la pâte de ciment à travers une diminution du module d'élasticité du matériau non endommagé mécaniquement ( $E_{ul}$ ) par rapport sa valeur initiale à 20 °C ( $E_0$ ).

$$V(T) = 1 - \frac{E_{ul}(T)}{E_0} \quad (46)$$

Si la température dépasse 105 °C, une variable d'endommagement a été ajoutée au paramètre  $V$  pour considérer l'effet de la déshydratation des C-S-H sur l'endommagement thermochimique (CF. FIGURE I-40). Lors de cycles de refroidissement/séchage, la déformation de fluage de déshydratation est irréversible, et non répétée en cas de chauffage à la même température.

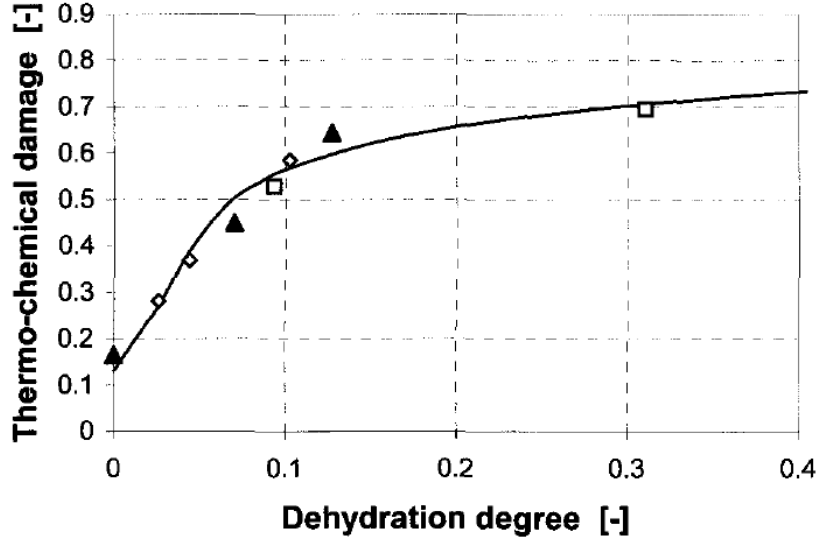


Figure I-40 : modélisation et données expérimentales de l'endommagement thermochimique avec le degré de déshydratation [Gawin et al., 2004]

En connaissant la déformation totale du béton sous contrainte ( $\varepsilon^{tot}(\tilde{\sigma}, T)$ ), la déformation totale sans charge ( $\varepsilon^{tot}(0, T)$ ), la déformation élastique à 20 °C ( $\varepsilon^{el}$ ), et la résistance en compression à 20 °C du matériau ( $f_{c0}$ ), ils en ont déduit la déformation de fluage thermique transitoire normalisée ( $\bar{\varepsilon}^{DTT}$ ) :

$$\bar{\varepsilon}^{DTT}(V) = \left[ \varepsilon^{tot}(\tilde{\sigma}, T) - \varepsilon^{tot}(0, T) - \frac{\varepsilon^{el}(\tilde{\sigma}, 20^\circ C)}{1 - V(T)} \right] \frac{f_{c0}}{\tilde{\sigma}(T)} \quad (47)$$

Où  $\tilde{\sigma}$  correspond au tenseur des contraintes effectives :

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma''}{(1 - d)(1 - V)} \quad (48)$$

Avec  $\sigma''$  le tenseur des contraintes effectives de Bishop, et  $d$  un paramètre d'endommagement mécanique défini comme le rapport entre le module d'élasticité en température du matériau chargé ( $E$ ) et le module du même matériau non chargé ( $E_{ul}$ ) :

$$d = 1 - \frac{E(T)}{E_{ul}(T)} \quad (49)$$

Finalement, l'incrément de déformation est obtenu en dérivant la déformation normalisée avec l'endommagement thermochimique :

$$\frac{d\varepsilon^{DTT}}{dV} = \frac{\partial \bar{\varepsilon}^{DTT}(V)}{\partial V} \frac{\tilde{\sigma}(T)}{f_{c0}} \quad (50)$$

Plus récemment, [Sabeur et Meftah, 2008] ont proposé de calculer le fluage thermique transitoire pour des températures comprises entre 105 et 400 °C (déshydratation) :

$$\frac{d\varepsilon^{DTT}}{dt} = \left( \frac{\alpha_{fd}}{fc} |hr| + \frac{\alpha_{fdh}(m_{hyd})}{fc} H(T - \hat{T}) \dot{m}_{hyd} \right) \mathbf{Q} : \boldsymbol{\sigma} \quad (51)$$

Où  $H$  est la fonction de Heaviside,  $hr$  est la valeur absolue du taux d'humidité relative,  $fc$  représente la résistance en compression,  $\alpha_{fd}$  et  $\alpha_{fdh}$  sont des paramètres du matériau pour le fluage de dessiccation et le fluage de déshydratation,  $\hat{T}$  correspond à la température seuil de 105 °C, et  $\mathbf{Q}$  représente le tenseur d'ordre quatre pour généraliser l'équation à un état tridimensionnel. La variable  $m_{hyd}$  est associée au taux de déshydratation :

$$\dot{m}_{hyd} = - \frac{\langle m_{hyd} - m_{eq}(T) \rangle^+}{\tau_{hyd}} \quad (52)$$

Où  $m_{eq}$  est la masse de déshydratation à l'équilibre atteinte à la température  $T$ , et  $\tau_{hyd}$  est le temps de relaxation de la déshydratation.

Ainsi, tant que la déshydratation n'est pas complète ( $m_{hyd} > m_{eq}$ ), un surplus de déformation assimilable à la DTT se produit en supplément du fluage de dessiccation d'après l'équation (51). Une fois la déshydratation complète, l'incrément de déformation sera uniquement dû à la dessiccation. On peut noter que ce modèle considère donc que la DTT n'existe qu'au-dessus 105 °C, ce que contredisent les observations d'autres études [Cagnon, 2015].

En se basant sur le modèle de déformation différée développé par [Sellier et al., 2009], [Cagnon, 2015] a ajouté une équation permettant de prendre en compte la DTT. Le modèle existant était fondé sur un ralentissement des cinétiques de fluage par un effet de consolidation qui diminue la viscosité du matériau en tenant compte de la déformation de fluage (cf. I.5.1.4). L'ajout réalisé permet d'intégrer la déformation thermique transitoire dans le coefficient de consolidation qui sera lui-même utilisé pour gérer la cinétique du fluage thermique transitoire.

$$\frac{\partial \varepsilon_I^{DTT}}{\partial t} = K_{DTT} \frac{\min(\sigma_I, 0)}{\exp(Cc_I)} \left[ \frac{\partial T}{\partial t} \right]^+ \quad (53)$$

Ainsi, selon cette équation, la déformation de fluage thermique transitoire ne peut être causée que par une contrainte principale directionnelle de compression ( $\sigma_I$ ), avec une variation de température positive. En cas de refroidissement ou de cycle de température, à condition qu'il ne dépasse pas la valeur maximale de température atteinte précédemment, il n'y aura pas de réversibilité ou de répétition de la DTT. Le coefficient de consolidation ( $Cc$ ) intègre les déformations de fluage.  $K_{DTT}$  est un paramètre de calage dont la valeur est comprise entre  $1,2 \cdot 10^{-6}$  et  $1,5 \cdot 10^{-6}$  pour simuler les données expérimentales des essais de [Cagnon, 2015]. Toutefois, cette équation est purement empirique puisqu'elle a été établie pour correspondre au mieux aux déformations observées durant cette étude, mais sans se baser sur des explications physiques autre que l'action couplée entre la DTT et la consolidation.

## I.6. Conclusions

Avec ce premier chapitre dédié à l'analyse de la littérature en lien avec les objectifs de cette thèse, nous avons dressé une synthèse des connaissances actuelles sur la microstructure des matériaux cimentaires et sur leur comportement, ainsi que celui de leurs constituants, sous conditions THM variables. Il était important, du point de vue de nos problématiques, de bien comprendre l'influence de chaque élément sur le comportement du matériau béton afin de pouvoir proposer un modèle basé sur des mécanismes physiques capable de simuler les déformations (et notamment la DTT) à long terme d'un matériau à base cimentaire suivant des chronologies de conditions THM diverses.

Nous nous sommes intéressés plus précisément au comportement différé des bétons. Pour cela, nous avons traité de manière distincte les déformations libres (retrait) de celles sous charge (fluage). Les principaux mécanismes proposés dans la littérature ont été présentés ainsi que les paramètres influents pour chaque type de déformation. Dans l'optique d'intégrer le risque d'apparition de la DTT au modèle de fluage pour simuler de façon réaliste le comportement du tunnel de stockage, nous nous sommes focalisés sur les différentes études ayant investigué cette déformation. Nous avons pu constater que la DTT demeurerait encore méconnue et que les quelques chercheurs l'ayant étudié proposaient des mécanismes relativement différents. Les conditions d'essais (teneur en eau initiale, amplitude et vitesse de montée en température notamment, propriétés des matériaux testés, etc.) semblent avoir une influence importante. Des études montrent des résultats contradictoires, ce qui traduit que des paramètres influents ne sont pas clairement identifiés. En effet, pour certains auteurs, la DTT n'est pas répétée lors de cycle de chauffage/refroidissement alors que, pour d'autres, elle apparaît à chaque chauffage. Globalement, on peut tout de même noter qu'à de fortes températures ( $>105\text{ }^{\circ}\text{C}$ ), cette déformation serait due à la modification chimique des hydrates. Pour la gamme de température qui nous intéresse ( $20 - 50\text{ }^{\circ}\text{C}$ ), des mouvements d'eau à l'échelle des hydrates seraient principalement à l'origine de la DTT. Certains chercheurs qualifient cette diffusion comme étant un effet de la dessiccation alors qu'elle apparaît en condition endogène, donc non séchante, quand d'autres l'attribuent à des réarrangements micro-structuraux.

Enfin, l'aspect modélisation de chaque déformation a été traité de manière non exhaustive. Le modèle présenté dans [Sellier et al., 2016] a été notamment introduit puisque nous l'utiliserons dans la suite de nos travaux afin de modéliser nos essais. Nous nous fixons dès lors comme premier objectif l'introduction de la DTT dans ce modèle en se basant sur des considérations microstructurales elles-mêmes en accord avec les observations expérimentales réalisées en laboratoire sur éprouvettes de béton.

**Chapitre-II. Modélisation poromécanique de  
l'influence de l'eau sur le comportement transitoire  
du béton en température**





## II.1. Introduction

Les conditions environnementales de température et d'hygrométrie jouent un rôle significatif sur la déformation de fluage du béton. Dans le cas particulier où un matériau cimentaire est mis sous contrainte mécanique à une température ambiante puis soumis à une élévation de température, un surplus de déformation est constaté par rapport à celle obtenue si le matériau avait été chauffé préalablement à l'application d'une contrainte [*Schneider, 1988* et *Illston et Sanders, 1973*]. Cette déformation irréversible, présentée dans le chapitre bibliographique (**CF. I.5.3**) est nommée Déformation Thermique Transitoire (DTT). Elle n'a été observée que lors de la période de chauffage [*Fahmi et al., 1972*]. Elle est modélisée notamment par [*Bazant et al., 1997*]. Toutefois, la modélisation qu'ils proposent ne s'accordent que partiellement avec les résultats expérimentaux obtenus lors de la thèse de [*Cagnon, 2015*]. Il est donc nécessaire de proposer une modélisation en accord avec l'ensemble des résultats expérimentaux acquis à ce jour.

La première partie de ce chapitre concerne l'étude qualitative des phénomènes physiques jouant un rôle sur la DTT qui permettront par la suite de proposer une modélisation. D'après les données de la littérature, il existe plusieurs hypothèses sur l'origine de la DTT. Certaines de ces hypothèses basées sur les phénomènes de séchage, de déshydratation, d'endommagement ou de dilatation différentielle pâte/granulats, ne permettent pas d'expliquer la DTT observable expérimentalement en condition saturée, sur des pâtes de ciment ou encore à des températures inférieures à 100 °C. En revanche, une hypothèse de mouvements d'eau entre deux échelles de porosité, couplé à une réorganisation des C-S-H, permet de satisfaire toutes ces conditions. La modélisation proposée sera donc basée sur ce phénomène physique comme postulat de départ, mais celui-ci sera approfondi afin de comprendre le mécanisme d'activation des mouvements d'eau ou encore son impact sur la viscosité du matériau.

La seconde partie de ce chapitre sera dédiée à la modélisation de la DTT. Des équations basées sur les phénomènes physiques observés dans la première partie seront présentées, tout comme le modèle existant dans lequel elles seront implantées. Etant donnée le manque de connaissances actuel sur le comportement de l'eau à l'échelle de la nanoporosité des C-S-H, ses caractéristiques telles que sa dilatation thermique ou sa viscosité, seront supposées identiques à celles de l'eau libre. A l'aide de ce nouveau modèle ainsi établi, les résultats expérimentaux de [*Cagnon, 2015*] seront modélisés et serviront à des simulations du comportement mécanique d'un tunnel de stockage de déchets radioactifs selon différents scénarii thermomécaniques. Ces simulations permettront de déterminer les conditions permettant à l'Andra d'éviter l'apparition du phénomène de DTT.

## II.2. Phénomènes physiques

En se basant sur les mécanismes proposés dans la littérature (**CF. I.5.3.2**), le phénomène de DTT est supposé associé à de la diffusion d'eau entre les nanopores des C-S-H et les pores

capillaires [*Hansen et Eriksson, 1966, Bažant et Kaplan, 1996, Bažant et al., 1997, Bažant et al., 2004, Schneider, 1982 et Cagnon, 2015*]. La nanoporosité des C-S-H est considérée comme une zone d'adsorption empêchée. A la surface d'un feuillet de C-S-H, une épaisseur de 5 molécules d'eau peut être adsorbée librement. Or, leurs feuillets étant séparés par un espacement inférieur à 10 molécules d'eau, l'adsorption libre ne peut pas être réalisée en raison du manque d'espace et des forces s'exerçant entre les feuillets. Cette porosité est supposée toujours saturée pour notre plage de variation hydrique de 11% à 100% HR à température ambiante [*Jennings, 2004*]. Au-delà de 105 °C, le modèle proposé ne sera sans doute plus suffisant en raison des possibles modifications des propriétés des C-S-H (déshydratation) [*Sabeur et Meftah, 2008, Gawin et al., 2004, Mindeguia et al., 2013 et Nechnech et al., 2001*]. Ainsi, le modèle développé ici n'est valable que dans une gamme de température et de séchage associée au maintien des hypothèses de saturation des zones interfoliaires et de stabilité chimique des C-S-H.

Le mécanisme pour activer la diffusion de l'eau contenue dans les nanopores vers les capillaires est certainement la différence de pression d'eau entre ces deux porosités [*Vlahinić et al., 2013*] schématisée sur la **FIGURE II-1**. Cette différence de pression peut être induite soit par les dilatations thermiques différentielles entre l'eau présente dans les nanopores dans les C-S-H et l'eau capillaire, soit par la modification rapide de la pression d'eau capillaire ( $P^w$ ). Si un matériau est soumis à une élévation de température rapide, la dilatation de l'eau présente dans la nanoporosité provoque une surpression dans l'eau interfoliaire ( $P^n$ ) qui n'a pas le temps de s'échapper et vient modifier la distance interfoliaire des C-S-H, ce qui entraîne une modification des forces de liaison interfoliaire. Si, au même moment, une contrainte de cisaillement est appliquée entre deux feuillets voisins, alors il est concevable que cela puisse engendrer une rupture de certaines liaisons, et par conséquent diminuer la résistance au cisaillement inter-feuillet, réduisant par la même la viscosité apparente des C-S-H (**CF. FIGURE II-1 (B)**). Comme les C-S-H sont les principaux responsables du fluage macroscopique, celui-ci s'en trouve également accéléré momentanément et c'est cette accélération que l'on nommerait DTT. Cette explication repose sur l'hypothèse que plus les feuillets sont éloignés, plus les forces d'attraction entre eux sont supposées faibles et plus le glissement des feuillets est facilité. Cette hypothèse est détaillée par les calculs en dynamique moléculaire réalisés par [*Palkovic et al., 2015*].

La différence de pression engendrée entre l'eau des nanopores et les capillaires est supposée provoquer la diffusion des molécules d'eau de la zone en surpression vers l'autre porosité, jusqu'au rééquilibrage des pressions. Par conséquent, si le matériau est chauffé bien avant le chargement mécanique, la diffusion en question sera achevée avant que le chargement ne soit appliqué, et le fluage ne sera pas affecté par la DTT, le matériau va par conséquent moins fluer que s'il était chauffé alors qu'il était déjà chargé, puisque la différence de pression aura alors disparue [*Sellier et al., 2019*].

On peut schématiser ce mécanisme de la façon suivante : lorsque la diffusion est achevée et que le système est de nouveau dans un état stable, les liaisons rompues entre les C-S-H sont « réparées » (**CF. FIGURE II-1 (C)**). Le système se retrouve alors dans un nouvel état, due à la déformation de DTT, mais la viscosité du matériau après la diffusion est redevenue la même qu'avant le chauffage puisque les liaisons ont été « recréées ».

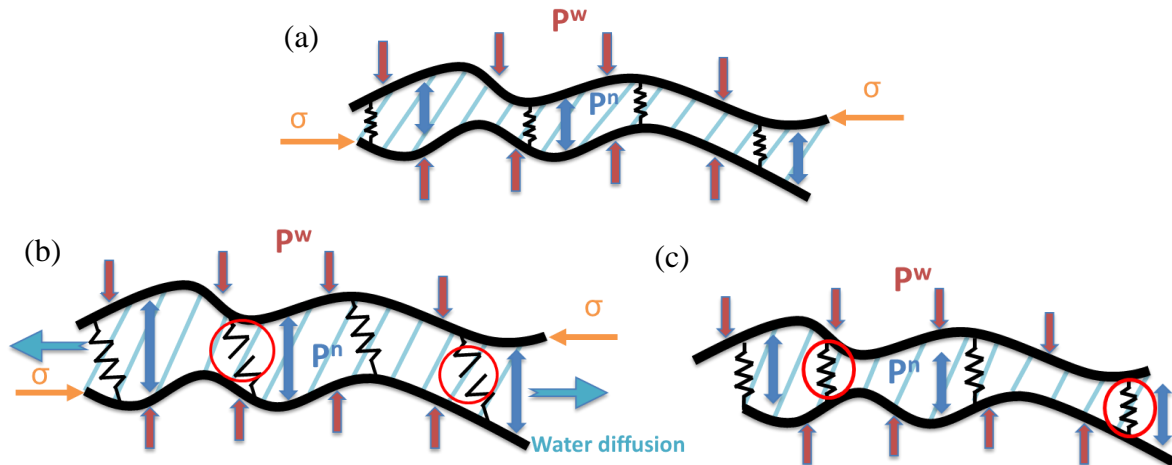


Figure II-1 : schéma de configuration des C-S-H sous charge ; (a) état stable de référence avant chauffage, (b) état lors d'une élévation thermique rapide, les feuillets s'éloignent, ce qui facilite le cisaillement, (c) retour à un état stable après évacuation d'une quantité d'eau de l'inter-feuillet nécessaire pour rééquilibrer les pressions

### II.3. Modélisation

Dans cette partie, les phénomènes physiques précédemment décrits vont être mis en équation afin de pouvoir être implantés dans un modèle de fluage existant. Puis, une courte étude paramétrique sera réalisée sur le nouveau modèle proposé afin de mieux comprendre le rôle des paramètres de calage. Le modèle sera ensuite éprouvé sur les déformations expérimentales obtenues par [Cagnon, 2015], sur des éprouvettes cylindriques de béton dans différentes conditions thermomécaniques. Avec les paramètres obtenus, le modèle sera utilisé pour simuler le comportement d'un tunnel de stockage de déchets nucléaires sous plusieurs scénarii thermomécaniques.

#### II.3.1. Modélisation de la viscosité du béton

Le modèle macroscopique du comportement différé du béton proposé par [Sellier et al., 2016] va être utilisé et amélioré afin de prendre en compte l'influence de l'eau des nanopores sur la viscosité du béton. Dans ce modèle, le ralentissement des cinétiques de fluage est dû à un phénomène de consolidation présenté à la **FIGURE II-2**. Lorsqu'une contrainte est appliquée au matériau, elle est distribuée entre les phases visqueuses (en orange sur la **FIGURE II-2**) et les phases élastiques plus rigides telles que les granulats par exemple (en noir sur la **FIGURE II-2**). Cette hypothèse a, par la suite, été validée par [Bernachy-Barbe et Bary, 2019] qui, à l'aide d'une modélisation mésoscopique, ont clairement démontré le phénomène de consolidation. Ainsi, avec le temps, les phases visqueuses responsables des déformations

différées, se déchargent progressivement car leur contrainte est transmise aux phases élastiques (non visqueuses). Cela a pour conséquence de ralentir la cinétique de déformation différée.

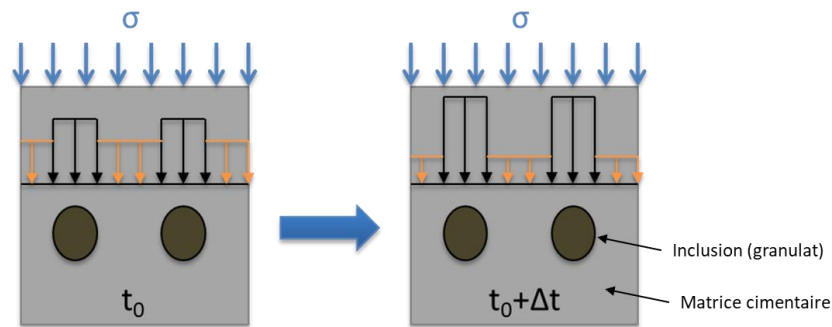


Figure II-2 : schéma de principe du phénomène de consolidation

Cette fonction de consolidation suppose qu'il existe un potentiel de déformation différée intrinsèque au béton, et que chaque déformation de retrait ou de fluage consomme ce potentiel et consolide donc le matériau, ce qui a pour effet de ralentir la cinétique de déformation. La déformation de fluage est notée  $\varepsilon^{MC}$ , elle est calculée via un modèle de Maxwell non linéaire dans lequel la viscosité apparente du matériau augmente avec la déformation de fluage, devenant très grande lorsque la déformation de fluage tend vers le potentiel de fluage (CF. II.3.1.1). C'est ce phénomène qui cause la décroissance permanente de la vitesse de fluage. Cependant, il a été observé (CF. FIGURE II-3) que la DTT ne modifiait pas la cinétique de fluage à long terme du béton [Cagnon et al., 2018].

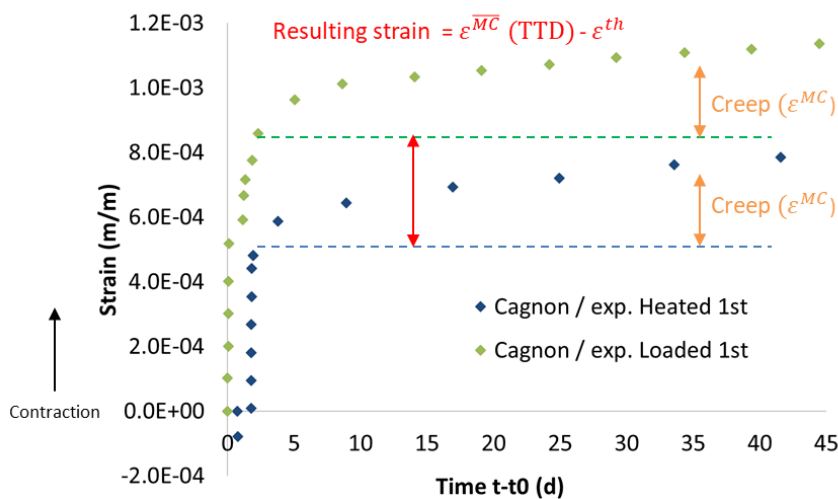


Figure II-3 : comparaison des déformations sous charge d'un BHP soit chargé puis chauffé (vert), soit chauffé puis chargé (bleu) d'après [Cagnon et al., 2018]

En effet, il a été précédemment montré qu'à la fin de la période transitoire (lorsque l'augmentation de la température est terminée depuis plusieurs jours par exemple), la viscosité du matériau était redevenue la même qu'avant le chauffage (CF. II.2). Cela signifie que la DTT n'a pas d'impact sur la cinétique du fluage à long terme puisque celui-ci dépend de la viscosité apparente du matériau. On peut donc considérer que la DTT est une déformation visqueuse qui n'a aucun effet sur le processus de consolidation. D'un point de vue macroscopique, le

phénomène est similaire à une « fluidification » temporaire du béton qui se termine approximativement avec l'arrêt de la montée en température. Comme le fluage propre et la DTT sont tous deux des déformations visqueuses, mais que seul le fluage propre entraîne une consolidation, la déformation totale de fluage irréversible ( $\varepsilon^M$ ) (54) doit être décomposée en deux parties : une déformation consolidante ( $\varepsilon^{MC}$ ) (correspondant au fluage propre initialement proposé dans le modèle, cf. II.3.1.1) et une déformation non-consolidante ( $\varepsilon^{\overline{MC}}$ ) (correspondant à la DTT, cf. II.3.1.3).

$$\frac{\partial \varepsilon^M}{\partial t} = \frac{\partial \varepsilon^{MC}}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon^{\overline{MC}}}{\partial t} \quad (54)$$

Nous allons par la suite détailler les équations permettant de gérer ces deux composantes du fluage.

### II.3.1.1. Le fluage permanent

Le premier terme de l'équation (54) correspond au modèle préexistant, le fluage permanent (55) y est calculé dans chaque direction principale par une équation de Maxwell ( $\varepsilon_I^{MC}$ ), dans laquelle la contrainte est substituée par la déformation élastique afin de considérer automatiquement l'effet de Poisson sur la vitesse de fluage. Le temps y intervient via un temps caractéristique ( $\tau_I^M$ ) qui dépend de l'état actuel de déformation de fluage comme nous le verrons par la suite :

$$\frac{\partial \varepsilon_I^{MC}}{\partial t} = \frac{\varepsilon_I^E}{\tau_I^M} \cdot C^W \quad (55)$$

Dans cette équation, le coefficient  $C^W$  (56) prend en compte l'influence de l'eau contenue dans le matériau sur la cinétique de son fluage. L'action de la température sur la viscosité de l'eau ( $C_T^W$ ) y est intégrée par une loi d'Arrhenius (57) où  $E_W^a$  correspond à l'énergie d'activation de la viscosité de l'eau ( $\approx 17\,000$  J/mol),  $R$  est la constante des gaz parfaits (8,31 J/mol/K) et  $T_{ref}$  est la température de référence pour laquelle  $\tau_I^M$  est calé. Comme les propriétés des C-S-H sont directement reliées au volume d'eau contenu dans le béton, l'équation (58) correspond directement au degré de saturation de la porosité noté  $Sr$ , ce qui permet de réduire d'autant plus la cinétique de fluage que le béton est sec.

$$C^W = C_s^W \cdot C_T^W \quad (56)$$

$$C_T^W = \exp\left(-\frac{E_W^a}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}}\right)\right) \quad (57)$$

$$C_s^W = Sr \quad (58)$$

Le temps caractéristique est défini par l'équation (59) où  $\tau_{ref}^M$  est un paramètre de calage caractéristique de la cinétique initiale de fluage d'un béton saturé jamais mis en charge au préalable.

$$\tau_I^M = \tau_{ref}^M \cdot C_I^c \quad (59)$$

La fonction  $C_I^c$  est appelée fonction de consolidation (60), c'est elle qui permet de modifier la cinétique de fluage en fonction de la déformation de fluage atteinte et des conditions thermomécaniques à travers le coefficient  $k$  (61).

$$C_I^c = \frac{1}{k} \exp \left( \frac{1}{k} \left( \frac{\varepsilon_I^{MC}}{\varepsilon_I^E} \right)^+ \right) \quad (60)$$

En conservant la partie positive du rapport des déformations, la consolidation ne peut pas être plus petite que la valeur  $\frac{1}{k}$ . Lorsque le matériau sous charge subit des déformations différées (retrait, fluage), la fonction  $C_I^c$  va augmenter en relation avec  $\varepsilon_I^{MC}$ , synonyme d'une consolidation entraînant une diminution de la vitesse de fluage. Le coefficient  $k$  est évalué suivant l'équation suivante :

$$k = k_{ref} \cdot C_p^T \cdot C^M \quad (61)$$

Avec  $k_{ref}$  représentant le coefficient de fluage (62) défini comme le rapport entre un paramètre de calage appelé potentiel de fluage de référence ( $\varepsilon_{ref}^M$ ) et une déformation élastique de référence correspondant à un chargement standard de 33% de la résistance en compression ( $\varepsilon_{ref}^E$ ) à la température de référence.

$$k_{ref} = \frac{\varepsilon_{ref}^M}{\varepsilon_{ref}^E} \quad (62)$$

Le coefficient  $C_p^T$  permet de prendre en compte la dilatation thermique différentielle entre les différentes phases du matériau qui entraîne un endommagement et modifie le potentiel de fluage [Ladaoui et al., 2013]. Cet endommagement est représenté par une loi d'Arrhenius présenté ci-dessous (63) :

$$C_p^T = \begin{cases} \exp \left( -\frac{E_p^a}{R} \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{T_{thr}} \right) \right) & \text{if } T > T_{thr} \\ 1 & \text{if } T < T_{thr} \end{cases} \quad (63)$$

Dans cette équation,  $R$  est la constante des gaz parfaits (8,31 J/mol/K),  $E_p^a$  est un paramètre énergétique de calage ( $\approx 25000$  J/mol) et  $T_{thr}$  est la température seuil au-delà de laquelle l'endommagement thermique apparaît ( $\approx 45$  °C selon [Ladaoui et al., 2013]).

Le coefficient  $C^M$  (64) permet de prendre en considération une dépendance du potentiel de fluage au taux et au type de chargement appliqué grâce à une contrainte de cisaillement de Drucker-Prager équivalente ( $\tau^{DP}$ ) (65). La contrainte critique ( $\tau_{cr}^{DP}$ ) est celle qui conduit à l'apparition du fluage tertiaire (66).

$$C^M = \frac{\tau_{cr}^{DP}}{\tau_{cr}^{DP} - \tau^{DP}} \quad (64)$$

$$\tau^{DP} = \sqrt{\frac{\sigma^d : \sigma^d}{2}} + \delta \frac{Tr(\sigma)}{3} \quad (65)$$

$\delta$  est le coefficient de l'effet de confinement et  $\sigma^d$  correspond à la partie déviatorique du tenseur des contraintes. Dans cette équation, la contrainte  $\sigma$  correspond à la contrainte totale et non à la contrainte effective (au sens poromécanique) qui aurait pour effet d'accorder trop d'importance au confinement par effet hydrique (tel que le séchage) et ainsi d'empêcher le cisaillement du matériau.

$$\tau_{cr}^{DP} = \frac{\sigma_{cr}}{\sqrt{3}} \left( 1 - \frac{\delta}{\sqrt{3}} \right) \quad (66)$$

La contrainte critique de cisaillement est reliée à une contrainte de compression uniaxiale critique correspondante  $\sigma_{cr}$  (67).

$$\sigma_{cr} = \frac{2}{3} R_c \left( \frac{\chi^M}{\chi^M - 1} \right) \quad (67)$$

Le coefficient de calage du fluage non linéaire est ainsi reporté sur  $\chi^M$ , nombre adimensionnel correspondant à la non linéarité du fluage observée sous une contrainte de compression de 66% de la résistance en compression du béton ( $R_c$ ). Si par exemple  $\chi^M = 2$ , cela signifie que le fluage caractéristique est deux fois plus rapide à 66% de  $R_c$  qu'à 33% de  $R_c$  (en d'autres termes, le fluage réel est multiplié alors par 4).

En considérant la déformation élastique ( $\varepsilon_I^E$ ) et les variations thermomécanique (TM) (à travers le coefficient  $k$ ) constantes sur un pas de temps ( $t-t_0$ ), une résolution analytique de ces équations permet d'obtenir la déformation de fluage permanent dans la direction principale (68). On peut constater que cette équation est compatible avec les fonctions de complaisances proposées par la fib [Torrenti et Le Roy, 2017].

$$\frac{\varepsilon_I^M(t)}{\varepsilon_I^E(\bar{t})} = \frac{\varepsilon_I^M(t_0)}{\varepsilon_I^E(\bar{t})} + k(\bar{t}) \cdot \ln \left( 1 + \frac{t - t_0}{k(\bar{t}) \cdot C_I^c(t_0, k(\bar{t}), \varepsilon_I^E(\bar{t})) \cdot \tau_{ref}^M} \right) \quad (68)$$



Afin d'avoir  $\varepsilon_I^E$  et  $k$  constants sur le pas de temps, on peut les calculer, dans le cadre d'une approche incrémentale, à un temps  $\bar{t}$  correspondant au milieu du pas du temps :

$$\bar{t} = \frac{t + t_0}{2} \quad (69)$$

L'avantage de la formulation différentielle par rapport aux fonctions de complaisance de fluage est principalement numérique. En effet, le modèle différentiel utilise la variable de fluage comme une variable interne permettant de concentrer l'histoire passée des chargements de fluage dans la seule variable de consolidation, et ceci de façon anisotrope.

### II.3.1.2. Le fluage réversible

Le fluage réversible (70) est représenté par un modèle de Kelvin dans lequel la contrainte a été remplacée par la déformation élastique de façon à prendre en compte automatiquement les effets au jeune âge et de Poisson, comme pour le modèle de Maxwell précédent [Sellier et al 2016] :

$$\frac{\partial \varepsilon_I^K}{\partial t} = \frac{1}{\tau^K} \left( \frac{\varepsilon_I^E}{\psi^K} - \varepsilon_I^K \right) \quad (70)$$

Le temps caractéristique (71) est défini par un paramètre de calage ( $\tau_{ref}^K$ ) associé à un temps caractéristique de référence de la recouvrance initiale du matériau, et l'effet de la température sur la viscosité de l'eau ( $C_T^W$ ) est pris en compte de la même manière que pour le fluage permanent (57).

$$\tau^K = \tau_{ref}^K \cdot C_T^W \quad (71)$$

L'amplitude du fluage réversible est donc déterminée par le rapport entre la déformation élastique et un paramètre de calage ( $\psi^K$ ). Ainsi, les effets thermo-hydriques (TH) viennent uniquement modifier la cinétique de ce fluage et non son amplitude.

Comme pour le fluage permanent et pour la diffusion, le calcul d'une solution analytique (72) est possible en considérant les variations TH constantes sur le pas de temps.

$$\varepsilon_I^K(t) = \varepsilon_I^K(t_0) \exp\left(-\frac{t - t_0}{\tau^K(\bar{t})}\right) + \frac{\varepsilon_I^E(t)}{\psi^K} \left(1 - \exp\left(-\frac{t - t_0}{\tau^K(\bar{t})}\right)\right) \quad (72)$$

### II.3.1.3. Influence de l'eau dans les C-S-H

La déformation présentée dans l'équation (54), sous le nom de  $\varepsilon^{\overline{MC}}$ , va maintenant être détaillée. D'après un modèle existant de fluage transitoire sous variation de teneur en eau

[*Vlahinić et al., 2013*], le surplus de déformation peut être modélisé comme une modification de la viscosité du matériau en relation directe avec la diffusion d'eau à l'échelle des nanopores.

Nous proposons par conséquent, comme pour la déformation de fluage permanent (55), de modéliser la DTT à l'aide d'une équation de Maxwell modifiée (en fonction de  $\varepsilon_I^E$  et non de la contrainte pour les raisons déjà mentionnées en amont) (73) :

$$\frac{\partial \varepsilon_I^{\overline{MC}}}{\partial t} = \frac{\varepsilon_I^E}{\tau_I^M} \cdot C_n^W \quad (73)$$

Le temps caractéristique de Maxwell utilisé ici est le même que celui présenté dans l'équation (59). A la différence du fluage permanent, il est ici affecté par le coefficient  $C_n^W$  (et non  $C^W$ ), qui va être utilisé pour modéliser l'influence sur la viscosité des C-S-H de la différence de pression d'eau entre les nanopores et les capillaires, tandis que  $C^W$  permettrait de prendre en compte l'action lubrifiante de l'eau sur le fluage. L'utilisation du même temps caractéristique qu'en déformation permanente signifie que le phénomène de consolidation vue précédemment affecte la DTT. Ainsi, si le matériau a subi des déformations consolidantes au préalable (fluage, retrait de dessiccation), l'amplitude de la DTT sera amoindrie, ce qui constitue une différence significative avec le modèle de [*Bazant et al., 1997*] où l'histoire du matériau ne peut pas être intégrée dans la DTT. *A contrario*, si le matériau est sain, c'est-à-dire peu consolidé et totalement saturé lors de l'essai de DTT, le surplus de déformation sera maximal. En cas de cycle thermique, ce sera donc le phénomène de consolidation qui empêchera la DTT de se répéter puisque, lors du second cycle, la consolidation aura diminué la contrainte appliquée sur les phases visqueuses ( $\tau^v$ ) par rapport du 1<sup>er</sup> cycle (CF. FIGURE II-4). La contrainte transmise ne sera donc pas suffisante pour rompre les liaisons entre les feuillets de C-S-H, ce qui aura pour effet de limiter fortement la DTT, voire de l'empêcher. On peut remarquer cependant que, si les cycles thermiques sont rapprochés et que par conséquent la consolidation n'est pas suffisamment avancée lors du deuxième cycle de chauffage, la DTT peut réapparaître avec des amplitudes qui décroissent avec l'état de consolidation. Cela est notamment possible pour des bétons conservés en condition saturée puisque le phénomène de retrait de dessiccation est alors inexistant et ne peut donc pas modifier l'état de consolidation. Tous ces phénomènes sont en accords avec les constatations expérimentales présentées dans le chapitre bibliographique (CF. I.5.3.1).

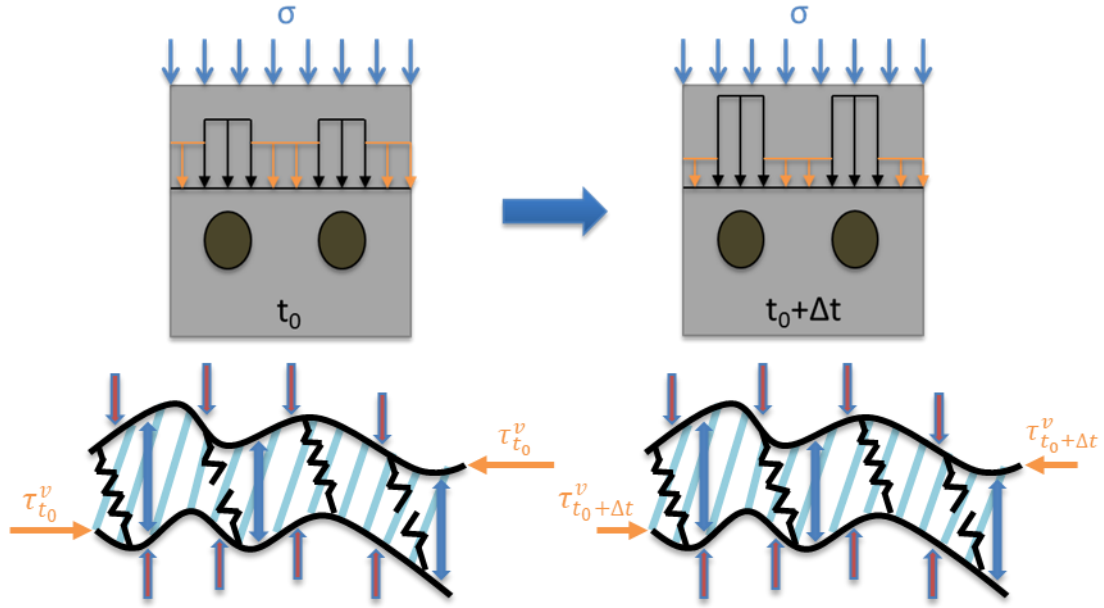


Figure II-4 : schéma de principe de l'action du phénomène de consolidation sur la DTT, où  $\tau^v$  correspond à la contrainte de cisaillement transmise à la phase visqueuse qui décroît avec le temps

Le coefficient hydrique  $C_n^w$  doit permettre de diminuer temporairement la viscosité du matériau tant que la différence de pression entre les inter-feuillets et les capillaires n'est pas rééquilibrée. Une loi empirique linéaire entre le coefficient hydrique et le gradient de pression d'eau dans les nanopores  $P^n$  (75) et dans les capillaires  $P^w$  (78) est postulée pour modéliser cet effet (74) :

$$C_n^w = \begin{cases} \frac{P^n - P^w}{P_k^n} & \text{si } P^n - P^w > 0 \\ 0 & \text{si } P^n - P^w \leq 0 \end{cases} \quad (74)$$

Différentes formes d'équations ont été testées pour relier l'effet des pressions d'eau sur le coefficient hydrique. La relation linéaire présentée ici correspond à celle permettant de modéliser au mieux les résultats expérimentaux.

Si la porosité des C-S-H est en dépression ou à l'équilibre par rapport à la pression capillaire, le coefficient hydrique est égal à zéro. Cela signifie que la DTT ne peut pas se produire dans ces cas-là. En revanche, en cas de surpression dans les nanopores, la relation linéaire entre le coefficient hydrique et la différence de pression permet de contrôler la cinétique de la DTT grâce au paramètre de calage ( $P_k^n$ ) qui a la dimension d'une pression.

Afin de relier la pression présente dans la nanoporosité  $P^n$  à l'état de sursaturation des feuillets, une analogie poromécanique est supposée (75):

$$P^n = M^n(\phi^n - \phi_{ref}^n) \quad (75)$$

La pression d'eau est proportionnelle à la différence entre le volume d'eau dans la porosité des C-S-H ( $\phi^n$ ), et un volume de référence ( $\phi_{ref}^n$ ). A cette échelle, la nanoporosité est supposée

être une zone demeurant saturée jusqu'à de faibles hygrométries.  $\phi_{ref}^n$  peut alors être considéré comme égal au volume nanoporeux des C-S-H en équilibre avec l'eau des capillaires en condition saturée. La nanoporosité est de l'ordre de 18% de la porosité totale des C-S-H [Jennings, 2007]. Comme le gel de C-S-H représente environ 70% du volume de pâte pour des matériaux cimentaires « traditionnels » sans additions pouzzolaniques, et que leur porosité moyenne est de 28% [Powers, 1968], la nanoporosité est de l'ordre de 3,5% du volume de pâte de ciment. Avec une formulation où le volume de pâte représente 1/3 du volume total du béton, la nanoporosité constitue 1,16% du volume de béton ( $0,33 \times 0,70 \times 0,28 \times 0,18 = 0,0116 \text{ m}^3/\text{m}^3$  de béton). En toute rigueur, le paramètre  $\phi_{ref}^n$  devrait varier avec le chargement mécanique (déformation élastique des C-S-H), ce qui aurait pour conséquence de créer une surpression dans l'eau des C-S-H. Cette hypothèse a été programmée et testée, mais compte tenu de la très faible variation du volume d'eau qui en découlait devant l'amplitude des pressions engendrées par des variations thermiques, elle n'a eu que peu d'impact sur les résultats. Le choix a donc été fait de ne considérer ici que les variations de volume d'eau dues à l'action de la température.

