HAL
open science

Incidence du renforcement à l'aide de plaques en matériau composite sur le comportement différé du mortier

Fouzia Khadraoui

To cite this version:

Fouzia Khadraoui. Incidence du renforcement à l'aide de plaques en matériau composite sur le comportement différé du mortier. Mécanique [physics]. INSA de Rouen, 2009. Français. NNT : 2009ISAM0018 . tel-01205369

HAL Id: tel-01205369

https://theses.hal.science/tel-01205369

Submitted on 25 Sep 2015

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

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

THESE DE DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE ROUEN

Présentée par

Fouzia KHADRAOUI

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE ROUEN

Domaine

MECANIQUE – GENIE CIVIL

INCIDENCE DU RENFORCEMENT A L'AIDE DE PLAQUES EN MATERIAU COMPOSITE SUR LE COMPORTEMENT DIFFERE DU MORTIER

Soutenue le 25 juin 2009 devant le jury composé de :

M. BOUTOUIL	HDR / ESITC Caen	Co-directeur de thèse
Y. DELMAS	Professeur / Université de Reims	Rapporteur
A. HIHI	Professeur / Université de Rabat	Membre du jury
M. KARAMA	Professeur / ENIT	Rapporteur
D. LEVACHER	Professeur / Université de Caen	Membre du jury
L. TALEB	Professeur / INSA de Rouen	Directeur de thèse

Cette thèse a été préparée au laboratoire de Recherche sur les Matériaux à l'ESITC de Caen

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de cette thèse.

J'adresse mes remerciements à M. Lakhdar TALEB et à M. Mohamed BOUTOUIL qui ont soutenu l'encadrement de cette thèse et qui ont su donner les conseils tout au long de ce travail.

Je tiens aussi à remercier M. Fékri MEFTAH pour toute l'aide sur la partie numérique qui me permet de fournir à ce jour, les résultats de ce travail de thèse.
Je remercie également, Mme Fatiha BELAID pour ses conseils et sa disponibilité.

Aujourd'hui, je remercie bien évidemment tous les membres de mon jury. Mes sincères remerciements se dirigent vers M. Moussa KARAMA et M. Yves DELMAS d'avoir accepté de rapporter sur mon travail. Merci à M. Daniel LEVACHER pour l'honneur qu'il m'a fait en présidant le jury de soutenance de thèse. Et merci à M. Abdelaziz HIHI de me faire l'honneur d'être présent à ma soutenance.

Je remercie toute l'équipe du laboratoire de matériaux à l'ESITC de Caen pour leur soutien.

Enfin, j'exprime toute ma reconnaissance à mes parents, ma famille et mes amis pour leur soutien assidu, leur aide et leur patience pendant toutes ces années de thèse.

A mes parents, Fatna et Bouchaïb,

A mes sœurs, Mina, Khadija et Ilham,

A mes frères, Abdelghani et Marouane,

A ma famille,

A tous mes amis,

RESUME

Les ouvrages du génie civil ont une durée de vie limitée, et plusieurs d'entre eux nécessitent aujourd'hui une réparation, voire une reconstruction partielle. Ainsi le domaine des réparations et des renforcements en béton connaît depuis une dizaine d'années, une croissance importante dans le secteur du bâtiment et des travaux publics.

Plusieurs études ont montré que le retrait et le fluage peuvent mener à de sévères problèmes liés à la durabilité. En effet, ces phénomènes peuvent être à l'origine de la fissuration, et même plus rarement de la ruine de l'ouvrage.

Cette thèse a pour objectif d'étudier le comportement au retrait et au fluage d'éléments renforcés. Ce travail est divisé en deux parties principales. Dans la première partie, nous effectuons une étude expérimentale sur des éléments renforcés. Nous nous intéressons, dans la deuxième partie, à la modélisation du séchage afin de prévoir les transferts hydriques au sein du matériau, et le retrait de celui-ci.

L'étude expérimentale vise à étudier l'effet du renforcement sur le comportement différé d'éprouvettes en mortier normalisé. L'approche théorique et numérique permet d'analyser les transferts hydriques et la diffusion de l'humidité au sein du matériau, et de calculer ainsi les déformations différées.
Les essais expérimentaux montrent que le renforcement avec des matériaux composites réduit considérablement la déformation au fluage, mais n'apporte pas d'amélioration quant au retrait de séchage.

Mots clés
Mortier, matériau composite, renforcement, déformation, fluage, retrait, séchage, modélisation.

ABSTRACT

The works of civil engineering have one limited lifespan, and several of them require a repair today, even a partial rebuilding. Thus the field of the concrete repairs and strengthening knows since ten years, a considerable growth in the sector of the building and public works.