Le coefficient de proportionnalité ( $M^n$ ) peut être défini dans un cadre poromécanique. Il s'agit d'un module de Biot à l'échelle des C-S-H, qui permet de prendre en compte l'interaction entre l'eau et les feuillets de C-S-H :

$$\frac{1}{M^n} = \frac{b^n - \phi_{ref}^n}{K^r} + \frac{\phi^n}{K^w} \quad (76)$$

Dans l'expression (76), le coefficient de Biot dans les zones nanométrique ( $b^n$ ) est pris égal à 0,65 [Ulm et al., 2004], la compressibilité de l'eau ( $K^w$ ) est considérée constante dans nos gammes de température ( $\approx 2 \text{ } 300 \text{ MPa}$ ), et la rigidité des C-S-H ( $K^r$ ) est d'environ 30 GPa [Vandamme et Ulm, 2009]. En considérant que  $\phi^n \cong \phi_{ref}^n$ , le module de Biot des nanopores serait de l'ordre de 38 GPa.

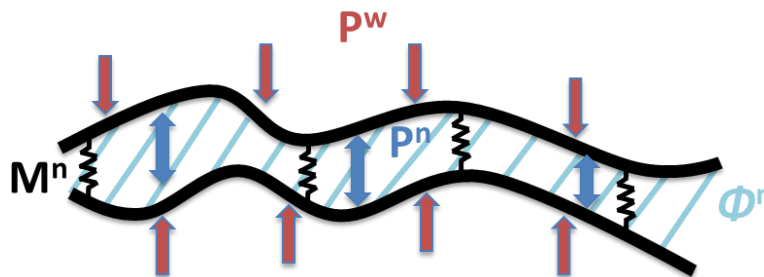


Figure II-5 : schéma de principe des C-S-H avec les pressions d'eau nanoporeuse  $p^n$  et capillaire  $p^w$ , la rigidité des liaisons  $M^n$ , et le volume d'eau  $\phi^n$

Le débit d'échange entre les porosités nanométrique et capillaire pour rééquilibrer les pressions, est défini dans l'équation suivante (77) pour une unité de volume du matériau :

$$\frac{\partial m^{n \rightarrow c}}{\partial t} = - \frac{k^n \cdot (P^n - P^w)}{\eta(T)} \cdot \rho(T) \quad (77)$$

Dans cette équation, le débit massique  $\left(\frac{\partial m^{n \rightarrow c}}{\partial t}\right)$  entre les deux échelles de pores dépend de la différence de pression d'eau entre les nanopores ( $P^n$ ) et les capillaires ( $P^w$ ), de la viscosité apparente du fluide ( $\eta$ ) et de sa densité ( $\rho$ ) qui sont modifiées par la température. La cinétique d'échange de l'eau entre la nanoporosité des C-S-H et la porosité capillaire sera gérée par un paramètre de calage adimensionnel ( $k^n$ ) qui peut être assimilé à une sorte de coefficient de perméabilité adimensionnel à l'échelle des nanopores. La valeur de ce coefficient peut être variable d'un matériau à l'autre puisque la quantité et la morphologie des C-S-H varient suivant la formulation du béton (quantité de C-S-H haute et basse densité par exemple, [Leung, 2015]). A l'échelle de la capillarité, la pression d'eau ( $P^w$ ) est quant à elle obtenue à partir de l'isotherme hydrique modélisée par une loi de Van-Genuchten (78), qui, en négligeant la pression gazeuse, est exprimée comme une fonction de l'état de saturation ( $Sr^c$ ) de la porosité capillaire.

$$P^w = -M^c(T) \cdot \left( Sr^c \left( -\frac{1}{mvg} \right) - 1 \right)^{(1-mvg)} \quad (78)$$

Où  $mvg$  est le paramètre de calage contrôlant la forme de la courbe de l'isotherme et  $M^c(T)$  correspond à une tension capillaire dépendant exponentiellement de la température (15) afin de respecter les isothermes en température [Chhun, 2017] (cf. I.3.1.3.5.1). L'action de la température sur la dilatation du volume d'eau a déjà été présentée antérieurement (cf. I.3.1.3.5.3). La dilatation thermique de l'eau est prise en compte par la formule de Thiensen (17) [Tanaka et al., 2001], et une loi d'Arrhenius considère par ailleurs l'évolution de la viscosité de l'eau avec la température (16). Compte tenu de la faible quantité d'eau échangée entre les deux porosités, l'apport d'eau dans les capillaires dû à la diffusion est supposé petit par rapport à la quantité d'eau capillaire. Par conséquent, le degré de saturation capillaire ne variera pas significativement par cet effet. Cette hypothèse conduit à limiter le domaine d'emploi du modèle aux conditions thermo-hydriques où la porosité capillaire contient un volume d'eau significativement plus grand que le volume échangé par diffusion, ce qui exclut les cas d'ambiances très sèches et très chaudes. Le domaine de validité exact de l'approximation reste à définir expérimentalement. En première approximation, on peut considérer qu'il faut que  $HR > 30\%$  et  $T < 65\text{ }^\circ\text{C}$ .

L'introduction de la loi d'état de l'eau des nanopores (75) dans l'équation de diffusion (77), conduit à exprimer la conservation de la masse d'eau en fonction de la masse d'eau contenue dans la nanoporosité ( $m^n$ ) ; cette dernière peut, par conséquent, être choisie comme variable d'état principale de ce phénomène physique.

$$\frac{\partial m^{n \rightarrow c}}{\partial t} = - \frac{k^n \cdot \left( M^n \left( \frac{m^n}{\rho(T)} - \phi_{ref}^n \right) - P^w \right)}{\eta(T)} \cdot \rho(T) \quad (79)$$

L'ordonnancement de l'équation (79) permet de constater que la variable d'état est gérée par une équation différentielle du premier ordre où les coefficients dépendent de la température (80) :

$$\frac{\partial m^{n \rightarrow c}}{\partial t} + \frac{k^n \cdot M^n \cdot m^n}{\eta(T)} - \frac{k^n \cdot M^n \cdot \phi_{ref}^n \cdot \rho(T)}{\eta(T)} - \frac{k^n \cdot P^w \cdot \rho(T)}{\eta(T)} = 0 \quad (80)$$

Pour résoudre cette équation différentielle, et afin d'accélérer les calculs numériques, on émet quelques hypothèses simplificatrices supplémentaires : si la température est constante pendant un temps suffisamment long, la solution particulière ( $m_{SP}^n$ ) correspondant à la masse d'eau atteinte lorsque le temps tend vers l'infini, ce qui correspond au cas où les 2 pressions sont stabilisées (81).

$$m_{SP}^n = \phi_{ref}^n \cdot \rho(T) + \frac{P^w \cdot \rho(T)}{M^n} \quad (81)$$

La solution de l'équation complète est quant à elle déterminée en adoptant pour la viscosité, une température momentanément stabilisée (82).

$$m^n(t) = A \cdot \exp\left(-\frac{k^n \cdot M^n \cdot t}{\eta(T)}\right) + m_{SP}^n \quad (82)$$

Au pas de temps précédent ( $t_0$ ), la vérification de la condition initiale  $m^n(t_0)$  conduit à identifier la constante d'intégration  $A$  :

$$A = m^n(t_0) \cdot \exp\left(\frac{k^n \cdot M^n \cdot t_0}{\eta(T)}\right) - m_{SP}^n \cdot \exp\left(\frac{k^n \cdot M^n \cdot t_0}{\eta(T)}\right) \quad (83)$$

La masse d'eau présente dans la nanoporosité à n'importe quel temps  $t$  est obtenue en introduisant la constante  $A$  issue de l'équation (83) dans l'équation (82) :

$$\begin{aligned} m^n(t) = & m^n(t_0) \cdot \exp\left(-\frac{k^n \cdot M^n \cdot (t - t_0)}{\eta(\bar{T})}\right) \\ & + m_{SP}^n \cdot \left(1 - \exp\left(-\frac{k^n \cdot M^n \cdot (t - t_0)}{\eta(\bar{T})}\right)\right) \end{aligned} \quad (84)$$

Compte tenu de l'hypothèse de température constante entre  $t_0$  et  $t$ , la viscosité de l'eau est estimée pendant le laps de temps  $(t - t_0)$  avec la température correspondant à l'équation (85) alors que la solution particulière en fin de pas de temps est estimée avec la température  $T(t)$ . Cette approximation permet de conserver la solution analytique pendant les pas de temps  $(t -$

$t_0$ ) à condition que la température ne varie pas « trop vite », sinon de plus petits pas de temps doivent être utilisés.

$$\bar{T} = \frac{T(t_0) + T(t)}{2} \quad (85)$$

Afin d'intégrer ces équations dans un code aux éléments finis, l'équation de diffusion (79) peut également s'écrire sous une forme utilisant la pression nano poreuse comme variable interne (cela permet de relier la pression d'eau capillaire et la pression d'eau des nanopores) :

$$\frac{\partial P^n}{\partial t} = \frac{(P^w - P^n)}{\tau^n} \quad (86)$$

Où  $\tau^n$  défini ci-après, est le temps caractéristique pour évacuer la différence de pression entre les deux échelles de porosité :

$$\tau^n = \frac{\tau_{ref}^n}{e^{-\frac{E_w}{R} \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{T^{v,ref}} \right)}} \quad (87)$$

Ainsi le paramètre de calage ( $k^n$ ) peut être remplacé par un nouveau paramètre de calage correspondant à un temps caractéristique de référence ( $\tau_{ref}^n$ ) associable au temps d'évacuation de l'eau depuis les C-S-H à la température de référence ( $T^{v,ref}$ ). En fonction de la température atteinte, le temps nécessaire pour rééquilibrer les pressions s'ajustera automatiquement en suivant une loi d'Arrhenius pour prendre en compte la modification de la viscosité de l'eau en température comme défini dans l'équation (16).

Ce temps caractéristique de référence correspond à l'équation suivante (88), où  $\eta_{ref}$  est la viscosité de l'eau à la même température de référence  $T^{v,ref}$  (16).

$$\tau_{ref}^n = \frac{\eta_{ref}}{M^n \cdot k^n} \quad (88)$$

Avec ces équations, la variable d'état du phénomène physique de la déformation thermique transitoire devient simplement la pression d'eau dans la nanoporosité des C-S-H.

### II.3.2. Etude paramétrique

Afin de déterminer l'impact des paramètres de calage sur l'état de l'eau dans la nanoporosité, la **FIGURE II-6** montre l'évolution de la pression d'eau à l'échelle des nanopores au cours du temps soumis à des variations thermiques pour plusieurs valeurs du paramètre de calage  $k^n$ . L'ordre de grandeur du coefficient peut être considéré comme réaliste puisque la valeur de  $7,16 \cdot 10^{-19}$  est celle utilisée par la suite pour modéliser les essais expérimentaux de [Cagnon, 2015] sur la DTT.



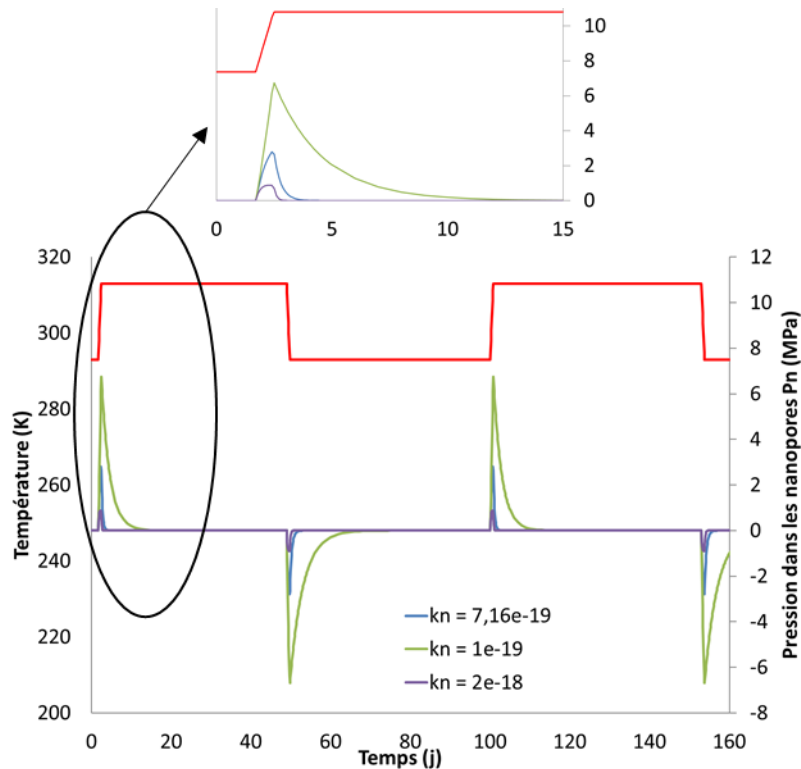


Figure II-6 : exemple d'évolution de la pression d'eau des nanopores sous cycle thermique (de 20 à 40 °C, courbe rouge) avec  $P^w = 0$  MPa pour plusieurs valeurs du paramètre de calage  $k^n$

Plus  $k^n$  est grand, et plus la diffusion de l'eau est rapide (courbe violette). Cela se traduit par une pression d'eau moindre (de l'ordre de grandeur de 0,9 MPa) et un temps d'évacuation très rapide puisque la surpression est évacuée en un jour. La diminution de la valeur de ce coefficient tend à ralentir la diffusion de l'eau, ce qui entraîne une augmentation de la pression et un temps d'évacuation plus long. En divisant ce paramètre par 20 (courbe verte), on constate que la pression a été multipliée par 7,5 pour atteindre 6,8 MPa.

Le second paramètre de calage est le coefficient  $P_k^n$ . Ce paramètre permet de contrôler la relation de linéarité entre la surpression créée dans les nanopores et le coefficient hydrique permettant de déterminer la vitesse de la DTT de l'équation (74). Plus ce coefficient est faible et plus le coefficient hydrique sera élevé, ce qui revient à amplifier l'amplitude de la DTT.

### II.3.3. Applications

Les équations présentées précédemment ont été implantées dans le code aux éléments finis CAST3M, développé par le Commissariat à l'Energie Atomique [CEA], afin de réaliser toutes les applications présentes dans ce manuscrit.

#### II.3.3.1. Application sur des résultats expérimentaux sur cylindres 11 x 22 cm<sup>3</sup>

L'ensemble de ces équations a été testé sur les résultats expérimentaux de [Cagnon, 2015] sous charge en condition endogène, avec des variations de température. Dès le démoulage, les éprouvettes ont été conservées en cure sous eau à 20 °C pendant plus de 3 mois après le coulage,



ceci afin de permettre la stabilisation de leur hydratation. Juste avant de leurs appliquer des conditions thermomécaniques, les éprouvettes ont été sorties de leur cure et emballées dans plusieurs couches de papier aluminium afin d'éviter la dessiccation pendant l'essai. Le béton utilisé était un BHP à base de ciment CEM I, dont la formulation est la même que celle utilisée durant cette thèse (CF. III.3.3). Les valeurs de ses propriétés mécaniques instantanées ainsi que celle du coefficient de dilatation thermique relevées par Cagnon sont présentées dans le tableau ci-dessous (TABLEAU II-1).

	Valeur
Module de Young E (GPa)	45,5
Résistance en compression (MPa)	82,9
Coefficient de Poisson ( $\nu$ )	0,2
Coefficient de dilatation thermique ( $K^{-1}$ )	$4.10^{-6}$

Tableau II-1 : propriétés du BHP à base de CEM I après une cure de plus de 3 mois sous eau [Cagnon, 2015]

Les essais en condition endogène ont été réalisés sur trois éprouvettes cylindriques  $11 \times 22 \text{ cm}^3$ , soumis à un chargement uniaxial de 30% de la résistance du béton en compression mesurée au bout de 3 mois de cure sous eau (avant application des conditions thermomécaniques), soit 24,3 MPa. Dans un premier temps, la modélisation des déformations élastiques et du fluage propre à  $20^\circ\text{C}$  (FIGURE II-7) ont permis de déterminer les paramètres de calage des fluages permanent et réversible :  $\varepsilon_{ref}^M$ ,  $\tau_{ref}^M$ ,  $\psi^K$ ,  $\tau_{ref}^K$  (CF. TABLEAU II-2). Ces paramètres seront conservés pour les modélisations suivantes. A noter que le retrait endogène n'a pas été modélisé puisque la cure sous eau a permis une hydratation suffisante du béton pour qu'aucune déformation due à des tensions capillaires ne soit apparue lors de la mise en condition endogène.

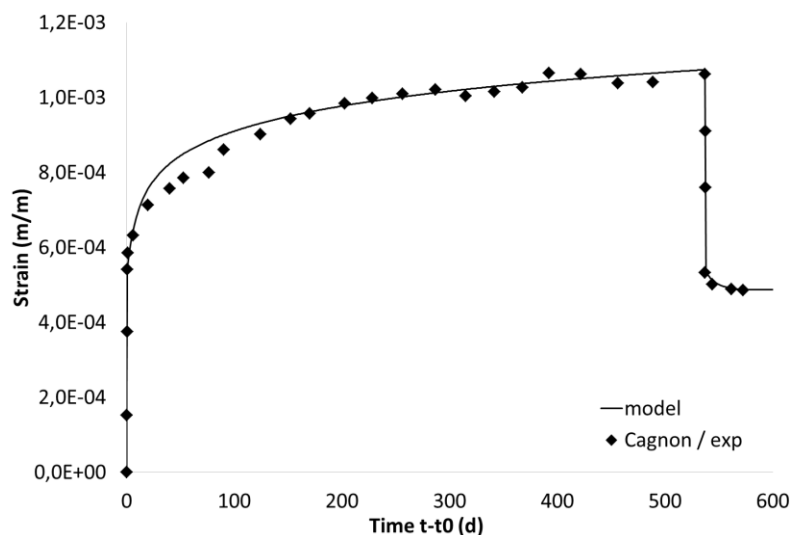


Figure II-7 : modélisation des déformations totales sous charge, élastiques et de fluage propre, à partir de la mise en charge en compression [Manzoni et al., 2019]

Les paramètres de calage de la DTT ont été déterminés à partir des déformations moyennes de deux éprouvettes issues d'une autre configuration thermomécanique (cas TM n°1). Dans cet

essai, le béton conservé en endogène est chargé puis chauffé un jour après, comme détaillé sur la **FIGURE II-8**.

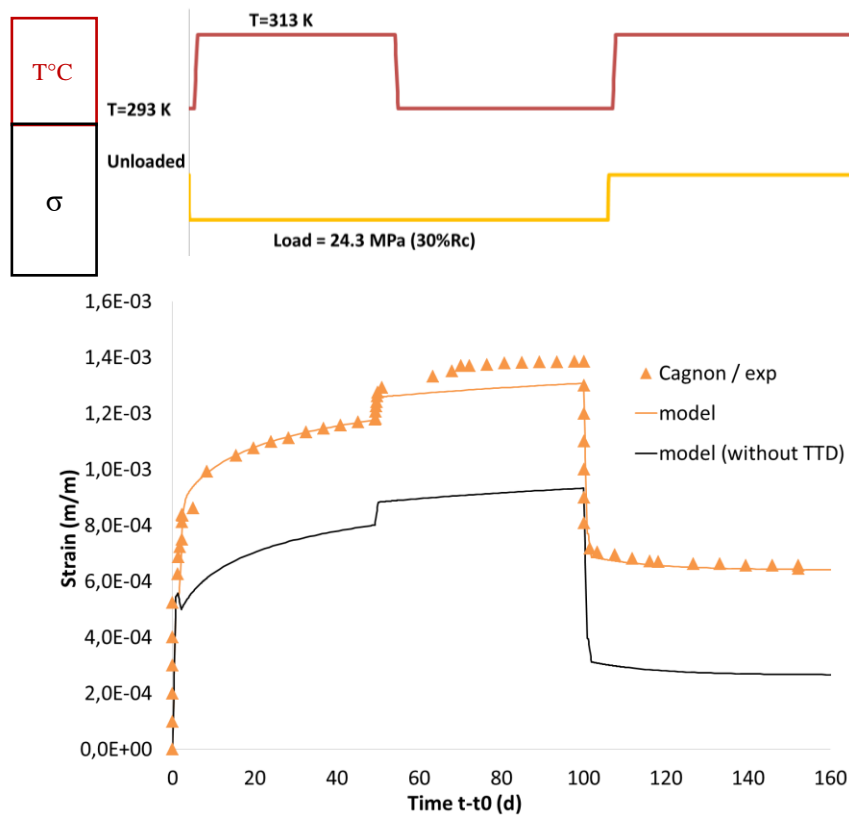


Figure II-8 : modélisation des déformations totales sous charge, avec (courbe orange) ou sans DTT (courbe noire) à partir de la mise en charge en compression  $t_0$  – cas TM n°1, comparaison avec les points expérimentaux [Manzoni et al., 2019]

Sur ce graphique, le modèle a d'abord été utilisé sans ajouter les équations de DTT présentées précédemment (**CF. II.3.1.3**). Ceci a pour conséquence de négliger cette déformation (courbe noire) et permet d'en illustrer l'importance par rapport à la mesure et à la représentation complète qui la prend en compte.

La déformation calculée sans DTT n'est alors pas suffisante et la part manquante constitue celle de la DTT. La modélisation montre bien que la DTT se développe très vite et très tôt après la mise en température, et que son amplitude est significative puisque de l'ordre de 300  $\mu\text{m/m}$ . En revanche, il est important de noter que la cinétique des déformations prévue par le modèle sans DTT, au-delà de 5 jours, est bien en adéquation avec les résultats expérimentaux. Cela montre bien que la DTT est une déformation qui se produit principalement durant la période de chauffe et qui n'a pas d'impact sur le phénomène de consolidation qui est responsable de la forme logarithmique de la courbe des déformations différées.

Les paramètres de calage de la DTT ( $P_k^n$  et  $k^n$ ) sont déterminés (**CF. TABLEAU II-2**) en activant la DTT (courbe orange), les paramètres du modèle complet ainsi que leurs valeurs sont donnés ci-dessous.

Paramètres du modèle		Valeurs
Fluage	$\varepsilon_{ref}^M$	$1,3.10^{-4}$
	$\tau_{ref}^M$ (jours)	8
	$\psi^K$	10
	$\tau_{ref}^K$ (jours)	10
DTT	$P_k^n$ (kPa)	180
	$k^n$	$7,16.10^{-19}$

Tableau II-2 : valeurs des paramètres de calage utilisés pour le fluage et la DTT

Une fois le modèle calé, il faut l'éprouver dans une nouvelle configuration thermomécanique issue de la campagne de Cagnon (cas TM n°2), tout en conservant le même jeu de paramètres (**FIGURE II-9**). Sur cette figure, certaines éprouvettes ont été chauffées puis chargées (marqueurs bleus) alors que d'autres ont été chargées puis chauffées (marqueurs verts), puis ont toutes subi un cycle thermique dans la gamme 20 °C - 40 °C. La comparaison entre les prédictions du modèle et les résultats expérimentaux montre que le modèle est capable de prédire l'amplitude de la DTT en fonction de l'histoire thermomécanique de l'éprouvette avec un seul jeu de paramètres. Il est important de noter que l'effet de la consolidation sur la répétabilité de la DTT en cas de cycles thermiques est aussi pris en compte. En effet, la DTT apparaît avec la première variation thermique sur la courbe verte. Cependant, durant le second cycle de température (à environ 100 jours), la consolidation qui s'est produite entre les deux cycles par le fluage est suffisante pour empêcher la DTT, alors que les deux types d'éprouvettes sont dans une configuration TM favorable à sa réapparition puisqu'elles sont chauffées sous charge. Dans le modèle, la consolidation augmente le temps caractéristique ( $\tau_l^M$ ) de l'équation **(73)** ce qui permet d'atténuer l'amplitude de la DTT.

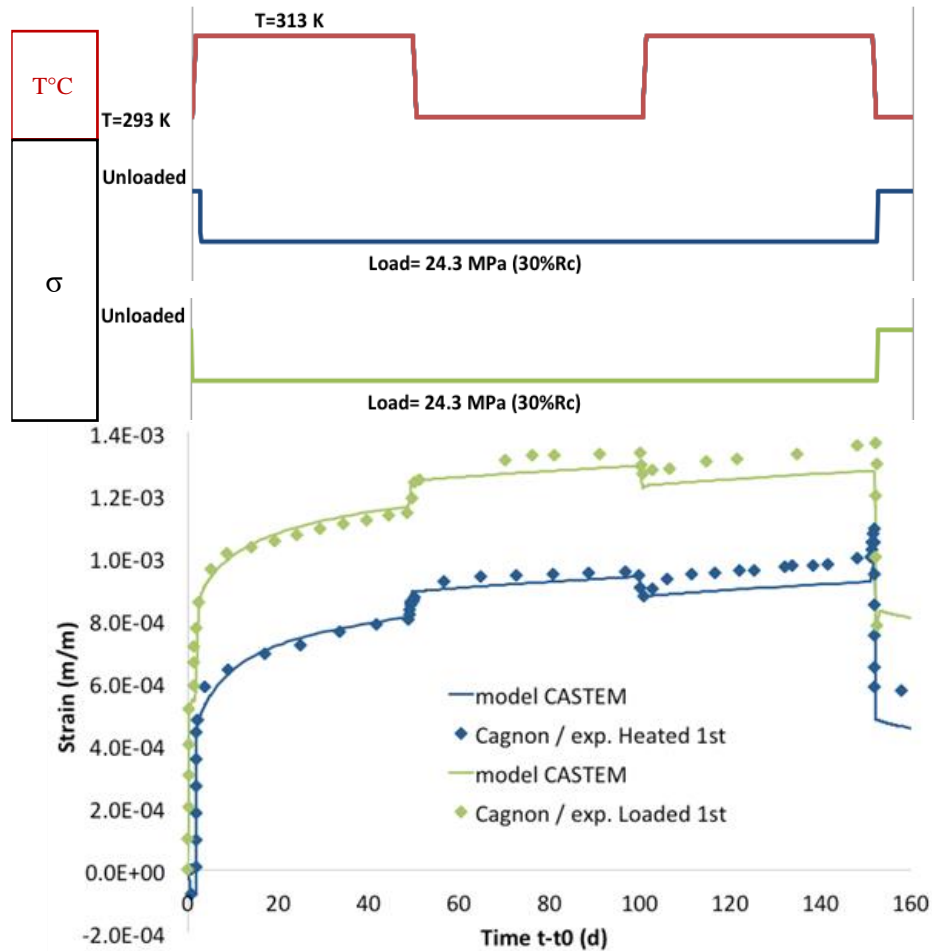


Figure II-9 : modélisation des déformations totale à partir de la sortie de cure – cas TM n°2 [Manzoni et al., 2019]

A partir des valeurs des paramètres de calage déterminées sur ces essais et éprouvées sur une dernière configuration thermomécanique avec cycles, une simulation du comportement d'un tunnel de stockage des déchets radioactifs est envisageable puisque le béton utilisé par Cagnon est le même que celui qui servira dans le cadre de l'Andra.

### II.3.3.2. Application à une alvéole de stockage

Dans le contexte de cette thèse, à savoir la réalisation de structures pour le stockage de déchets radioactifs, nous avons posé l'hypothèse de structures coulées en place peu de temps après le creusement. Dans cette configuration, la structure sera chargée mécaniquement par le sol environnant rapidement après sa fabrication. Les déchets exothermiques y seront placés progressivement dans un second temps.

La pression radiale maximale entraînée par la convergence du sol sur le tunnel serait approximativement de 14 MPa à long terme [Rahal, 2015]. Un schéma de principe de la structure et des matériaux utilisés est présenté à la **FIGURE II-10**. Un matériau compressible est intercalé entre le sol et le béton dans le but de retarder l'application de la contrainte au tunnel en absorbant une partie importante de la convergence par fluage du sol. Si l'élévation de température est appliquée avant la fin de la compaction de cette couche compressible, la

contrainte radiale transmise à la structure sera contrôlée non pas par la convergence du sol, mais par la déformation de cette couche compressible.

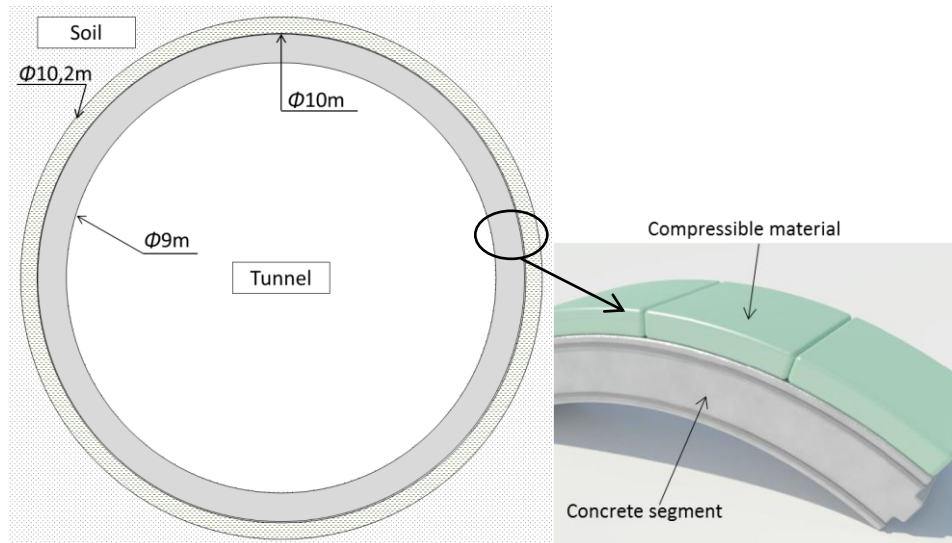


Figure II-10 : schéma de principe du tunnel de stockage des déchets radioactifs [Manzoni et al., 2019]

Les comportements à la fois de la couche compressible et du sol sont présentés sur la **FIGURE II-11**. Comme le choix entre les deux matériaux compressibles possibles n'a pas encore été réalisé à ce jour, le graphique présente les deux comportements (un en rouge et l'autre en bleu). Pour notre étude, seule la courbe rouge sera envisagée puisqu'elle correspond au matériau transmettant le plus de contrainte à la structure, ce qui représente le cas le plus défavorable.

Sur le graphique correspondant à la convergence du sol (cf. **FIGURE II-11 (b)**), on observe une convergence instantanée (approximativement 15 mm) entraînant par conséquent une déformation de 0,0375 m/m de la couche compressible de 20 cm d'épaisseur et donc une contrainte radiale d'environ 1,6 MPa sur la périphérie externe du tunnel. De la même façon, la contrainte transmise après une période de plus d'un an sera légèrement supérieure à 2 MPa (avec 100 mm de convergence du sol). Pour simplifier notre étude, il est donc réaliste de considérer une contrainte constante de l'ordre de 2 MPa, appliquée au tunnel durant ses premières années.

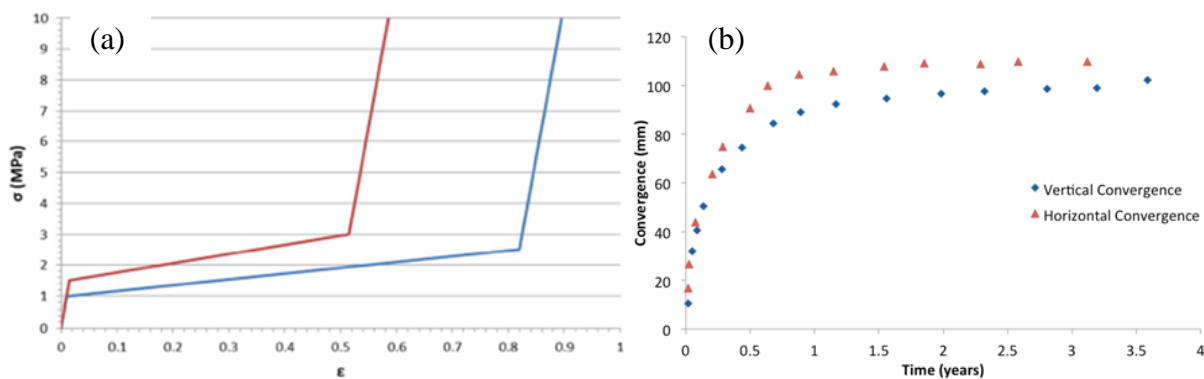


Figure II-11 : (a) déformation du matériau compressible sous contrainte, (b) convergence naturelle du sol dans le temps [Manzoni et al., 2019]

Le maillage 2D de la structure en béton est présenté à la **FIGURE II-12 (A)**. Un maillage axisymétrique aurait pu être adopté, mais ce maillage bidimensionnel permet de mieux représenter l'état d'une section du tunnel. Les voussoirs en BHP sont représentés par arc de cercle de 0,5 m d'épaisseur et de 10 m de diamètre extérieur. La convergence du sol est supposée être appliquée radialement de façon uniforme et l'élévation de température est considérée comme homogène sur toute l'épaisseur du tunnel. Dans le but de montrer l'effet de la DTT, on considère un scénario pessimiste tel que l'élévation de température se ferait de 25 °C à 50 °C en seulement ½ journée à partir du moment où les déchets seront entreposés dans le tunnel. Afin de simuler le comportement du cœur de l'ouvrage et de s'affranchir des interactions entre la DTT et le séchage, la modélisation sera réalisée en condition saturée maintenue constante dans le temps ( $Sr = 1$ ). Comme expliqué précédemment, le chargement mécanique de 2 MPa est maintenu constant durant toute la simulation, ce qui permet d'éviter de mailler la couche compressible. Sur la **FIGURE II-12 (B ET C)**, les distributions des contraintes radiale et orthoradiale montrent la faible hétérogénéité du tenseur des contraintes entre l'intrados et l'extrados de la structure.

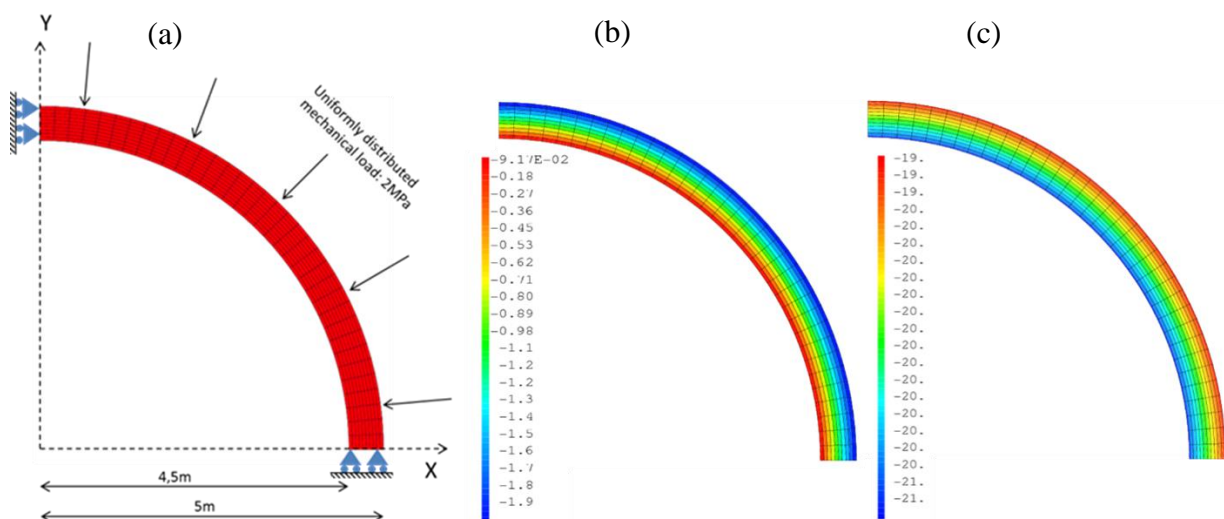


Figure II-12 : (a) maillage du tunnel réalisé, (b) contrainte radiale et (c) contrainte orthoradiale en MPa, sous 2 MPa de pression externe uniformément répartie radialement

Pour déterminer les conditions thermomécaniques pour lesquelles la DTT pourrait apparaître, différentes chronologies de mise en place des déchets sont envisagées :

- 1<sup>er</sup> cas, qui servira de référence : le chauffage n'est jamais appliqué. Par conséquent, le tunnel sera maintenu à 25 °C et soumis à 2 MPa de contrainte mécanique. La variation de rayon sera donc uniquement due à la déformation élastique et au fluage propre puisque la DTT n'apparaîtra pas à température constante.
- 2<sup>ème</sup> cas : les déchets seront placés immédiatement à la fin de la construction du tunnel. Cela correspond au cas où le sol n'a pas convergé suffisamment pour charger le tunnel avant la mise en place des déchets. Le chauffage à 50 °C est donc appliqué dès le début et le chargement mécanique apparaît juste à la fin du chauffage, comme si la dilatation du tunnel avait engendré une réaction du sol.

- 3<sup>ème</sup> cas : le sol comprime le tunnel dès la fin de la construction et les déchets sont mis en place instantanément après. Dans cette modélisation, la contrainte mécanique est appliquée dès le début et le chauffage se produit ½ journée après. Cette configuration est donc la plus défavorable puisque le béton sera chargé, puis chauffé instantanément après, alors qu'il n'est pas encore consolidé.
- 4<sup>ème</sup> cas : la mise en place des déchets se fait quelques jours après le début de la convergence du sol. Dans cette modélisation, il y a une période de 5 jours entre le moment où la contrainte mécanique est appliquée et le début du chauffage, ce qui permet de développer une part de consolidation avant de créer la configuration de DTT.
- 5<sup>ème</sup> cas : les déchets sont mis en place après une longue période d'attente. Dans cette simulation, le chauffage va débuter 150 jours après la contrainte mécanique. Le béton sera donc fortement consolidé avant de subir l'élévation de température susceptible de produire la DTT.

Le résultat des 5 simulations est présenté à la **FIGURE II-13** à travers la variation du rayon interne du tunnel pendant une année. On peut observer que la déformation élastique correspond approximativement à 3,6 mm de convergence du tunnel. Si le chauffage est appliqué après le chargement, la DTT apparait uniquement si le délai entre la mise en charge et le chauffage n'est pas assez long pour que la consolidation soit suffisamment avancée. En effet, après 150 jours de consolidation mécanique (5<sup>ème</sup> cas), la DTT n'est pas visible lors du chauffage puisque nous pouvons observer la dilatation thermique puis la simple accélération de la cinétique de fluage par activation thermique. Dans le 3<sup>ème</sup> cas, où la condition TM est la plus favorable à l'apparition de la DTT, la déformation totale après le chauffage a plus que doublé par rapport à la déformation élastique pour atteindre 9,8 mm de convergence du tunnel, uniquement par l'effet de la DTT. En revanche, avec seulement 5 jours de consolidation (4<sup>ème</sup> cas) avant le chauffage, cela permet de limiter la DTT en divisant par 2 son amplitude.



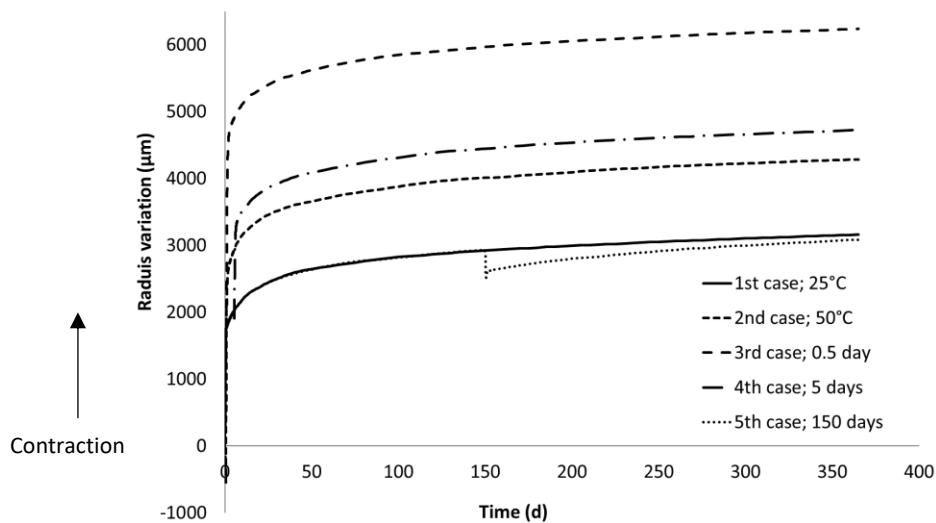


Figure II-13 : modélisation de la variation de rayon du tunnel au cours d'une année selon les différents scénarii [Manzoni et al., 2019]

Enfin, si le béton est chauffé avant le chargement (2<sup>ème</sup> cas), le fluage propre est activé thermiquement. Mais une part de DTT peut aussi se développer si le délai entre le chauffage et l'application de la contrainte n'est pas suffisant pour que la surpression dans les nanopores soit évacuée à l'instant du chargement. C'est le cas dans cette configuration avec un délai de seulement 0,5 jours.

La **FIGURE II-14** représente l'évolution de la surpression de l'eau dans les C-S-H lors d'un chauffage (sur cette figure le chauffage débute à 0,5 jour et se termine à 1 jour) pour deux températures atteintes (40 °C et 50 °C). On voit que la surpression se développe durant la phase d'élévation de la température et qu'à partir du moment où la température devient constante (après 1 jour), la surpression est progressivement évacuée par la diffusion d'eau. Durant cette phase d'évacuation d'environ 1,5 jour, les liaisons entre les feuillets de C-S-H restent plus fragiles. Si une contrainte mécanique est alors appliquée, une rupture de certaines liaisons va se produire, entraînant l'apparition de la DTT. C'est ce qui est visible sur le 2<sup>ème</sup> cas de la **FIGURE II-13**. Dans ce cas-là, le temps entre la fin du chauffage et l'application de la contrainte mécanique n'est pas suffisant long pour permettre l'évacuation totale des surpressions d'eau. Par conséquent, on remarque que la déformation obtenue durant les premiers jours de chargement du tunnel est supérieure d'environ 1 mm au cas de référence après la mise en charge, ce qui est caractéristique de la création de DTT durant cette période.



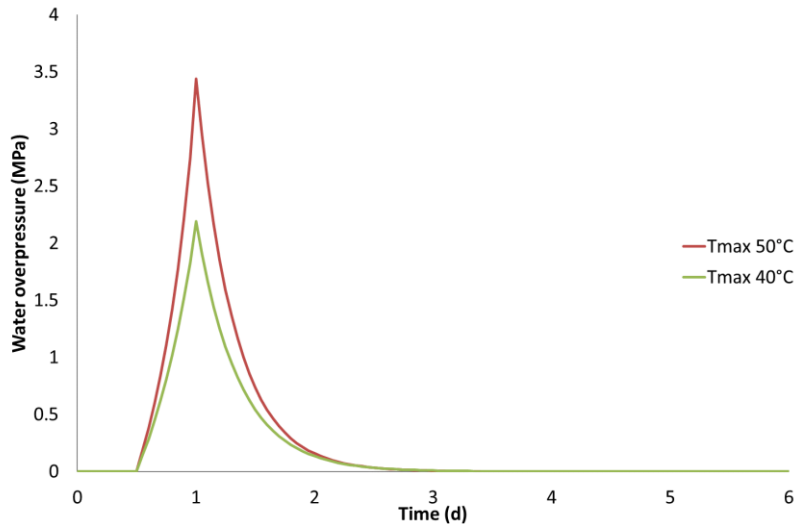


Figure II-14 : surpression dans l'eau des nanopores au cours du temps pour deux températures [Manzoni et al., 2019]

Une autre interrogation vient de la vitesse de chauffage. En effet, les déchets vont être stockés progressivement, ce qui va influencer de manière non négligeable l'amplitude de la DTT. En effet, avec une vitesse de chauffage lente, l'évacuation des surpressions peut être plus rapide que leur création, ce qui atténuera drastiquement la DTT.

Pour mettre en évidence l'impact d'un stockage lent des déchets, le scénario envisagé est celui où la DTT est maximale (3<sup>ème</sup> cas) puisque le tunnel est chargé mécaniquement puis chauffé de 25 °C à 50 °C de suite après. Dans cette configuration, plusieurs vitesses de chauffage vont être simulées :

- 2,083 °C/h, qui correspond à une durée de chauffage d'une ½ journée. Cette simulation correspond exactement au 3<sup>ème</sup> cas présenté précédemment.
- 0,208 °C/h, qui correspond à une durée de chauffage de 5 jours pour atteindre les 50 °C à partir de la température de référence de 25 °C.
- 0,035 °C/h, qui correspond à une durée de 30 jours pour atteindre la température maximale.
- Le cas de référence où le tunnel reste à 25 °C sans être chauffé.

La **FIGURE II-15** met en évidence que l'amplitude de la DTT est fortement dépendante de la cinétique de chauffage. En divisant par 10 la cinétique de chauffage, la DTT est divisée par 2. Il est important de noter que si le stockage des déchets est suffisamment lent pour atteindre les 50 °C au bout de 1 mois (soit 0,035 °C/h), l'amplitude de la DTT devient très faible. En effet, dans le cas du chauffage le plus lent, on remarque que la courbe suit pendant 20 jours le cas de référence, ce qui signifie que la DTT et la dilatation thermique se compensent. Puis, entre 20 et 30 jours, on observe une légère dilatation du tunnel, traduisant qu'elle devient prépondérante par rapport à la DTT et au fluage. Après la période de chauffage, on remarque uniquement l'accélération de la cinétique de fluage due à l'effet de la température par comparaison avec le cas de référence du fluage à 25 °C.

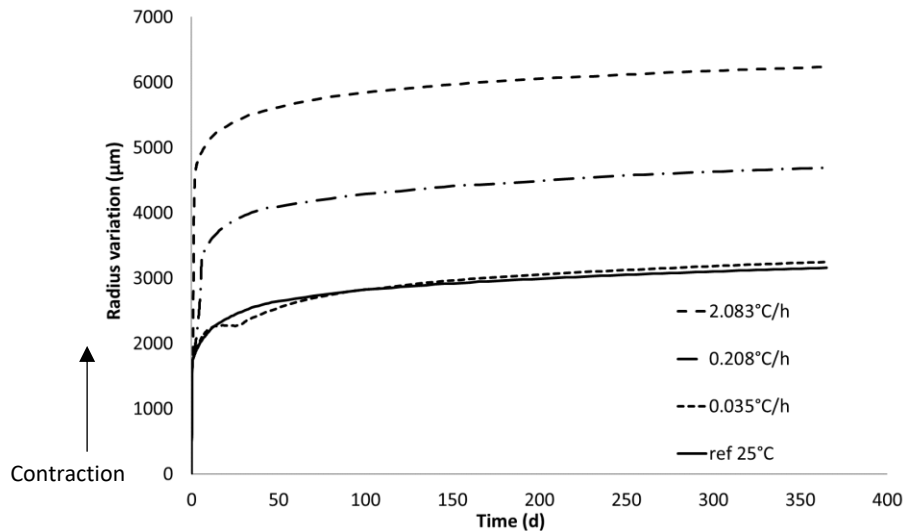


Figure II-15 : modélisation de la variation de rayon du tunnel au cours du temps selon la vitesse de chauffage [Manzoni et al., 2019]

Pour conclure sur ce cas d'application industrielle dans le cadre de l'Andra, le scénario le plus sécuritaire pour ne pas avoir à intégrer au dimensionnement des ouvrages la DTT, serait de laisser fluer environ 6 mois le béton après la mise en charge de la zone compressible avant de commencer le stockage des déchets, afin que la consolidation du béton soit suffisamment avancée. De plus, il est préférable de procéder à une mise en stockage lente des déchets afin d'éviter l'apparition de gradients thermiques ponctuels importants et d'éviter des variations de températures supérieures à 50 °C. Il s'agit, là encore, de limiter le risque d'apparition de DTT, qui, rappelons-le, peut engendrer des variations rapides des sections des tunnels au droit des zones d'élévation de température, créant par la même des déformations différentielles le long du tunnel et donc des risques de fissuration importants.

## II.4. Conclusions

Ce chapitre avait pour but d'approfondir nos connaissances sur les phénomènes physiques à l'origine de la DTT, de proposer une modélisation issue de ces constatations, d'être capable de reproduire des résultats expérimentaux sous plusieurs conditions TM, et enfin de répondre à un besoin industriel en proposant un scénario d'enfouissement des déchets permettant d'éviter au maximum l'apparition de la DTT dans les ouvrages de stockage. L'étude menée a permis de mettre en évidence plusieurs points :

- La DTT n'est pas due à un transfert hydrique mais plutôt à la création d'une surpression dans l'eau des nanopores, facilitant de façon transitoire le glissement des C-S-H par rupture de leurs liaisons si une contrainte mécanique est présente au même moment ;
- Les mouvements d'eau ne sont donc pas responsables de la DTT mais au contraire contribuent à l'atténuer. Ils sont activés entre la nanoporosité des C-S-H et la porosité capillaire afin de rééquilibrer les pressions entre ces deux échelles de pores. C'est

grâce à ce transfert que la DTT est une déformation ponctuelle dans le temps, qui ne peut pas se développer au-delà de quelques jours après le chauffage ;

- A la fin de la diffusion d'eau, les C-S-H se trouvent dans une nouvelle configuration où les liaisons sont à nouveau efficaces, ce qui explique pourquoi la DTT n'a pas d'impact direct sur le comportement ultérieur à long terme du béton ;
- En revanche, le phénomène de consolidation a un impact sur la DTT puisqu'il diminue la contrainte transmise aux C-S-H. La DTT est d'autant plus réduite que la contrainte appliquée aux phases visqueuses est faible ;
- La modélisation proposée a été utilisée pour interpréter plusieurs résultats expérimentaux avec un seul jeu de paramètres de calage. Leurs valeurs ont été calées à partir des données d'une première série de configurations d'essais thermomécaniques. Les simulations obtenues en utilisant ces mêmes valeurs de paramètres pour d'autres chronologies thermomécaniques avec cycles thermiques, reproduisent correctement les évolutions expérimentales. Cela montre que considérer la DTT comme une « fluidification » momentanée du béton durant la période transitoire, couplée avec la théorie de la consolidation, est un bon moyen pour modéliser des résultats en condition TM variable ;
- L'application de la modélisation à la section d'un tunnel de stockage de déchets radioactifs exothermiques a permis de mettre en évidence l'impact à la fois de la consolidation mécanique et de la vitesse de chauffage sur la DTT. Sous une contrainte radiale constante de 2 MPa, les simulations montrent qu'il faut environ 6 mois pour que le taux de consolidation atteigne soit suffisant pour éviter toute DTT lors d'une mise en température en ½ journée. De même, avec une vitesse de chauffage faible (cinétique constante pour élever la température de 25 °C en 1 mois), la DTT reste négligeable, même si le matériau n'est pas encore consolidé ;
- Pour éviter l'apparition de la DTT dans les ouvrages, il est donc conseillé d'avoir un taux de consolidation le plus important possible avant toute variation thermique, ou/et de limiter la vitesse de chauffage. Le modèle proposé permet de prévoir les conséquences des scénarii envisageables ;

Maintenant que l'impact de la variation thermique sur le comportement du béton a été implanté dans le modèle, nous allons nous intéresser aux conséquences expérimentales de variations de contraintes mécaniques sur le comportement à long terme du béton.

## **Chapitre-III. Matériaux et programme expérimental**



### III.1. Introduction

Après l'analyse et la modélisation des déformations en condition thermique variable, le présent chapitre a pour but d'étudier le comportement différé sous variation de contrainte mécanique. Les essais et les modèles de fluage sont généralement déterminés sous contrainte mécanique constante, or le taux de chargement sur le tunnel de stockage étudié est susceptible de progresser dans le temps (convergence du sol, exothermie des déchets, séchage et resaturation du béton...). Lorsque la contrainte va varier, l'histoire THM préalable de l'ouvrage risque d'impacter le potentiel et la cinétique de déformation différée à venir. Il devient donc primordial d'éprouver nos modèles sur des essais où la contrainte varie afin de s'assurer de leur capacité prédictive. Dans cette optique, en plus des éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm<sup>3</sup>, de nouvelles éprouvettes en forme d'anneaux (par analogie avec la forme d'un tunnel) seront réalisées et sollicitées de façon variable dans le temps par une pression radiale appliquée sur l'extrados des anneaux. L'histoire temporelle des contraintes, prévue initialement variable par palier temporel, de façon à tester le modèle en contexte de chargement croissant sur une géométrie annulaire, sera en réalité beaucoup plus hétérogène qu'imaginée initialement en raison d'anomalies dans le système hydraulique de maintien de la pression, conduisant in-fine à une évolution temporelle constituée d'une succession de déchargement progressif et rattrapages de charge rapides. Comme nous le verrons dans l'ultime chapitre, nous avons tout de même tiré parti de cette évolution temporelle relativement complexe du chargement pour tester le modèle en imposant ce chargement en tant que conditions aux limites des anneaux simulés, et en comparant la réponse du modèle en termes de déformations, à celles mesurées par les jauges de déformation disposées sur les anneaux selon les directions principales. Ces modélisations sont réalisées sans recalage des données du modèle, initialement issues des essais uni-axiaux.

Ce chapitre sera organisé en quatre parties. Pour débiter, nous présenterons le programme expérimental établi, le paragraphe suivant sera constitué de la formulation, des principaux composants et des caractéristiques aux états frais et durci du béton. La troisième partie traitera des dispositifs expérimentaux mis en place pour charger nos éprouvettes et pour suivre les déformations différées du béton durci. Pour finir, le comportement différé expérimental du béton sera présenté et commenté.

### III.2. Programme d'étude prévisionnel

Comme nous l'avons vu précédemment, le comportement différé des bétons a été largement étudié expérimentalement par le passé. Cependant, la majorité de ces études sont réalisées en laboratoire dans des conditions thermo-hydriques stationnaires et sous contrainte de compression uniaxiale constante généralement équivalente à environ 30% de la résistance en compression du matériau, dans le but de rester dans le domaine linéaire du fluage. Lors d'un précédent travail de recherche mené pour le compte de l'Andra [*Cagnon, 2015*], des cycles thermiques et hydriques ont été réalisés pour enrichir nos connaissances sur les phénomènes à l'origine de ces déformations différées. Afin de compléter ces bases de données en conditions

THM stationnaires et variables, nous avons lancé une campagne expérimentale constituée d'essais de fluage, d'une part sur cylindres en compression uniaxiale avec variations de contrainte, et d'autre part sur anneaux soumis à une pression radiale extérieure variant dans le temps.

Le détail des différentes conditions d'essais et de leur objectif respectif pour la campagne menée sur éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm<sup>3</sup> à température et hygrométrie maintenues constantes, 20 °C ± 2 °C et 50% HR ± 5% est le suivant :

- Epreuves non chargées en déformations libres : étude du retrait endogène (RE) et en dessiccation (RD).
- Epreuves chargées sous contrainte de compression constante à 60% de la résistance en compression du béton à la date de chargement, 60%  $f_{cm}$  : étude du comportement non linéaire sous forte sollicitation en condition endogène (noté FE60%) et en dessiccation (noté FD60%).
- Epreuves chargées avec variation de contrainte de 30%  $f_{cm}$  à 60%  $f_{cm}$  : étude de l'impact de la « consolidation » sur les déformations différées sous variation mécanique en condition endogène, noté FE30-60% et en dessiccation, noté FD30-60%.

La deuxième partie du programme d'essais constitue une étape importante dans l'optique d'un futur calcul d'ouvrage réel. Il s'agit d'une étude expérimentale du comportement mécanique différé d'éléments annulaires représentant une « tranche du tunnel » du laboratoire souterrain de l'Andra à une échelle 1/25<sup>ème</sup>. Ces anneaux de béton sont maintenus à température constante, 20 °C ± 2 °C en condition endogène. Le chargement mécanique consiste en une pression radiale uniformément répartie sur la surface externe de l'anneau pour représenter le cas d'une convergence uniforme du sol autour de l'ouvrage, et variable dans le temps. Le profil de contrainte résultant est légèrement hétérogène dans l'élément. Deux anneaux sont chargés et deux autres demeurent non chargés afin de suivre les déformations libres.

Ce programme expérimental est schématisé sur la **FIGURE III-1** :

## Comportement THM des structures en béton

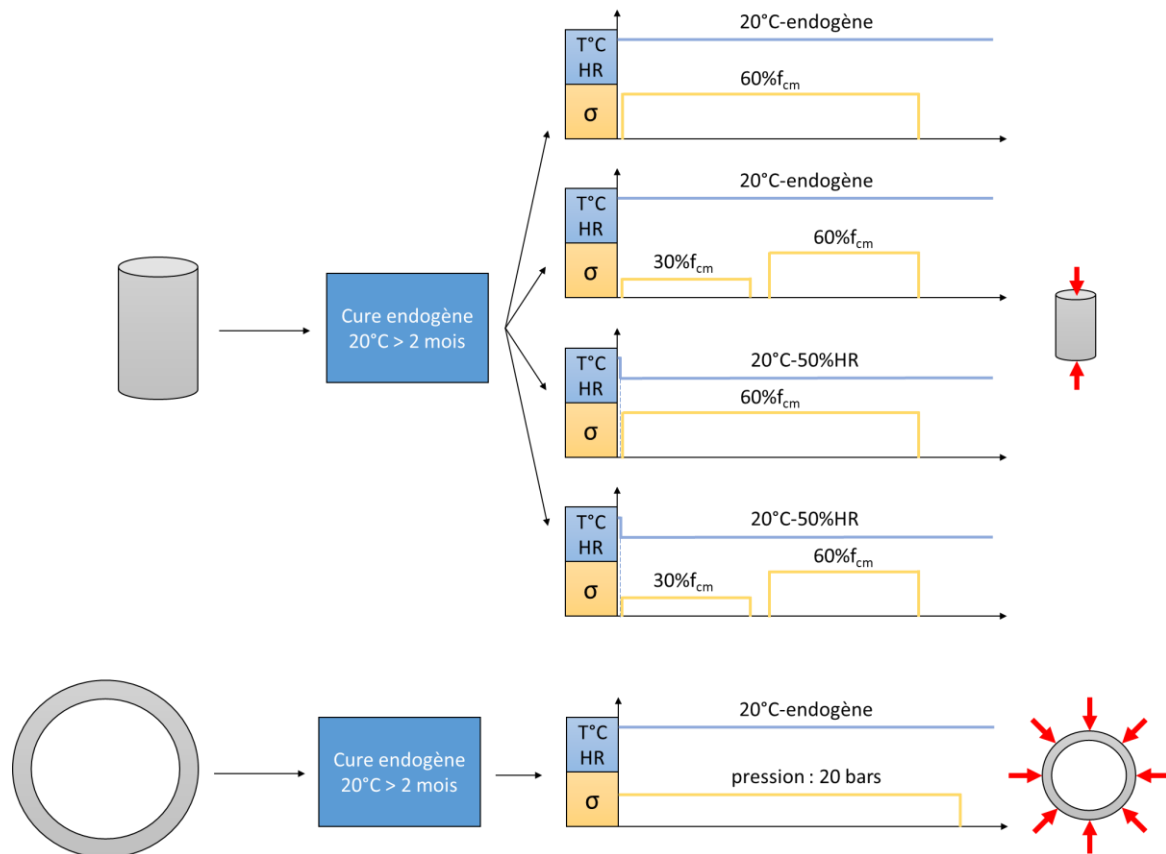


Figure III-1 : schéma de principe du programme expérimental prévisionnel

Des éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm<sup>3</sup> sont confectionnées avec celles destinées aux essais, afin de déterminer les propriétés mécaniques du béton à 28 jours et à la date de la mise en charge ( $t_0$ ) : résistance en compression ( $f_{cm}$ ), résistance à la traction par fendage ( $f_{ctm}$ ), et module d'élasticité ( $E_{cm}$ ).

Compte tenu de la quantité de bâtis de fluage réquisitionnés et de leur durée de mobilisation, ainsi que de l'espace requis pour conserver l'ensemble des corps d'épreuves, nous avons dû limiter à deux le nombre d'éprouvettes par type d'essais (**CF. TABLEAU III-1**). De plus, ce choix a permis de confectionner la totalité des éprouvettes cylindriques et des anneaux en une seule gâchée de béton (environ 120 litres de béton), nous affranchissant ainsi des éventuelles variabilités de propriétés du matériau.

Type d'éprouvettes	Type d'essai à 20°C		Nombre d'éprouvettes
Eprouvette cylindrique 11 x 22 cm <sup>3</sup>	Retrait endogène		2
	Retrait en dessiccation 50% HR		2
	Fluage propre	60% $f_{cm}(t_0)$ après cure endogène	2
		Variation 30%-60% $f_{cm}(t_0)$ après cure endogène	2
		60% $f_{cm}(t_0)$ après cure endogène	2



	Fluage en dessiccation 50% HR	Variation 30%-60% $f_{cm}(t_0)$ après cure endogène	2
	Caractérisation mécanique ( $f_{cm}(t_0)$ , $f_{cm}$ , $f_{ctm}(t_0)$ , $f_{ctm}$ , $E_{cm}(t_0)$ , $E_{cm}$ )		9
Anneaux ( $\Phi_{ext}$ 40cm, $\Phi_{int}$ 32 cm, hauteur 15 cm), épaisseur 4 cm	Retrait endogène		2
	Fluage propre avec variation de contrainte, après cure endogène		2

Tableau III-1 : récapitulatif des essais expérimentaux réalisés et du nombre d'éprouvettes associées

### III.3. Formulation du matériau d'étude

Le béton de cette étude est un Béton à Hautes Performances (BHP) à base de ciment CEM I. Il s'agit d'une formulation proche de celles déjà étudiées par le passé pour l'Andra, ce qui permettra de comparer nos résultats à ceux disponibles dans la littérature.

#### III.3.1. Matériaux utilisés

##### III.3.1.1. Ciment

Comme pour la précédente étude de [Cagnon, 2015], le ciment utilisé est le CEM I 52.5 N CE PM-ES-CP 2 NF (Lafarge, Val d'Azergues). Dans des études antérieures [Camps et al., 2008, Ladaoui, 2010 et Ladaoui et al., 2011], le ciment utilisé était légèrement différent puisqu'il s'agissait du même ciment mais à prise rapide. A partir de 2012, ce liant a été remplacé par un ciment à prise normale plus facilement disponible en grande quantité pour la réalisation des ouvrages de stockage.

Ce ciment a été choisi car il répond à plusieurs critères définis par l'Andra :

- Résistance à l'attaque sulfatique (PM-ES) car la classe d'exposition du béton est de type XA2 [EN 206-1, 2004].
- Classe de résistance de 52,5 MPa pour permettre d'atteindre les résistances en compression d'un BHP
- Faible teneur en alcalins pour limiter les réactions chimiques différées.

##### III.3.1.2. Granulats

Dans le but de minimiser les risques de réaction alcali-granat et, par conséquent, la dégradation des propriétés mécaniques du béton, l'Andra a opté pour l'utilisation de granulats calcaires non réactifs. Les granulats choisis sont ceux issus de la carrière du Boulonnais. Ces granulats, concassés et lavés, permettent d'obtenir une bonne qualité d'interface avec la matrice

cimentaire, grâce à la réaction d'épitaixie entre la calcite du granulats calcaire et la pâte de ciment. Leur capacité d'adsorption de l'eau est inférieure à 1%.

Les coupures granulaires correspondent à celles utilisées par [Cagnon, 2015]. La continuité de la courbe granulométrique (0/4 mm et 4/12 mm) a pour but de réduire la porosité intergranulaire et donc celle du béton, afin d'améliorer sa durabilité en limitant les transferts internes.

### III.3.1.3. Adjuvants

Afin de maintenir une bonne ouvrabilité tout en réduisant la valeur du rapport E/C pour atteindre des résistances mécaniques d'un BHP, un superplastifiant haut réducteur d'eau a été incorporé. Le superplastifiant Glénium 27 des précédentes études n'étant plus produit par la société MBT, nous avons choisi son équivalent actuel l'adjuvant MasterGlénium SKY 537.

### III.3.2. Fabrication et cure

#### III.3.2.1. Procédure de fabrication

La procédure de fabrication du béton est la même que celle définie par [Camps, 2008] et utilisée par la suite par [Ladaoui, 2010 et Cagnon, 2015]. Cette procédure impose de respecter la chronologie d'introduction des matériaux ainsi que la durée des différentes phases de malaxage, tout en respectant le cadre normatif suivant [NF EN 12390-1, 2001 et NF EN 12390-2, 2001]. Voici les différentes étapes de fabrication :

- Humidification du malaxeur et des ustensiles à utiliser pour le coulage
- Introduction des gravillons et du sable
- Malaxage des granulats pendant 30 secondes
- Introduction du ciment
- Malaxage à sec durant 1 minute
- Ajout progressif de l'eau mélangée avec la moitié de la quantité du superplastifiant
- Malaxage mouillé pendant 1 minute
- Ajout progressif de la quantité restante du superplastifiant tout en surveillant la consistance du mélange (malaxage en cours sur environ 1 minute)
- Vérification des propriétés d'ouvrabilité au cône d'Abrams
- Malaxage final pendant 2 minutes
- Vidange du malaxeur en 15 secondes

Le béton est mis en place en deux couches dans des moules huilés, avec vibration de 10 secondes par table vibrante après remplissage de chacune des deux couches. Pour éviter la dessiccation, les éprouvettes sont stockées en salle humide à 20 °C et 98% HR. Au bout de 24 h de conservation, les échantillons sont démoulés puis conservés en cure jusqu'au début des essais.

### III.3.2.2. Cure

La cure est de type endogène à 20°C, sans séchage hydrique, pour être représentatif du comportement au cœur d'un ouvrage massif. Elle est appliquée juste après le démoulage et dure au minimum 2 mois pour s'affranchir des effets de l'hydratation. Pour empêcher ou limiter au maximum les échanges hydriques avec l'extérieur, les éprouvettes sont soit enveloppées dans deux couches de papier aluminium autocollant, pour celles destinées aux essais de fluage propre et retrait endogène, soit enroulées le temps de la cure dans plusieurs couches de papier film étirable pour celles qui seront mises en dessiccation durant les essais. Les masses de l'ensemble de ces éprouvettes sont régulièrement mesurées durant la cure endogène, afin de s'assurer qu'un séchage parasite ne se développe pas.

### III.3.3. Formulation de référence

La formulation du BHP décrite dans le **TABLEAU III-2**, est une adaptation de celle utilisée par [Cagnon, 2015 et Ladaoui, 2010]. En effet, le superplastifiant utilisé jusqu'alors (Glénium 27) n'étant plus produit, l'utilisation de son équivalent actuel a nécessité une adaptation de la formulation. La quantité initiale de superplastifiant à mettre en œuvre a ainsi été divisée par 3 afin d'obtenir un affaissement au cône d'Abrams et des résistances mécaniques à 28 jours similaires à celles des précédentes études.

Constituant	kg/m <sup>3</sup>
CEM I 52,5 N CE PM-ES-CP 2 NF (Lafarge, Val d'Azergues)	400
Sable calcaire 0/4 (carrière du Boulonnais)	858
Gravier calcaire 4/12 (carrière du Boulonnais)	945
Superplastifiant MasterGlénium SKY 537	3
Eau efficace ( $E_{eff}/C = 0,43$ )	171

Tableau III-2 : formulation utilisée pour le BHP Andra à base de CEM I

### III.3.4. Caractéristiques des BHP

A l'état frais, l'affaissement, la quantité d'air occlus et la masse volumique seront mesurés. A l'état durci, des essais de résistance en compression, de résistance à la traction par fendage (essai brésilien) et de module d'élasticité sont réalisés.

#### III.3.4.1. Comportement à l'état frais

Afin de s'assurer de la bonne reproductibilité du béton par rapport à l'étude précédente de [Cagnon, 2015], les valeurs des caractéristiques à l'état frais de ce coulage sont comparées aux résultats moyens et écarts-types obtenus par ce dernier sur plusieurs gâchées dans le **TABLEAU**

**III-3.** L'hygrométrie et la température en salle de fabrication des corps d'épreuve sont également précisées.

Type de mesure	Cagnon (2015)	Manzoni (2019)
Affaissement (cm)	$22,9 \pm 1,0$	22,5
Air occlus (%)	$1,33 \pm 0,62$	1,50
Masse volumique ( $\text{kg/m}^3$ )	$2400 \pm 20$	$2476 \pm 10$
Hygrométrie (%)	$64,1 \pm 7,2$	68,7
Température ( $^{\circ}\text{C}$ )	$18,1 \pm 2,9$	15,6

Tableau III-3 : Valeurs des propriétés à l'état frais de la gâchée du BHP comparées à celles de [Cagnon, 2015] et conditions thermo-hydriques lors des mesures.

Suite au changement de superplastifiant, la quantité a été adaptée pour conserver une maniabilité équivalente à celles des bétons des études antérieures. Par conséquent, les valeurs d'affaissement et d'air occlus obtenues sont comparables à celles obtenues par [Camps et al., 2008, Ladaoui, 2010, Ladaoui et al., 2011 et Cagnon, 2015]. On peut remarquer cependant que la masse volumique mesurée est légèrement supérieure. Cela peut être en partie attribué à la réduction de la quantité de superplastifiant de  $9 \text{ kg/m}^3$  à  $3 \text{ kg/m}^3$ .

### III.3.4.2. Comportement à l'état durci

Les propriétés mécaniques du BHP à l'état durci seront mesurées sur les éprouvettes cylindriques. La procédure des essais ainsi que les résultats des mesures à plusieurs échéances seront présentées dans chaque partie. Chaque valeur donnée correspond à la valeur moyenne obtenue sur trois éprouvettes au minimum. Comme pour l'état frais, elles seront comparées aux études antérieures.

#### III.3.4.2.1. Résistance en compression

La mesure de la résistance en compression d'un béton est déterminée conformément à la norme [NF EN 12390-3, 2012]. Les éprouvettes sont tout d'abord rectifiées afin d'obtenir des faces supérieure et inférieure planes et parallèles. La presse utilisée pour cet essai, est une presse hydraulique contrôlée en force, de capacité maximale 4000 kN. Après avoir appliqué une précharge, la contrainte est augmentée à la vitesse de 0,5 MPa/s jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Nous rappelons que les éprouvettes sont conservées en cure endogène jusqu'à la date de l'essai.

Les résultats moyens, issus de 3 éprouvettes testées à 28 jours et 4 éprouvettes testées à 65 jours (date de la mise en séchage et du chargement), sont présentés dans le **TABLEAU III-4**. Les valeurs sont comparées à celles obtenues, pour le même béton, lors des études antérieures [Camps et al., 2008, Ladaoui, 2010 et Cagnon, 2015].

	Camps et al. (2008)	Ladaoui (2010)		Cagnon (2015)	Manzoni (2019)
Type de Cure	Humide	Endogène	Eau	Eau	Endogène
Résistances en compression simple (MPa)					
à 28 jours	59,0	77,4	76,8	72,0	58,4 ± 1,0
à 65 jours Date de chargement de fluage	62,0	77,8	79,0	76,4	63,0 ± 3,4

Tableau III-4 : valeurs moyennes des résistances en compression du BHP à différentes échéances comparées à celles des études précédentes et indication du type de cure selon l'étude

Globalement, les résistances en compression sont plus faibles que celles des précédentes études. Les résultats de [*Camps et al., 2008* et *Ladaoui, 2010*], ont été obtenues sur une formulation de béton légèrement différente. En effet, depuis 2012, celle-ci ne comporte plus de discontinuité dans la fraction granulaire (0/4 – 5/12.5 mm avant 2012, et 0/4 – 4/12 mm maintenant). Cette modification peut permettre une optimisation de la compacité du squelette granulaire, une réduction de la porosité ouverte accessible à l'eau [*Cagnon, 2015*], et ainsi une amélioration de la résistance en compression du béton en diminuant le pourcentage de pores. Cependant, les résultats obtenus durant notre étude sont plus proches de ceux de [*Camps et al., 2008*] que de ceux de [*Cagnon, 2015*]. Ceci est difficilement explicable puisque la formulation utilisée pour le coulage de nos éprouvettes est la même que celle de [*Cagnon, 2015*], seul le superplastifiant a été changé. Une étude plus approfondie sur l'aspect formulation permettrait d'identifier les raisons d'une telle différence entre les résultats qui ne va pas dans le même sens que les mesures à l'état frais (cf. III.3.4.1). On peut également noter que les essais de [*Cagnon, 2015*] ont été réalisés sur éprouvettes après une cure sous eau, alors que nos éprouvettes ont subi une cure endogène. Mais d'après les résultats de [*Ladaoui, 2010*], l'impact de la cure demeure faible sur la résistance en compression. En effet, la résistance en compression à 28 jours était de 77,4 MPa après une cure endogène contre 76,8 MPa après une cure sous eau). Des différences de qualité du ciment entre 2015 et 2018 peuvent également être avancées pour expliquer ce phénomène.

#### III.3.4.2.2. Résistance à la traction par fendage

La résistance à la traction du matériau est déterminée par l'intermédiaire d'un essai de fendage d'une éprouvette cylindrique, nommé essai brésilien [*NF EN 12390-6, 2012*]. Celle-ci est soumise à un effort de compression appliqué suivant les génératrices du cylindre selon une vitesse de 0,05 MPa/s, ce qui entraîne des contraintes de traction orthogonales à l'axe du chargement. Comme pour les essais en compression, les éprouvettes sont conservées en cure endogène à 20°C jusqu'à l'échéance de l'essai à 28 jours.

La valeur moyenne de la résistance en traction est présentée dans le **TABLEAU III-5**. Elle est comparée à celle de l'étude antérieure de Cagnon.

	Cagnon (2015)	Manzoni (2019)
Type de Cure	Eau	Endogène
Résistance en traction par fendage (MPa)		
à 28 jours	4,0	4,1 ± 0,7

Tableau III-5 : résistance en traction du BHP comparée à celle d'une précédente étude

La résistance de traction à 28 jours est proche de celle mesurée lors de l'étude de [Cagnon, 2015].

### III.3.4.2.3. Module d'élasticité

Le module d'élasticité du béton est déterminé à partir d'un essai de compression sur éprouvette cylindrique. La charge est appliquée par une presse hydraulique (identique à celle utilisée pour la résistance en compression et traction), suivant les recommandations RILEM [RILEM CPC8, 1975] : dix cycles de chargement/déchargement avec une amplitude de 1/3 de la contrainte à la rupture mesurée le jour même. L'éprouvette est instrumentée par une cage d'extensométrie fixée à mi-hauteur hors zones de frettage. Le déplacement de l'éprouvette est mesuré à l'aide de trois capteurs LVDT (Linear Variable Differential Transformer) positionnés sur la cage, espacés angulairement de 120° et reliés à une chaîne d'acquisition. L'exploitation de leurs données permet de tracer l'évolution de la déformation moyenne ( $\varepsilon^m$ ) en fonction de la contrainte de compression appliquée ( $\sigma$ ), et d'en déduire le module d'élasticité ( $E$ ) suivant la formule suivante :

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon^m} = \frac{\sigma_c - \sigma_p}{\varepsilon_c^m - \varepsilon_p^m} \quad (89)$$

Où  $\sigma_c$  est égale à 1/3 de la contrainte en compression à la rupture en MPa,  $\sigma_p$  est la contrainte de précharge de la presse en MPa,  $\varepsilon_c^m$  est la déformation longitudinale moyenne des 3 capteurs mesurée correspondant à la contrainte  $\sigma_c$  et  $\varepsilon_p^m$  est la déformation longitudinale moyenne des 3 capteurs mesurée correspondant à la contrainte  $\sigma_p$ .

Le **TABLEAU III-6** présente les résultats de module d'élasticité de cette étude, comparés à ceux des précédentes études.

	Camps et al. (2008)	Ladaoui (2010)		Cagnon (2015)	Manzoni (2019)
Type de Cure	Humide	Endogène	Eau	Eau	Endogène
Module d'élasticité (GPa)					
28j	40,0	42,8	42,9	42,0	40,9 ± 2,4
65j					
Date de chargement de fluage	41,5	/	/	44,0	42,2 ± 2,0

Tableau III-6 : valeurs des modules d'élasticité du BHP comparés à celles des précédentes études

Comme pour la résistance en compression du béton, les modules d'élasticité sont légèrement inférieurs à ceux des études antérieures, notamment ceux de [Cagnon, 2015]. Néanmoins, cela demeure peu significatif compte tenu de l'écart-type. [Ladaoui, 2010] a montré que le type de cure avait peu d'influence sur le module d'élasticité à 28 jours (42,8 GPa en cure endogène contre 42,9 GPa en cure sous eau).

### III.4. Dispositifs expérimentaux

#### III.4.1. Retrait et fluage sur éprouvette cylindrique 11 x 22 cm<sup>3</sup>

Pour les éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm<sup>3</sup>, les essais de retrait et de fluage en compression uniaxial sont réalisés dans une salle climatisée dédiée à ces essais à température constante de 20 °C ± 1 °C, en condition endogène ou en dessiccation à 50% HR ± 5%.

La déformation longitudinale des éprouvettes de retrait et de fluage est mesurée à l'aide d'un capteur LVDT (ANNEXES) interne positionné au centre de l'éprouvette, dans une réservation prévue à cet effet lors du coulage (CF. FIGURE III-2). Ce système de mesure permet d'avoir une base de mesure de 11,5 cm centrée dans l'éprouvette et située hors des zones de frettage, tout en conservant une longueur supérieure à trois fois le diamètre du plus gros granulat. Deux ressorts positionnés aux extrémités du dispositif, permettent de limiter les jeux et d'assurer un contact constant entre la tige interne fixée au béton en partie basse de l'échantillon et le capteur LVDT en appui sur sa partie haute. Compte tenu de la résolution des capteurs (<0,1 µm) et de la base de mesure de notre dispositif, la précision des mesures est de l'ordre de 1 µm/m.

A la suite d'un problème survenu lors de la mise en place de la tige invar dans la réservation prévue à cet effet, certaines éprouvettes ont été instrumentées à l'aide de deux capteurs positionnés en externe selon deux génératrices du cylindre en vis-à-vis. Ces capteurs sont maintenus en place à l'aide d'anneaux métalliques collés directement sur la surface de l'éprouvette. La déformation de l'éprouvette sera donc calculée à partir de la moyenne du

déplacement des deux capteurs selon une base de mesure de même longueur que celle du dispositif par mesure interne.

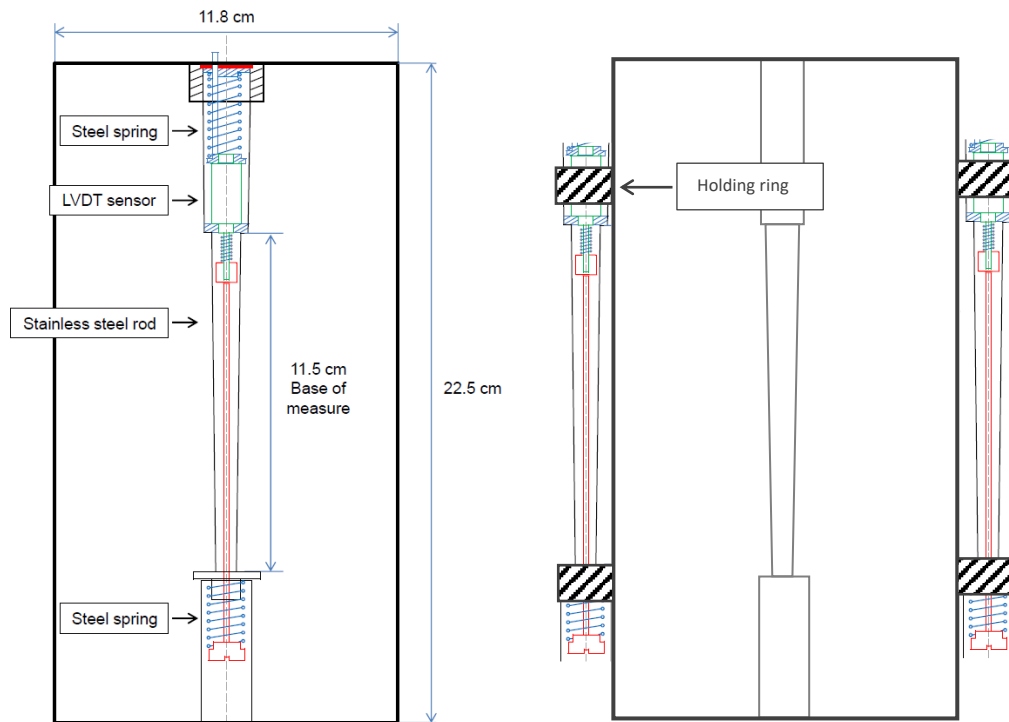


Figure III-2 : instrumentation par capteur LVDT interne ou externe des éprouvettes de fluage et de retrait

Les quatre éprouvettes sous charge variable sont également équipées chacune de deux jauges électriques (**ANNEXES**) de 5 cm de long, positionnées à mi-hauteur de l'éprouvette en vis-à-vis, afin de mesurer leurs déformations orthoradiales en conditions endogène ou en dessiccation avec une précision de mesure de l'ordre de 1%.

La mise en dessiccation des éprouvettes a été réalisée 65 jours après le démoulage afin de respecter une cure endogène minimale de 2 mois préalable à l'essai. A partir de cette échéance, trois éprouvettes témoins ont été pesées régulièrement pour obtenir les pertes de masse dues à la dessiccation. Les faces inférieures et supérieures de ces éprouvettes ont été protégées du séchage à l'aide de deux couches de papier aluminium afin d'obtenir les mêmes conditions aux limites que les cylindres en fluage en dessiccation pour lesquels ces faces sont en contact avec le vérin et le chapeau supérieur du bâti de fluage, empêchant ainsi tout séchage selon ces faces.

L'essai de fluage est réalisé sur des bâtis de fluage (**CF. FIGURE III-3**) équipés chacun d'un vérin hydraulique, qui permet d'appliquer un chargement de compression uniaxiale à l'aide d'une pompe hydraulique. Chaque bâti de fluage est indépendant et dispose d'un manomètre de pression pour régler la contrainte à appliquer, ainsi que d'un accumulateur d'azote branché sur l'installation hydraulique pour maintenir la pression du vérin constante durant toute la période d'essai.



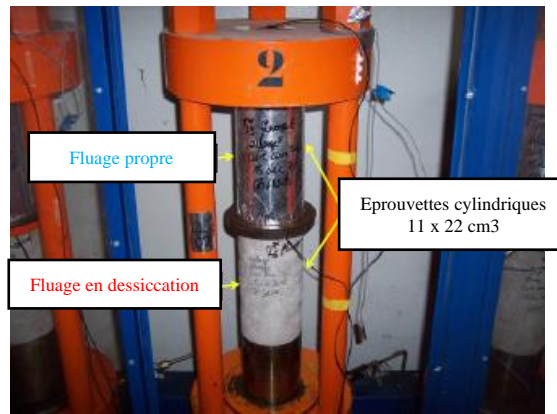


Figure III-3 : bâtis de fluage à 20 °C et 50% HR avec une éprouvette en fluage propre et une éprouvette en fluage en dessiccation

### III.4.2. Retrait et fluage sur anneaux

La première étape de l'étude des essais sur anneaux a été de définir la géométrie de ces éléments. Pour conserver la géométrie du tunnel de stockage des déchets (environ 10 mètres de diamètre pour 1 mètre d'épaisseur), nous avons fait le choix de conserver ce rapport de 10 entre le diamètre et l'épaisseur. En tenant compte des critères d'épaisseur minimale de 3 fois le diamètre du plus gros granulats du béton tout en limitant la masse de l'élément pour sa manutention, les dimensions finalement retenues sont de 40 cm de diamètre extérieur pour 4 cm d'épaisseur, sur une hauteur de 15 cm, comme le montre la **FIGURE III-4**.



Figure III-4 : géométries et photos des anneaux de béton au démoulage

Afin d'obtenir une géométrie la plus précise possible et de conserver ainsi une épaisseur constante, les anneaux ont été coulés dans des moules en polystyrène à usage unique, taillés sur mesure par découpe au laser (**cf. FIGURE III-5**). Ce matériau déformable permet également de limiter l'effet du retrait qui rendrait le décoffrage délicat, comme constaté lors d'une étude préliminaire avec des moules métalliques.



Figure III-5 : coffrage en polystyrène pour les anneaux en béton

Les essais de fluage sur anneaux sont menés dans une salle climatisée à température constante de  $20\text{ °C} \pm 1\text{ °C}$ , en condition endogène. Après une cure minimale de 2 mois, les anneaux sont chargés radialement par l'intermédiaire d'un vérin torique hydraulique extérieur selon le schéma de principe présenté sur la **FIGURE III-6**.

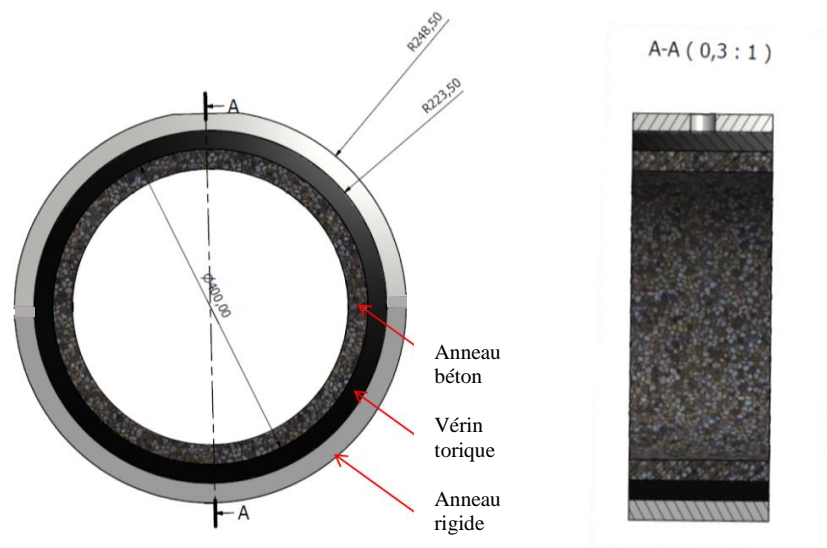


Figure III-6 : plan du dispositif de chargement périphérique uniforme des anneaux de béton via un vérin torique hydraulique

Sur la périphérie extérieure du vérin, un anneau métallique de confinement est positionné afin d'empêcher le vérin de gonfler librement, et ainsi de permettre la transmission de l'effort à l'anneau interne en béton (**CF. FIGURE III-7**). Pour cela, son épaisseur a été dimensionnée pour avoir une rigidité deux fois supérieure à celle de l'anneau de béton.