Several studies showed that the shrinkage and creep can lead to severe problems involved in durability. Indeed, these phenomena can be at the origin of cracking, and even more rarely of the ruin of the work.

This thesis aims to study the shrinkage and creep behaviour of strengthened elements. This work is divided into two principal parts. In the first part, we carry out an experimental study on strengthened elements. We are interested, in the second part, to the modelling of drying in order to envisage the hydrous transfers within material, and the shrinkage of this one.

In the experimental study, we are interested to the strengthening effect on the differed behaviour of mortar specimens. The theoretical and numerical approach allows to analyze the hydrous transfers and the diffusion of humidity within material, and thus to calculate the differed deformations. The experimental tests show that the strengthening with composite materials reduced considerably the creep strain, but does not make improvement as for the shrinkage of drying.

Key words

Mortar, composite material, strengthening, deformation, creep, shrinkage, drying, modelling.

TABLE DES FIGURES

Figure I-1 Les quatre types de transferts d'humidité en fonction de l'humidité de l'air ambiant 22
Figure I-2 Propriétés des différentes fibres et de l'acier de renforcement typique..... 24
Figure I-3 Fissures induites par la dessiccation, observées au MEB..... 28
Figure I-4 Déformation endogène de la pâte de ciment..... 30
Figure I-5 (a) Ponts cristallins lors de la prise (b) Fissures de retrait sur la coupe d'une éprouvette.. 31
Figure I-6 (a) Evolution du retrait de dessiccation d'un mortier et (b) de la résistance normalisée d'un béton et d'un mortier normal en fonction de la perte en poids.....33
Figure I-7 Evolution du retrait de dessiccation pour deux rapports e/c différents 34
Figure I-8 Retrait en fonction de la perte d'eau pour des éprouvettes de pâte de ciment et de silice finement broyée mûries dans l'eau pendant 7 jours à 21°C puis séchées.....34
Figure I-9 Influence du rapport E/C et de la teneur en granulat sur le retrait..... 35
Figure I-10 Influence des dimensions de l'éprouvette sur le retrait 36
Figure I-11 Déformation d'un béton soumis à une charge constante dans le temps 38
Figure I-12 Evolution de la déformation de fluage ε et des cinétiques associées au dépassement des seuils de contrainte σ.....38
Figure I-13 Evolution de la déformation lors d'un essai de fluage-recouvrement 40
Figure I-14 Fonction de fluage $J(t,t')$ en fonction du retrait pour différents rapports E/C (w/c)..... 41
Figure I-15 (a) Déformation de fluage de dessiccation en fonction du retrait de dessiccation d'un béton et (b) d'une pâte de ciment 42
Figure I-16 (a) Influence de la résistance du béton et (b) de l'âge au moment du chargement sur le fluage 43
Figure I-17 Fluage de bétons conservés à différents degrés d'humidité relative (cure de 28 jours à 100% HR).....44
Figure I-18 Augmentation de la complaisance $J\left(t,t'\right)$ par élévation de la température 45
Figure I-19 Déformation de fluage pour différentes températures d'exposition 45
Figure II-1 Courbe granulométrique du sable normalisé CEN 52
Figure II-2 Courbe contrainte-déformation du composite Sika Carbodur Lamelles 54
Figure II-3 (a) Courbe contrainte-déformation et (b) Déformation transversale en fonction de la déformation longitudinale de la colle « Sikadur 30 »..... 55
Figure II-4 Eprouvettes renforcées sur deux faces opposées (à gauche) et sur les quatre faces latérales (à droite) 56
Figure II-5 Schéma de l'instrumentation du composite en compression..... 57
Figure II-6 Appareil de mesure de la variation de longueur des éprouvettes de retrait 58