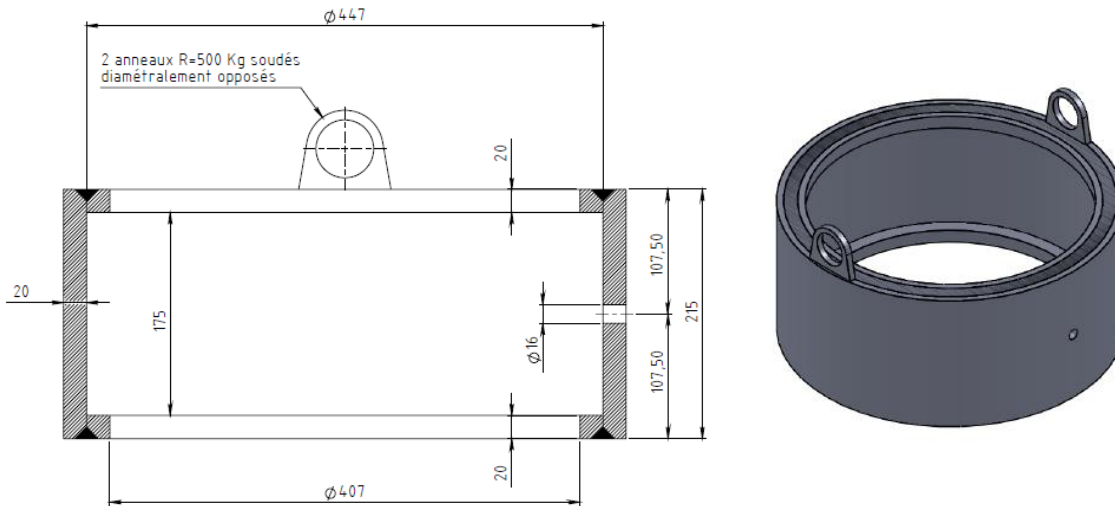


Figure III-7 : coupe et vue 3D de l'anneau métallique de confinement du vérin torique

Le vérin torique souple (**CF. FIGURE III-8**) est gonflé à l'eau et peut supporter une température maximum de 60 °C avec une hygrométrie maximale de 80% HR, en vue de possibles études futures. La pression de gonflage maximale est de 30 bars. Cela correspond à une contrainte orthoradiale moyenne d'environ 15 MPa sur l'extrados de l'anneau en béton, soit de l'ordre de 20% de la résistance en compression du BHP de la présente étude. La hauteur des vérins toriques est de 17 cm, soit 2 cm de plus que celle des anneaux en béton. Cette dimension est une préconisation du fournisseur du vérin torique. En effet, les extrémités du vérin sont renforcées sur environ 1 cm de chaque côté afin d'éviter son éclatement. Ces deux zones plus rigides pourraient ne pas venir s'appuyer totalement sur la surface du béton et ne transmettraient donc pas la contrainte désirée. Par conséquent, il nous a donc été conseillé de confectionner un anneau de béton de hauteur correspondant à celle du vérin hors zones renforcées afin que le béton soit soumis à une pression uniforme.

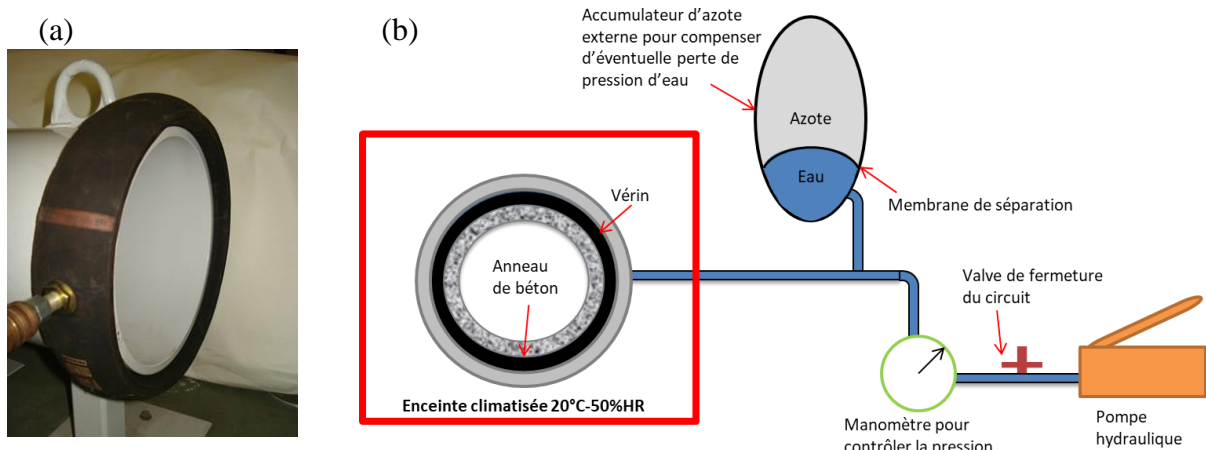


Figure III-8 : photo du vérin souple positionné sur un tuyau métallique à titre illustratif, sans anneau de confinement (a) et schéma de principe du montage avec l'anneau de confinement et le circuit hydraulique complet (b)

Pour que la partie hors zones renforcées du vérin torique appuie de manière homogène sur l'anneau moins haut en béton, ce dernier devait être centré en hauteur par rapport au vérin grâce à des cales ponctuelles en sous face. Malheureusement, il s'est avéré que les zones renforcées

étaient moins rigides qu'annoncées par le fournisseur. Lors de la mise en pression, elles se sont déformées de telle manière que le vérin a pu combler l'espace inférieur sous l'anneau entraînant un déplacement vertical de l'anneau. Pour bloquer ce déplacement axial vertical de l'anneau béton et empêcher la déformation des extrémités du vérin, des plaques en PVC de 3,2 cm d'épaisseur ont été placées en parties inférieure et supérieure de l'anneau de béton (**cf. FIGURE III-9**). Pour maintenir la plaque PVC calée à la surface supérieure et empêcher l'anneau de remonter ou de se mettre de biais, un système de renforts métalliques a été mis en place. Ce système consiste en un tube rectangulaire, associée à une plaque métallique pleine, ancré aux poignets de l'anneau métallique de confinement extérieur. Lors de la mise en charge, les plaques PVC se mettent en butée sur l'anneau empêchant ainsi tout déplacement vertical.

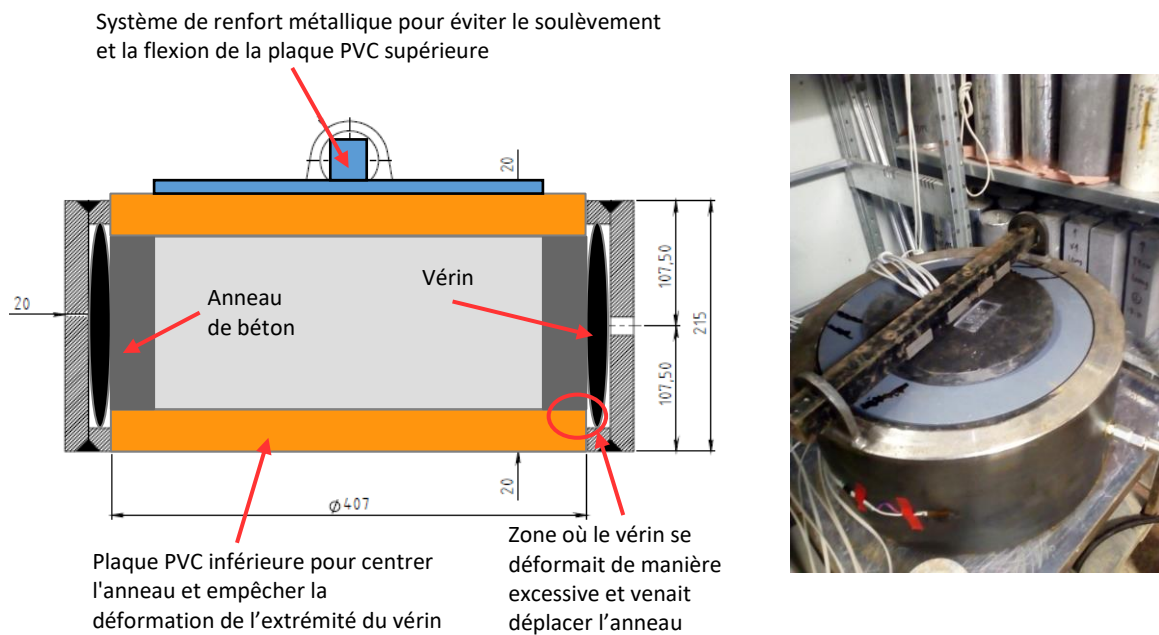


Figure III-9 : coupe de principe du dispositif de mise en charge des anneaux en béton et photo de l'ensemble une fois en place

Comme pour les éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm<sup>3</sup>, un accumulateur d'azote est mis en place sur chaque circuit afin de maintenir constante la pression exercée.

Pour suivre les déformations durant les essais de fluage, chaque anneau est instrumenté de 9 jauges à béton orientées suivant les trois directions principales, comme représenté sur le schéma de la **FIGURE III-10 (A)**. Les positionnements des différentes jauges sont les suivants :

- 1 jauge radiale (R-1) de 2 cm de long,
- 1 jauge suivant la hauteur de l'anneau en intrados (L-I-1) de 5 cm de long,
- 1 jauge suivant la hauteur en extrados (L-E-1) de 5 cm de long,
- 4 jauges orientées orthoradialement en extrados (OR-E-1 à OR-E-4) de 5 cm de long,
- 2 jauges orthoradiales en intrados (OR-I-1 et OR-I-2) de 5 cm de long.

Les anneaux destinés au suivi du retrait endogène à 20 °C sont instrumentés par un nombre moindre de jauges, compte tenu de l'isotropie du retrait : 1 jauge radiale, 1 jauge suivant la hauteur sur l'extrados, et 2 jauges orthoradiales, 1 en intrados et 1 en extrados.

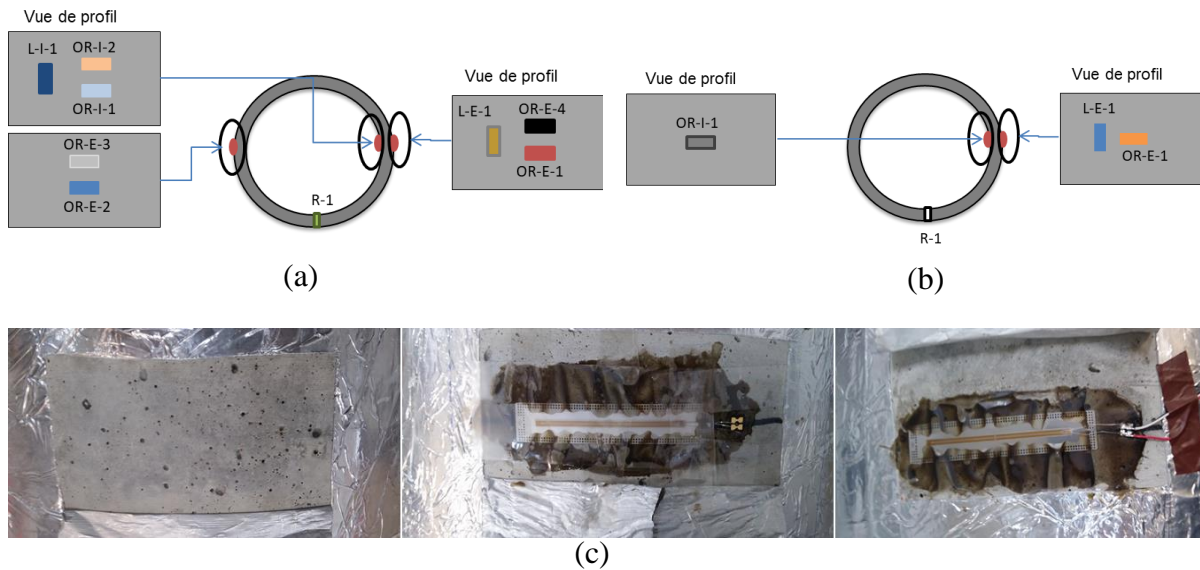


Figure III-10 : plan de positionnement des jauges en fluage (a), plan de positionnement en retrait (b) et préparation de la zone de collage des jauges béton (c)

Comme les anneaux sont conservés en condition endogène dès le démoulage 1 jour après coulage, la teneur en eau du matériau demeure élevée. Cette forte présence d'eau peut entraîner un risque de décollement des jauges, notamment pour celles sur les anneaux en retrait, qui seront mises en place dès le démoulage, alors que pour les anneaux destinés au fluage, elles seront collées 2 mois plus tard. Pour éviter le risque de décollement des jauges, une première couche de colle est appliquée sur le béton à l'emplacement de la jauge, après avoir découpé une ouverture dans le papier aluminium, afin de boucher la porosité et ainsi limiter la présence d'eau en sous-face de la jauge. Cette surface est ensuite poncée avant l'application d'une deuxième couche pour coller la jauge. Pour rétablir l'étanchéité au droit de la jauge et limiter les échanges hydriques avec le milieu extérieur, la partie supérieure est ensuite recouverte d'un revêtement imperméable.

L'objectif initial de cet essai de fluage était de maintenir la charge constante pendant une certaine durée grâce à l'accumulateur d'azote, avant de modifier volontairement la pression. Malheureusement, malgré les précautions prises, des diminutions de pression rapides sont intervenues. De légères pertes d'eau sont apparues au niveau des jonctions entre le vérin et le flexible de mise en pression. De plus, le volume de l'accumulateur d'azote, calculé et fourni par le fabricant du vérin, n'était pas suffisant pour compenser totalement les déformations du vérin. Par conséquent, les déformations élastiques et de fluage de l'anneau de béton ont entraîné une diminution de pression assez rapide dans le système hydraulique. Face à ces difficultés expérimentales, le choix a été fait de relever la pression réelle au cours du temps tout en venant remettre en charge le vérin régulièrement. La pression n'est donc finalement pas constante par palier, mais alterne des phases de décharge lentes et de rechargement rapides.



La pression maximale appliquée est de 20 bars (la limite du vérin étant 30 bars). Le profil théorique des contraintes dans l'anneau est non uniforme comme le montre la **FIGURE III-11**. Les contraintes théoriques sont calculées avec les équations (90) et (91) en supposant un comportement élastique et un état de contrainte plan dans les directions principales (radiale et orthoradiale).

$$\sigma_{rr} = P_{ext} \left[ \frac{R_{ext}^2}{R_{int}^2 - R_{ext}^2} - \frac{R_{int}^2 \times R_{ext}^2}{r^2 (R_{int}^2 - R_{ext}^2)} \right] \quad (90)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = P_{ext} \left[ \frac{R_{ext}^2}{R_{int}^2 - R_{ext}^2} + \frac{R_{int}^2 \times R_{ext}^2}{r^2 (R_{int}^2 - R_{ext}^2)} \right] \quad (91)$$

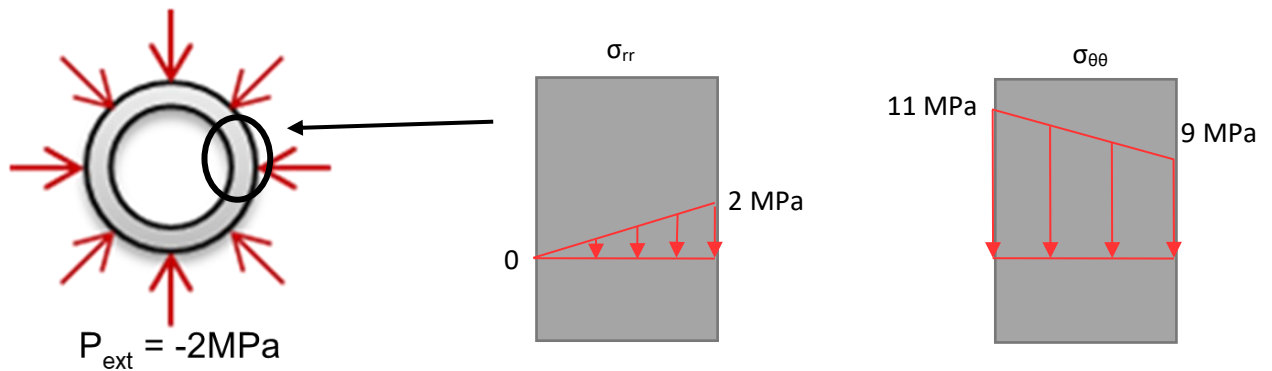


Figure III-11 : profil des contraintes radiale ( $\sigma_{rr}$ ) et orthoradiale ( $\sigma_{\theta\theta}$ ) dans l'épaisseur de l'anneau de béton

### III.5. Résultats expérimentaux et analyses

Cette partie a pour but de présenter et d'analyser les résultats obtenus lors de la campagne d'essai. Par convention, les déformations négatives correspondront à de la contraction dans toute la suite du document. Les déformations seront mesurées dans la direction longitudinale, notée  $-l$ , et dans la direction radiale, notée  $-r$ .

#### III.5.1. Eprouvettes cylindriques 11 x 22 cm<sup>3</sup>

##### III.5.1.1. Déformations à 20 °C en condition endogène

Après une cure de 65 jours en condition endogène à 20°C, les éprouvettes cylindres ont été mises en charge soit à 30%  $f_{cm}$ , soit à 60%  $f_{cm}$ . La **FIGURE III-12** représente les déformations moyennes libres et totales sous charge de l'ensemble des essais en condition endogène à 20°C à partir de la date de démoulage, issues de deux éprouvettes pour chaque type d'essai.

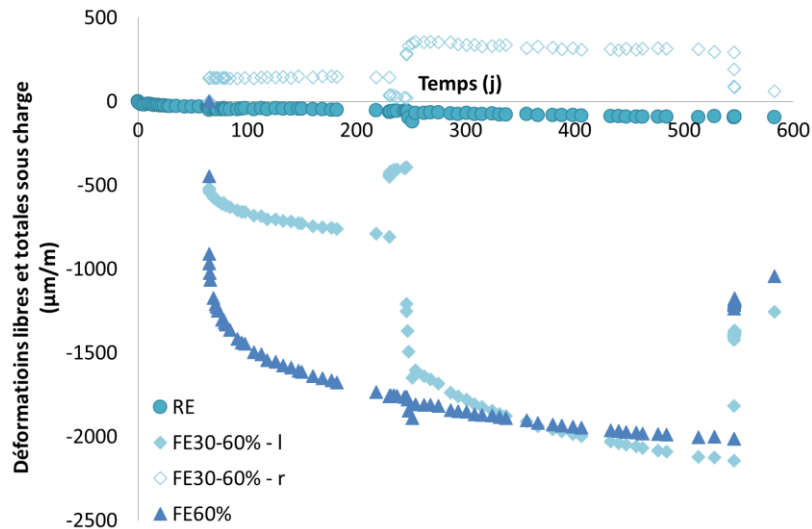


Figure III-12 : déformations libres et totales sous charge en condition endogène mesurées à partir du démoulage sur éprouvette cylindrique 11 x 22 cm<sup>3</sup> dans la direction longitudinale (l) et radiale (r)

Le retrait endogène moyen (RE), déterminé à partir de deux éprouvettes, est très faible, environ 30  $\mu\text{m/m}$  lors de la mise en fluage à 65 jours et 90  $\mu\text{m/m}$  après 500 jours. Cela suppose que peu d'eau libre a été consommée pour l'hydratation du béton entre ces deux dates. C'est également le cas pour les essais en endogène sur anneau comme nous le verrons dans la suite de ce mémoire (cf. III.5.2.1). Dans sa thèse, [Ladaoui, 2010] avait quant à lui mesuré un retrait endogène bien plus important puisqu'il était de l'ordre de 350  $\mu\text{m/m}$  après 500 jours. Cet écart peut être expliqué par l'utilisation d'un dispositif de mesure des déformations différent entre nos deux études et par le fait que les bétons utilisés ne sont pas identiques à l'état durci d'après la caractérisation mécanique macroscopique (cf. III.3.4.2.1). Il est possible que la modification du superplastifiant ait entraîné une distribution différente de la taille des pores pouvant expliquer les valeurs plus basses de la résistance en compression et du retrait endogène de nos essais par rapport à ceux de [Ladaoui, 2010]. Néanmoins, il convient de noter que le retrait total en dessiccation (cf. III.5.1.3) est quant à lui équivalent entre nos deux études.

Pour les essais sous charge, les déformations longitudinales des éprouvettes sous variation de la charge de 30% à 60% de la résistance du béton (FE30-60% - l) et des éprouvettes sous contrainte constante à 60% (FE60%) comportent les déformations élastiques, de retrait endogène, et de fluage propre. Suite à la rupture d'une éprouvette lors de la mise en charge à 60%  $f_{cm}$ , les résultats présentés ici à ce taux de chargement (FE60%) correspondent aux mesures d'une seule éprouvette. Les résultats sous contrainte variable sont quant à eux la moyenne de deux éprouvettes. Comme attendu, la déformation élastique au moment du chargement est presque deux fois plus importante pour l'éprouvette sous 60% que pour celle sous 30%  $f_{cm}$ , environ 910  $\mu\text{m/m}$  et 510  $\mu\text{m/m}$  respectivement. La valeur sous 30% de la résistance en compression est légèrement supérieure à celle calculée avec le module de Young de 42 GPa estimé avec la cage d'extensométrie et suivant la procédure RILEM sur l'éprouvette témoin, qui correspond à une déformation élastique de 450  $\mu\text{m/m}$ . En analysant les déformations des deux éprouvettes de fluage soumises à ce chargement, le surplus de déformation moyen par

rapport à celui de l'essai de module d'élasticité provient d'un excès de déformation du capteur LVDT d'une des deux éprouvettes. Cela est sûrement la conséquence d'un contact imparfait entre le capteur et l'éprouvette qui n'a pas été totalement effacé lors des cycles de mise en charge préparatoire destinés à éliminer les éventuels jeux. La déformation radiale de l'éprouvette sous chargement cyclique (FE30-60% - r) est une dilatation due à l'effet Poisson. Son amplitude moyenne de 139  $\mu\text{m/m}$  correspond à un coefficient de Poisson de 0,27, ce qui est en concordance avec la valeur trouvée par [Ladaoui, 2010] qui était également de 0,27.

A 230 jours après le démoulage (**cf. FIGURE III-12**), l'éprouvette FE30-60% a été déchargée afin de mesurer ses recouvrances élastique et différée. La valeur moyenne du retour élastique d'environ 360  $\mu\text{m/m}$  est plus faible que la déformation élastique lors du premier chargement. Il est possible que l'hydratation durant cette période ait contribué à rigidifier le béton. Cependant, pour atteindre cette amplitude de déformation, il faudrait que le nouveau module du matériau soit proche de 52,5 GPa, ce qui paraît très élevé. Il est donc envisageable qu'un autre mécanisme impacte la rigidité du matériau. Le phénomène de consolidation sous charge pourrait en être la cause : plus le béton fluait, plus il se consoliderait et se rigidifierait. Cette hypothèse devra être confirmée par de essais complémentaires.

Après 16 jours sans chargement extérieur, l'amplitude de la déformation de fluage réversible est de 56  $\mu\text{m/m}$ . L'éprouvette FE30-60% a ensuite été rechargée mais cette fois-ci avec un taux de contrainte de 60% de sa résistance en compression. La déformation élastique moyenne obtenue est de 815  $\mu\text{m/m}$ , ce qui est inférieur à la déformation atteinte par l'éprouvette FE60% lors de sa première mise en charge (environ 910  $\mu\text{m/m}$ ), confirmant un accroissement du module de Young entre les deux dates (de 42 GPa à 46,4 GPa). La déformation élastique radiale moyenne des éprouvettes est de 258  $\mu\text{m/m}$ , ce qui correspond bien à deux fois la déformation élastique radiale sous 30%  $f_{cm}$ . La cinétique extrêmement rapide des déformations de fluage pendant 5 jours après le rechargement s'explique par une augmentation accidentelle de la température dans la salle climatisée. Durant cette période, la température est passée de 20 °C à 28 °C, ce qui a eu pour conséquence d'augmenter la cinétique du fluage, ainsi que de produire une possible DTT puisque l'éprouvette est chauffée alors qu'elle vient tout juste d'être soumise à une nouvelle contrainte. Sur l'éprouvette sous charge constante FE60%, l'action thermique est d'ailleurs également visible avec une augmentation ponctuelle de la contraction sur cette période. Cependant, les points relevés ne sont pas exploitables pendant cette phase transitoire puisque les capteurs LVDT utilisés ne sont pas compensés thermiquement. A partir de 251 jours après le démoulage, une fois la température revenue à 20 °C, nous pouvons considérer que les déformations sont bien celles du béton.

Après 100 jours sous 60%  $f_{cm}$ , il semblerait que l'éprouvette FE30-60% ait un potentiel de fluage plus important que l'éprouvette sous charge constante. D'après la **FIGURE III-12**, ce constat peut toutefois être atténué par la variabilité des déformations élastiques. Pour mieux distinguer l'évolution des déformations différées, la **FIGURE III-13** présente les déformations



sous charge après avoir retranché celles élastiques (fluage propre et retrait endogène seuls). Là encore, l'éprouvette sous charge variable développe une déformation de fluage supérieure d'environ 50  $\mu\text{m}/\text{m}$  à celle sous charge constante au moment du déchargement. Cependant, il s'agit ici d'une valeur moyenne obtenue sur deux éprouvettes et si l'on examine le comportement de chaque éprouvette, présenté ultérieurement sur la **FIGURE IV-3**, une des éprouvettes présente une cinétique significativement supérieure à l'autre. Il est possible qu'une dessiccation parasite ait affecté l'une des éprouvettes. La légère augmentation moyenne serait la conséquence d'une part de fluage de dessiccation d'une seule des deux éprouvettes. Cette hypothèse sera vérifiée par un contrôle de leur masse lorsque les éprouvettes seront déchargées, après suivi de la phase de recouvrance. On peut en conclure que le phénomène de consolidation affecte la cinétique de déformation de fluage immédiatement après rechargement, mais qu'il n'impacte pas, ou peu, le potentiel de déformation différée à long terme du béton.

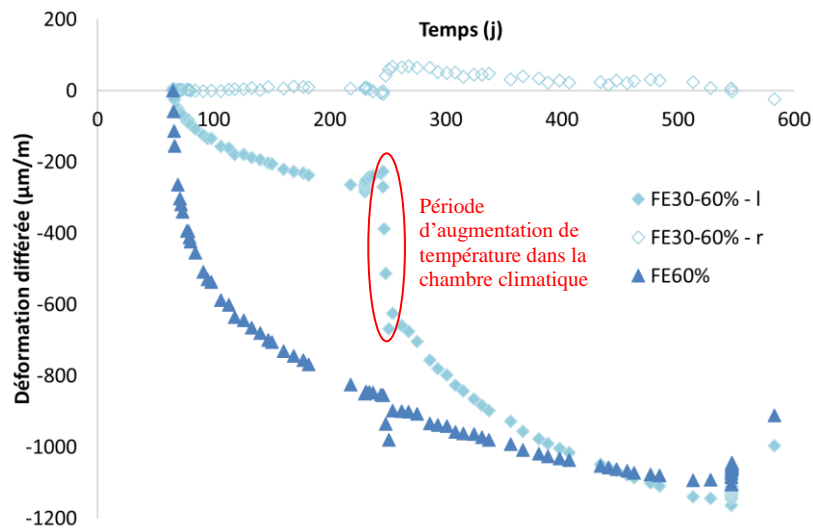


Figure III-13 : déformation différée des essais en endogène sous charge à partir du démoulage sur éprouvette cylindrique 11 x 22 cm<sup>3</sup>

Sur la **FIGURE III-12**, le retour élastique au moment de la décharge de l'ensemble des essais, 546 jours après le démoulage, est d'environ 750  $\mu\text{m}/\text{m}$  pour les deux types d'essais. Comme lors de la décharge à 230 jours, l'amplitude de la déformation élastique a donc encore diminué. Cela renforce l'idée qu'en plus de l'hydratation, le fluage (ou la consolidation qu'il engendre plus exactement) pourrait jouer un rôle sur la rigidité du matériau.

Nous allons comparer maintenant sur la **FIGURE III-14** le comportement différé (retrait et fluage propre) de l'éprouvette sous 60%  $f_{cm}$  maintenue constante depuis sa mise en charge et celui de l'éprouvette sous charge variable depuis sa recharge à 60%  $f_{cm}$  afin de voir l'impact de la consolidation mécanique. Il est intéressant de noter, que la cinétique des déformations après la mise en charge à 60%  $f_{cm}$ , est sensiblement identique quel que soit l'historique mécanique au préalable. Cela signifie que la consolidation mécanique antérieure (ici sous 30%  $f_{cm}$  pour l'éprouvette FE30-60%) affecte peu le comportement différé de l'éprouvette. Ce constat peut toutefois être faussé par l'élévation de température qui a pu causer de la DTT dans l'éprouvette

FE30-60% lors de la mise en charge. En première approximation nous pouvons considérer que l'écart entre les deux courbes, environ 170  $\mu\text{m}/\text{m}$ , correspond à l'amplitude de la DTT.

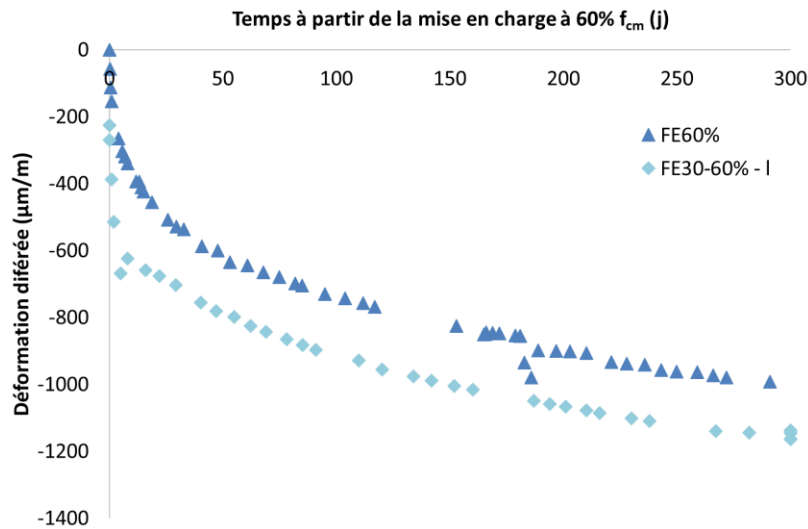


Figure III-14 : comparaison des déformations différées longitudinales des essais en endogène sous charge à partir de la mise sous contrainte à 60%  $f_{cm}$  sur éprouvette cylindrique 11 x 22  $\text{cm}^3$ , après chargement préalable à 30%  $f_{cm}$  (FE30-60%) ou sans chargement préalable (FE60%)

### III.5.1.2. Analyse du fluage spécifique et comparaison avec les résultats d'études antérieures

Le fluage propre spécifique (déformation de fluage propre divisée par la contrainte appliquée), présenté sur la **FIGURE III-15** durant les 150 premiers jours sous contrainte, met tout d'abord en évidence la non-linéarité du fluage. En multipliant par deux le taux de chargement, le fluage spécifique est multiplié par 1,5. En comparant ensuite les résultats de cette étude avec le fluage spécifique des éprouvettes en condition endogène sous 30%  $f_{cm}$  de [Ladaoui, 2010 et Cagnon, 2015], nous pouvons remarquer la bonne reproductibilité des déformations de fluage spécifiques malgré les différences de performances mécaniques des bétons de ces études, telles que la résistance en compression et le module d'élasticité. Les écarts peuvent être expliqués par le type et la durée de cure (sous eau à 20 °C pendant plus de 3 mois pour [Cagnon, 2015] et cure endogène à 20 °C de 14 mois pour [Ladaoui, 2010] ou de 65 jours pour notre étude), ce qui impact la teneur en eau du béton lors de la mise en charge, et par conséquent, son fluage propre.

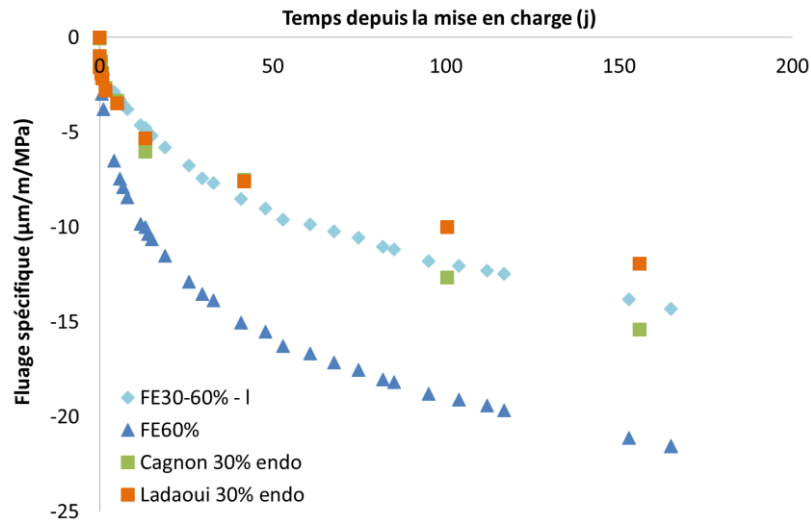


Figure III-15 : fluage spécifique endogène à 30% et 60%  $f_{cm}$  et confrontation avec les précédentes études

### III.5.1.3. Perte de masse et déformations de retrait et de fluage à 20 °C en dessiccation

Les évolutions des pertes de masse des éprouvettes témoins sont présentées sur la **FIGURE III-16**. Deux des éprouvettes ont un comportement identique tandis que la troisième (marqueur rouge) perd environ 12% (en valeur relative) de moins de masse d'eau. Cet écart peut s'expliquer par les conditions de stockage des éprouvettes dans la salle climatisée à 20 °C et 50% HR. Celle qui perd le moins de masse est positionnée dans une zone peu ventilée. Les deux autres échantillons sont quant à eux localisés dans la même salle, mais dans une zone mieux ventilée. Leur séchage est optimal et plus représentatif des essais de fluage en dessiccation. Ce sera donc la moyenne de ces deux derniers échantillons qui sera conservée dans le prochain chapitre, lors de la simulation numérique des pertes de masse.

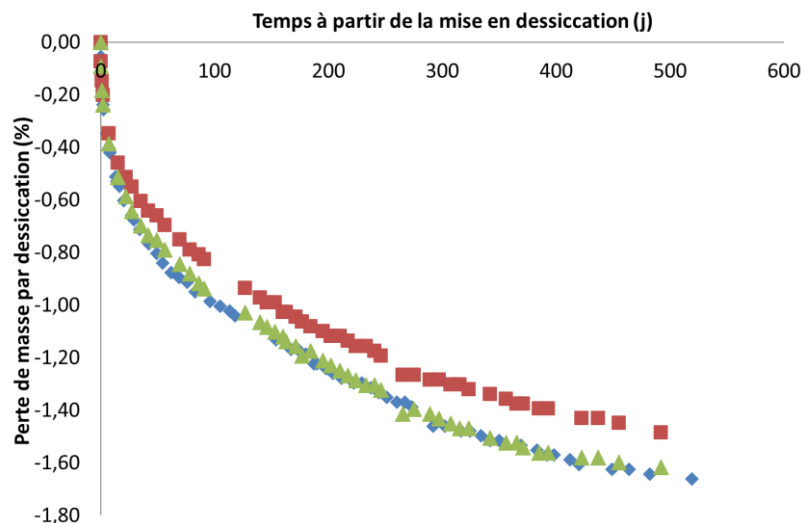


Figure III-16 : évolution des pertes de masse en dessiccation sous 50% HR et 20 °C pour les 3 cylindres 11 x 22 cm<sup>3</sup> en fonction du temps à partir de la mise en séchage à  $t_0=65$  jours, après cure endogène depuis le démoulage.

La déformation totale des éprouvettes en dessiccation est présentée sur la **FIGURE III-17**. Comme pour les résultats en endogène, les déformations présentées par la suite sont une

moyenne des mesures sur deux éprouvettes pour les essais de retrait et sous charge variable, et sur une seule éprouvette sous charge de 60%  $f_{cm}$  suite à la rupture d'un échantillon à ce taux de chargement.

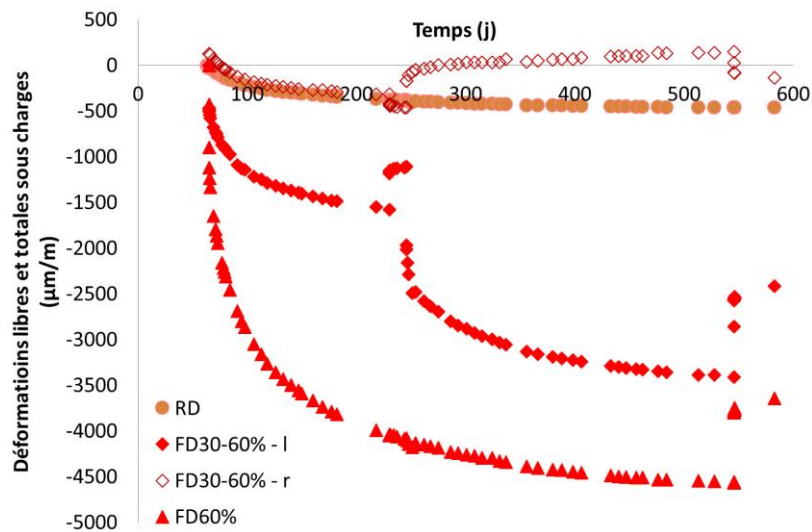


Figure III-17 : déformations libres et totales sous charge des essais en dessiccation sur éprouvette cylindrique 11 x 22 cm<sup>3</sup>

Le retrait en dessiccation (RD) comprend à la fois le retrait endogène et le retrait de dessiccation. La moyenne des deux éprouvettes en déformation libre, donne un retrait en dessiccation de l'ordre de 460 µm/m à 550 jours, date de la décharge des éprouvettes en fluage. A la même période, le retrait endogène relevé est de 90 µm/m, le séchage a donc entraîné 370 µm/m de contraction supplémentaire.

La déformation élastique longitudinale de l'éprouvette en dessiccation sous charge cyclique (FD30-60% - l) est de 470 µm/m. Cette déformation est légèrement inférieure à celle obtenue sur les éprouvettes en endogène et elle est bien plus proche de la déformation attendue de 450 µm/m calculée à partir de la mesure du module de Young selon la recommandation RILEM. La déformation élastique de l'éprouvette en dessiccation sous charge constante de 60%  $f_{cm}$  (FD60%) est de 900 µm/m, ce qui est bien le double de la déformation sous 30%  $f_{cm}$ . Les déformations différées qui se développent à partir de la mise en charge constituent une addition de fluage propre, fluage de dessiccation, retrait endogène et retrait de dessiccation. Nous retrouvons bien de la dilatation radiale par effet Poisson lors de sa mise en charge (FD30-60% - r). La valeur du coefficient de Poisson est la même que celle observée lors des essais en endogène, soit 0,27. Par la suite, on constate que l'éprouvette se contracte radialement. Cela signifie que l'amplitude du retrait en dessiccation, qui entraîne une contraction, est plus importante que l'effet Poisson du fluage qui engendre, lui, une dilatation radiale. Logiquement, si l'on considère que l'effet Poisson de fluage est très faible devant le retrait, la déformation radiale devrait par avoir la même allure que celle du retrait en dessiccation mais décalée de la déformation radiale élastique. Or, expérimentalement, nous constatons que, lors du 1<sup>er</sup> chargement, la déformation radiale compense très rapidement une bonne partie du décalage

initial dû à l'élasticité. Cela revient à dire que l'éprouvette sous charge subit a priori davantage de retrait radial que l'éprouvette non chargée.

Lors de la décharge à 230 jours après le démoulage, le retour élastique moyen de l'éprouvette FD30-60% est de  $390\text{ }\mu\text{m/m}$ , ce qui est là encore plus faible que la déformation lors du chargement (augmentation du module de Young axial pendant le fluage). La recouvrance durant la période où l'éprouvette est non chargée est de  $75\text{ }\mu\text{m/m}$ , ce qui est du même ordre de grandeur que pour les éprouvettes en condition endogène.

Lors de la mise sous contrainte à 60% de la résistance en compression du béton initialement chargé à  $30\%f_{cm}$  (FD30-60%), la déformation élastique longitudinale est de  $857\text{ }\mu\text{m/m}$  tandis que la dilatation atteint  $290\text{ }\mu\text{m/m}$ . Comme en endogène, la déformation élastique longitudinale est légèrement inférieure à celle obtenue sur l'éprouvette sous charge constante FD60%. Le coefficient de Poisson est maintenant de 0,33 ce qui est légèrement supérieur à celui calculé lors de la première mise en charge (0,27). Contrairement aux essais en condition endogène, l'évolution de la déformation longitudinale de l'éprouvette sous charge variable ne converge pas vers celle de l'éprouvette sous charge constante. Par ailleurs, nous pouvons remarquer qu'à partir de 400 jours après le démoulage, la cinétique de déformation différée entre les deux types d'essais est identique. Cela vient de la part du fluage de dessiccation qui, lorsque les éprouvettes ont été chargées la première fois, était maximale puisque les échantillons étaient, à ce moment-là, fortement saturés en eau. Comme l'amplitude du fluage de dessiccation est lui aussi proportionnel au taux de chargement, l'éprouvette sous  $60\% f_{cm}$  a développé davantage de fluage de dessiccation que celle sous  $30\% f_{cm}$ . Lors de la recharge à  $60\% f_{cm}$  de l'éprouvette sous contrainte variable, le nouveau taux de chargement aurait pu permettre de retrouver la même amplitude de fluage de dessiccation que sur l'autre éprouvette. Cependant, le degré de saturation de l'éprouvette à cette date est plus faible. Par conséquent, le fluage de dessiccation développé est inférieur à celui qui se développe lors du premier chargement. Radialement, les déformations différées obtenues sont exclusivement de la dilatation. Cela signifie que, à ce taux de chargement et à ce degré de saturation, le fluage par effet Poisson devient prépondérant par rapport au retrait en dessiccation.

Au moment de la décharge finale, à 545 jours après le démoulage, les retours élastiques sont de  $840\text{ }\mu\text{m/m}$  longitudinalement et  $224\text{ }\mu\text{m/m}$  radialement pour l'éprouvette FD30-60%, et de  $770\text{ }\mu\text{m/m}$  longitudinalement pour l'éprouvette FD60%. L'ordre de grandeur de la recouvrance élastique de l'échantillon FD60% est proche de celui obtenu durant les essais en condition endogène. L'essai sous charge variable en dessiccation développe davantage de retour élastique.

Sur la **FIGURE III-18**, le fluage de dessiccation est exprimé en fonction du retrait de dessiccation. Pour obtenir la déformation de fluage de dessiccation, les déformations élastiques et celles de retrait endogène et de fluage propre des essais précédents ont été retranchées à celles des déformations totales sous charge. La part de retrait de dessiccation est obtenue en

retranchant au retrait total en dessiccation le retrait endogène mesurée à partir de la date de mise en séchage.

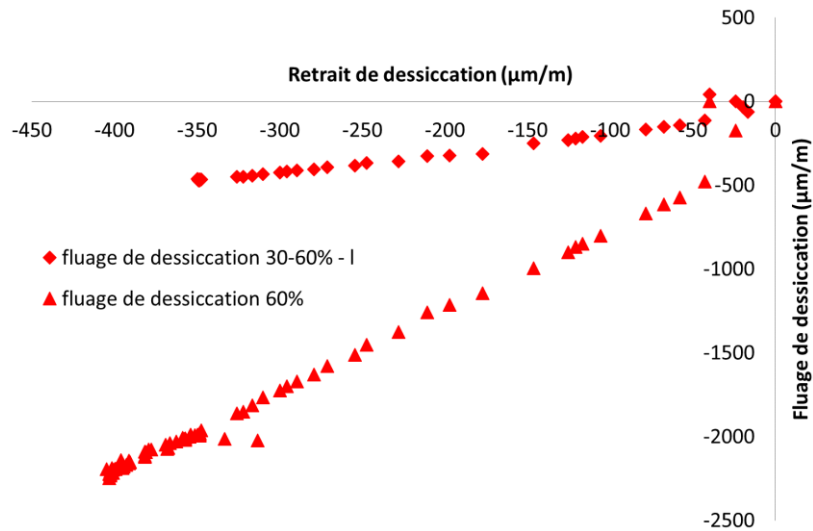


Figure III-18 : évolution du fluage de dessiccation en fonction du retrait de dessiccation

Ces résultats montrent une relation quasi linéaire qui corrobore les observations de la littérature (CF. I.5.2.4). De même que pour le fluage propre, il est possible de voir ici que le fluage de dessiccation évolue de façon non linéaire avec le taux de chargement. En ayant doublé la contrainte appliquée, le fluage de dessiccation a quant à lui été multiplié par environ quatre : le fluage spécifique de dessiccation a donc été multiplié par environ 2, alors que le fluage propre spécifique avait été multiplié par 1,5. Le fluage de dessiccation spécifique a, de ce point de vue, plus augmenté que le fluage propre spécifique.

### III.5.2. Anneaux à 20 °C en condition endogène

#### III.5.2.1. Retrait

Les anneaux de retrait en condition endogène sont au nombre de deux. Dès le démoulage, ils ont été emballés dans deux couches d'aluminium protégeant du séchage et instrumentées avec des jauges afin de suivre l'évolution des déformations de retrait endogène. Quatre jauges ont été mises en place sur chacun des anneaux comme le montre le schéma de la **FIGURE III-19**. Nous rappelons la nomenclature adoptée : les premières lettres désignent la direction des jauges (Radiale, Longitudinale ou OrthoRadiale), la seconde lettre correspond à la face mesurée (Extrados ou Intrados) et le chiffre qui suit désigne le numéro de l'anneau concerné (1 ou 2).

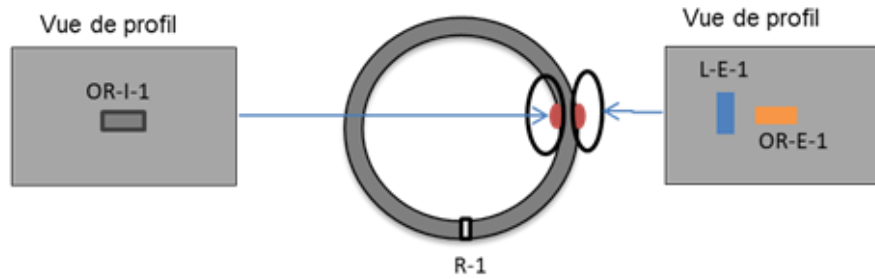


Figure III-19 : positions des jauges d'un anneau en retrait endogène

Au total, sur les deux anneaux en retrait endogène, il y a donc 8 jauges permettant d'enregistrer les déformations. Cependant, trois de ces jauges ont malheureusement cessé de fonctionner dès le début de l'essai. La **FIGURE III-20** présente donc les évolutions des déformations mesurées sur les jauges restantes. On constate une grande disparité au niveau de l'amplitude des déformations, puisque la valeur la plus élevée mesurée correspond à plus du double de la valeur la plus faible enregistrée, alors que le retrait endogène est isotrope.

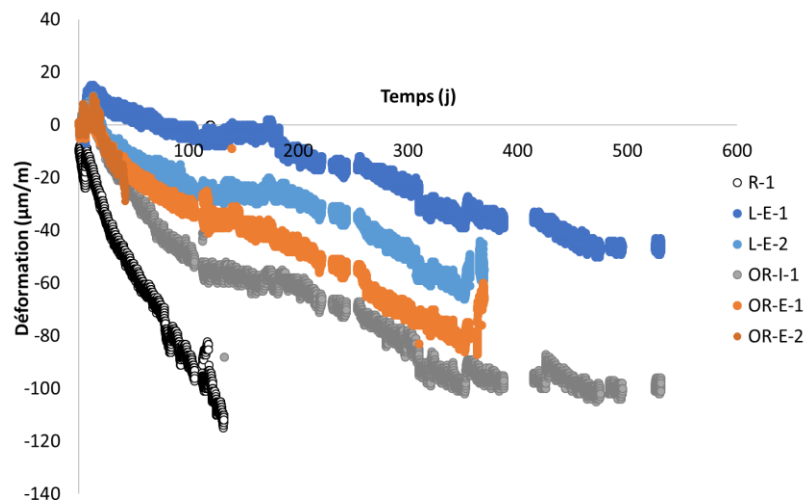


Figure III-20 : déformations totales des essais sur anneaux en endogène à 20°C depuis leur démoulage

La déformation mesurée par la jauge radiale (R-1) se distingue des autres mesures par une cinétique très élevée. Cela vient probablement du fait que cette jauge, située dans l'épaisseur de l'anneau et orientée dans le sens radial, est de plus petite dimension puisqu'elle ne fait que 2 cm de long contre 5 cm pour les autres. Par conséquent, sa dimension, inférieure à deux fois le plus gros granulats, ne permet pas de mesurer la déformation d'une surface représentative. De plus, la face sur laquelle elle est collée correspond à la surface libre du coffrage lors du coulage qui peut avoir subi un phénomène de ségrégation et de léger ressuage. On peut supposer que la jauge a ici été positionnée sur une zone composée majoritairement de pâte, ce qui expliquerait pourquoi elle subit plus de contraction que les autres jauges. Pour l'ensemble des jauges, il y a une dilatation de l'ordre de 15  $\mu\text{m/m}$  visible sur une période de 10 jours après le démoulage. Plusieurs hypothèses ont été envisagées pour expliquer cela :



- Une élévation de température dans la salle climatique. Toutefois, la température enregistrée dans la pièce durant cette période était bien de  $20\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2$ .
- Un artéfact dû à la jauge et/ou à sa procédure de collage. Un essai a été réalisé pour vérifier la stabilité de la jauge vis-à-vis de sa mise sous tension électrique. Ce test a consisté à coller une jauge de 2 cm sur un bloc de silicate de Titane de très faible coefficient de dilatation thermique, puis de la mettre sous tension électrique pour vérifier sa déformation. Aucune dilatation de cette jauge n'a été observée.

D'autres essais de retrait ont été réalisés avec le même dispositif de mesure mais cette fois-ci sur éprouvette cylindrique  $11 \times 22\text{ cm}^3$ . Cette dilatation est également apparue. A l'heure actuelle, aucune explication n'a été trouvée pour expliquer ce phénomène.

Au cours de l'essai, plusieurs jauges ont progressivement arrêté d'enregistrer des déformations ou les valeurs de déformations enregistrées sont devenues aberrantes. Cet aléa expérimental est probablement révélateur de leur décollement par l'action de l'eau du béton localisée en sous-face des jauges. Malgré les précautions prises contre cette présence d'eau (**CF. III.4.2**), la jauge OR-E-2 s'est décollée à 42 jours après le démoulage, la jauge R-1 à 130 jours et les jauges OR-E-1 et L-E-2 vers 370 jours.

Comme le montre la **FIGURE III-21**, l'évolution du retrait endogène moyen sur éprouvettes  $11 \times 22\text{ cm}^3$  et sur anneaux est semblable quelle que soit la géométrie du corps d'épreuve.

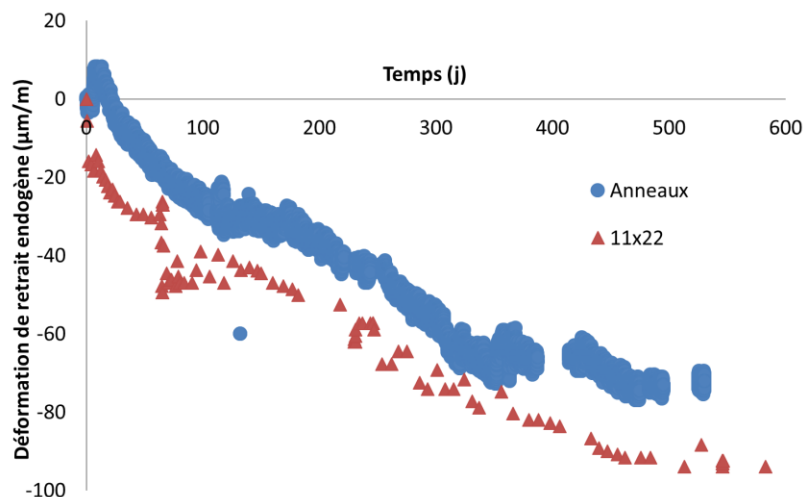


Figure III-21 : confrontation du retrait endogène moyen mesuré expérimentalement sur anneaux et sur éprouvettes  $11 \times 22\text{ cm}^3$

Le retrait enregistré sur anneaux est un peu moindre, environ  $15\text{ }\mu\text{m/m}$  de différence, mais ceci est attribuable à la dilatation observée sur ces échantillons en début d'essais qui induit un décalage de l'ensemble des points. Généralement, le retrait endogène se développe sur une période d'environ 2-3 mois puis, au-delà de cette durée, sa cinétique diminue significativement puisque l'hydratation n'évolue quasiment plus pour une telle formulation de béton sans additions pouzzolaniques. Or, d'après la **FIGURE III-21**, les deux courbes montrent que,



globalement, les cinétiques de retrait endogène sont quasiment linéaires jusqu'aux alentours de 500 jours après le démoulage puis semblent s'atténuer au-delà. Néanmoins, une analyse plus fine permet d'identifier que la déformation de retrait a commencé à se stabiliser vers 70 jours pour les éprouvettes  $11 \times 22 \text{ cm}^3$  et vers 120 jours pour les anneaux, avant que la cinétique augmente à nouveau. Ce comportement pourrait être la conséquence d'une faible dessiccation parasite qui débiterait peu de temps après la stabilisation du retrait endogène entre 70 et 120 jours suivant le corps d'épreuve. Dans ce cas, l'amplitude du retrait endogène serait plus faible que ce que nous mesurons puisque les deux courbes ont eu tendance à se stabiliser vers une valeur de déformation comprise entre 30 et 50  $\mu\text{m}/\text{m}$ , entre 70 et 150 jours.

### III.5.2.2. Fluage

Le premier anneau en fluage a été chargé 385 jours après le coulage. Comme expliqué dans le paragraphe **III.4.2**, la pression appliquée sur l'anneau n'a pas pu être maintenue constante au cours du temps. Plusieurs tentatives pour améliorer l'étanchéité du système hydraulique et le maintien de la charge ont été testées avant de charger le second essai de fluage. Au final, le deuxième anneau a été mis sous pression 425 jours après le coulage avec un système de chargement plus étanche, ce qui a permis d'améliorer le maintien de la charge sans toutefois parvenir à empêcher totalement les fluctuations. L'évolution de la pression dans le système de chargement pour les deux anneaux est présentée sur la **FIGURE III-22**.

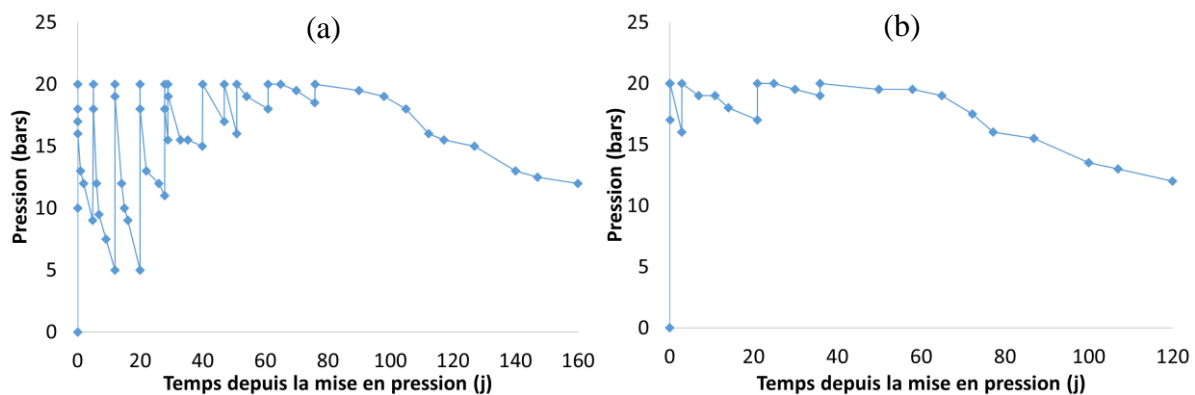


Figure III-22 : évolution de la pression dans le vérin de chargement de l'anneau 1 (a) et de l'anneau 2 (b) au cours du temps à partir de la date de mise en pression de chaque anneau

Sur chaque anneau, 9 jauges ont permis de mesurer les déformations et d'évaluer ainsi le comportement du béton dans toutes les directions principales selon le plan rappelé sur la **FIGURE III-23**.

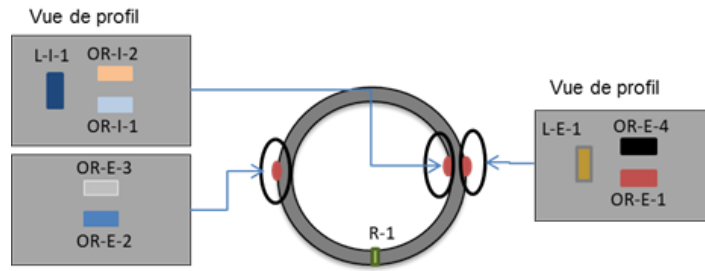


Figure III-23 : positions des jauges d'un anneau en fluage propre

La **FIGURE III-24** présente l'ensemble des mesures relevées sur le premier anneau à partir de la date de mise en charge.

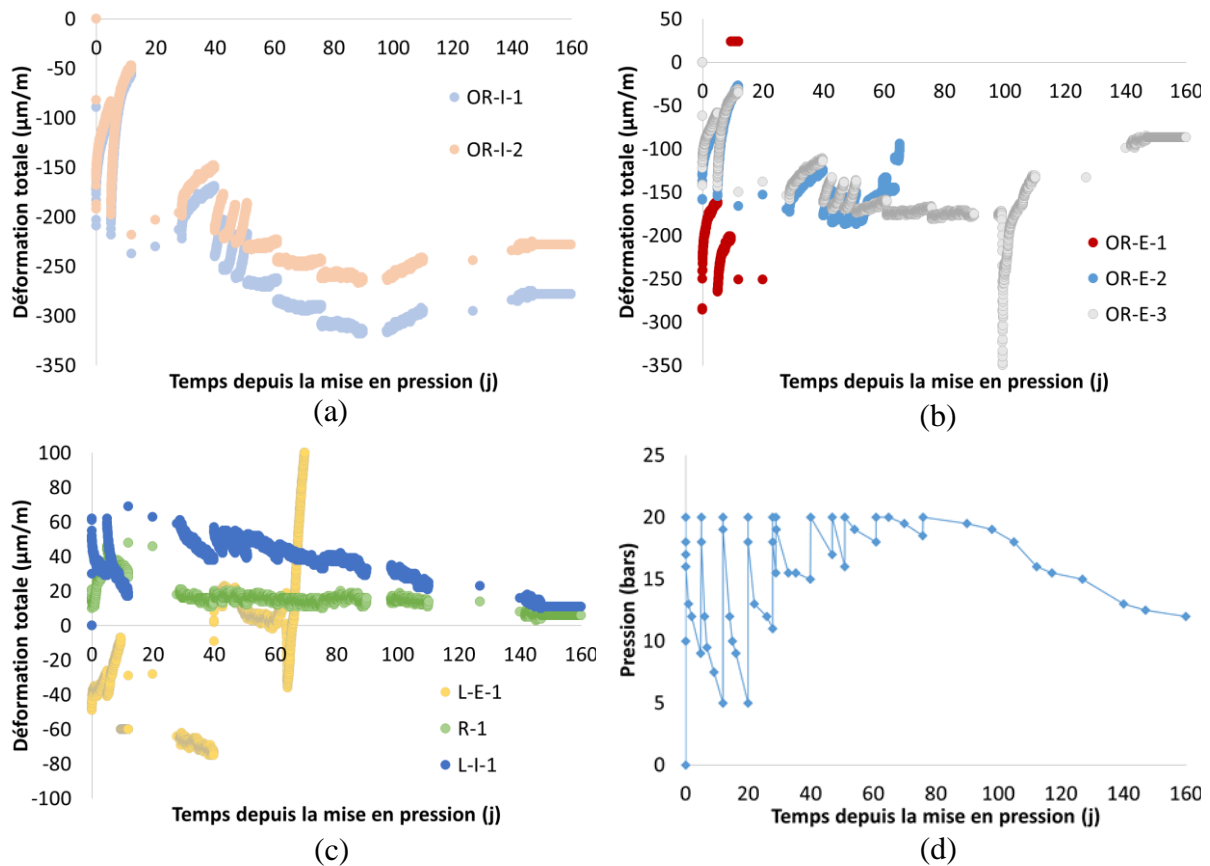


Figure III-24 : déformation totale sous charge en endogène à partir de la date de chargement sur le premier anneau dans la direction orthoradiale à l'intrados (a), à l'extrados (b) dans les directions radiales et longitudinales (c) et rappel de l'évolution de la pression dans le temps (d)

Une jauge (OR-E-4) n'est pas présente sur ce graphique puisqu'elle a été endommagée par le frottement avec le vérin en extrados lors de la mise en charge. Les autres jauges situées à l'extrados, OR-E-1, OR-E-2 et L-E-1, ont, elles aussi, fini par être cisailées par le vérin torique au bout d'un certain temps d'enregistrement. Seule la jauge OR-E-3 a enregistré des données jusqu'au bout de l'essai, mais au vu de son comportement aux alentours de 100 jours, on peut se questionner sur la validité des déformations enregistrées durant la suite de l'essai. Les jauges orthoradiales en intrados ont un comportement plutôt similaire, tandis que durant les dix premiers jours les jauges longitudinales intrados et extrados (L-I-1 et L-E-1) ont une évolution semblable mais le signe de leurs amplitudes est opposé. Cela laisserait à penser que le vérin

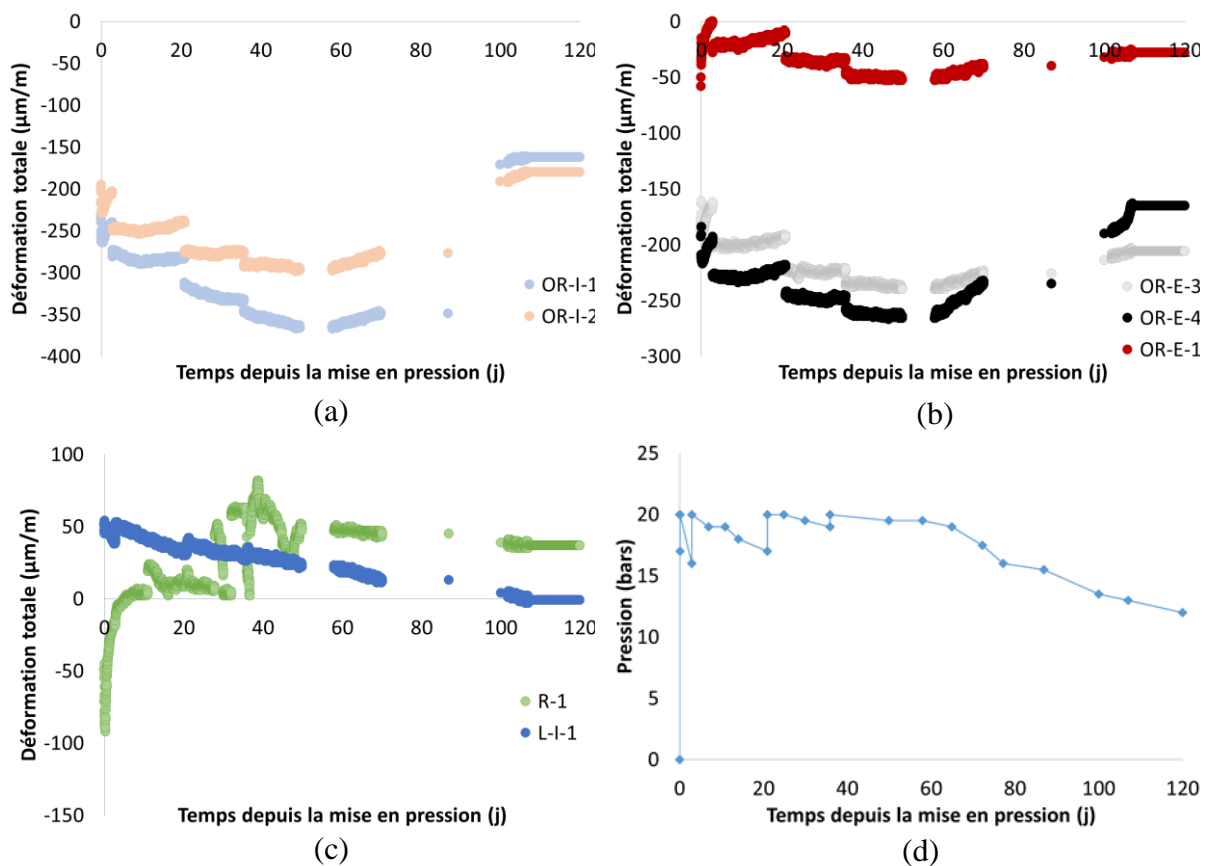
exerce une pression non homogène sur toute la hauteur de l'anneau entraînant la création d'une flexion avec l'intrados en traction et l'extrados en compression comme le schématise la **FIGURE III-25**. Cependant, l'évolution instable des déformations mesurées par la jauge externe L-E-1 par rapport aux autres jauges met en doute sa fiabilité.



Figure III-25 : schéma explicatif de l'hypothèse d'une poussée non uniforme du vérin qui induirait une flexion longitudinale de l'anneau – Coupe transversale de l'anneau

A partir de 150 jours après le début du chargement, le matériel enregistrant les déformations a subi une détérioration due à une coupure électrique momentanée, ce qui explique que les déformations n'évoluent plus et qu'aucune mesure n'a été enregistrée durant la décharge et la recouvrance.

Les évolutions des déformations enregistrées sur le second anneau sont présentées sur la **FIGURE III-26**.



*Figure III-26 : déformation totale sous charge en endogène à partir de la date de chargement sur le second anneau dans la direction orthoradiale à l'intrados (a), à l'extrados (b) dans les directions radiales et longitudinales (c) et rappel de l'évolution de la pression dans le temps (d)*

Deux jauges en extrados ont été endommagées lors du chargement (OR-E-2 et L-E-1). L'absence de données dans la direction longitudinale externe est regrettable car la déformation de cette jauge aurait pu nous éclairer sur la mise en flexion ou non de l'anneau suite à la mise sous pression. La jauge OR-E-1 développe les mêmes déformations différées que les autres jauges orthoradiales externes, mais sa déformation élastique,  $25 \mu\text{m/m}$ , est 10 fois moins élevée. Globalement, les déformations mesurées sur ce second anneau sont du même ordre de grandeur que celles du premier anneau.

Toutes les jauges valides ont fonctionné durant la période de l'essai. Seule la jauge radiale (R-1) présente une importante variabilité entre 30 et 60 jours, contrairement aux autres jauges. La jauge OR-I-1 diffère de la seconde jauge orthoradiale interne, avec notamment un surplus de déformation lorsque la pression est bien maintenue aux alentours de 20 bars (entre 20 et 50 jours après la mise sous charge). En revanche, lorsque la pression diminue, et passe en dessous des 15 bars (à partir de 80 jours après le début du chargement), la recouvrance et/ou le retour élastique mesuré par cette jauge est lui aussi plus important que sur les autres jauges. Comme pour l'anneau précédent, il y a un arrêt de l'enregistrement des déformations à partir de 105 jours après le début du chargement.

Une analyse plus complète et détaillée du comportement dans chaque direction des anneaux sous charge sera réalisée lors de la modélisation de ces essais, dans le prochain chapitre (**CF. IV.3.2.1.2**).

### III.6. Conclusions

La reproduction d'une formulation de béton, ne serait-ce que 3 ans après la précédente étude, reste délicate, notamment en raison de l'évolution des matières premières utilisées (granulats, adjuvants, ciment).

Les essais sur cylindres  $11 \times 22 \text{ cm}^3$  sont relativement bien maîtrisés en termes de métrologie (mesures des déformations axiale et orthoradiale), conduisant à une première série de constatations :

- Non linéarité de fluage propre spécifique avec un rapport de l'ordre de 1,5 pour un doublement de contrainte de 30% à 60%  $f_{cm}$  ;
- Non linéarité du fluage spécifique en dessiccation avec une amplification supérieure à celle du fluage propre spécifique (2 au lieu de 1,5) ;
- Indépendance du potentiel et de la cinétique de fluage propre par rapport à l'historique de contrainte dans une même gamme d'amplitude de contrainte (jusqu'à 60%  $f_{cm}$ ) ;
- Dépendance du potentiel de fluage de dessiccation à l'histoire hydrique ;

- Linéarité du fluage de dessiccation par rapport à la perte de masse, confirmant la dominance des effets capillaire sur ceux visqueux dans ce phénomène, cette linéarité étant fonction du niveau de contrainte appliquée ;

Les essais originaux sur anneaux ont été beaucoup plus difficiles à mettre en œuvre que prévu.

- Les vérins toriques souples sont relativement difficiles à utiliser car les déformations de bord perturbent l'ensemble du processus de mise en pression radiale. L'état de contrainte réel dans l'anneau de béton induit par cet effet semble ainsi différer de celui théorique ;
- Le système de charge par pompe hydraulique est davantage sujet au risque de fuite que les systèmes à huile ;
- Le collage des jauges sur les anneaux est délicat, et les jauges en contact avec le vérin torique ont tendance à se décoller, sans doute en lien avec le frottement dû à la déformation longitudinale des vérins toriques lors de leur mise en pression ;
- La dispersion des résultats sur anneaux est importante, certainement en raison des problèmes de collage de jauges ;
- Malgré ces nombreuses difficultés, les chronologies de chargement des anneaux et les déformations de certaines jauges restent exploitables pour une confrontation avec une modélisation tenant compte de l'évolution réelle de la pression du vérin pour chaque essai ;

La prochaine étape de notre travail (chapitre suivant) va consister à exploiter les essais sur cylindres pour caler le modèle, et prédire le comportement des anneaux sous charge variable. La confrontation des résultats permettra de donner des indications quant à la capacité prédictive de notre modélisation. Le phénomène de dessiccation sera également étudié afin de proposer une modélisation pertinente s'implantant directement dans le modèle actuel et s'appuyant sur des constatations physiques.

## **Chapitre-IV. Modélisation des déformations différées en dessiccation**



## IV.1. Introduction

Tout comme les variations de température, l'hygrométrie a un impact important sur les déformations du béton, particulièrement celles différées. En effet, il a été précisé dans le chapitre bibliographique que la mise en séchage du béton engendrait des déformations supplémentaires appelées retrait de dessiccation pour un béton non chargé (CF. I.4.5) et fluage de dessiccation en présence d'un chargement (CF. I.5.2).

La première partie de ce chapitre concerne l'étude des phénomènes physiques liant les déformations à la dessiccation. D'après la littérature, il existe plusieurs hypothèses :

- Le retrait serait principalement la conséquence des dépressions capillaires appliquées sur le squelette solide du milieu poreux, ces dépressions étant engendrées par le séchage et l'auto-dessiccation. Cependant, il est possible qu'un autre mécanisme intervienne. D'après [Bazant et al., 1997], une partie du retrait aurait pour origine une variation de pression de disjonction dans les zones d'adsorption empêchée lors de la dessiccation.
- Le fluage de dessiccation intrinsèque serait quant à lui la conséquence de deux mécanismes. Un retrait supplémentaire sous contrainte qui proviendrait selon le modèle de [Sellier et al., 2016 et Sellier et Lacarrière, 2009] d'une meilleure transmission des dépressions capillaires dans la direction chargée grâce à la limitation (sous charge de compression) des microfissures de retrait de dessiccation à l'échelle locale, au voisinage des granulats. Ce mécanisme est relativement similaire à celui expliquant la part structurale du fluage de dessiccation (CF. I.5.2.1) mais concerne, quant à elle, la contraction de retrait de la pâte à l'échelle mésoscopique autour des granulats. Une autre explication résiderait dans les mouvements d'eau aux échelles microscopiques qui modifieraient la pression de disjonction dans les C-S-H et par conséquent leur volume [Bazant et al., 1997].

Les hypothèses basées sur une déformation due à la variation de pression d'eau dans les zones d'adsorption empêchée est semblable à l'hypothèse que nous avons proposée dans cette étude pour expliquer la DTT.

Dans la première partie de ce chapitre, les phénomènes physiques utilisés pour expliquer l'impact des mouvements d'eau à l'échelle de la microstructure sur les déformations du béton seront exploitées dans le cadre, non plus des variations de température, mais des variations de pression capillaire.

La seconde partie sera dédiée à la modélisation de la part microstructurale du fluage de dessiccation, c'est-à-dire celle initialement attribuée à la variation du coefficient de Biot apparent dans les premiers modèles du LMDC, et attribuée à des modifications de l'état de microfissuration. Les équations prenant en compte cet état de microfissuration seront présentées de façon différente, en utilisant la notion d'endommagement à l'échelle micromécanique.



A partir de cette nouvelle formulation, les résultats expérimentaux obtenus dans cette étude (**CF. III.5**) ainsi que ceux de [*Cagnon, 2015* et *Granger, 1995*] seront modélisés.

## IV.2. Rappel de mécanismes des déformations dues au séchage

### IV.2.1. Retrait de dessiccation

Le retrait de dessiccation est principalement dû aux tensions capillaires résultant de la vaporisation de l'eau liquide contenue dans la porosité, afin d'équilibrer le degré de saturation dans les pores et l'hygrométrie selon une courbe de saturation fonction du réseau poreux [*Van Genuchten et Nielsen, 1985* et *Coussy, 1995*]. La création de cette tension capillaire, liée à la formation de ménisque à l'interface liquide-gaz au niveau des parois des pores, entraîne une mise en charge du squelette solide du béton provoquant des déformations de contraction élastiques et différées assimilables à du fluage sous contrainte hydrique. Comme les inclusions rigides gênent la contraction de la pâte de ciment, on peut voir sur la **FIGURE IV-1** [*Sellier et al., 2019*] que le retrait induit une concentration de contrainte de traction orthoradiale autour des inclusions rigides dans le béton. Si la contrainte atteint une valeur supérieure à la résistance en traction du matériau, un phénomène d'endommagement par microfissuration radiale se produit autour du granulat.

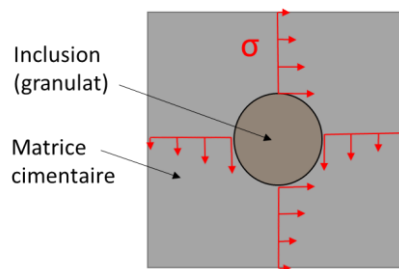


Figure IV-1 : schéma illustrant la concentration locale des contraintes orthoradiales autour d'une inclusion due au retrait de la pâte de ciment [*Sellier et al., 2019*]

Cependant, d'après [*Bažant et al., 1997*], il est possible qu'un mécanisme, à l'échelle de la nanoporosité, joue aussi un rôle dans cette déformation. Or, le modèle proposé pour expliquer la DTT, est basé sur une modification de la viscosité du béton due à une différence de pression entre la macroporosité et la nanoporosité sous l'effet d'une variation de température couplée à l'application d'une contrainte mécanique (**CF. II.3.1.3**). Il est donc concevable que ce modèle génère une déformation supplémentaire dans le cadre de la dessiccation. En effet, expérimentalement, la dessiccation engendre une pression d'eau négative dans les capillaires. Si, à l'état initial, avant dessiccation, les deux échelles de pores étaient à l'équilibre, par exemple en état de saturation ( $P^n = P^c = 0$ ), alors le séchage engendrerait un déséquilibre entre ces deux porosités. Toutefois, comme nous l'avons vu précédemment, notre modèle de DTT suppose qu'à ce déséquilibre correspond une atténuation momentanée des forces de liaison inter-feuillets et donc une diminution de la viscosité apparente. De plus, contrairement à la DTT qui est une déformation transitoire du fait de l'évacuation rapide de la surpression une fois le chauffage terminé, la surpression due à la dessiccation peut ne pas être équilibrée, en

particulier si la pression capillaire ne cesse d'évoluer dans le temps jusqu'à ce que le degré de saturation dans toute l'épaisseur de l'élément en béton ait atteint l'équilibre avec l'hygrométrie extérieure ; ce qui, à titre d'exemple, peut prendre plusieurs centaines de jours pour une éprouvette cylindrique 11 x 22 cm<sup>3</sup>.

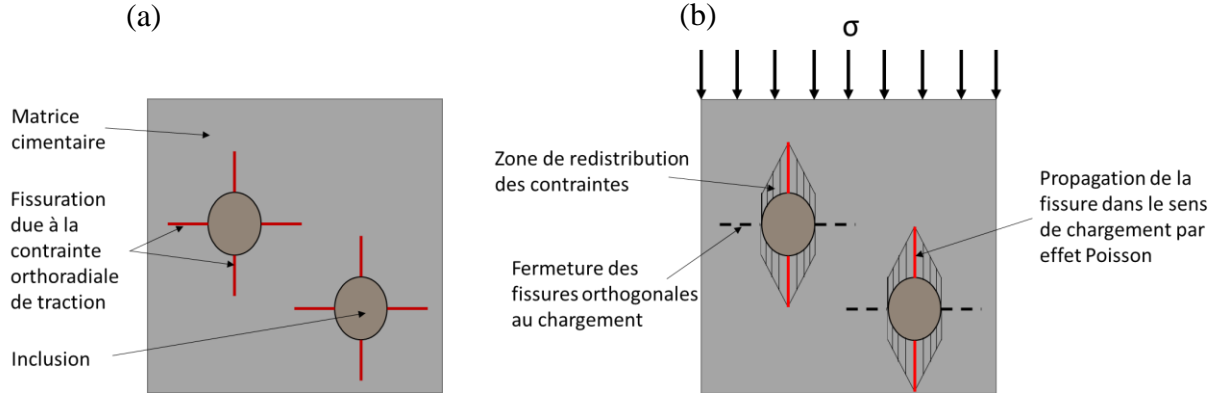
Ainsi, le modèle proposé est compatible avec les notions de variations de pressions de disjonction développées dans les zones d'adsorption empêchées [Bažant *et al.*, 1997]. Le mécanisme proposé par ces auteurs est assimilable à la surpression créée dans notre modèle dans les nanopores. De même, les auteurs précisent que la variation de pression entraînerait une diminution des couches d'eau adsorbée, phénomène également considéré dans notre modèle via la diffusion d'eau des nanopores vers les capillaires pour rééquilibrer les pressions.

#### IV.2.2. Fluage de dessiccation

Les mécanismes physiques de micro-diffusion développés pour expliquer la DTT et le retrait de dessiccation, sont présents lors du fluage en dessiccation. La seule différence vient du fait que la contrainte mécanique, appliquée sur les phases visqueuses, correspond à l'addition de la pression capillaire et de la contrainte externe. Là encore, cette explication est concordante avec les phénomènes physiques proposés par [Bažant *et Chern*, 1985] qui présentent le fluage de dessiccation intrinsèque comme une accélération de la rupture des liaisons entre les C-S-H par l'action de la diffusion d'eau. Dans le modèle proposé dans notre étude, nous considérons également la rupture des liaisons entre les C-S-H sous l'effet simultané de la surpression et de la contrainte mécanique. Dans la théorie avancée par [Bažant *et al.*, 1997], l'humidité relative joue un rôle sur la pression de disjonction, ce qui modifierait les micro-précontraintes (les liaisons) entre les C-S-H, créant une variation de volume. On retrouve ce même processus dans le modèle proposé, puisque l'humidité relative modifie la pression à l'échelle nanométrique par le biais de la micro-diffusion. On a donc une modification des liaisons entre les C-S-H, que l'on peut « interpréter » comme des variations de micro-précontraintes.

En se basant sur les travaux de [Sellier *et Buffo-Lacarrière*, 2009], la déformation de fluage de dessiccation serait la conséquence d'une redistribution des contraintes suite à la microfissuration empêchée par l'application d'une contrainte de compression. En l'absence de précontrainte externe (**CF. FIGURE IV-2 (A)**), le retrait de dessiccation mène à des micro-endommagements dans les zones de traction, principalement situées au niveau des inclusions rigides qui vont gêner la contraction de retrait de la pâte de ciment. La **FIGURE IV-2 (B)** montre que, sous une sollicitation extérieure, les fissures orientées dans la direction de chargement (en rouge sur la figure) s'ouvrent, tandis que celles orientées perpendiculairement (en noir) se referment (ou n'apparaissent pas si la contrainte orthoradiale induite par le retrait de séchage antérieur au chargement mécanique n'a pas dépassé la résistance en traction du matériau dans cette zone) permettant ainsi aux efforts capillaires et externes d'être transmis. La configuration de chargement uniaxial schématisée ainsi entraîne une redistribution des contraintes dans la

matrice cimentaire au voisinage des inclusions, créant ainsi une augmentation du potentiel de fluage dans la direction de chargement de compression.



### IV.3. Modélisation

Dans cette partie, les phénomènes physiques précédemment décrits vont être mis en équation afin de pouvoir être implantés dans le modèle de fluage de [Sellier et al., 2016]. Comme expliqué précédemment, le mécanisme mis en place pour expliquer la DTT est présent dans le retrait de dessiccation et dans la part intrinsèque du fluage de dessiccation. Pour modéliser ces déformations, le modèle de DTT précédemment développé est directement utilisé (CF. II.3.1.3). Par conséquent, il n'est pas rappelé dans ce chapitre. Afin de modéliser l'ensemble des déformations en dessiccation, il faut également considérer la part microstructurale, conséquences de la microfissuration du béton expliquée ci-avant. Les équations correspondantes à ce phénomène physique seront tout d'abord présentées, le modèle sera ensuite éprouvé sur les déformations expérimentales obtenues dans cette étude, ainsi que celles de [Cagnon, 2015 et Granger, 1995].

#### IV.3.1. Modèle du fluage de dessiccation microstructural

Le fluage de dessiccation microstructural proviendrait, en partie, de la redistribution des contraintes suite à la microfissuration du béton sous l'action du retrait de dessiccation de la pâte empêché par les inclusions. Cette fissuration est engendrée localement quand la contrainte dépasse la résistance du matériau dans les zones en traction. Pour cela, un critère poromécanique orthotrope ( $f_I^R$ ) est défini (92).

$$f_I^R = (\tilde{\sigma}_I - K^w b S_r P^w) - (\tilde{R}_{sat}^t - b S_r P^w) \quad (92)$$

Avec  $\tilde{\sigma}_I$  la contrainte effective extérieure (au sens de l'endommagement),  $K^w$  un coefficient de concentration de contrainte due au retrait autour des inclusions,  $b$  le coefficient de Biot,  $S_r$  le degré de saturation,  $P^w$  la pression capillaire et  $\tilde{R}_{sat}^t$  la résistance effective en traction du béton en condition saturée.

Ce critère exprime la différence entre l'effort sollicitant provenant de la contrainte extérieure et des concentrations de contrainte dues au retrait d'une part, et de la cohésion du matériau à travers sa résistance mécanique et la précontrainte induite par les tensions capillaires qui renforcent sa résistance d'autre part. Lorsque ce critère est supérieur à zéro ( $f_I^{R+}$ ), cela signifie que le matériau est endommagé localement. On propose alors de calculer un endommagement hydrique orthotrope de traction ( $D_I^{tw}$ ) qui dépend de la valeur du critère obtenue :

$$D_I^{tw} = \frac{f_I^{R+}}{f_I^R + \sigma_{fld}} \text{ avec } D_I^{tw} \geq 0 \quad (93)$$

$\sigma_{fld}$  est un paramètre de calage permettant de relier l'amplitude de l'endommagement avec le critère de fissuration, plus sa valeur est importante, plus l'amplitude de l'endommagement est faible. Ce paramètre est identique à celui existant dans le modèle antérieur du LMDC [Sellier et al., 2016, et Sellier et Lacarrière, 2009] pour moduler le coefficient de Biot en fonction des contraintes appliquées, il s'agit simplement d'une réécriture en « endommagement » de cette première version. On peut noter que cet endommagement est irréversible, la valeur de  $D_I^{tw}$  ne peut donc que croître. Lorsqu'une contrainte extérieure de compression est appliquée sur le matériau, la redistribution des contraintes amène à augmenter la sollicitation dans la direction de chargement. Pour modéliser cela, un endommagement de compression dans la direction du chargement ( $D_I^{cw}$ ) est déterminé à partir des endommagements hydriques de traction dans les deux autres directions de l'espace et d'un facteur de forme  $n$  pris généralement égale à 0,5 (94).

$$D_I^{cw} = 1 - (1 - D_{II}^{tw})^n (1 - D_{III}^{tw})^n \quad (94)$$

A partir de cet endommagement de compression, si la contrainte extérieure appliquée est de la compression ( $\sigma_I < 0$ ), elle est amplifiée par l'action de la redistribution des contraintes. Nous pouvons ainsi obtenir une nouvelle contrainte effective ( $\tilde{\sigma}'_I$ ) telle que :

$$\sigma_I = (\tilde{\sigma}'_I - bS_r P^w)(1 - D_I^{cw}) \quad (95)$$

Il est alors possible de recalculer une nouvelle déformation élastique effective ( $\tilde{\varepsilon}_I^e$ ) (96) (loi de Hooke), localisée au niveau des hydrates, découlant de cette amplification des contraintes :

$$\tilde{\varepsilon}_I^e = \frac{\tilde{\sigma}'_I}{E} - \frac{\nu}{E} (\tilde{\sigma}'_{II} + \tilde{\sigma}'_{III}) \quad (96)$$

Cette déformation amplifiée est alors utilisée dans le calcul du fluage et du potentiel de consolidation (dont les équations sont présentées dans la partie II.3.1) permettant ainsi d'augmenter le potentiel de déformation du matériau séchant chargé.