Figure II-7 Conditions aux limites utilisées pour l'essai de retrait 59
Figure II-8 Dispositif du test de fluage 61
Figure II-9 Evolution du fluage en conditions endogènes et des cinétiques associées 63
Figure II-10 Complaisance de fluage en conditions endogènes..... 64
Figure II-11 Evolution de la déformation du fluage du mortier et des cinétiques associées 65
Figure II-12 Evolution de la déformation du fluage des R2 et des cinétiques associées 65
Figure II-13 Evolution de la déformation du fluage des R4 et des cinétiques associées 65
Figure II-14 (a) Influence du séchage sur le fluage des éprouvettes de mortier à 7 jours et (b) à 28 jours 67
Figure II-15 Influence du séchage sur le fluage des R2..... 68
Figure II-16 Influence du séchage sur le fluage des R4..... 68
Figure II-17 Evolution de la déformation de fluage des différentes éprouvettes à 7 jours 69
Figure II-18 Evolution de la déformation de fluage des différentes éprouvettes à 28 jours 70
Figure II-19 Déformation de retrait en fonction du temps des éprouvettes de mortier..... 72
Figure II-20 Evolution de la perte en masse des éprouvettes de mortier 72
Figure II-21 Evolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse du mortier..... 73
Figure II-22 Retrait des éprouvettes renforcées sur deux faces R2 74
Figure II-23 Retrait des éprouvettes témoins et des éprouvettes R2..... 74
Figure II-24 Retrait des éprouvettes témoins et des éprouvettes R2 à partir du 35ème jour..... 75
Figure II-25 Perte en masse des éprouvettes témoins et renforcées..... 76
Figure II-26 (a) Retrait des éprouvettes témoins conservées dans différentes humidités relatives après conservation dans l'eau ou (b) à 50% d'HR 78
Figure II-27 (a) Retrait des éprouvettes renforcées conservées dans différentes humidités relatives après conservation dans l'eau ou (b) à 50% d'HR 78
Figure II-28 (a) Perte en masse des éprouvettes témoins testées dans différentes humidités relatives après conservation dans l'eau ou (b) à 50% d'HR 79
Figure II-29 (a) Perte en masse des éprouvettes renforcées testées dans différentes humidités relatives après conservation dans l'eau ou (b) à 50% d'HR 79
Figure II-30 (a) Retrait d'éprouvettes témoins et (b) renforcées à 46 % HR..... 80
Figure II-31 (a) Perte en masse d'éprouvettes témoins et (b) renforcées à 46 % HR..... 80
Figure II-32 (a) Gain en masse des éprouvettes témoins et (b) renforcées conservées dans l'eau 81
Figure III-1 Perméabilité relative en fonction de la saturation..... 88
Figure III-2 Degré de saturation en fonction de l'humidité relative 89
Figure III-3 Coefficient de diffusion hydrique D_h en fonction de l'humidité relative 90
Figure III-4 Coefficient de diffusion hydrique D_h en fonction de l'humidité relative (zoom)..... 91
Figure III-5 Isotherme de désorption 92
Figure III-6 Coefficient de diffusion *D(w)* en fonction de la teneur en eau..... 93

Figure III-7 Géométrie et conditions aux limites 99
Figure III-8 Teneur en eau en fonction de la position 100
Figure III-9 Evolution du degré de saturation en fonction de la position 101
Figure III-10 Evolution du degré de saturation en fonction de la teneur en eau 101
Figure III-11 Evolution de la perte en masse en fonction du temps de séchage 102
Figure III-12 Evolution de la déformation de retrait en fonction du temps 103

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 Caractéristiques des fibres de carbone....24
Tableau I-2 Caractéristiques mécaniques des résines époxydes....25
Tableau I-3 Propriétés typiques et caractéristiques des adhésifs époxy avec une cure à froid....26
Tableau I-4 Influence du mode de conservation (eau ou air) sur les propriétés mécaniques du béton....28
Tableau I-5 Propriétés mécaniques du béton en compression pour différentes ambiances....28
Tableau I-6 Les différents mécanismes de retrait de dessiccation....32
Tableau I-7 Proportionnalité du fluage et du niveau de contrainte pour des bétons de différentes résistances chargés à 7 jours. La contrainte appliquée étant de 33% de la résistance en compression....44
Tableau II-1 Caractéristiques du ciment CEM I 52,5....51
Tableau II-2 Résistance à la compression et teneur en eau du mortier....53
Tableau II-3 Caractéristiques des lamelles « Sika Carbodur Lamelles, SIKA »....53
Tableau II-4 Caractéristiques de la colle « Sikadur 30 colle » à 20°C....54
Tableau II-5 Conditions d'essais de retrait : série « effet du renforcement »....60
Tableau II-6 Conditions d'essais de retrait : série « influence des conditions de conservation »....60
Tableau II-7 Les différentes conditions des essais de fluage....62
Tableau II-8 Ecart de retrait et de la perte en masse entre 46% et 38% HR....78
Tableau III-1 Données utilisées pour le tracé du coefficient D_h....90

TABLE DES MATIERES

RESUME **4**

ABSTRACT **5**

Table des figures 6

Liste des tableaux 9

Table des matières 10

INTRODUCTION 14

CHAPITRE I ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE 16

I.1 Introduction 17

I.2 Les caractéristiques des matériaux 17

I.2.1 Les caractéristiques du matériau béton 17

I.2.1.1 Structure de la pâte de ciment 17

I.2.1.2 Porosité de la pâte de ciment 18

I.2.1.3 Paramètres influençant l'hydratation 19

I.2.1.4 Les transferts hydriques dans le béton 20

I.2.2 Les caractéristiques du matériau composite 23

I.2.2.1 Les fibres 23

I.2.2.2 La matrice 25

I.2.2.3 L'adhésif 25

I.2.2.4 Propriétés mécaniques des composites 26

I.3 Comportement hydromécanique des matériaux 27

I.3.1 Le séchage du béton 27

I.3.2 La déformation de retrait du béton 29

I.3.2.1 Le retrait plastique 29

I.3.2.2 Le retrait endogène 30

I.3.2.3 Le retrait de dessiccation 31

I.3.3 Facteurs influençant le retrait du béton 34
I.3.3.1 Le rapport E/C 34
I.3.3.2 La teneur en granulats 35
I.3.3.3 La dimension et la forme 35
I.3.3.4 La température 36
I.3.3.5 L'humidité relative 36
I.3.4 La déformation de fluage du béton 37
I.3.4.1 Mise en évidence du fluage 37
I.3.4.2 Cinétique de fluage 39
I.3.4.3 Fonction de fluage 39
I.3.4.4 Le fluage propre 40
I.3.4.5 Le fluage de dessiccation 42
I.3.5 Paramètres influençant le fluage du béton 43
I.3.5.1 La résistance du béton et de la contrainte appliquée 43
I.3.5.2 L'humidité relative 44
I.3.5.3 La température 45
I.3.6 Le fluage des matériaux composites PRFC 46
I.3.6.1 Le fluage des fibres 46
I.3.6.2 Le fluage de la matrice 46
I.3.6.3 Le fluage de l'interface 47
I.3.6.4 Différents aspects du comportement en fluage des composites PRFC 47
I.3.7 Paramètres influençant le fluage des composites 48
I.3.7.1 Orientation des fibres 48
I.3.7.2 Conditions de sollicitation thermomécanique 48
I.3.8 Fluage de béton renforcé 48
I.4 Conclusion 49

CHAPITRE II ETUDE EXPERIMENTALE DU RETRAIT ET DU FLUAGE DU MORTIER RENFORCE 50

II.1 Introduction 51
II.2 Présentation de l'étude expérimentale 51
II.2.1 Corps d'épreuve 51
II.2.1.1 Mortier 51
II.2.1.2 Composite 53
II.2.1.3 Colle époxy 54
II.2.2 Application du renfort composite 55
II.2.2.1 Conditions d'application 55
II.2.2.2 Mise en œuvre du renforcement 56
II.2.3 Description des essais 57
II.2.3.1 Essais préliminaires 57
II.2.3.2 Essais de retrait 58
II.2.3.2.1 Principe de l'essai de retrait 58
II.2.3.2.2 Conditions d'essais 59
II.2.3.3 Essais de fluage 61
II.2.3.3.1 Principe de l'essai de fluage 61
II.2.3.3.2 Conditions d'essais 62
II.2.4 Conclusion 62

II.3 Résultats et discussion 63
II.3.1 Résultats des essais de fluage 63
II.3.1.1 Introduction 63
II.3.1.2 Fluage en conditions endogènes 63
II.3.1.3 Fluage de dessiccation 64
II.3.1.3.1 Effet de l'âge de chargement 65
II.3.1.3.2 Effet du séchage 66
II.3.1.3.3 Effet du renforcement 69
II.3.2 Résultats des essais de retrait 71
II.3.2.1 Introduction 71
II.3.2.2 Perte en masse et retrait des éprouvettes de mortier 71

II.3.2.3 Effet du renforcement 73
II.3.2.4 Influence des conditions de conservation 76
II.3.2.4.1 Effet de l'humidité relative 77
II.3.2.4.2 Effet de la conservation dans l'eau 80
II.4 Conclusion 81

CHAPITRE III MODELISATION DU SECHAGE ET DU RETRAIT DU BETON 83

III.1 Introduction 84
III.2 Transfert d'humidité dans le béton 84
III.3 Modélisation des transferts hydriques dans le béton 85
III.3.1 Modélisation du séchage 85
III.3.2 Conditions aux limites 93
III.4 Discrétisation 94
III.5 Modélisation du retrait de dessiccation 97
III.6 Résolutions numériques 98
III.6.1 Conditions initiales – conditions limites 98
III.6.2 Résolution numérique 99
III.7 Comparaison des résultats expérimentaux et numériques 102
III.8 Conclusion 103

CONCLUSION 104

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 107

RESUME COURT 113

SHORT ABSTRACT 113

INTRODUCTION

La durabilité des ouvrages d'art est l'une des préoccupations majeures des maîtres d'ouvrages lors de la conception mais également durant la mise en service. En effet, la détérioration suite à un impact ou/et à la corrosion est problématique et il est souvent plus rentable de réparer, voire de renforcer les ouvrages que de les reconstruire.