Finalement, la modélisation du fluage de dessiccation est la résultante de deux phénomènes :

- La part physique intrinsèque, modélisée à partir d'une modification de viscosité due à l'altération des liaisons entre les C-S-H. Cette déformation se développe rapidement et tend à diminuer avec le temps puisqu'elle est pilotée par la vitesse de séchage. Cela correspond donc principalement à la cinétique à court terme des déformations en dessiccation.
- La part microstructurale, qui provient d'une concentration de la contrainte dans la direction de chargement dû à une microfissuration. Ce phénomène est modélisé par un endommagement de compression dans la direction chargée, conséquence de l'ouverture des fissures parallèles à la direction du chargement de compression. Cette déformation contrôle le fluage de dessiccation à plus long terme puisque la redistribution des contraintes se fait progressivement dans le temps. C'est ce second phénomène qui expliquerait qu'à long terme, le fluage de dessiccation et le retrait sont proportionnels à la perte de masse d'eau.

#### IV.3.2. Application aux résultats expérimentaux de notre étude

La modélisation des résultats expérimentaux présentés dans la partie **III.5** va être présentée dans ce chapitre. Dans un premier temps, les essais réalisés en condition endogène seront simulés afin de déterminer les paramètres de calage du fluage propre. Puis, on utilisera ces données pour simuler les essais en dessiccation. Le **TABLEAU IV-1** présente une synthèse de l'ensemble des paramètres de calage du modèle.

Ordre de calage	Paramètre	Essais requis	Commentaires
1 <sup>er</sup>	$\epsilon_{\text{ref}}^M$	Déformation de fluage propre (avec recouvrance) à un taux de contrainte de 30% $f_{\text{cm}}$	Paramètres impactant la cinétique et l'amplitude du fluage et de la recouvrance
	$\tau_{\text{ref}}^M (\text{jours})$		
	$\psi^K$		
	$\tau_{\text{ref}}^K (\text{jours})$		
2 <sup>ème</sup>	$\chi^M$	Déformation de fluage propre à un taux de contrainte supérieure	Gère la non-linéarité du fluage, valeurs qui varie assez peu entre 1.5 et 2
3 <sup>ème</sup>	$M^{c,ref} (\text{MPa})$	Isotherme de désorption	Valeurs définies par l'isotherme de chaque béton
	$m$		
4 <sup>ème</sup>	$b$	Déformation de retrait de dessiccation (en connaissant l'évolution de	Coefficient de Biot (compris entre 0,2 et 0,3 pour un béton)
	$P_k^n (\text{kPa})$		Ce paramètre dépend de la formulation et de la cure (quantité et densité des C-S-H)

	$k^n$	Sr) et/ou DTT (pour les paramètres $P_k^n$ et $k^n$ )	Paramètre qui peut en 1 <sup>ère</sup> approximation être conservé constant d'un essai à l'autre
5 <sup>ème</sup>	$K^w$	Déformation de fluage de dessiccation	Coefficient de concentration de contrainte
	$\sigma_{fld} (MPa)$		Paramètre contrôlant l'endommagement hydrique

Tableau IV-1 : synthèse des différents paramètres de calage pour modéliser des essais en conditions THM variables, avec les essais requis et une discussion des paramètres

#### IV.3.2.1. Calage des paramètres de fluage propre

Cette première partie concerne uniquement la détermination des paramètres de calage du fluage propre. Pour cela, les essais réalisés en condition endogène sur les éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm<sup>3</sup> et sur les anneaux seront simulés. Les valeurs des caractéristiques mécaniques du béton (résistance en compression, en traction et module d'élasticité) utilisées pour la modélisation, seront celles déterminées sur les éprouvettes témoins le jour de la mise en charge (**CF. III.3.4.2**). Ces données seront conservées constantes tout au long de la modélisation. Les résultats de retrait endogène ne seront pas pris en compte ici pour faciliter le calage. En effet, aux vues de la faible amplitude de ce retrait au-delà de la fin de la cure (environ 90 µm/m après 500 jours) devant les autres déformations, nous avons fait le choix de négliger la tension capillaire créée par l'auto-dessiccation devant celle due au séchage.

##### IV.3.2.1.1. Essais en condition endogène sur cylindres 11 x 22 cm<sup>3</sup>

Etant donnée la dispersion des résultats expérimentaux (notamment sur la partie élasticité au chargement et au déchargement), la modélisation présentée ici sera comparée à la déformation de l'ensemble des éprouvettes utilisées pour ces essais.

La **FIGURE IV-3** présente la modélisation à partir de la mise en charge des essais en endogène sous charge variable de 30%-60% de la résistance en compression du béton. Cet essai permet de caler les paramètres de fluage du modèle ( $\varepsilon_{ref}^M$ ,  $\tau_{ref}^M$ ,  $\psi^K$ ,  $\tau_{ref}^K$  et  $\chi^M$ ). La formulation du béton utilisé étant identique à celle de [*Cagnon, 2015*], les valeurs des paramètres de fluage permettant le calage des résultats en endogène sont logiquement très proches entre ces deux études (**CF. TABLEAU IV-2**).

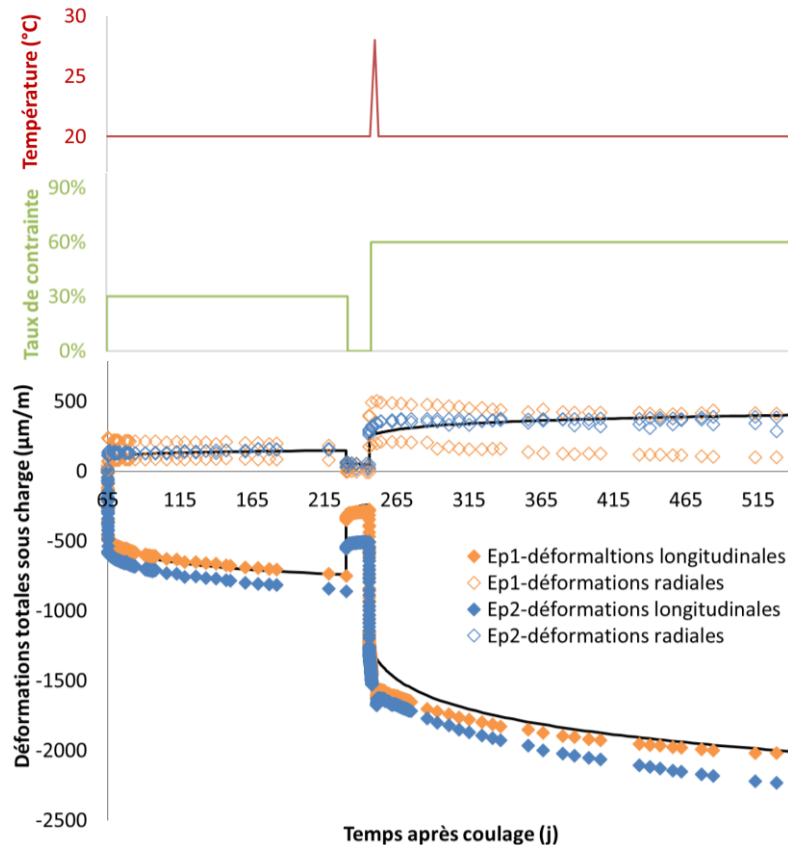


Figure IV-3 : déformations totales longitudinales (1 par échantillon) et radiales (2 par échantillon) sous charge variable de compression 30%-60%  $f_{cm}$  des deux éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm<sup>3</sup> (Ep1 et Ep2) en condition endogène à 20 °C, avec modélisation et rappel des conditions TM à partir de la date de chargement

Le modèle reproduit correctement les déformations longitudinales et orthoradiales durant les 150 premiers jours (lorsque la contrainte vaut 30% de la résistance en compression  $f_{cm}$  mesuré à la date de mise en fluage). Les écarts visibles durant cette période sont uniquement dus à une dispersion des déformations élastiques qui crée un décalage persistant sur la période de fluage. Lors de la recharge à 60%  $f_{cm}$  à 245 jours, on peut voir que les déformations élastiques obtenues expérimentalement sont différentes entre les deux cylindres, environ 1 194  $\mu\text{m/m}$  de contraction pour une éprouvette et près de 1 000  $\mu\text{m/m}$  pour l'autre. Avant la remise en charge, un écart de 200  $\mu\text{m/m}$  existait entre ces deux essais, cet écart devrait donc se retrouver après la déformation élastique, tel que le prévoit la modélisation (dont la déformation élastique est de 900  $\mu\text{m/m}$ ). Durant cette période de rechargement, la salle climatisée, où se déroule l'essai, a malheureusement subi une augmentation de température due à un problème technique de climatisation, en passant de 20 °C à 28 °C pendant quelques jours. Ce chauffage temporaire durant l'augmentation de contrainte a probablement conduit à l'apparition d'une déformation thermique transitoire. La simulation a donc été réalisée avec cette variation de température, ce qui a fait apparaître une DTT de l'ordre de 50  $\mu\text{m/m}$ .

On remarque aussi que les déformations radiales, après le passage à 60%  $f_{cm}$  et la phase d'augmentation due à l'effet Poisson élastique, ont à nouveau une évolution de contraction alors que le modèle prévoit une dilatation radiale de l'éprouvette du fait de l'effet de Poisson sur le fluage. Le phénomène visible expérimentalement semble révéler une dessiccation parasite des



éprouvettes. En effet, si un échange hydrique involontaire se produit au niveau de la fenêtre découpée dans le papier aluminium assurant l'étanchéité, pour positionner la jauge (bien qu'une couche imperméable soit appliquée par-dessus la jauge), la déformation mesurée localement constituerait la somme d'une déformation de fluage par effet Poisson (dilatation) et d'une déformation de retrait de dessiccation (contraction). De plus, on remarque que la cinétique de déformation longitudinale d'une des deux éprouvettes, est supérieure à celles du modèle ou même à celle de l'autre éprouvette. Cela renforce l'idée qu'une dessiccation parasite s'est développée dans cette éprouvette, et que la différence entre le modèle de fluage propre et l'expérience serait due à de légères parts de fluage et retrait de dessiccation.

A partir du même jeu de paramètre de fluage, la **FIGURE IV-4** montre la modélisation de l'éprouvette sous charge constante de 60%  $f_{cm}$ .

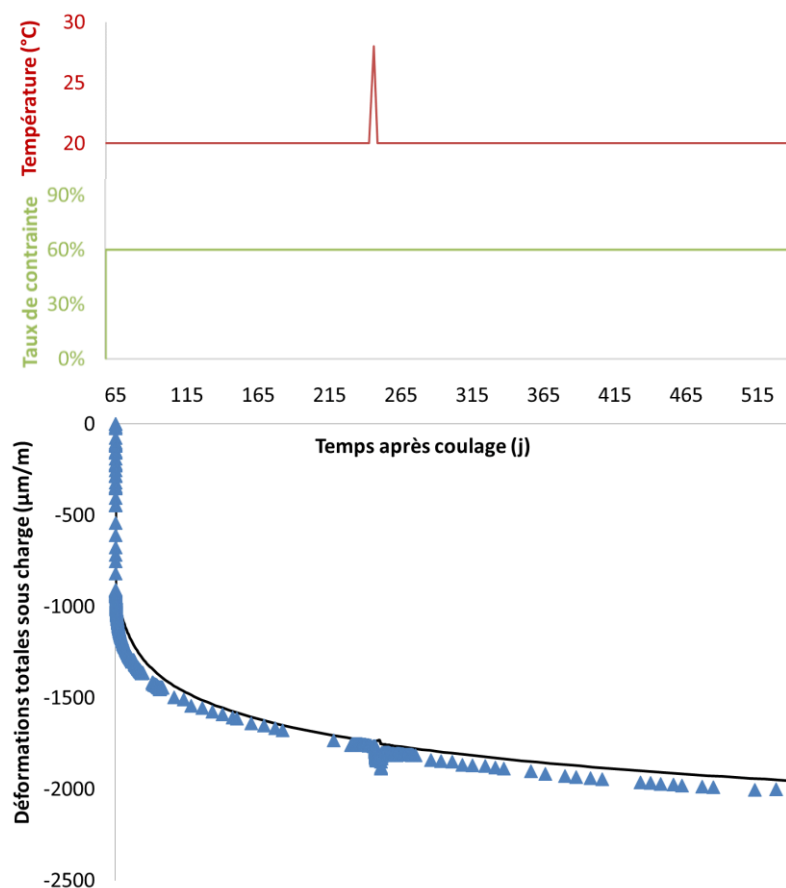


Figure IV-4 : déformations totales longitudinales sous charge constante de compression 60%  $f_{cm}$  d'une éprouvette cylindrique 11 x 22 cm<sup>3</sup> en condition endogène à 20 °C, avec modélisation et rappel des conditions TM à partir de la date de chargement

La simulation obtenue est cohérente avec les déformations expérimentales, malgré une sous-estimation de l'ordre de 50-100 µm/m. Néanmoins, comme les résultats sont issus d'une seule éprouvette (pour rappel, une rupture s'est produite sur la deuxième à la mise en charge), l'écart peut être considéré comme acceptable. A partir de 265 jours après le coulage, les déformations expérimentales semblent diverger légèrement de la modélisation, ce qui pourrait également être attribué, là encore, à une légère dessiccation parasite. Au moment de la rédaction de ce



manuscrit, les essais sont toujours en cours. Une fois que la décharge et la recouvrance auront été réalisées et leurs déformations mesurées, les éprouvettes seront pesées pour vérifier cette hypothèse.

#### IV.3.2.1.2. Essais en condition endogène sur anneaux

Les essais sur anneaux vont permettre d'éprouver le modèle sur une autre géométrie d'éprouvette, comparable à celles des sections de tunnel à échelle réduite, avec un chargement variable au cours du temps. Le maillage ainsi que les conditions aux limites sont présentés sur la **FIGURE IV-5**. Les déformations sont simulées entre les points P1 et P2 pour la direction radiale, P3 et P5 pour la longitudinale à l'intrados, P4 et P6 pour la longitudinale à l'extrados, à P3 pour l'orthoradiale intrados et P4 pour l'orthoradiale extrados.

Maillage axisymétrique sur la mi-hauteur par rapport au centre de l'anneau

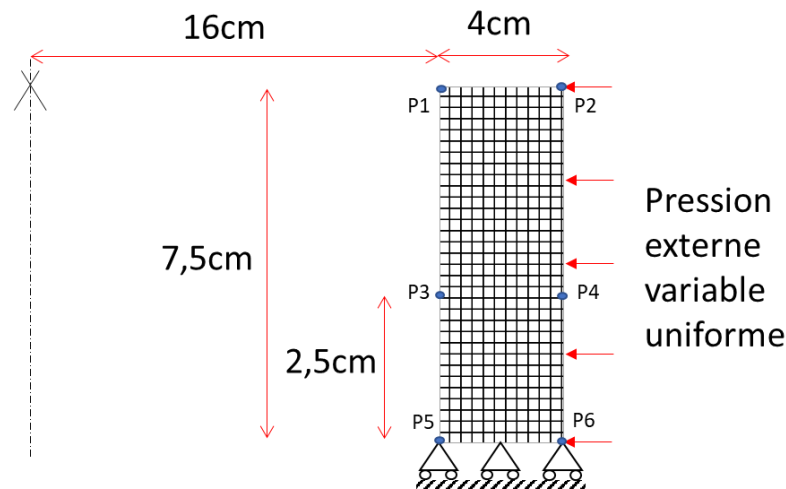


Figure IV-5 : maillage axisymétrique des anneaux sur leur mi-hauteur avec conditions aux limites et position des points de relevés des déplacements

Les valeurs des paramètres de fluage utilisées dans la modélisation de ces essais seront les mêmes que celles ayant permis de caler le modèle sur les résultats des essais de fluage propre sur cylindres  $11 \times 22 \text{ cm}^3$  (**CF. TABLEAU IV-2**). Comme nous avons pu le voir dans la partie résultats expérimentaux (**CF. III.5**), il y a une importante dispersion des déformations sur anneaux. Pour la confrontation avec la modélisation, nous avons fait le choix de ne conserver que la déformation des jauges qui ne se sont pas décollées sur toute la durée de l'essai, sans faire de moyenne sur l'ensemble des jauges disposées selon une même direction. De plus, les deux anneaux en fluage endogène seront simulés puisque leurs évolutions de chargement dans le temps ne sont pas identiques.

La **FIGURE IV-6** présente l'évolution de la pression dans le vérin de chargement du premier anneau. Les marques correspondent à la pression relevée directement sur le manomètre à différentes échéances. La modélisation du chargement est simplement une interpolation linéaire entre chaque point comme cela est visible sur la **FIGURE IV-6**.

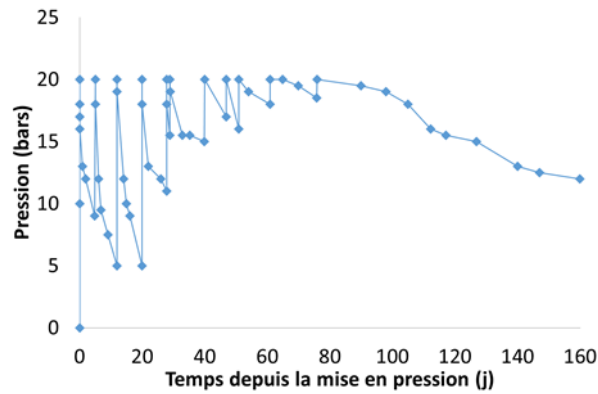


Figure IV-6 : évolution du chargement mécanique appliqué radialement sur l'anneau 1 (points expérimentaux et interpolation linéaire utilisée comme donnée de modélisation) à partir de la date de chargement

Les simulations obtenues à partir de la date de chargement sont comparées aux résultats expérimentaux sur la **FIGURE IV-7**.

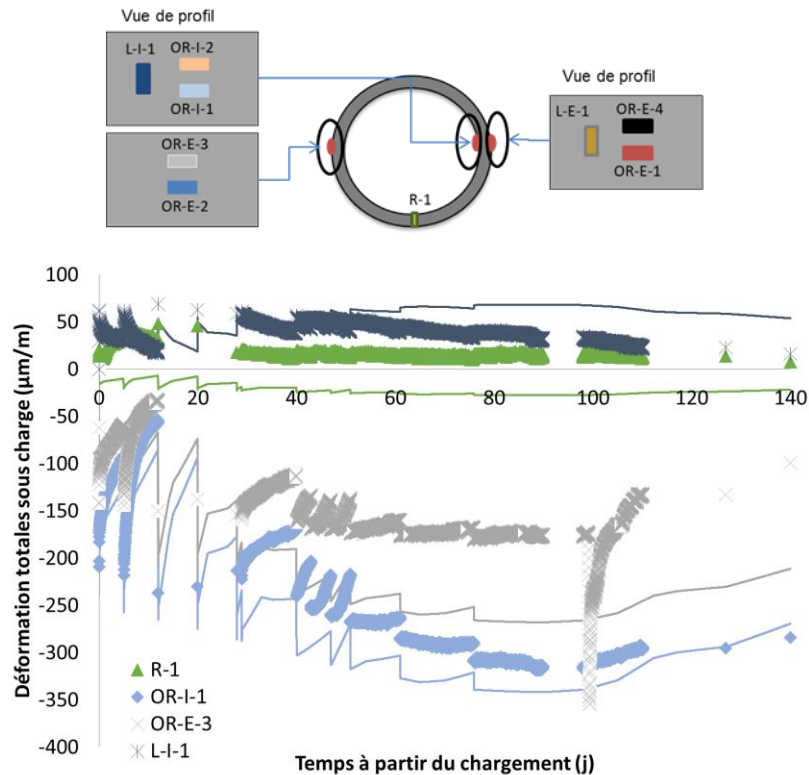


Figure IV-7 : résultats expérimentaux sous charge de l'anneau 1 dans la direction radiale (R-1), orthoradiales intrados et extrados (OR-I-1 et OR-E-3) et suivant la hauteur en intrados (L-I-1), avec modélisation à partir de la date de chargement et rappel du positionnement des jauges

Pour ce qui est des déformations radiales (jauge R-1 modélisée en vert), on peut voir que le modèle prévoit une contraction alors qu'expérimentalement l'anneau se dilate dans cette direction. Cette différence pourrait provenir de la transmission de la contrainte par le vérin. Dans le modèle, la pression est supposée uniforme sur toute la hauteur de l'anneau. Or, expérimentalement, nous avons vu précédemment qu'un doute persistait sur la répartition de la contrainte (**CF. FIGURE III-25**). Dans les directions orthoradiales (jauges OR-I-1 et OR-E-3), le modèle surestime les déformations. En extrados, le comportement de la jauge OR-E-3 peut toutefois être remis en question. Vers 100 jours, cette jauge subit une forte contraction

instantanée suivie d'une importante dilatation qui pourraient être associées à un décollement partiel de la jauge. Sur l'intrados, la modélisation reproduit plus correctement la déformation mesurée avec la jauge OR-I-1. L'écart entre le modèle et l'expérience vient probablement de l'interpolation linéaire de la variation de chargement dans la modélisation, qui n'est pas représentative de la réalité. Cela engendre des déformations avec des changements de pente brutaux et laisse supposer que la pression appliquée en tant que condition à la limite dans la modélisation est surestimée entre deux relevées de pression. Cette surestimation peut être responsable de la création d'un surplus de déformation de fluage permanent qui pourrait expliquer les écarts visibles. Dans la direction de la hauteur de l'anneau en intrados (jauge L-I-1), la simulation sous-estime d'environ  $10\text{ }\mu\text{m/m}$  la déformation durant le premier mois de mesure. Au-delà de 40 jours, entre les périodes de recharge à 20 bars, la jauge subit une contraction plus importante que ne le prévoit le modèle. Ce comportement expérimental difficilement explicable pourrait être la conséquence d'une dessiccation parasite au droit de la jauge. Au vu des résultats sur les autres jauges, la dessiccation ne semble pas avoir modifié le comportement de l'éprouvette, car aucune autre jauge ne subit une contraction suspecte. Il peut cependant s'agir d'une légère dessiccation ponctuelle (de 20 à  $30\text{ }\mu\text{m/m}$  d'écart entre la mesure et la simulation), localisée sous cette jauge due à une protection de séchage défaillante.

La **FIGURE IV-8** présente l'évolution de la pression appliquée ponctuellement dans le vérin de chargement du second anneau et sa modélisation avec interpolation linéaire entre deux échéances de remise à la pression d'étude. L'évolution de la pression dans le système de cet anneau est bien plus stable que celle du premier anneau, avec moins de perte de pression brutale.

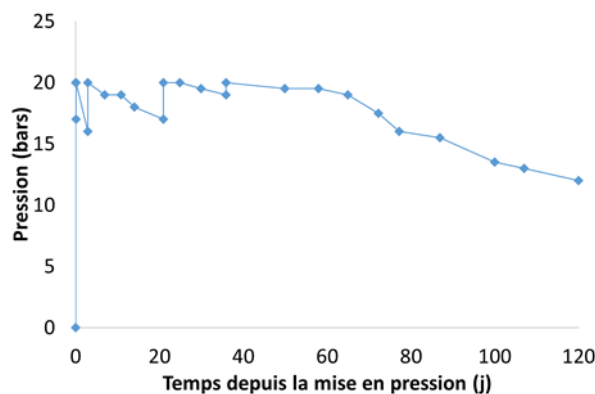


Figure IV-8 : évolution du chargement mécanique appliqué radialement sur l'anneau 2 (points expérimentaux et interpolation linéaire utilisée comme donnée de modélisation) à partir de la date de chargement

Comme pour le premier anneau, la **FIGURE IV-9** compare la simulation et les résultats expérimentaux du second anneau suivant les trois directions principales.

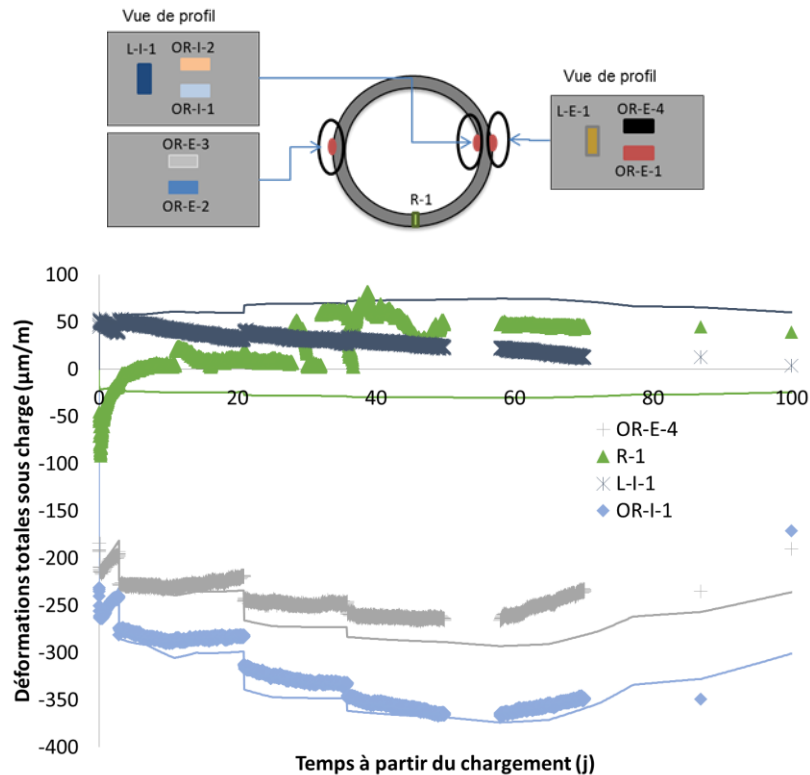


Figure IV-9 : résultats expérimentaux sous charge de l'anneau 2 dans la direction radiale (R-1), orthoradiales intrados et extrados (OR-I-1 et OR-E-1) et suivant la hauteur en intrados (L-I-1), avec modélisation à partir de la date de chargement et rappel du positionnement des jauges

Sur cet anneau, on remarque que les déformations dans la direction orthoradiale à l'intrados et à l'extrados (OR-I-1 et OR-E-4) sont simulées de façon correcte. Malgré l'approximation d'interpolation linéaire de la pression entre deux relevés expérimentaux de pression, l'amplitude et la cinétique des déformations concordent avec les évolutions du modèle. Cela est certainement la conséquence de la variation de pression expérimentale plus stable sur cet essai que pour le premier anneau, ce qui limite les erreurs dues à l'interpolation linéaire entre deux points de pression utilisée dans la simulation. Comme pour l'anneau précédent, la jauge positionnée dans la direction radiale (R-1) présente un comportement que le modèle ne reproduit pas. En revanche, sur cet anneau, la jauge se contracte bien lors de la mise en charge. Le surplus de déformation mesuré par rapport au modèle pourrait venir de la dimension de la jauge (2 cm) située dans une zone avec davantage de pâte (cf. III.4.2). Le comportement différé qui suit remet une fois encore en question l'état réel de contrainte transmis dans cette zone éloignée du plan médian du dispositif d'essai puisque la jauge se dilate au lieu de se contracter. Entre 30 et 50 jours, il y a une fluctuation aberrante des déformations puis, au-delà de cette période, elle retrouve une certaine stabilité mais reste inversée par rapport à ce qui est prédit par le modèle. De même, on retrouve sur la jauge suivant la hauteur intrados de l'anneau (L-I-1), le même comportement que celle du premier anneau puisqu'elle se contracte plus fortement entre les périodes de recharge que ce qui est prévu par le modèle.

Bien que le comportement des jauges soit parfois surprenant, on peut noter qu'en conservant le jeu de paramètres issu du calage sur cylindres 11 x 22 cm<sup>3</sup>, et en prenant en compte les

variations de pression appliquée au béton de manière simplifiée, les simulations réalisées permettent d'estimer les déformations d'une éprouvette sous contraintes hétérogènes et variables de façon acceptable, en particulier pour les déformations orthoradiales de l'anneau 2.

#### IV.3.2.2. Calage sur les essais en dessiccation

##### IV.3.2.2.1. Evolution du degré de saturation

Pour modéliser les déformations en dessiccation des éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm<sup>3</sup>, l'estimation de l'évolution de la teneur en eau des éprouvettes est nécessaire. Du point de vue de la modélisation, cela revient à faire varier le degré de saturation du béton dans le temps. Le degré de saturation expérimental de l'éprouvette est déduit du suivi de masse régulier de trois éprouvettes séchantes dans la même ambiance que celle des éprouvettes de retrait ou de fluage. Ce degré de saturation expérimental est calculé suivant l'équation (97), à partir du volume d'eau résiduel du béton à tout instant  $t$  ( $V^w(t)$ ), de la porosité initiale du matériau ( $\Phi$ ) et de la masse volumique de l'eau ( $\rho^w$ ). Le volume d'eau résiduel dans le matériau est estimé par l'équation (98), où le volume d'eau initial est supposé être la totalité de la porosité du matériau à laquelle on retranche la perte de masse relevée de l'éprouvette ( $pm$ ), multipliée par la masse volumique du béton ( $\rho^b$ ).

$$Sr(t) = \frac{V^w(t)}{\Phi \cdot \rho^w} \quad (97)$$

$$V^w(t) = \Phi \cdot \rho^w - pm \cdot \rho^b \quad (98)$$

La loi de conservation de la masse d'eau  $w$  permet de déduire la teneur en eau dans le matériau (99).

$$\frac{\partial w}{\partial t} = -div(-D(t) \cdot grad(V^w)) \quad (99)$$

Avec  $D$  le coefficient de diffusion hydrique qui va dépendre du volume d'eau restant dans le matériau suivant la loi proposée par Mensi [Mensi et al., 1988] et calée pour modéliser la perte de masse observée sur nos échantillons :

$$D(t) = 1,90 \cdot 10^{-8} \exp(0,05 \cdot V^w(t)) \quad (100)$$

La **FIGURE IV-10** confronte la modélisation et le relevé expérimental du degré de saturation moyen des deux éprouvettes en dessiccation à 50% HR.

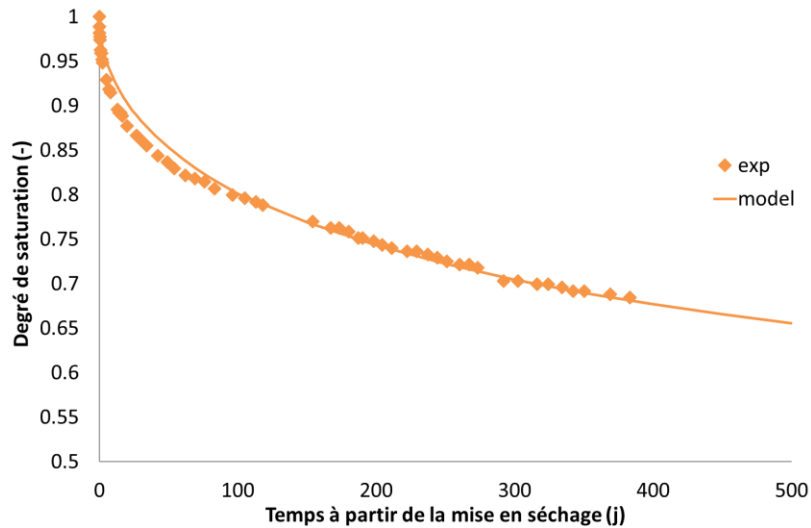


Figure IV-10 : variation moyenne du degré de saturation mesurée sur des éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm<sup>3</sup> en dessiccation à 20 °C et 50% HR à partir de la date de mise en séchage et comparée à la modélisation

Comme énoncé précédemment, nous ne tenons pas compte ici de l'auto-dessiccation. Expérimentalement, de l'eau a été consommée pour l'hydratation, mais devant la faible amplitude du retrait endogène (30  $\mu\text{m}/\text{m}$  lors de la mise en dessiccation), nous avons fait l'hypothèse simplificatrice de considérer le béton comme totalement saturé lors de la mise en séchage. On peut voir que le modèle reproduit bien la cinétique de perte d'eau observée expérimentalement, notamment à partir de 100 jours de séchage.

A partir de ce séchage, les retrait et fluage en dessiccation peuvent être simulés. Pour cela, les paramètres de DTT et de l'isotherme sont les premiers à déterminer. Lorsque le retrait et la cinétique à court terme du fluage de dessiccation sont correctement calés sur les données expérimentales, les paramètres d'endommagement hydrique permettant d'activer l'amplification des contraintes effectives (cf. (92)(93)(94)(95)(96)) sont à leurs tours déterminés grâce à la cinétique à long terme du fluage de dessiccation (modélisation du fluage de dessiccation structural).

#### IV.3.2.2.2. Retrait en dessiccation

La **FIGURE IV-11** présente les résultats de la modélisation comparés aux retraits expérimentaux des deux éprouvettes (RD1 et RD2) soumises à la dessiccation.

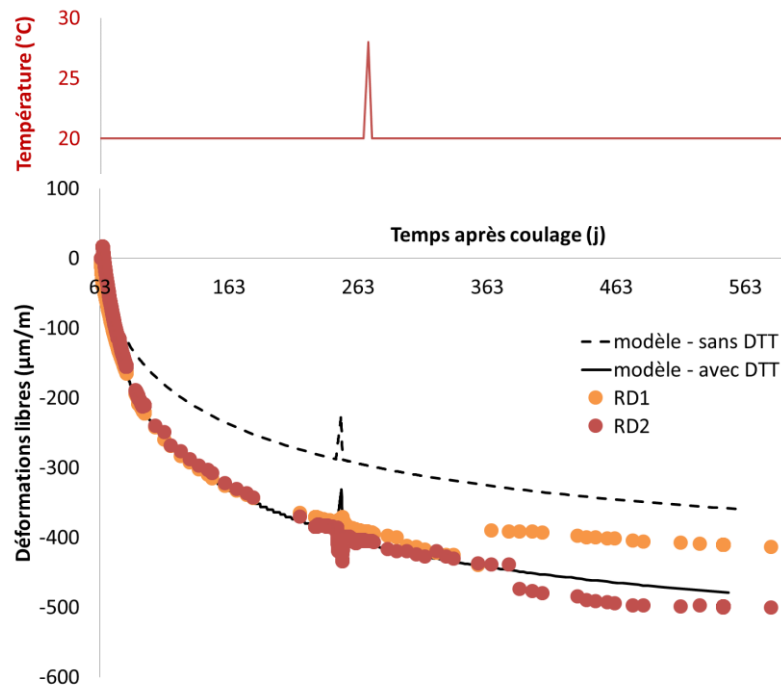


Figure IV-11 : évolutions expérimentales du retrait en dessiccation de deux éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm<sup>3</sup> (RD1 et RD2) à 20 °C et 50% HR, et modélisations avec ou sans prise en compte des paramètres de DTT à partir de la date de séchage

Deux simulations sont réalisées, l'une en prenant en compte tous les phénomènes considérés dans le modèle et l'autre en désactivant la composante de « DTT ». Dans ce dernier cas (sans activer la déformation due aux équations initialement implémentées pour la partie DTT), on peut constater une sous-estimation du retrait à court terme, alors que la cinétique à long terme est parallèle à l'expérience. Cette simulation sans « DTT » sous-estime d'environ 100 µm/m la déformation de retrait, ce qui représente ici environ 25% de la déformation de dessiccation. En « rebranchant » cette partie du modèle, on peut caler les paramètres de DTT jusqu'à ce que le modèle simule parfaitement les déformations observées. Aux alentours de 363 jours après le démoulage, les capteurs permettant le relevé des déformations, ont subi un décalage instantané qui est attribuable à la manipulation des éprouvettes. En effet, durant les phases de déplacement des éprouvettes instrumentées, nous nous sommes aperçus que la déformation mesurée à cet instant subissait une perturbation irréversible probablement en lien avec un déplacement du capteur LVDT. Malgré cela, les cinétiques de déformation qui suivent cette perturbation sont en adéquation avec le modèle. On peut en conclure que le retrait en dessiccation peut être modélisé grâce à un couplage entre les déformations élastiques et de fluage dues à la pression capillaire, et une déformation de « fluidification » due à la différence de pression d'eau entre les différentes échelles de porosité.

#### IV.3.2.2.3. Fluage en dessiccation

Comme pour le retrait de dessiccation, la première modélisation du fluage en dessiccation a été réalisée sans tenir compte de la partie DTT (nommé : modèle sans DTT), ni la partie d'endommagement hydrique du modèle (nommé : modèle sans fissuration). La modélisation

correspond donc uniquement au fluage propre et à la déformation élastique dus au chargement et à la tension capillaire. Les évolutions expérimentales des déformations longitudinales totales en dessiccation des deux éprouvettes sous charge variable de 30%-60%  $f_{cm}$ , ainsi que celles issues du modèle, sont présentées sur la **FIGURE IV-12**.

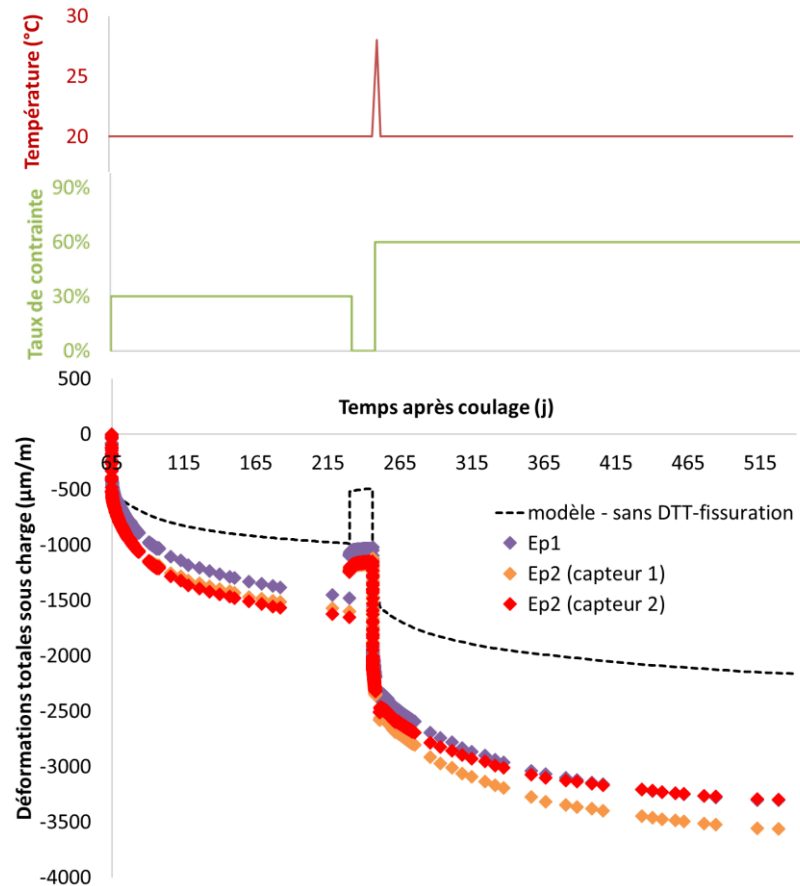


Figure IV-12 : déformations longitudinales totales en dessiccation de deux éprouvettes cylindriques  $11 \times 22 \text{ cm}^3$  (Ep1 avec 1 capteur interne et Ep2 avec 2 capteurs externes) sous charge variable de 30%-60%  $f_{cm}$  à 20 °C et 50% HR, et modélisation sans DTT ni fissuration et rappel des conditions TM à partir de la date de chargement

La simulation obtenue sous-estime grandement les déformations puisqu'elle ne prend pas en compte le fluage de dessiccation, ni la part de fluage transitoire due au retrait (cf. paragraphe précédent). La différence entre le modèle incomplet et les points expérimentaux permettent d'identifier clairement la part de déformation visqueuse sous charge due à la dessiccation.

Une nouvelle modélisation est maintenant réalisée dans laquelle la partie DTT est réactivée avec les mêmes valeurs de paramètres que celles qui ont permis le calage du retrait de dessiccation. Comme nous pouvons le voir sur la **FIGURE IV-13**, l'ajout de la DTT permet de prendre en compte la part intrinsèque du fluage de dessiccation, ce qui permet de retrouver une modélisation correcte des résultats.



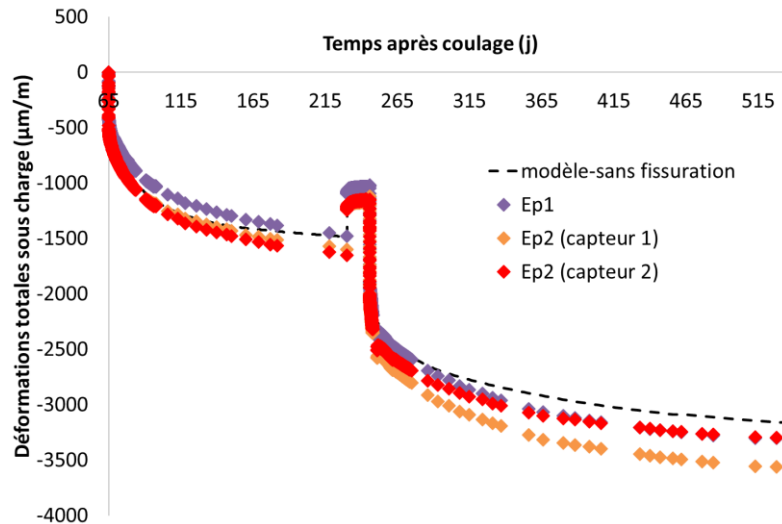


Figure IV-13 : déformations longitudinales totales en dessiccation de deux éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm<sup>3</sup> (Ep1 avec 1 capteur interne et Ep2 avec 2 capteurs externes) sous charge variable de 30%-60%  $f_{cm}$  à 20 °C et 50% HR, et modélisation avec prise en compte des paramètres de DTT, sans fissuration, à partir de la date de chargement

L'ordre de grandeur et la cinétique du fluage lors des cinquante premiers jours sous charge sont notamment bien modélisés. Cependant, au-delà de cette période, les cinétiques de déformation expérimentale et numérique divergent puisque la part microstructurale du fluage de dessiccation n'a toujours pas été prise en compte.

A partir de cette seconde modélisation, on peut dès lors déterminer le paramètre de calage de l'endommagement hydrique ( $\sigma_{fld}$ ) afin de faire passer le modèle au plus proche des points expérimentaux. Le résultat de la modélisation complète est présenté sur la **FIGURE IV-14**.