L'utilisation des matériaux composites dans la réparation ou le renforcement des ouvrages en béton présente des avantages indéniables. Plusieurs méthodes de renforcement et réparation ont été développées, parmi celles-ci, le collage à base de plaques ou de tissus en fibres de carbone.
Le pays qui utilise le plus ce procédé est le Japon. L'utilisation de cette technique s'est ensuite étendue en Europe puis en Amérique du Nord. Aujourd'hui, l'ensemble des applications de renforcement représente, dans le monde, un marché potentiel annuel très important.

La problématique des réparations et renforcements en béton a déjà fait l'objet de plusieurs investigations. De nombreux travaux ont été consacrés à l'étude du comportement mécanique des éléments en béton renforcés avec des matériaux composites. Beaucoup moins d'investigations se sont intéressées à l'étude de leur comportement différé. Or, la prédiction des déformations différées est essentielle dans l'étude de la durabilité des ouvrages. Ces déformations peuvent être à l'origine de la fissuration, et même plus rarement de la ruine de l'ouvrage.

Les déformations en question, sont essentiellement dues aux phénomènes de retrait et de fluage. Elles dépendent des propriétés intrinsèques du matériau et des conditions externes tels que l'humidité et la charge appliquée. En effet, après un renforcement du béton avec des composites PRFC (Polymères Renforcés de Fibres de Carbone), le comportement différé du béton renforcé devient plus complexe. Les redistributions des contraintes dues au fluage et au retrait peuvent avoir une incidence sur l'interface béton – renfort, et de ce fait sur le comportement à long terme de la structure renforcée. Cette dernière continue de se déformer dans le temps, ce qui peut conduire à une redistribution de la contrainte de cisaillement dans la colle et mener à la rupture de celle-ci.

Dans ce contexte, l'objectif principal de ce travail est d'étudier l'influence du renfort composite sur le comportement différé des éprouvettes en mortier renforcées. Nous étudierons les conséquences du retrait de séchage et du fluage en compression. Une modélisation hydromécanique intégrant le phénomène de séchage sera également menée.
L'utilisation des éprouvettes de mortier de faibles dimensions permet d'amplifier les phénomènes de retrait et de fluage et d'obtenir des résultats à plus court terme.

Ce mémoire de thèse s'articule autour de trois chapitres :
Dans le premier chapitre, une analyse bibliographique du comportement hydromécanique est effectuée, à la fois sur le béton et sur le matériau composite. Elle intègre les résultats expérimentaux de différentes études déjà effectuées.

La première partie du deuxième chapitre est consacrée à la présentation des matériaux utilisés et à la description des outils et méthodes servant à la réalisation des différents essais expérimentaux. La présentation et la caractérisation des résultats est l'objet de la deuxième partie de ce chapitre. Pour chacun des essais effectués, le programme expérimental et les conditions d'essai sont décrits. Les résultats des différents essais sont ensuite présentés et analysés.

Dans le troisième et dernier chapitre, une modélisation du séchage est menée. Le séchage est décrit à l'aide d'une équation de diffusion non linéaire. La résolution de celle-ci donne la distribution de l'humidité relative dans le matériau, qui servira ensuite pour le calcul des déformations différées.

Enfin, la conclusion générale fait le point sur les principaux résultats et définit les axes de développement permettant leur amélioration. Des perspectives sur la réalisation d'expériences et sur l'étude théorique sont alors évoquées.

Chapitre I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, une synthèse bibliographique des caractéristiques des matériaux béton et composite est établie.
Ensuite, une analyse du comportement hydromécanique de ces matériaux et des paramètres influençant ce comportement est présentée.
Enfin, une conclusion de ce travail de synthèse est donnée, et la problématique de recherche a pu être définie.

I.2 LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.2.1 Les caractéristiques du matériau béton

La plupart des propriétés du béton, et plusieurs aspects de la durabilité du béton, sont directement liés aux caractéristiques de la pâte de ciment durci. Pour bien comprendre les propriétés physico-chimiques du béton, il est donc important de comprendre la structure de base de ciment hydraté.

I.2.1.1 Structure de la pâte de ciment

Le ciment contient un certain nombre de constituants dont la teneur varie suivant sa catégorie. Les principaux constituants du ciment sont : le silicate tricalcique (C_3S), le silicate bicalcique (C_2S), l'aluminate tricalcique (C_3A) et l'alumino-ferrite tétracalcique (C_4AF). La réaction chimique de ces composants forme de nouveaux composés insolubles qui durcissent avec le temps. Le composé le plus important est le C-S-H, produit principalement par la réaction d'hydratation du C_3S et du C_2S.

Le C_3S est le constituant majeur du ciment Portland artificiel, et joue un rôle très important dans la formation des hydrates et la résistance mécanique. Le processus d'hydratation de ce constituant est compliqué [Barret 1980] et se déroule en quatre étapes [Damidot et Nonat 1992, Lea 1998]. Les études ont montré qu'environ 70 % du C_3S réagit au bout de 28 jours et à peu près la totalité au bout d'1 an [Messan 2006].