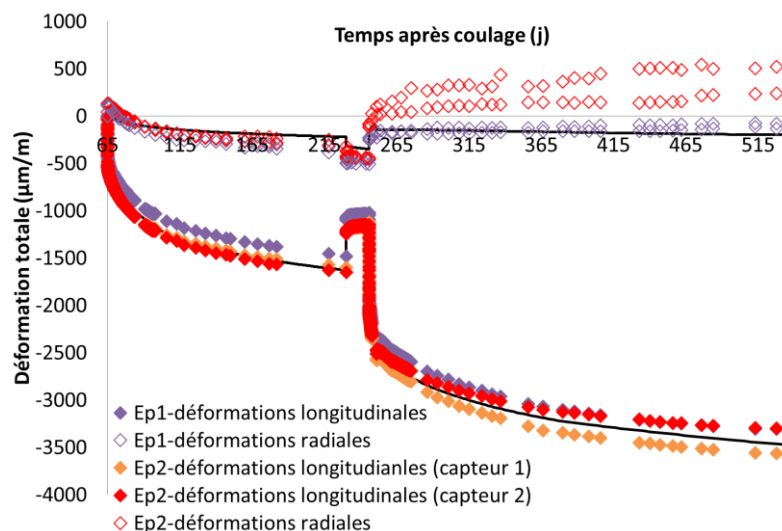


Figure IV-14 : déformations longitudinales et radiales (2 jauges par éprouvettes) totales en dessiccation de deux éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm<sup>3</sup> (Ep1 avec 1 capteur interne et Ep2 avec 2 capteurs externes) sous charge variable de 30%-60%  $f_{cm}$  à 20 °C et 50% HR, et modélisation finale à partir de la date de chargement

On remarque que le modèle est alors parfaitement ajusté en termes de déformations longitudinales. Pour les déformations radiales, le modèle sous-estime la contraction sous 30%  $f_{cm}$ . Cependant, il a été montré précédemment (**CF. III.5**) que l'amplitude expérimentale de cette contraction sous charge était supérieure à celle attendue puisqu'elle est supérieure à celle

du retrait en dessiccation. Or, normalement, elle devrait être inférieure car compensée partiellement par la dilatation due à l'effet Poisson du fluage. Une fois la mise en charge à 60%  $f_{cm}$  effectuée, on remarque une dispersion significative des résultats expérimentaux radiaux. On peut cependant relever que le modèle a tendance à reproduire le comportement d'un groupe de deux jauges appartenant à une éprouvette, où les déformations sont quasiment constantes dans le temps après le chargement. Durant cette période, la contraction de retrait et la dilatation de fluage se compensent, ce qui explique que, sur ce groupe de jauges, les déformations demeurent quasiment constantes expérimentalement mais aussi numériquement.

Avec le même jeu de paramètre que celui utilisé pour simuler le comportement en dessiccation sous charge variable qui vient d'être présenté, nous pouvons maintenant modéliser les déformations de l'éprouvette en dessiccation sous charge constante à 60% de sa résistance en compression  $f_{cm}$ . Le résultat de cette simulation, présenté sur la **FIGURE IV-15**, concorde avec les évolutions des déformations expérimentales mesurées par deux capteurs externes sur une seule éprouvette.

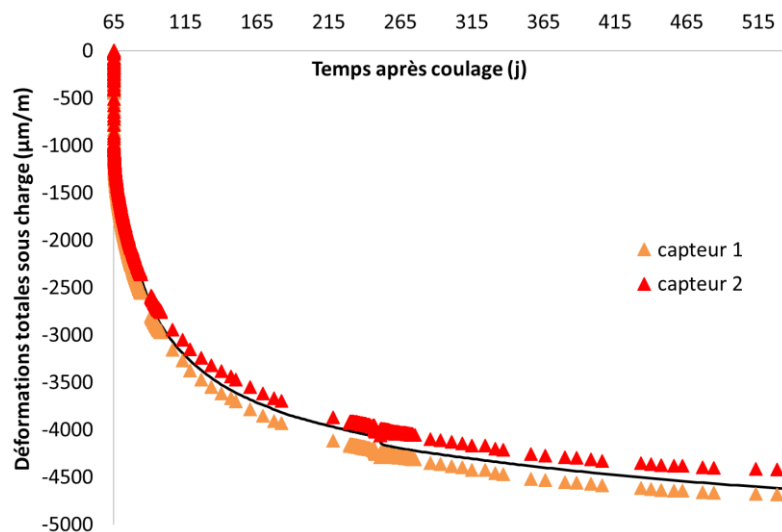


Figure IV-15 : déformations longitudinales totales en dessiccation de l'éprouvette cylindrique 11 x 22 cm<sup>3</sup> (avec 2 capteurs externes) sous charge constante de 60%  $f_{cm}$  à 20 °C et 50% HR, et modélisation à partir de la date de chargement

### IV.3.3. Application sur des essais de la littérature

L'ensemble des résultats expérimentaux en dessiccation de cette étude est bien reproduit par le modèle. Maintenant, il doit être testé sur d'autres résultats de la littérature afin de s'assurer de sa robustesse. Pour cela, les essais en dessiccation à 50% HR de [Cagnon, 2015 et Granger, 1995] vont être modélisés. Il est important de rappeler que les essais de [Cagnon, 2015] ont été réalisés avec un béton semblable à celui utilisé dans cette étude. Il est donc envisageable d'obtenir des valeurs des paramètres de calage proches de celles obtenues pour caler les essais précédents. L'ensemble des paramètres utilisés pour la modélisation des différents essais présentés dans ce chapitre sont récapitulés dans le **TABLEAU IV-2**. Pour la modélisation des essais de [Cagnon, 2015], deux simulations seront proposées, avec dans un premier cas (calage 1) des valeurs de paramètres de calage semblables à ceux utilisés pour modéliser nos essais, et

dans un second cas (calage 2) une modification des valeurs de certains paramètres afin d'améliorer la simulation.

Paramètre		Cagnon (2015)		Granger (1995)	Manzoni (2019)
		Calage 1	Calage 2		
Fluage	$\varepsilon_{\text{ref}}^M$	$1,3 \cdot 10^{-4}$	$1,3 \cdot 10^{-4}$	$1,3 \cdot 10^{-4}$	$8 \cdot 10^{-5}$
	$\tau_{\text{ref}}^M$ (jours)	8	8	10	8
	$\psi^K$	10	10	3	10
	$\tau_{\text{ref}}^K$ (jours)	10	10	0,5	10
	$\chi^M$	/	/	/	1,8
Pression capillaire	$M^{c,ref}$ (MPa)	60	50	80	79
	$m$	0,5	0,5	0,5	0,5
	$b$	0,24	0,24	0,56	0,28
DTT	$P_k^n$ (kPa)	180	180	40	230
	$k^n$	$7,16 \cdot 10^{-19}$	$7,16 \cdot 10^{-19}$	$7,16 \cdot 10^{-19}$	$7,16 \cdot 10^{-19}$
Fissuration	$K^w$	2	2	2	2
	$\sigma_{\text{fld}}$ (MPa)	40	7	25	40

Tableau IV-2 : comparatif des valeurs des paramètres de calage du fluage, de DTT et de dessiccation pour tous les essais modélisés

La convention de signe utilisée dans cette partie est celle utilisée par [Cagnon, 2015 et Granger, 1995], à savoir une déformation positive correspond à de la contraction.

#### IV.3.3.1. Application sur les essais de Cagnon

Pour le calage du modèle sur les résultats de [Cagnon, 2015], les déformations en endogène ont déjà été simulées dans un chapitre antérieur (CF. TABLEAU II-2), nous conserverons donc ici les paramètres de fluage et de DTT précédemment utilisés. La mise en séchage du béton a été réalisée après une cure sous eau de plus de trois mois. Grâce au suivi expérimental des pertes de masse des éprouvettes, la modélisation du séchage a pu être effectuée à l'aide d'une loi de Mensi (101) [Mensi et al., 1988] dont les paramètres sont proches de ceux utilisés pour modéliser nos essais (CF. (100)) :

$$D(t) = 0,90 \cdot 10^{-8} \exp(0,055 \cdot V^w(t)) \quad (101)$$

Le résultat est présenté sur la FIGURE IV-16. On peut constater que le modèle sous-estime légèrement les pertes de masse d'eau dans le béton en début de séchage, de l'ordre de 10%, et que sa cinétique à long terme est plus rapide que celle mesurée expérimentalement.

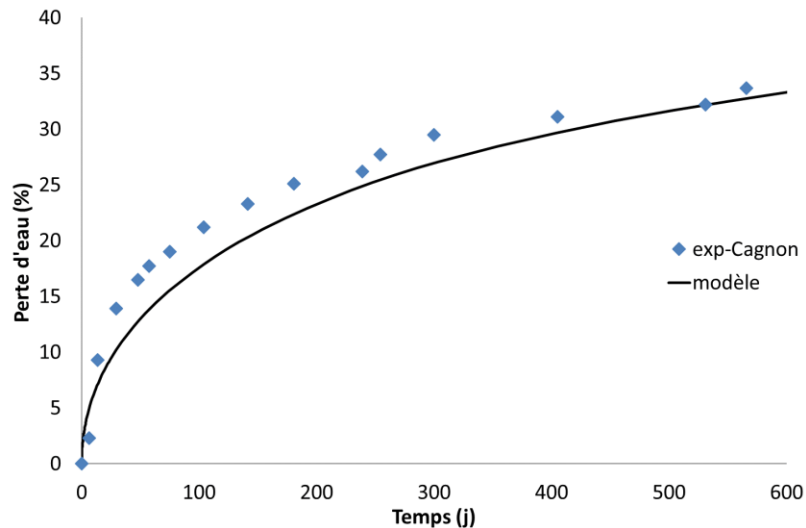


Figure IV-16 : modélisation et résultats expérimentaux de la perte d'eau du béton à partir de la mise en dessiccation pour les essais de [Cagnon, 2015]

Comme indiqué précédemment, comme la formulation de béton de nos deux études est identique, une première modélisation a donc été réalisée en conservant un maximum de valeurs de paramètres en commun (**CF. CALAGE 1 TABLEAU IV-2**). Du fait de la cure prolongée sous eau, aucune déformation de retrait endogène n'a été observée par [Cagnon, 2015]. La déformation mesurée à partir de la mise en séchage est donc uniquement du retrait de dessiccation. La **FIGURE IV-17** montre que le retrait de dessiccation modélisé est largement sous-estimé, bien que la cinétique au-delà de 200 jours soit quant à elle correcte.

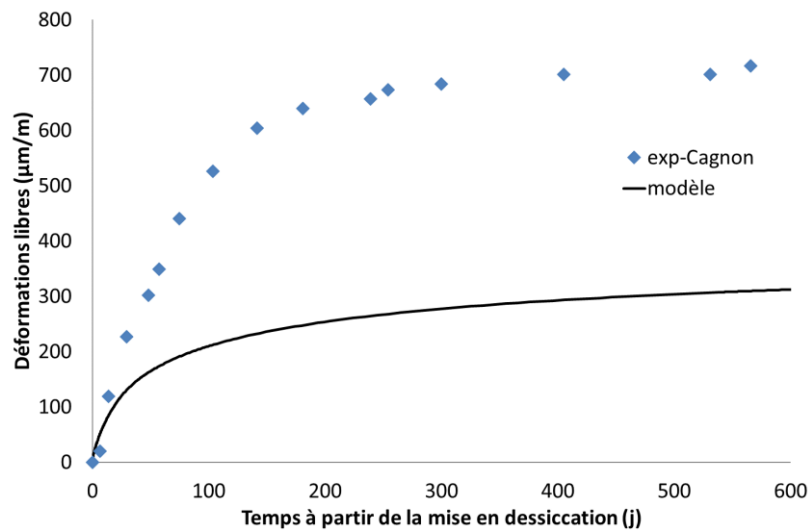


Figure IV-17 : modélisation et résultats expérimentaux du retrait en dessiccation des essais de [Cagnon, 2015]

L'amplitude du retrait de dessiccation obtenue dans notre étude et dans celle de [Ladaoui, 2010] sur une formulation de béton semblable était dans les deux cas de l'ordre de 400 µm/m au bout d'un an, alors qu'ici, le retrait de dessiccation est bien plus important (près de 700 µm/m au bout d'un an).

Le mode de cure pourrait être à l'origine de cet écart. En effet, les échantillons de [Cagnon, 2015] ont été conservés sous eau avant le séchage, tandis que dans les deux autres études les

éprouvettes ont été placées en cure endogène, 64 jours pour notre étude et 14 mois pour [Ladaoui, 2010]. Dans cette condition, on peut envisager que le degré de saturation de l'éprouvette lors de sa sortie de cure sous eau est réellement égal à 1, alors qu'avec une conservation endogène ou en ambiance humide, le degré de saturation après la cure est toujours plus faible du fait de l'auto-dessiccation. Lors de sa cure sous eau, [Cagnon, 2015] a mesuré un gonflement des éprouvettes de l'ordre de 200  $\mu\text{m/m}$ . Cette dilatation se développe durant les 100 premiers jours de cure avant de se stabiliser. Il est concevable de supposer que ce gonflement est dû à l'apport de l'eau qui re-sature le béton. Par conséquent, la déformation libre séchante est simulée avec un degré de saturation ne correspondant pas exactement à celui du béton de l'étude de [Cagnon, 2015] puisque les paramètres de calages ont été déterminés sur nos éprouvettes en cure endogène en supposant que le degré de saturation était de 1 au départ du séchage alors que ce n'était pas le cas. D'ailleurs, si on retranche la dilatation de 200  $\mu\text{m/m}$  au retrait mesuré, alors la déformation attribuable à la mise en dessiccation est de 500  $\mu\text{m/m}$ , ce qui plus proche de celle mesurée dans notre étude et dans celle de [Ladaoui, 2010]. Cependant, la déformation différée sous charge de 30%  $f_{cm}$  en dessiccation au bout de 150 jours, visible sur la **FIGURE IV-18**, est d'environ 900  $\mu\text{m/m}$ , ce qui est similaire à celle mesurée durant notre étude, environ 850  $\mu\text{m/m}$ . Cela est surprenant car on pourrait s'attendre à retrouver *a minima* le même écart entre ces résultats et celui observé sur le retrait en dessiccation, soit environ 200  $\mu\text{m/m}$ .

Avec les mêmes valeurs de paramètres, on peut modéliser dans un premier temps la déformation sous charge sans tenir compte de l'endommagement hydrique. Le résultat obtenu est présenté sur la **FIGURE IV-18**, il correspond donc à un couplage entre le fluage, la déformation élastique et la DTT.

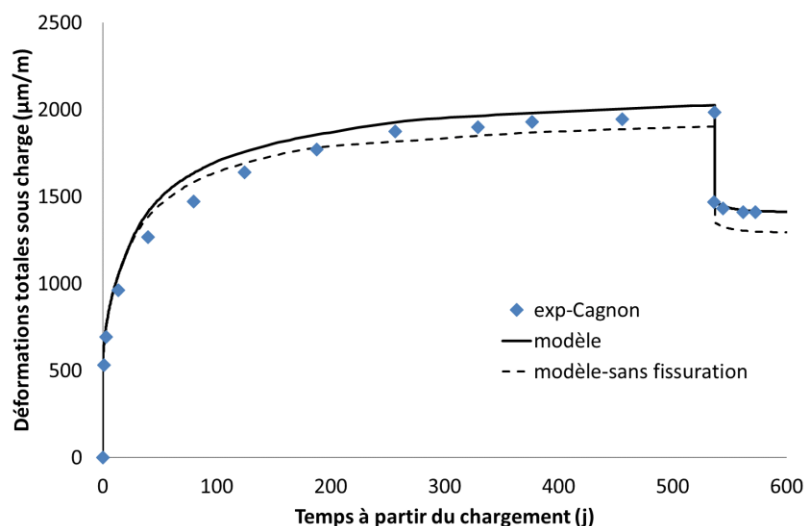


Figure IV-18 : 1<sup>ère</sup> modélisation et résultats expérimentaux des déformations sous charge en dessiccation des essais de [Cagnon, 2015]

On remarque alors une légère sous-estimation de la déformation à long terme prévue par le modèle, de l'ordre de 100  $\mu\text{m/m}$ , qui peut alors être attribuée à l'absence d'endommagement microstructural hydrique. Une fois la partie endommagement hydrique du modèle

« rebranchée », la cinétique et l'amplitude des déformations obtenues (en trait plein sur la **FIGURE IV-18**) correspondent à celles observées expérimentalement. Cependant, on remarque que les simulations prévoient une déformation supérieure à celle expérimentale sur les 200 premiers jours, alors que c'est la période pendant laquelle l'amplitude du séchage est sous-estimée numériquement (**CF. FIGURE IV-16**). Cela signifie donc qu'en conservant ce jeu de paramètres, mais avec une meilleure simulation du séchage, l'écart entre les déformations expérimentales et numériques serait amplifié.

Une autre modélisation a donc été réalisée en modifiant les paramètres de l'isotherme et de l'endommagement hydrique (**CF. CALAGE 2 TABLEAU IV-2**). Dans cette simulation, la tension capillaire de référence ( $M^{c,ref}$ ) a été abaissée afin que la déformation prédite par le modèle soit compatible avec les résultats expérimentaux sur les 200 premiers jours. On constate sur la **FIGURE IV-19** l'intérêt de l'ajout de la part microstructurale de l'endommagement hydrique, notamment sur le comportement à long terme du matériau, que le couplage fluage et DTT ne peut pas reproduire en cas de dessiccation.

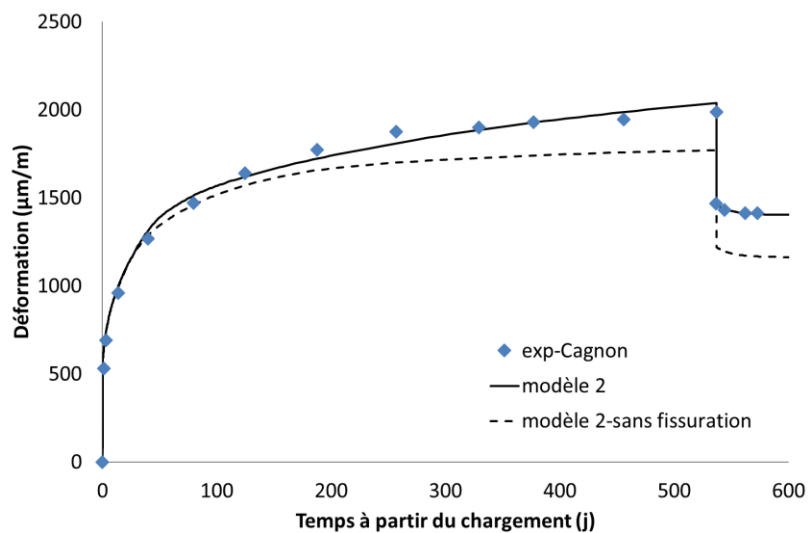


Figure IV-19 : 2<sup>ème</sup> modélisation et résultats expérimentaux des déformations sous charge en dessiccation des essais de [Cagnon, 2015]

Avec ce second calage, les déformations obtenues sont davantage en adéquation avec la simulation des pertes de masse d'eau puisque la cinétique à long terme est légèrement supérieure à celle expérimentale. On peut noter que la diminution de la tension capillaire d'environ 17% par rapport à la première modélisation doit par conséquent être associée à une réduction significative, d'environ 80%, du paramètre  $\sigma_{fld}$ , ce qui accroît l'endommagement hydrique. En d'autres termes, pour simuler correctement la déformation à court terme du béton, il a fallu abaisser la tension capillaire, mais *a contrario*, retrouver le comportement à long terme a nécessité d'amplifier l'endommagement hydrique. Compte tenu de l'amplitude importante du retrait en dessiccation de [Cagnon, 2015], il est tout à fait envisageable que le séchage associé soit à l'origine d'une fissuration plus importante à l'interface pâte-granulat par rapport à nos

essais. Il apparaît alors concevable dans la modélisation du fluage en dessiccation d'avoir augmenté l'endommagement de traction dû au retrait.

Normalement, le retrait de dessiccation devrait être remodelisé avec ce nouveau jeu de paramètre. Cependant, aux vues de l'écart de la première modélisation avec les résultats expérimentaux, il est apparu inutile de le présenter à nouveau ici. En effet, l'amplitude du retrait modélisé serait dans ce cas plus faible qu'avec le premier jeu de paramètre puisque la tension capillaire a été diminuée.

#### IV.3.3.2. Application sur les essais de Granger

La modélisation des déformations en condition endogène à 20 °C de [Granger, 1995] est présentée sur la **FIGURE IV-20**. Le béton utilisé lors de ces essais avait une résistance mécanique en compression de 40,2 MPa, une rigidité de 38,6 GPa et était soumis à une contrainte de compression de 30% de sa résistance.

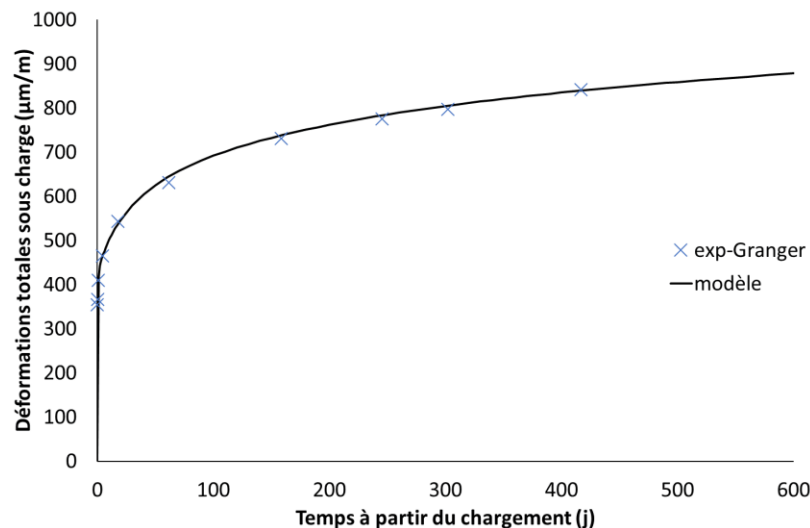


Figure IV-20 : modélisation et résultats expérimentaux des déformations sous charge en endogène des essais de [Granger, 1995]

Le calage obtenu reproduit correctement l'évolution expérimentale. En outre, comme on peut le lire dans le **TABLEAU IV-2**, les valeurs des paramètres utilisés pour simuler le fluage propre sont proches de celles utilisées dans les autres modélisations.

Pour simuler les déformations dues à la dessiccation, les pertes d'eau dans le béton ont été à nouveau simulées avec une loi de Mensi, présentée dans l'équation (102) dont le calage est directement issu de la thèse de [Granger, 1995].

$$D(t) = 1,07 \cdot 10^{-13} \exp(0,05 \cdot V^w(t)) \quad (102)$$

La **FIGURE IV-21** présente la modélisation et l'évolution expérimentale du retrait en dessiccation à 50% HR et 20 °C.

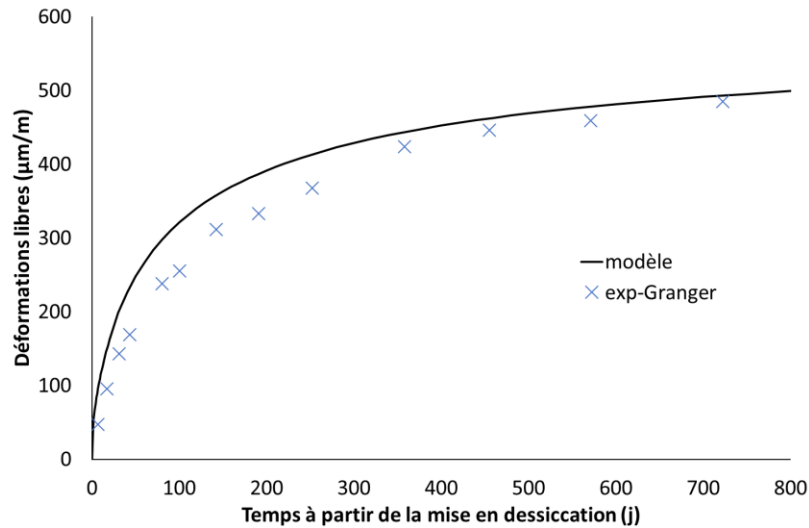


Figure IV-21 : modélisation et évolution résultat expérimentale du retrait en dessiccation des essais de [Granger, 1995]

On voit que la simulation surestime légèrement le retrait, de l'ordre de 50  $\mu\text{m/m}$ , notamment durant la première année d'essai. Néanmoins, au-delà de 400 jours, la simulation à long terme du retrait de dessiccation reproduit avec exactitude l'évolution expérimentale. Afin de corréliser au mieux l'ensemble des données expérimentales de Granger, le coefficient de Biot ainsi que le paramètre de DTT ( $P_k^n$ ) utilisés pour simuler cet essai, sont différents de ceux utilisés dans la modélisation de nos essais et de ceux de [Cagnon, 2015]. En effet, le calage du modèle sur le retrait pourrait être mieux optimisé, mais cela entraînerait une modélisation du fluage en dessiccation moins pertinente. La simulation présentée correspond donc à celle permettant de modéliser au mieux ces deux déformations.

La **FIGURE IV-22** représente les déformations expérimentales sous charge en dessiccation à 20 °C et 50% HR de [Granger, 1995], ainsi que leurs modélisations avec ou sans endommagement hydrique.

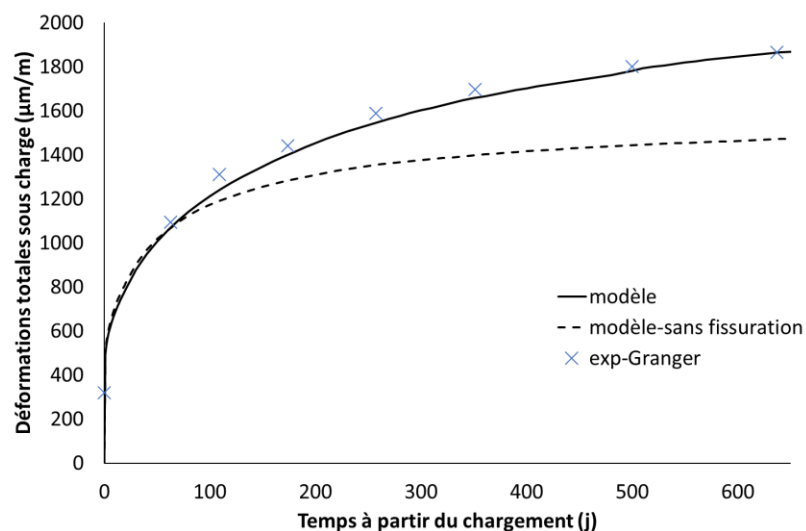


Figure IV-22 : modélisations avec ou sans endommagement hydrique et évolution expérimentale de la déformation sous charge en dessiccation des essais de [Granger, 1995]



Une première modélisation réalisée (nommé : modèle sans fissuration), est issue du couplage fluage et DTT, l'aspect redistribution des contraintes par la microfissuration hydrique n'est donc pas pris en compte ici. On remarque alors la sous-estimation des déformations prévues par le modèle. Cette sous-estimation correspond à la part de fluage attribuable à l'endommagement hydrique lors du séchage. Une fois la partie endommagement du modèle réactivée, la cinétique et l'amplitude des déformations obtenues concordent avec celles observées expérimentalement.

### IV.4. Conclusions

Pour conclure, ce chapitre a permis de mettre en évidence plusieurs points :

- Les surpressions et les mouvements d'eau à l'échelle des nanopores ne sont pas seulement une explication nécessaire pour le phénomène de DTT, puisqu'elles permettent aussi d'expliquer une part intrinsèque des déformations dues à la cinétique de dessiccation. Cela signifie que, finalement, les déformations différées, que ce soit de DTT, de retrait ou de fluage proviennent toutes, en partie d'un même phénomène physique basé sur une différence de pression d'eau entre la porosité interne des C-S-H et la porosité capillaire, différence qui modifie la viscosité du matériau par fragilisation transitoire des liaisons entre les feuillets de C-S-H ;
- Une part du fluage de dessiccation peut être modélisée par un endommagement hydrique conduisant à simuler une amplification de contraintes et ainsi d'engendrer un surplus de déformation dans les directions comprimées ;
- La modélisation proposée a été utilisée pour modéliser les résultats expérimentaux de cette étude. Les simulations obtenues sont satisfaisantes puisqu'elles reproduisent bien les évolutions des déformations expérimentales. Il est important de noter que les valeurs des paramètres de calage déterminées sont semblables à celles permettant de simuler les essais en DTT de [Cagnon, 2015] sur un béton similaire ;
- L'application à d'autres résultats de la littérature valide l'efficacité de ce modèle pour reproduire le comportement du béton en dessiccation. Pour des formulations de bétons similaires entre les essais de cette thèse et ceux de [Cagnon, 2015], on retrouve des jeux de paramètres de calage assez proches ;
- De plus, la modélisation des essais sous contraintes variables (anneaux et cylindres 11 x 22 cm<sup>3</sup>) avec le même jeu de paramètre de calage, permet de faire un pas supplémentaire vers le calcul d'ouvrages en conditions THM variables ;

## **Conclusions générales**



Afin de prédire la tenue mécanique des futures structures de stockages des déchets radioactifs, la connaissance du comportement à long terme du BHP de référence est nécessaire. Ces ouvrages cimentaires seront soumis à des conditions THM variables au cours du temps. La température pourra s'élever jusqu'à 50°C par endroit en raison de l'exothermie des déchets, les contraintes mécaniques augmenteront à cause de la convergence du sol et le tunnel sera soumis à du séchage de par la ventilation interne des tunnels et à de la resaturation en extradors en raison des infiltrations d'eau provenant du milieu géologique. Toutes ces contraintes, ainsi que leurs couplages liés à leur concomitance, sont à prendre en considération lors de la prédiction du comportement mécanique à long terme de l'ouvrage.

Le premier chapitre, consacré à l'étude bibliographique, permet de faire l'inventaire des mécanismes physiques à l'origine des déformations différées. Ce travail de synthèse souligne l'importance des couplages THM sur le comportement des matériaux cimentaires. Enfin, il a été relevé que les modèles actuels ne permettaient pas de simuler précisément les évolutions des déformations des ouvrages soumis à un environnement complexe, tel que, notamment, l'élévation de température sous charge qui engendre une déformation singulière caractérisée par une cinétique et une amplitude très élevées, appelée Déformation Thermique Transitoire (DTT). Pour améliorer cela, la chronologie THM et les couplages associés doivent être pris en compte. Ce constat conduit naturellement à la première partie du travail de recherche mené durant cette thèse.

A partir de l'analyse de données expérimentales issues de la littérature, un modèle de DTT poromécanique à deux échelles de pores est proposé dans le deuxième chapitre. En s'appuyant sur les hypothèses de la littérature, la DTT est supposée être la conséquence de la dilatation de l'eau contenue dans les pores de C-S-H sous l'élévation de la température, entraînant une surpression transitoire à cette échelle, et donc un accroissement de la distance entre feuillets de C-S-H, cette augmentation de distance induisant à son tour une diminution de leurs liaisons et donc de la viscosité apparente à l'échelle du matériau. Sous une contrainte mécanique externe, il en résulte un glissement entre les feuillets et une réorganisation des C-S-H semblable à une amplification du fluage propre, qui correspond à la DTT. La surpression créée dans l'inter-feuillet entraîne un déséquilibre avec la pression d'eau contenue dans la capillarité. Un mouvement d'eau est alors activé entre ces deux échelles de pores pour rééquilibrer les pressions, ce qui explique que la DTT soit un phénomène transitoire puisqu'une fois l'équilibre des pressions atteint, le béton retrouve un comportement « classique ». Ce mécanisme permet d'expliquer l'importance de la chronologie Thermomécanique (TM) sur le comportement du béton. Dans ce modèle, si le béton est chauffé suffisamment longtemps avant le chargement, la surpression d'eau dans les nanopores des C-S-H est susceptible d'être évacuée par la diffusion d'eau avant que la contrainte mécanique ne soit appliquée. Il en résulte que la DTT sera donc réduite voire inexistante, comme observé expérimentalement [*Cagnon, 2015*]. Ce modèle a été implanté dans celui de [*Sellier et al, 2016*] dont les équations et les principaux mécanismes sont rappelés. Nous avons également émis l'hypothèse que la consolidation du matériau, due aux

redistributions de contraintes et aux épuisements des sites de fluage, a un impact sur l'amplitude de la DTT ; plus le béton est consolidé et moins il sera sujet à la DTT. Les simulations sur les résultats expérimentaux de [Cagnon, 2015] ont montré que le modèle était alors capable de prédire correctement la DTT quelle que soit la chronologie TM. De plus, la modélisation obtenue permet de ne pas faire réapparaître la DTT lorsque des cycles de température sont répétés, ce qui confirme l'hypothèse que la consolidation impacte la DTT. A partir du calage des résultats des essais sur béton de [Cagnon, 2015], des simulations du comportement du tunnel de stockage ont été réalisées sur une année en considérant plusieurs scénarii TM. Cette étude a permis de proposer plusieurs solutions pour éviter l'apparition de la DTT sur ces ouvrages, tel qu'un temps d'attente minimum de 6 mois entre la construction du tunnel (début de la consolidation) et l'enfouissement des déchets (augmentation de la température) ou encore la limitation de la vitesse de chauffage dans le tunnel. Une autre option de phasage de construction des tunnels, serait d'utiliser des éléments préfabriqués en béton qui seraient mis en place immédiatement après le forage. Dans cette variante, la contrainte mécanique serait appliquée sur un matériau ayant déjà subi de la consolidation (cure, séchage avant la mise en place, retrait...) ce qui limiterait également la DTT.

Le troisième chapitre concerne l'étude expérimentale du fluage en compression uniaxiale sous contrainte variable sur éprouvettes cylindriques  $11 \times 22 \text{ cm}^3$  et sur anneaux correspondant à une tranche de tunnel à l'échelle  $1/25^{\text{ème}}$ . Les études de fluage dans la littérature traitent généralement les déformations sous une contrainte constante de 30% de la résistance en compression  $f_{cm}$ . Sachant que le taux de chargement sur les futures structures de stockage va progresser avec le temps du fait de la convergence du sol environnant, il paraissait donc primordial d'étudier le comportement du béton sous variation d'intensité de contrainte de compression. Les essais sur cylindres  $11 \times 22 \text{ cm}^3$  nous ont permis de mettre en évidence la non linéarité par rapport à la contrainte appliquée du fluage propre et du fluage de dessiccation entre 30%  $f_{cm}$  et 60%  $f_{cm}$ . Nous avons pu également constater que l'historique du taux de contrainte, dans une même gamme d'amplitude (jusqu'à 60%  $f_{cm}$ ), ne modifiait ni le potentiel, ni la cinétique du fluage propre. En cas de séchage, le potentiel de fluage de dessiccation dépend quant à lui de l'histoire hydrique puisqu'il dépend de la quantité d'eau restante dans le béton lors du chargement. Les essais réalisés durant la thèse ont permis de confirmer que le fluage de dessiccation était principalement piloté par les effets capillaires et fonction du niveau de contrainte appliquée. Le fluage sur anneaux a permis de mettre au point un essai innovant qui permet de s'approcher des configurations géométriques réelles des ouvrages de stockage. Le dispositif mis en place s'est malheureusement révélé être difficile à maîtriser, puisque des doutes persistent sur la répartition de la contrainte dans le vérin torique souple utilisé pour réaliser le chargement radial. L'utilisation de jauges pour mesurer les déformations limite quant à elle l'exploitation des résultats, puisque plusieurs d'entre elles se sont décollées à cause de l'action de l'eau contenue dans le béton et/ou du frottement avec le vérin torique. Néanmoins, la confrontation des déformations suivant les directions principales de retrait endogène mesurées sur anneaux et sur cylindres  $11 \times 22 \text{ cm}^3$  montre une certaine cohérence, et autorise

l'exploitation des données sur anneaux pour envisager une validation de la modélisation structurelle.

Le dernier chapitre traite de la modélisation des déformations en dessiccation. L'analyse des mécanismes proposés dans la littérature pour expliquer le retrait et le fluage de dessiccation a mis en évidence l'importance des mouvements d'eau à l'échelle des C-S-H en plus de la pression capillaire. Il a été intéressant d'étudier la contribution du modèle destiné à la DTT en contexte non plus de variation thermique mais de variation hydrique. Cela permet d'unifier, du moins en partie, les déformations différées intrinsèques du béton en un seul mécanisme basé sur une modification de la viscosité du matériau due à une différence de pression d'eau entre la porosité des C-S-H et les capillaires. En plus du comportement visqueux du béton, le fluage de dessiccation comporte une part de déformation associée à une augmentation de contrainte dans la direction de chargement. Ce phénomène peut être interprété comme la conséquence d'une microfissuration, induite par le retrait empêché de la pâte au niveau des inclusions rigides, qui serait empêchée par l'application d'une contrainte de compression. Ce phénomène a pu être modélisé par un endommagement hydrique conduisant à amplifier la contrainte effective dans la direction chargée. L'application du modèle sur plusieurs résultats expérimentaux issus de nos essais et de la littérature, a permis de l'éprouver et de s'assurer de sa robustesse. L'ensemble des essais sont bien reproduits et les jeux de paramètres sont assez proches pour des formulations similaires. Le modèle numérique proposé est donc utilisable pour simuler, non seulement la DTT mais aussi les déformations en dessiccation. Les essais sous contraintes variables des anneaux et des cylindres  $11 \times 22 \text{ cm}^3$  sont également bien reproduits par le modèle avec un même jeu de paramètre. L'utilisation de la consolidation comme variable dépendante de l'histoire THM du béton, apparaît alors comme une bonne solution pour le calcul d'ouvrages en conditions THM variables.

## Perspectives





Ce travail de recherche a permis de compléter les bases de données expérimentales, notamment pour des variations mécaniques qui n'avaient pas encore été investiguées. Toutefois, compte tenu de la faible cinétique du développement des déformations différées, la durée d'une thèse ne permet pas de suivre les déformations plus de trois ans, ce qui aurait pourtant été souhaitable pour les éprouvettes sous variation mécanique, afin de s'assurer que le potentiel de fluage n'était pas sous-estimé pour notre durée d'observation. De même, il aurait été intéressant de réaliser davantage de variation de chargements sur les éprouvettes cylindriques en les rechargeant à 30%  $f_{cm}$  après les avoir chargées à 60%  $f_{cm}$ . Cela aurait permis d'identifier le comportement différé du béton après une forte consolidation en cas de relâchement de la contrainte. Nous avons aussi remarqué que la consolidation semble affecter la rigidité du matériau. Des essais complémentaires de mesures (par cage extensométrique) du module de Young de plusieurs éprouvettes avant et après avoir subi différents taux de consolidation, et d'éprouvettes de béton de même âge non chargées, permettrait d'identifier clairement ce phénomène et son importance.

Les essais sur anneaux nécessitent d'être perfectionnés afin de mieux maîtriser les conditions aux limites en pression radiale. En tout premier lieu, il faudrait déterminer avec exactitude la répartition de la contrainte appliquée par l'anneau torique sur la hauteur de l'éprouvette. Le maintien de la charge dans le temps pourra être sensiblement amélioré par la mise en place d'un ballon d'azote de plus grand volume. L'instrumentation des anneaux mise en œuvre dans le cadre de cette thèse constitue également un problème et une limite à l'heure actuelle. Pour éviter le décollement des jauges à long terme, une des solutions résiderait en l'utilisation de fibres optiques noyées dans le béton lors du coulage. En positionnant plusieurs fibres suivant la hauteur de l'anneau, cela permettrait aussi de déterminer le profil de déformations réelles. Il serait également pertinent de mener des essais en dessiccation sur ces mini-structures, avec un éventuel chauffage simultané, notamment pour simuler le séchage intrados des tunnels dû à la ventilation. Au début de cette thèse, un système de chargement ponctuel des anneaux à partir des vérins toriques a été envisagé et testé afin de représenter une convergence non uniforme du sol. Cela n'a pas abouti par manque de temps, mais ce type de chargement non uniforme des anneaux reste une piste pertinente pour tester l'aptitude du modèle à appréhender la réponse de l'anneau pour un état de contrainte fortement hétérogène.

Le modèle requiert d'être éprouvé sur un plus grand nombre d'essais en conditions THM variables. Nous avons constaté que le retrait en dessiccation des essais de [Cagnon, 2015] était sous-estimé par le modèle. L'une des explications est le gonflement du béton observé lors de sa cure sous eau. Cela démontre que l'échantillon se re-sature sous eau et que par conséquent, son degré de saturation dès le démoulage est déjà bien inférieur à 1. Une investigation et une modélisation de l'hydratation au jeune âge du béton sont nécessaires pour déterminer quel est le degré de saturation de l'éprouvette lors du démoulage. La modélisation de nos essais en dessiccation serait alors à reprendre en considérant, non plus une quasi-saturation à un jour

comme nous l'avons supposé lors de la modélisation, mais un degré de saturation plus réaliste comme condition initiale.

## Références bibliographiques

- ACKER, ULM (2001) : Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements (*Nuclear Engineering and Design* 203, 143–158).
- AILI, VANDAMME, TORRENTI, MASSON (2015) : Theoretical and Practical Differences between Creep and Relaxation Poisson's Ratios in Linear Viscoelasticity (*Mechanics of Time-Dependent Materials* 19 (4), 537-55).
- ALI, KESLER (1964) : Mechanism of creep in concrete (*Symposium on creep of concrete, Détroit, American Concrete Institute, Publication, S-P 9*).
- ANDERBERG, THEANDERSSON (1976) : Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures: experimental investigation and material behavior model (*Lund Institute of Technology*).
- ASSIE (2004) : Durabilité des Bétons Auto-Plaçants (*Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Toulouse*).
- BADMANN, STOCKHAUSEN, SETZER (1981) : The statistical thickness and the chemical potential of adsorbed water films (*J. Colloid Interface Sci.* 82 (2) 534–542).
- BAMFORTH (1980) : In situ measurement of the effect of partial Portland cement replacement using either fly ash or ground granulated blast-furnace slag on the performance of mass concrete (*Proc. Inst. Civ. Engrs, Part 2*, 69, 777–800).
- BAROGHEL-BOUNY (2007) : Water vapour sorption experiments on hardened cementitious materials (*Cement and Concrete Research*, 37 (3), 414-37).
- BARY, BOURCIER, HELFER (2016) : Thermoviscoelastic Analysis of Concrete Creep at Mesoscale (*Key Engineering Materials* 711, 652-658).
- BARY, DE MORAIS, POYET, DURAND (2012) : Simulations of the thermo-hydro-mechanical behaviour of an annular reinforced concrete structure heated up to 200 °C (*Engineering Structures* 36, 302-15).
- BAŽANT (1972) : Thermodynamics of hindered adsorption and its implications for hardened cement paste and concrete (*Cement and Concrete Research*, 2(1), 1-16).
- BAŽANT (1970) : Delayed thermal dilatations of cement paste and concrete due to mass transport (*Nuclear Engineering and Design* 14 (2), 308-18).
- BAŽANT (2001) : Prediction of concrete creep and shrinkage: past, present and future (*Nuclear Engineering and Design* 203, 27–38).
- BAŽANT (1975) : Theory of Creep and Shrinkage in Concrete Structures: A Précis of Recent Developments (*In Mechanics Today*, 1-93).
- BAŽANT, CUSATIS, CEDOLIN (2004) : Temperature Effect on Concrete Creep Modeled by Microprestress-Solidification Theory (*Journal of Engineering Mechanics* 130 (6), 691-99).