L'hydratation de C_2S est identique à celle de C_3S mais avec une cinétique plus faible [Tong et al. 1991]. Contrairement au C_3S, seule 30 % de C_2S réagit au bout de 28 jours et 90 % en 1 an [Taylor 1990].

Le C-S-H produit est un gel solide qui a les propriétés d'un corps solide, et qui occupe 50 à 60 % du volume solide d'une pâte de ciment complètement hydratée. La morphologie de ce gel serait peu influencée par le type de ciment utilisé ou le rapport E/C [Hansen 1986].
Une fois hydratée, la pâte de ciment est formée par les hydrates, des grains de ciment non hydraté, des espaces capillaires et des bulles d'air.

I.2.1.2 Porosité de la pâte de ciment

La porosité du béton et de la pâte de ciment hydraté gouverne de nombreuses propriétés du béton. En effet, plus la porosité augmente, plus les propriétés mécaniques diminuent et plus la perméabilité augmente [Kumar Metha 1986]. Les bétons faiblement poreux sont en général plus durables puisque leur faible perméabilité retarde la pénétration de l'eau, et des autres agents potentiellement agressifs.

La porosité de la pâte de ciment hydraté est très influencée par le rapport E/C, ce dernier gouverne directement l'espacement initial entre les grains de ciment en suspension dans l'eau de gâchage. La réduction du rapport E/C permet une diminution du volume total des pores et une réduction de leur diamètre [Gagné et Aïtcin 1993]

Plusieurs techniques expérimentales permettent de caractériser la distribution porale d'un matériau cimentaire donné [Haouas 2007]. Les pores présents dans le matériau durci ont une géométrie complexe et des dimensions très variables. On distingue généralement deux gammes de tailles de pores :

- Les pores capillaires : vestige des espaces intergranulaires de la pâte fraîche. Leur dimension est comprise entre 0.01 et 50 µm, et diminue avec le rapport E/C pour un âge donné.
- Les pores du gel C-S-H : ce sont les pores inter-lamellaires qui sont situés entre les particules de gel et les pores inter-feuillets qui sont situés à l'intérieur même des particules de gel. Ils représentent 28 % du volume total du gel, et leur dimension (de

l'ordre du nanomètre) est beaucoup plus faible que celle des pores capillaires. Ces pores contribuent très peu à la perméabilité de la pâte et du béton.

I.2.1.3 Paramètres influençant l'hydratation

a) Influence de la composition du ciment et des ajouts minéraux

La composition minéralogique du ciment et sa finesse influent beaucoup sur le processus d'hydratation. En outre, la présence de certains ajouts minéraux peut influencer la cinétique et l'amplitude de l'hydratation. A titre d'exemple, la fumée de silice est connue par son effet accélérateur sur les réactions d'hydratation à cause de son extrême finesse [Aïtcin 2001].

b) Influence du rapport E/C

Du fait qu'elle est le milieu de dissolution du ciment, l'eau influe la cinétique de l'hydratation. Le taux d'hydratation est plus élevé dans la période initiale pour les faibles rapports E/C.

Dans le cas des pâtes à faible rapport E/C, la densité plus ou moins grande des C-S-H peut influencer le coefficient de diffusion de l'eau à travers les produits d'hydratation, lorsque l'hydratation est contrôlée par diffusion [Baroghel 1994].

c) Influence de l'humidité relative

L'humidité relative influe sur la cinétique de l'hydratation [Jensen 2000]. Il paraît que les constituants du ciment réagissent plus lentement avec la diminution de l'humidité relative du milieu ambiant [Patel et al. 1988].

Selon Powers [1948], l'hydratation s'arrête pour une humidité relative en-dessous de 80 %, alors qu'une stabilisation du taux d'hydratation est obtenue à 75 % par Atlassi [1991].

d) Influence de la température

Plusieurs études ont montré que la réaction d'hydratation est accélérée avec la température [Ma et al. 1994, Mouret et al. 1997, Escalante Garcia 2003, Heikal et al. 2005].

La température modifie aussi la nature et la morphologie des hydrates. Les chaînes de silicates de C-S-H sont plus longues à hautes températures selon Jennings [2000]. La portlandite se présente sous forme de lamelles allongées à faibles températures et plus compactes pour des températures élevées [Kjellsen et al. 1991].

La température d'hydratation influe aussi sur la porosité et la distribution de la taille des pores [Neville et Brooks 1987, Taylor 1990]. Un accroissement de température de 5 à 50 °C conduit à

un accroissement de la porosité et peut avoir des effets négatifs sur la durabilité [Kjellsen et al. 1990].

I.2.1.4 Les transferts hydriques dans le béton

Les vides présents dans la matrice solide du béton sont plus ou moins remplis d'eau. Cet état hydrique dépend essentiellement du degré d'hydratation du matériau, de l'humidité relative régnant dans le réseau poreux, des conditions de cure et de la taille des pores considérés.
L'eau joue un rôle essentiel dans le comportement du matériau durci, non seulement sur le plan mécanique (résistance, retrait de dessiccation et fissuration induite dus à l'évaporation de l'eau des pores, fluage, …) mais aussi sur celui de la durabilité, par l'intermédiaire de paramètres tels que la perméabilité aux liquides et aux gaz régissant les transports d'agents agressifs au sein du matériau.

a) Etat de l'eau dans le béton

L'eau introduite au cours de la fabrication est présente sous de multiples états dans le béton durci. Nous retiendrons la classification simplifiée suivante [Baroghel-Bouny 1994] :

- L'eau libre : elle n'est pas soumise aux forces d'attraction des surfaces solides. Elle se trouve principalement dans les pores capillaires de dimension supérieure à 10 µm.
- L'eau adsorbée : elle est soumise au champ des forces superficielles au niveau des surfaces du réseau poreux :

  - Adsorption physique : fixation par liaison intermoléculaire de Van der Waals, l'énergie de liaison avec le solide décroît lorsque l'on s'éloigne de la surface adsorbante. La structure de l'eau adsorbée et de la surface adsorbante n'est pas affectée par cette adsorption.
  - Adsorption chimique : fixation par liaisons chimiques. Des électrons sont mis en commun entre l'eau et la surface solide. La répartition des charges électroniques des molécules adsorbées est modifiée lors de cette adsorption chimique.

- L'eau capillaire : elle forme la phase condensée remplissant le volume poreux au-delà de la couche adsorbée et séparée de la phase gazeuse par des ménisques.

- L'eau chimiquement liée : elle participe à la réaction d'hydratation pour former des nouveaux produits comme le CSH ou l'ettringite.

Afin d'identifier les phénomènes mis en jeu pour l'étude des transferts hydriques, on distingue eau non évaporable, comprenant l'eau adsorbée fortement liée et l'eau chimiquement liée, et l'eau évaporable, comprenant l'eau capillaire et l'eau adsorbée la moins liée.
Dans le comportement différé du béton, l'eau présente dans le gel de C-S-H et l'eau présente dans les zones d'adsorption empêchée semblent jouer un rôle important.

b) Hygroscopicité du béton

C'est la capacité du matériau à adsorber ou désorber de l'eau, et à la retenir, que ce soit par adsorption moléculaire surfacique ou par condensation capillaire, en fonction de l'humidité relative de l'air ambiant.

A température fixée, le nombre de couches de molécules de vapeur d'eau adsorbées (adsorption moléculaire surfacique) sur la surface d'un solide dans l'air humide est une fonction croissante de l'hygrométrie.

Dans les matériaux poreux, au-delà d'une certaine humidité, l'accroissement d'épaisseur de la couche adsorbée conduit à une condensation de l'eau dans les pores (condensation capillaire) [Billard 2003]. Ce phénomène est plus important dans les pores les plus fins.

c) Mécanismes de transport

Les différents mécanismes de transport mis en jeu sont les suivants :

- Ecoulement de fluide par perméation : ce type de transport se produit dans plusieurs situations : béton durci soumis à un gradient de pression hydraulique, béton exposé à l'état saturé à une dessiccation, béton soumis à l'état sec à une ascension capillaire d'origine externe. Le mouvement de fluide peut être dû à un gradient de pression de gaz, il s'agit, dans ce cas, d'un mode de transfert de la vapeur d'eau.

- Transport par diffusion dans le réseau poreux du béton : c'est le processus de transport d'un constituant dans un milieu donné sous l'effet de son agitation aléatoire à l'échelle moléculaire.

Le séchage du béton (développé plus loin) est le résultat de plusieurs processus de transport, dépendant de l'humidité du milieu environnant. La figure I-1 montre quatre états caractéristiques observés lors du séchage du béton, au cours desquels interviennent, successivement ou simultanément, différents mécanismes.