- BAŽANT, CHERN (1985) : Concrete creep at variable humidity : constitutive law and mechanism (*Matériaux et Constructions* 18 (103)).
- BAŽANT, HAUGGAARD, BAWEJA, ULM (1997) : Microprestress-solidification theory for concrete creep. I. Aging and drying effect (*Journal of Engineering Mechanics*, 123 (11), 1188-1194).
- BAŽANT, KAPLAN (1996) : Concrete at high temperatures: material properties and mathematical models (*Longman Concrete design and construction series*, 412).
- BAŽANT, PRASANNAN (1989) : Solidification theory for aging creep (*Cement and Concrete Research* 18, 923–932).
- BAŽANT, WITTMANN (1982) : Creep and shrinkage in concrete (*John Wiley & Son Ltd*).
- BENBOUDJEMA (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, MEFTAH, TORRENTI (2005) : Interaction between drying, shrinkage, creep and cracking phenomena in concrete (*Engineering Structures* 27, 239–250).
- BENBOUDJEMA, TORRENTI (2008) : Early-age behaviour of concrete nuclear containments (*Nuclear Engineering and Design* 238 (10), 2495-2506).
- BENTUR, BERGER, LAWRENCE, MILESTONE, MINDESS, YOUNG (1979) : Creep and drying shrinkage of calcium silicate pastes III. A hypothesis of irreversible strains (*Cement and Concrete Research* 9 (1), 83-95).
- BERNACHY-BARBE, BARY (2019) : Effect of aggregate shapes on local fields in 3D mesoscale simulations of the concrete creep behavior (*Finite Elements in Analysis and Design*, 156, 13–23)
- BOURDETTE, RINGOT, OLLIVIER (1995) : Modelling of the transition zone porosity (*Cement and Concrete Research* 25 (4), 741-51).
- BRIFFAUT, BENBOUDJEMA, TORRENTI, NAHAS, (2011) : Numerical analysis of the thermal active restrained shrinkage ring test to study the early age behavior of massive concrete structures (*Engineering Structures*, 33(4), 1390–1401).
- BRUE (2009) : Rôles de la température et de la composition sur le couplage thermo-hydro-mécanique des bétons (*Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Lille*).
- BUFFO-LACARRIÈRE, SELIER, ESCADEILLAS, TURATSINZE (2007) : Multiphasic finite element modeling of concrete hydration (*Cement and Concrete Research*, 37(2), 131–138).
- BURLION (2004) : Quelques résultats sur le couplage séchage-comportement mécanique des matériaux cimentaires (*HDR, Laboratoire de mécanique de Lille, France*).
- BURLION, BOURGEOIS, SHAO (2005) : Effects of desiccation on mechanical behaviours of concrete (*Cement and Concrete Composites* 27, 367–379).

- BURLION, GATUINGT, PIJAUDIER-CABOT, DAUDEVILLE (2000) : Compaction and tensile damage in concrete: constitutive modelling and application to dynamics (*Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 183 (3-4), 291-308).
- BURLION, ROUGELOR, BERNRAD, SKOCYLAS (2007) : Apport de la microtomographie pour l'étude de la fissuration des matériaux cimentaires sous lixiviation (25ème rencontre de l'AUGC, Bordeaux).
- CAGNON (2015) : Influence des variations thermo-hydro-mécaniques sur le comportement différé du béton (*Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Toulouse*).
- CARATINI (2012) : Approche multi-échelle des propriétés mécaniques et de transport des matériaux cimentaires soumis à des élévations de température (*Thèse de doctorat, Université Paris-Est*).
- CEA (Commissariat à l'Energie Atomique) – DEN/DM2S/SEMT, Cast3m finite element code. (<http://www-cast3m.cea.fr/>).
- CHEN, SCHREYER (1995) : Formulation and computational aspects of plasticity and damage models with application to quasi-Brittle materials, (*Rapport SAND95-0328, Sandia National Laboratories, U.S.A*).
- CHOINSKA (2006) : Effets de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure (*Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes*).
- CHHUN (2017) : Comportement Thermo-Hydro- Chemo-Mécanique des bétons de centrales nucléaires lors d'un accident sévère (*Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Toulouse*).
- CONSTANTINIDES, ULM (2004) : The effect of two types of C-S-H on the elasticity of cement-based materials: Results from nanoindentation and micromechanical modeling (*Cement and Concrete Research* 34 (1), 67-80).
- COUSSY (1995) : Mechanics of Porous Continua (*London. J. Wiley & Sons*)
- COUSSY, ULM (1996) : Creep and plasticity due to chemo-mechanical couplings (*Archive of Applied Mechanics* 66 (8), 523–535).
- CODINA (2007) : Les bétons bas pH : formulation, caractérisation et étude à long terme (*Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Toulouse*).
- DAY, GAMBLE (1983) : The effect of changes in structure on the activation energy for the creep of concrete. (*Cement and Concrete Research* 13 (4), 529-540).
- DE SCHUTTER, TAERWE (1996) : Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete (*Materials and Structures*, 29(6), 335–344).
- DEBENEDETTI (2003) : Supercooled and Glassy Water (*Journal of Physics: Condensed Matter* 15 (45))

- DEHAOUI (2015) : Viscosité de l'eau surfondue (*Thèse de doctorat, Université Claude Bernard – Lyon I*).
- EL BITOURI, BUFFO-LACARRIÈRE, SELIER, BOURBON (2016) : Modelling of chemo-mechanical behaviour of low pH concretes (*Cement and Concrete Research*, 81).
- ESHELBY (1957) : The Determination of the Elastic Field of an Ellipsoidal Inclusion, and Related Problems (*Proceedings of the Royal Society of London Series A* (241), 376-396).
- EUROCODE 2, NF EN 1992-2 (2006) : Calcul des structures en béton (*Association Française de Normalisation*).
- FAHMI, POLIVKA, BRESLER (1972) : Effects of sustained and cyclic elevated temperature on creep of concrete (*Cement and Concrete Research* 2 (5), 591-606).
- FELDMAN (1972) : Mechanism of creep of hydrated portland cement paste (*Cement and Concrete Research* 2 (5), 521-40).
- FELDMAN, SEREDA (1968) : A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties (*Materials and Structures*, 1(6), 509-520).
- FINE, MILLERO (1973) : Compressibility of water as a function of temperature and pressure (*The Journal of Chemical Physics* 59 (10), 5529-36).
- FLORIANO, NASCIMENTO (2004) : Dielectric constant and density of water as a function of pressure at constant temperature (*Brazilian Journal of Physics* 34 (1), 38-41).
- GAMBLE, PARROTT (1978) : Creep of concrete in compression during drying and wetting (*Magazine of Concrete Research* 30(104), 128-138).
- GARCI JUENGER, JENNINGS (2002) : Examining the relationship between the microstructure of calcium silicate hydrate and drying shrinkage of cement pastes (*Cement and Concrete Research* 32 (2), 289-96).
- GAWIN, PESAVENTO, SCHREFLER (2004) : Modelling of Deformations of High Strength Concrete at Elevated Temperatures (*Materials and Structures* 37 (4), 218).
- GHOSH (1973) : A Hypothesis on Mechanism of Maturing Creep of Concrete (*Matériaux et Construction* 6 (1), 23-27).
- GHOSH, TIMUSK (1981) : Creep of fly ash concrete (*American Concrete Institute*, 78, 351–357).
- GRANGER (1995) : Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : analyse et modélisation (*Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*).
- HANSEN, ERIKSSON (1966) : Temperature Change Effect on Behavior of Cement Paste, Mortar, and Concrete Under Load (*Journal Proceedings* 63 (4), 489-504).
- ILLSTON, SANDERS (1973) : The effect of temperature change upon the creep of mortar under torsional loading (*Magazine of Concrete Research* 25 (84), 136-44).

- JENNINGS (2008) : Refinements to colloid model of C-S-H in cement: CM-II (*Cement and Concrete Research* 38 (3), 275-89).
- JIRÁSEK, HAVLÁSEK (2014) : Microprestress–solidification theory of concrete creep: Reformulation and improvement (*Cement and Concrete Research* 60, 51-62).
- JORDAAN, ILLSTON (1969) : The Creep of Sealed Concrete under Multiaxial Compressive Stresses (*Magazine of Concrete Research* 21, 195-204).
- KIM, KWON, KIM, KIM (2005) : Experimental studies on creep of sealed concrete under multiaxial stresses (*Magazine of Concrete Research* 57 (10), 623-34).
- KOTRONIS (2000) : Cisaillement dynamique de murs en béton armé. Modèles simplifiés 2D et 3D (*Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan*).
- KHOURY, GRAINGER, SULLIVAN (1985) : Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents (*Magazine of Concrete Research* 37 (132), 131-44).
- LADAOUÏ (2010) : Etude expérimentale du comportement Thermo-Hydro-Mécanique à long terme des BHP destinés aux ouvrages de stockage des déchets radioactifs (*Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Toulouse*).
- LADAOUÏ, VIDAL, SELLIER, BOURBON (2011) : Effect of a Temperature Change from 20 to 50 °C on the Basic Creep of HPC and HPFRC (*Materials and Structures* 44 (9), 1629-39).
- LAPLANTE, BOULAY (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).
- LEE, LEE, LEE, KIM (2006) : Autogenous shrinkage of concrete containing granulated blast-furnace slag (*Cement and Concrete Research* 36, 1279–1285).
- LE NEINDRE (2006) : Effet de la pression sur la viscosité des fluides (*Techniques de l'Ingénieur K490*).
- LEUNG PAH HANG (2015) : Les bétons bas pH : Comportements initial et différé sous contraintes externes (*Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Toulouse*).
- LI, YAO (2001) : A study on creep and drying shrinkage of high performance concrete (*Cement and Concrete Research* 31, 1203–1206).
- LOTHENBACH, SCRIVENER, HOOTON (2011) : Supplementary cementitious materials (*Cement and Concrete Research, Conferences Special: Cement Hydration Kinetics and Modeling* 41 (12), 1244-56).
- LOTHIA, NAUTIYAL, JAIN (1981) : Creep of fly ash concrete (*American Concrete Institute*, 73, 469–472).
- MAKANI (2011) : Influence de la nature minéralogique des granulats sur le comportement mécanique différé des bétons (*Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Toulouse*).

- MALIER, MORANVILLE-REGOURD, AITAIN, DE LARRARD, PUCH, LEVY, LE BOULICAUT, ET AL. (1992) : Les bétons à hautes performances - caractérisation, durabilité, applications - la connaissance du matériau (*Ecole Française du Béton*).
- MANZONI, VIDAL, SELLIER, BOURBON (2019) : Modeling of transient thermal deformation in temperature and application to disposal tunnels for medium activity exothermic nuclear wastes (*9th international conference on concrete under severe conditions-Environment and loading*)
- MASO (1980) : The bond between aggregates and hydrated cement pastes (*In Proceedings of the 7th international Cement Congress*, 3–15)
- MAZLOOM (2008) : Estimating long-term creep and shrinkage of high-strength concrete (*Cement and Concrete Composites* 30 (4), 316-26).
- MAZZOTTI, SAVOIA (2003) : Nonlinear creep damage model for concrete under uniaxial compression (*Journal of Engineering Mechanics*, 129(9), 1065–1075).
- MENSI, ACKER, ATTOLOU (1988) : Séchage du béton : analyse et modélisation (*Materials and Structures*, 21, 3-12).
- MINDEGUIA (2009) : Contribution expérimentale a la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons (*Thèse de doctorat, Université de Pau et des pays de l'Andour*).
- MINDEGUIA, HAGER, PIMIENTA, CARRÉ, LA BORDERIE (2011) : Parametrical study of transient thermal strain of ordinary and high performance concrete (*Cement and Concrete Research* 48, 40-52).
- MOUSSADDY, LEVESQUE, THERRIALT (2011) : Évaluation des performances des modèles d'homogénéisation pour des fibres aléatoirement dispersées ayant des rapports de forme élevés (*17èmes Journées Nationales sur les Composites (JNC17), édité par AMAC, 83. Poitiers-Futuroscope, France*)
- NECHNECH (2000) : Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées (*Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Lyon*).
- NECHNECH, MEFTAH, REYNOUARD (2002) : An elasto-plastic damage model for plain concrete subjected to high temperatures (*Engineering Structures* 24 (5), 597-611).
- NEVILLE (1971) : creep of concrete: plain, reinforced, and prestressed (*New Tech Books VOL* 56 (2), REV 232, 67-68).
- NF EN 12390-1 (2001) : Essai pour béton durci, Partie 1 : Forme, dimensions et autres exigences relatives aux éprouvettes et aux moules, Indice de classement P 18-430. (*Association Française de Normalisation*).
- NF EN 12390-2 (2001) : Essai pour béton durci, Partie 2 : Confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance, Indice de classement P 18-430. (*Association Française de Normalisation*).



- NF EN 12390-3 (2012) : Essai pour béton durci, Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes. (*Association Française de Normalisation*).
- NF EN 12390-6 (2012) : Essai pour béton durci, Partie 6 : Détermination de la résistance en traction par fendage d'éprouvettes. (*Association Française de Normalisation*).
- NGUYEN, CAGNON, VIDAL, TORRENTI, SELLIER (2017) : Effet des couplages Thermo-Hydro-Mécaniques sur le comportement différé du béton précontraint (*23ème Congrès Français de Mécanique*).
- NOUMOWE, CLASTRES, DEBICKI, COSTAZ (1996) : Transient heating effect on high strength concrete (*Nuclear Engineering and Design* 166 (1), 99-108).
- OLLIVIER, MASO, BOURDETTE (1995) : Interfacial transition zone in concrete (*Advanced Cement Based Materials* 2 (1), 30-38).
- PALKOVIC, MOEINI, YIP, BÜYÜKÖZTÜRK (2015) : Mechanical behavior of a composite interface: Calcium-silicate-hydrates (*Journal of Applied Physics*, 118)
- PANE, HANSEN (2002) : Early Age Creep and Stress Relaxation of Concrete Containing Blended Cements (*Materials and Structures* 35 (2), 92).
- PERSSON (2000) : A comparison between mechanical properties of self-compacting concrete and the corresponding properties of normal concrete (*Cement and Concrete Research* 31, 193–198).
- POWERS (1968) : The thermodynamics of volume change and creep (*Materials and Structures*, 1(6), 487-507).
- POYET (2009) : Experimental investigation of the effect of temperature on the first desorption isotherm of concrete (*Cement and Concrete Research* 39, 1052–1059).
- PRIELMEIER, LANG, SPEEDY, LÜDEMANN (1988) : The Pressure Dependence of Self Diffusion in Supercooled Light and Heavy Water (*Berichte Der Bunsengesellschaft Für Physikalische Chemie* 92 (10), 1111-17).
- QUIERTANT, BOUTEILLER, TAILHAN, RENAUD, DAUTHUILE, DEMAN, CHERRIER, HENAULT (2010) : Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste (*Applet L2-3/3 Synthèse des essais de fluage*).
- RAHAL (2015) : Influence de l'anisotropie induite par la fissuration sur le comportement poromécanique de géomatériaux (*Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Toulouse*).
- RANAIVOMANANA (2010) : Transferts dans les milieux poreux réactifs non saturés : application à la cicatrisation de fissure dans les matériaux cimentaires par carbonatation (*Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Toulouse*).
- RANAIVOMANANA, MULTON, TURATSINZE (2013) : Tensile, compressive and flexural basic creep of concrete at different stress levels (*Cement and Concrete Research* 52, 1-10).

- RANAIVOMANANA (2013) : Étude expérimentale et numérique des interactions entre le fluage en traction et l'endommagement du béton (*Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Toulouse*).
- REVIRON (2009) : Study of the concrete tensile creep : application for the containment vessel of the nuclear power plants (PWR) (*Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan*).
- REID, R.C (1987) : The Properties of Gases and Liquids (*McGraw-Hill*).
- RICHARDSON (1999) : The nature of C-S-H in hardened cements (*Cement and Concrete Research* 29 (8), 1131-47).
- RILEM TC 107-CSP (1998) : Creep and shrinkage prediction models: Principles of their formation (*Materials & Structures*, vol. 6, 507-512).
- RILEM CPC8 (1975) : Recommendations RILEM CPC8, Modulus of elasticity of concrete in compression (*Materials & Structures*, vol. 31, 507-512).
- ROY (1995) : Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances (*Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*).
- RUETZ (1968) : A hypothesis for the creep of hardened cement paste and the influence of simultaneous shrinkage (*Proceedings of International Conference On the Structure of Concrete, Revue des matériaux de construction* 1975, Volume 693, 73-87).
- SABEUR (2006) : Etude du comportement du béton à hautes température : une nouvelle approche thermo-hygro-mécanique couplée pour la modélisation du fluage thermique transitoire (*Thèse de doctorat, Université de Marne-la-vallée*).
- SABEUR, MEFTAH (2008) : Dehydration Creep of Concrete at High Temperatures (*Materials and Structures* 41 (1), 17).
- SAMOUTH, ROZIERE, LOUKILI (2012) : Interprétation des mesures du retrait de dessiccation des bétons autoplaçants (*XXXe Rencontres AUGC-IBPSA*).
- SCHNEIDER (1982) : Behaviour of Concrete at High Temperature (*Re-port to RILEM Committee*, 72).
- SCHNEIDER (1988) : Concrete at high temperatures — A general review (*Fire Safety Journal* 13 (1), 55-68).
- SELLIER, BUFFO-LACARRIERE (2009) : Toward a simple and unified modelling of basic creep shrinkage and drying creep for concrete (*Eur J of Environ and Civ Eng*, 10, 1161-1182).
- SELLIER, MULTON, BUFFO-LACARRIERE, VIDAL, BOURBON, CAMPS (2016) : Concrete creep modelling for structural applications: non-linearity, multi-axiality, hydration, temperature and drying effects (*Cement and Concrete Research* 79, 301–315).
- SELLIER, VIDAL, MANZONI, LACARRIERE, CAGNON (2019) : Modelling of prestressed concrete behaviour in the range 20-40 °C. (*In Framcos'10*, 1–10).

- SIERRA (1974) : Contribution à l'étude de l'hydratation des silicates calciques hydrauliques (*Institute of Transport Research, Rapport de Recherche 39*).
- SINKO, VANDAMME, BAŽANT, KETEN (2016) : Transient Effects of Drying Creep in Nanoporous Solids: Understanding the Effects of Nanoscale Energy Barriers (*Proc. R. Soc. A 472, no 2191*).
- SMAOUI-BARBOURA (2007) : Modélisation micromécanique du comportement de milieux poreux non linéaires : applications aux argiles compactées (*Thèse de doctorat, Université de Paris 6*).
- TANAKA, GIRARD, DAVIS, PEUTO, BIGNELL (2001) : Recommended Table for the Density of Water between 0 °C and 40 °C Based on Recent Experimental Reports (*Metrologia 38 (4), 301*).
- THIENEL, ROSTÁSY (1996) : Transient creep of concrete under biaxial stress and high temperature (*Cement and Concrete Research. 26 (9), 1409-1422*).
- TORRENTI (2017) : Basic creep of concrete coupling between high stress and elevated temperatures, (*European Journal of Environmental and Civil Engineering, 1-10*).
- TORRENTI (2016) : Modelling basic creep of concrete at elevated temperatures and stresses (*3rd Conference on Technological Innovations in Nuclear Civil Engineering, 1-6*).
- TORRENTI, LE ROY (2017) : Analysis of some basic creep tests on concrete and their implications for modeling (*Structural Concrete 19, 483-488*).
- TORRENTI, NGUYEN, COLINA, LE MAOU, BENBOUDJEMA, DELERUYELLE (2008) : Coupling between leaching and creep of concrete (*Cement and Concrete Research 38 (6), 816-21*).
- ULM, ACKER (1998) : Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons (*Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées spécial XX*).
- ULM, CONSTANTINIDES, HEUKAMP (2004) : Is Concrete a Poromechanics Materials?—A Multiscale Investigation of Poroelastic Properties (*Materials and Structures 37 (1), 43-58*).
- ULM, COUSSY (1998) : Couplings in early-age concrete: From material modelling to structural design (*International Journal of Solids and Structures 35 (31), 4295-4311*).
- VAN GENUCHTEN, NIELSEN (1985) : On describing and predicting the hydraulic properties of unsaturated soils (*Annales Geophysicae 3 (5), 615-628*).
- VANDAMME, ULM (2013) : Nanoindentation investigation of creep properties of calcium silicate hydrates (*Cement and Concrete Research 52, 38-52*).
- VANDAMME, ULM (2009) : Nanogranular Origin of Concrete Creep (*Proceedings of the National Academy of Sciences 106 (26), 10552-57*).

VLAHINIĆ, THOMAS, JENNINGS, ANDRADE (2012) : Transient creep effects and the lubricating power of water in materials ranging from paper to concrete and Kevlar (*Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 60, 1350-1362).

WANG, HELLMICH, YUAN, MANG, PICHLER (2018) : May reversible water uptake/release by hydrates explain the thermal expansion of cement paste? — Arguments from an inverse multiscale analysis (*Cement and Concrete Research*, 113, 13–26)

WANG, LACARRIÈRE, SELLIER (2019) : Multicomponent modelling of cement paste dehydration under different heating rates (*Materials and Structures*, 52(1), 6)

ZINGG (2013) : Influence de la porosité et du degré d'humidité interne sur le comportement triaxial du béton (*Thèse de doctorat, Université de Grenoble*).

ZREIKI, BOUCHELAGHEM, CHAOUICHE (2010) : Early-age behaviour of concrete in massive structures, experimentation and modelling (*Nuclear Engineering and Design, 4th International Topical Meeting on High Temperature Reactor Technology (HTR 2008)*, 240 (10), 2643-54).



<b>Annexes</b>
----------------



## **Annexe A : Fiches techniques des matériaux**

Les fiches techniques des matériaux utilisés pour la fabrication des BHP de cette étude :

- CEM I 52,5 N – SR 3 CE PM-CP2 NF
- Sable lave 0/4 mm à 7% de fines (SL0704)
- Gravillons lavé 4/12 mm (GL0412)
- Superplastifiant MasterGlénium SKY 537



## CEM I 52,5 N – SR 3 CE PM-CP2 NF

## FICHE TECHNIQUE PRODUIT

CIMENTS

SERVICES EXCLUSIFS

Centre de Relation Clientèle :

0 825 888 425

Service 0,16 €/min  
+ prix appel

USINE DE VAL D'AZERGUES

**CEM I 52,5 N - SR 3 CE PM-CP2 NF**

NF EN 197-1 NF P 15-317 NF P 15-318

Déclaration de Performance  
n°  
**0333-CPR-4102**

**CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIQUES**

	DP (min)	Stabilité (mm)	Résistances mécaniques (MPa)		MV (g/cm <sup>3</sup> )	SSB (cm <sup>2</sup> /g)	Demande en eau (%)	Q41 (J/g)	L*
			2 jours	28 jours					
Val. moyenne	164	1	32,7	61,2	3,2	3730	26,1	289	57,2
Val. garantie	> 60	< 5	> 18	> 50					

**CARACTERISTIQUES CHIMIQUES**

	Valeur moyenne	Valeur garantie		Valeur moyenne
SO <sub>3</sub> (%)	2,7	≤ 3	Alcalins équivalents [Na <sub>2</sub> O + 0,658 K <sub>2</sub> O] (%)	0,5
Chlorures Cl <sup>-</sup> (%)	0,07	≤ 0,1	Alcalins actifs [suivant la norme NF P 18-454] (%)	0,5
Perte au feu 950°C (%)	1,2	≤ 3	Vc coefficient de variation des alcalins actifs	0,08
Insolubles (%)	0,4	≤ 0,75		
S <sup>-</sup> (%)	0,01	≤ 0,2		

**CONSTITUANTS PRINCIPAUX ET SECONDAIRES :**

Clinker Portland Val d'Azergues		Constituant secondaire	
	99,0%		1,0%
C3S + C2S (%)	80	Fines de cuisson	
CaO/SiO <sub>2</sub>	3		
MgO (%)	0,6		
C3S (%)	66		
C2S (%)	14		
C3A (%)	1		
C4AF (%)	15		
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	3,4		
C3A + 0,27 C3S (%)	18		
		<b>Total des constituants</b>	<b>100%</b>

**AUTRES CONSTITUANTS**


Gypse (%)	4
Agent de mouture ADM72 - Teneur sous forme d'extrait sec (%)	0,01
Réducteur de Chrome6 soluble - nature : solide : Teneur sous forme d'extrait sec (%)	0,4

**LIVRAISON EN VRAC**

Date de révision : 03/03/2016

Les données figurant sur la présente fiche technique sont la propriété de Lafarge Ciments et ne peuvent être reproduites partiellement ou totalement sans notre autorisation préalable. Les résultats indiqués ne sont mentionnés qu'à titre purement indicatif; ils sont susceptibles de variation dans les limites des normes applicables et ne sauraient en conséquence engager la responsabilité de Lafarge Ciments. Les résultats de nos autocontrôles périodiques sont disponibles sur demande auprès de votre interlocuteur commercial habituel ou sur notre site Internet [www.lafarge-france.fr](http://www.lafarge-france.fr)

Sable lavé 0/4 mm à 7% de fines (SL0704)


 <b>Carrières du Boulonnais</b> Tél : 03.21.99.67.00 Fax : 03.21.99.67.10	<b>S.A.S. CARRIERES DU BOULONNAIS</b> 62250 FERQUES R.C. CALAIS B 641 769 650 - APE 142A	
	<b>Fiche Technique Produit</b> <b>SABLE lavé 0/4 mm à 7 % de fines (SL0704)</b>	
Référence normative	NF P 18-545, article 10 Code : A	
Nature Péetrographique	Calcaire viséen dur compact	
Utilisation	Granulats pour bétons hydrauliques	

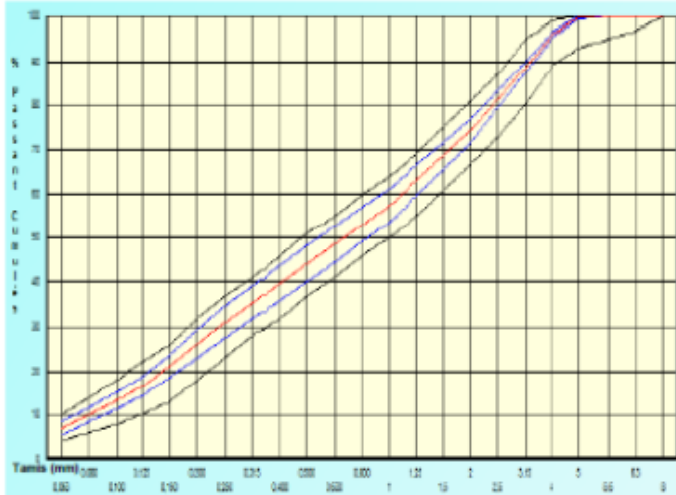
  

<b>Spécifications contractuelles :</b>											
	20	1.40	D	2	1	0.5	0.25	0.125	f	FM	MB
Tamais (mm)	8	5,6	4	2	1	0,500	0,250	0,125	0,063		
Vss			99.0		64.0		37.0		10.0	3.15	1.50
Vsi	100.0	95.0	89.0		50.0		23.0		4.0	2.55	
Vss + U			100.0		68.0		41.0		12.0	3.30	2.00
Vsi - U		94.0	87.0		46.0		19.0		2.0	2.40	
Sf max					4.24		4.24			0.180	

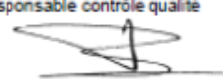
Résultats : Granularité et propreté : Période du 26/01/12 au 26/07/12 (6 mois)  
 Autres caractéristiques : Période du 26/01/12 au 26/07/12 (6 mois)

	20	1.40	D	2	1	0.5	0.25	0.125	f	FM	MB
Tamais (mm)	8	5,6	4	2	1	0,500	0,250	0,125	0,063		
max			97.0		65.2		38.0		11.9	3.10	0.70
Xf+1,25 Sf			96.6		61.3		34.6		8.4	2.97	0.47
moyenne Xf	100.0	100.0	95.8	74.3	57.4	44.3	31.1	16.4	7.0	2.81	0.34
Xf - 1,25 Sf	100.0	100.0	95.1		53.5		27.5		5.5	2.65	
mini	100.0	100.0	94.0		49.8		25.3		5.0	2.49	
Ecart type Sf	0.00	0.00	0.60	2.14	3.14	3.26	2.84	1.71	1.19	0.130	0.110
nb. valeurs	59	59	59	59	59	59	59	59	59	59	59

Fuseau de régularité  de fabrication Moyenne de fabrication




Autres Caractéristiques		
	Valeur	Dernier Essai
WA24	0,5 %	26/06/12
S total	0,09 %	13/01/12
Cl-	<0,0002%	13/01/12
Na2O équ.	21,8mg/kg	13/01/12
MVR	2,67 t/m3	26/06/12
A R	NR	13/01/12
PO	Négatif	13/01/12
ImP	Néant	23/07/12
SO3	0,06 %	13/01/12

Date et visa du responsable contrôle qualité  
 30/07/12 

Fiche n°: 1189

Nos produits étant sujets à évolution, merci de nous contacter pour tout engagement ou durée de validité

## Gravillons lavé 4/12 mm (GL0412)

 <b>Carrières du Boulonnais</b> Tél : 03.21.99.67.00 Fax : 03.21.99.67.10	<b>S.A.S. CARRIERES DU BOULONNAIS</b> 62250 FERQUES R.C. CALAIS B 541 758 558 - APE 142A	
	<b>Fiche Technique Produit</b> GRAVILLON lavé 4/12 mm (GL0412)	
Référence normative	NF P 18-545, Article 10 Code : A	
Nature Pétrographique	Calcaire viséen dur compact	
Utilisation	Granulats pour bétons hydrauliques	

<b>Spécifications contractuelles :</b>									
	20	1.40	D	D/1.4	d	d/2	f	FI	LA
Tamis (mm)	25	18	12,5	9	4	2			
Vss			99.0	70.0	10.0	5.0	4.00	20	30
Vsi	100.0	98.0	90.0	40.0					
Vss + U			100.0	76.0	15.0	6.0	4.30	24	33
Vsi - U			97.0	85.0	34.0				
Sf max				9.09					

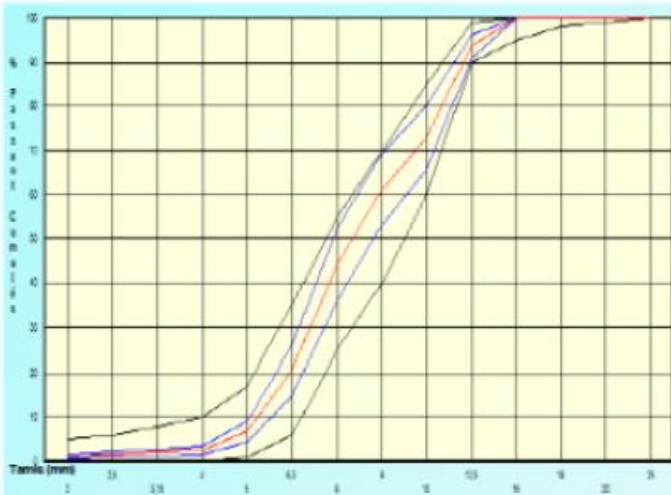
  

Résultats : Granularité et propreté : Période du 05/05/12 au 05/11/12 (6 mois)  
 Autres caractéristiques : Période du 05/11/10 au 05/11/12 (24 mois)

	20	1.40	D	D/1.4	d	d/2	f	FI	LA
Tamis (mm)	25	18	12,5	9	4	2			
maxi			97.0	74.5	4.3	2.4	1.33	14	26
Xf+1,25 Sf			96.2	69.4	3.4	1.7	0.81		25.2
moyenne Xf	100.0	100.0	93.6	61.3	2.4	1.1	0.54	12.8	23.7
Xf - 1,25 Sf	100.0	100.0	91.0	53.3					
mini	100.0	100.0	87.0	42.4					
Ecart type Sf	0.00	0.00	2.08	6.46	0.79	0.42	0.220		1.20
nb. valeurs	51	51	51	51	51	51	51	10	24


Fuseau de régularité  de fabrication  Moyenne de fabrication



**Autres Caractéristiques**

	Valeur	Dernier Essai
Mv/R	2.67 t/m3	03/09/12
WA24	0,7 %	03/09/12
Na2O équ.	5,6 mg/kg	16/01/12
S total	0,03 %	16/01/12
Cl-	<0,0002%	16/01/12
MBF	1,9 g/kg	11/10/12
ImP	Néant	25/10/12
A R	NR	16/01/12

Sensibilité au gel-dégel: GA.  
 Boulettes d'argile : Néant (25/10/2012)  
 Présence éventuelle de nodules ferreux.

Date et visa du responsable contrôle qualité  
 05/11/12 

Fiche n°: 1238

Nos produits étant sujets à évolution, merci de nous contacter pour tout engagement ou durée de validité

## Superplastifiant MasterGlenium SKY 537



# MasterGlenium SKY 537



**Superplastifiant haut réducteur d'eau pour béton à faible E/C, hautes performances et long maintien d'ouvrabilité.**

### Description

Le MasterGlenium SKY 537 est un adjuvant non-chloré d'une nouvelle génération chimique à base d'éther polycarboxylique modifié. Cet adjuvant a été développé pour l'utilisation dans l'industrie du béton où haute qualité, durabilité, performance et ouvrabilité sont requises.

### La nouvelle chimie du MasterGlenium

Le MasterGlenium se différencie des superplastifiants traditionnels par son action nouvelle et originale qui améliore de façon très significative le pouvoir dispersant sur le ciment. Cette structure chimique nouvelle et originale agit sur le grain de ciment par répulsion électrostatique et effet stérique, c'est à dire en créant un obstacle physique au rapprochement des particules de ciment. L'état dispersé est ainsi amélioré.

De plus, cette réaction est la combinaison de deux actions successives. Dès l'incorporation du MasterGlenium dans le mélange cimentaire, une première partie active agit immédiatement et la seconde est présente mais inactive.

L'hydratation du ciment, qui se déroule normalement, fait évoluer le pH du mélange vers la basicité, ce qui provoque la libération progressive des molécules complémentaires.

Celles-ci travaillent de la même manière que les premières et prolongent donc l'état de dispersion évitant ainsi la floculation et donc le raidissement précoce du mélange.

### Particularités du MasterGlenium SKY 537

Le MasterGlenium SKY 537 permet de diminuer sensiblement la viscosité des bétons caractérisée par des quantités de fines importantes et/ou des rapports eau/ciment bas.

### Domaines d'application

Le MasterGlenium SKY 537 est particulièrement recommandé pour l'élaboration de béton nécessitant un long maintien d'ouvrabilité et des performances mécaniques initiales élevées.

Le MasterGlenium SKY 537 est donc adapté à l'industrie du béton prêt-à-l'emploi et aux chantiers de Génie-Civil.

### Propriétés

L'excellent effet de dispersion du MasterGlenium SKY 537 permet de conserver une maniabilité très plastique ou fluide pendant plus de 1 heure 30 avec un faible rapport eau/ciment et sans effet de retard de prise.

Le MasterGlenium SKY 537 apporte les avantages suivants au niveau de la mise en place, des performances et de la qualité intrinsèque du béton :

#### Améliore

- La résistance à la compression à jeune âge et à long terme
- La résistance à la flexion à jeune âge et à long terme
- Le module d'élasticité
- L'adhérence sur les aciers
- La résistance à la carbonatation
- L'imperméabilité
- La résistance aux agressions atmosphériques
- La qualité des parements et de la texture du béton

#### Diminue

- La viscosité
- La vibration
- Le retrait
- Le risque de fissuration
- Le fluage

### Mode d'emploi

Le MasterGlenium SKY 537 est un adjuvant pour béton qui doit être incorporé isolément. L'effet optimal est obtenu par incorporation du MasterGlenium SKY 537 dans le béton en différé, c'est-à-dire après l'addition de 70 % de l'eau de gâchage dans le malaxeur.

Toutefois, il est possible d'incorporer le MasterGlenium SKY 537 dans l'eau de gâchage.

Eviter d'ajouter le MasterGlenium SKY 537 sur les granulats.

### Compatibilité

Consultez votre Agent BASF France - Division Construction Chemicals.



# MasterGlenium SKY 537



**Superplastifiant haut réducteur d'eau pour béton à faible E/C, hautes performances et long maintien d'ouvrabilité.**

## Dosage

Plage normale d'utilisation :

0,2 à 3,0 % du poids du ciment, soit 0,19 à 2,86 L pour 100 kg de ciment.

Pour d'autres utilisations, consultez votre Agent local BASF France - Division Construction Chemicals.

## Précautions d'emploi

Consulter la Fiche de Données de Sécurité.

## Conditionnement

Le MasterGlenium SKY 537 est disponible dans les conditionnements suivants :

- Bidon de 10 L
- Fût de 210 L
- Container de 1.000 L
- Vrac

## Durée de vie

Le MasterGleniumSKY 537 a une durée de vie de 12 mois, à compter de la date de fabrication.

## Stockage

Le MasterGlenium SKY 537 doit être stocké à une température supérieure à + 5° C.

# MasterGlenium SKY 537



**Superplastifiant haut réducteur d'eau pour béton à faible E/C, hautes performances et long maintien d'ouvrabilité.**

Caractéristiques	
Aspect	Liquide
Couleur	Jaunâtre à brun
Masse volumique à + 20° C	1,05 ± 0,02 g/cm <sup>3</sup>
pH	6,0 ± 2,0
Teneur en chlorures	< 0,1 %
Extrait sec	19.9 % ± 2,0
Na <sub>2</sub> O eq	≤ 2 %
Transport	Non classé
Etiquetage	

## **Annexe B : Fiches techniques du matériel**

Les fiches techniques du matériel utilisé pour les essais de retrait et de fluage :

- Réseau numérique Orbit® 3
- Capteur de déplacement numérique
- Jauges de déformation HBM
- Vérin torique souple

### Réseau numérique Orbit® 3

Le réseau numérique Orbit® 3 de palpation et de positionnement est une alternative numérique moderne aux systèmes analogiques conventionnels basés sur des LVDT. La souplesse du réseau numérique des capteurs Orbit® contribue de façon substantielle à accroître les performances et à réduire les coûts de la métrologie dans l'automobile et de la fabrication des roulements.



Des améliorations significatives dans le palpation des composants de turbines se sont traduites par des économies de coûts très importantes avec une

diminution des pièces mises au rebut. La haute résolution et la rapidité du réseau Orbit® de palpation se sont avérées précieuses dans le contrôle de composants mécatroniques en grande série.

Le réseau de capteurs 64 bits Orbit® 3 n'est pas dédié à une seule technologie de capteurs, ce qui laisse le concepteur de systèmes et l'utilisateur libres d'utiliser toutes les connexions courantes entre les capteurs et le nom des PC et des automates programmables USB, interface série RS232, carte PCI RS485 à 200 voies ou module Ethernet.

Un système analogique conventionnel comprenant souvent plus d'une technologie de capteurs, comme par exemple des codeurs linéaires, des codeurs rotatifs, des cellules dynamométriques, des capteurs de température, etc., nécessite normalement l'intégration de différents types d'électronique de conditionnement de signaux, de cartes informatiques et de logiciels.

Solartron Metrology a acquis de nombreuses années d'expérience avec Orbit® 1, 2 et maintenant 3, apportant une assistance aux constructeurs de machines et de palpeurs en fournissant des pilotes de logiciels et des DLL destinés à fonctionner avec les logiciels d'exploitation retenus par les clients. Il existe également des pilotes de logiciels destinés aux utilisateurs qui préfèrent utiliser des solutions standard telles que LabVIEW® ou Excel®.

Tous les avantages de la mesure absolue de position associés aux touches de palpeur LVDT sont préservés avec les capteurs numériques Orbit® 3, mais avec une vitesse considérablement augmentée (jusqu'à 4000 relevés haute résolution par seconde et par capteur), une précision accrue, une meilleure compatibilité avec les automates modernes et avec les exigences de qualité concernant la traçabilité et le marquage CE.



Capteur de déplacement numérique

Avec un diamètre de corps de 9,5mm, les capteurs de déplacement LVDT de la série Optimum est le choix idéal pour les applications de commande de processus et de recherche où l'espace est restreint. Les capteurs de la série Optimum sont disponibles avec un noyau libre ou guidé.

Série DO			
Mesure	DO/3	DO/12	DO/25
Diamètre du corps (mm)	9,5		
Étendue de mesure (mm)	3	12	25
Linéarité en % PE	0,25		
Résolution (µm)	< 0,1		
Interface mécanique	Guidé, avec joints universels		
Longueur de câble entre capteur et PIE	Jusqu'à 10 m		
Effort minimal vers le haut <sup>1</sup> (g)	69	82	73
Effort horizontal au milieu <sup>1</sup> (g)	66	94	93

<sup>1</sup>Uniquement guidé avec ressort.

Données environnementales	
Température de stockage : Capteur + PIE Orbit (°C)	-20 à +70
Température de fonctionnement : Capteur + PIE Orbit (°C)	0 à +65
Température de fonctionnement : Capteur seul (°C)	-40 à +150
Classe IP (capteur seul)	IP 65

Mécanique			
Matériau	Acier inoxydable série 400		
Masse du capteur ± 0,5 (g)	7	12	20
Masse des composants mobiles ± 0,2 (g)	1,5	2,5	3,5
Constante du ressort (g/mm)	14,2	6,6	5,2

Électronique d'interface de palpeurs numériques		
Bande passante	Jusqu'à 460 Hz	
Résolution	14 à 18 bits	
Sortie	Niveau de signal série RS485, Protocole réseau Orbit	
Alimentation (V c.c.)	5 ± 0,25 sous 0,06 A (y compris alimentation de la touche)	
Classe IP	IP43 (IP65 disponible sur demande)	
Masse (g)	Interface de palpeur	52
	T-Con	36
	T-Con avec DIN	46



Jauges de déformation HBM



**1-LY41-50/120**

Jauge d'extensométrie de la série Y  
(universelle pour l'analyse contraintes)  
Géométrie: linéaire  
Matériau de la grille: Constantan  
Support: polyimide  
1 grille de mesure  
Grille de mesure encapsulée  
Cosses desoudure intégrées  
Réponse en temp.: acier (10,8 ppm/K)  
Résistance nominale: 120 ohm(s)  
Longueur de la grille de mesure: 50 mm



**K-CLY4-0500-1-120-3-030**

Jauge d'extensométrie de la série Y  
Géométrie: linéaire  
Matériau de la grille: Constantan  
Support: polyimide  
1 grille de mesure  
Grille de mesure encapsulée  
Jauges pre-cablées avec 50 mm de fils isolés en polymère fluoré  
En option: avec câble nappe TPE

Longueur de la grille de mesur	Longueur de la grille: 50.0 mm
Réponse en température	Acier (10,8 ppm/K)
Résistance nominale	120 Ohm
Nombre de fils	3 fils
Longueur de câble	3m



**1-LY41-20/120**

Jauge d'extensométrie de la série Y  
(universelle pour l'analyse contraintes)  
Géométrie: linéaire  
Matériau de la grille: Constantan  
Support: polyimide  
1 grille de mesure  
Grille de mesure encapsulée  
Cosses desoudure intégrées  
Réponse en temp.: acier (10,8 ppm/K)  
Résistance nominale: 120 ohm(s)  
Longueur de la grille de mesure: 20 mm



**1-LY11-10/120**

Jauge d'extensométrie de la série Y  
(universelle pour l'analyse contraintes)  
Géométrie: linéaire  
Matériau de la grille: Constantan  
Support: polyimide  
1 grille de mesure  
Grille de mesure encapsulée  
Fils de sortie  
Réponse en temp.: acier (10,8 ppm/K)  
Résistance nominale: 120 ohm(s)  
Longueur de la grille de mesure: 10 mm

Vérin torique souple