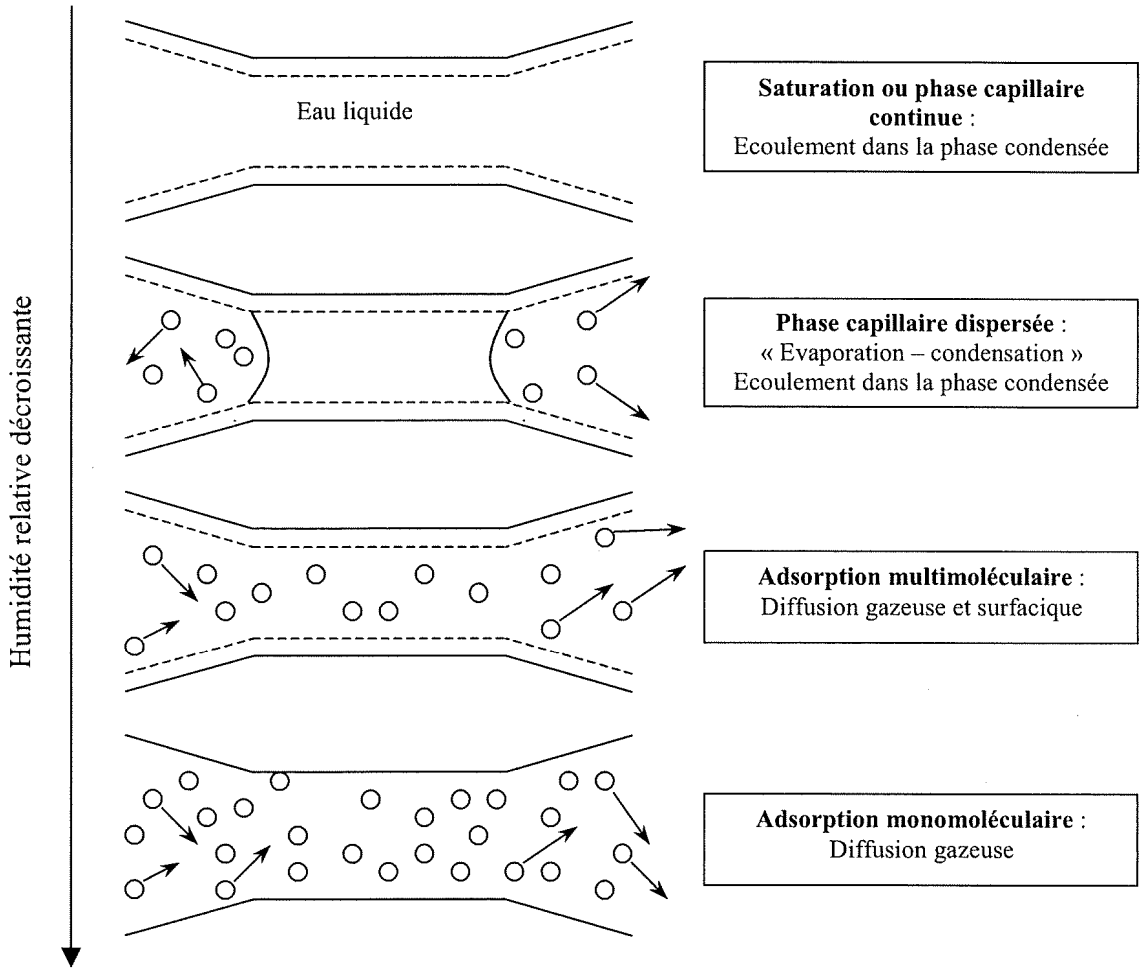


Figure I-1 Les quatre types de transferts d'humidité en fonction de l'humidité de l'air ambiant [Baroghel-Bouny 1994]

Dans le domaine de hautes valeurs d'humidité relative, on parle de phase de saturation où tout le réseau est rempli d'eau liquide. Cependant, le béton est très vite désaturé par consommation d'eau due à la réaction d'hydratation (autodessiccation). Un écoulement capillaire de l'intérieur vers l'extérieur du système poreux est créé dès que les pores en surface ne sont plus saturés.
Ainsi, au tout début du séchage, c'est la pression capillaire qui gouverne les mouvements d'eau.

Pour des valeurs intermédiaires d'humidité relative, il y a coexistence de la phase liquide et la phase gazeuse. De l'eau capillaire est présente dans le réseau, et remplit uniquement les pores les plus fins, mais ne forme pas une phase continue.
C'est le domaine où on assiste à un phénomène d'évaporation, donc à un transfert diffusionnel de l'humidité. Dans ce cas, les pores se vident avec la diminution de l'humidité.

Dans le cas des faibles valeurs d'humidité relative, le transfert en phase gazeuse est dominant. En plus de la diffusion gazeuse, on va avoir une migration des molécules d'eau du film liquide adsorbé sur la surface solide, cette migration est appelée diffusion surfacique.
Lorsque l'eau condensée n'est plus pratiquement présente, pour les valeurs d'humidité relative les plus basses, la diffusion surfacique est le seul transfert possible.

I.2.2 Les caractéristiques du matériau composite

Les matériaux composites sont constitués de fibres noyées dans une matrice. Les fibres ou le renfort, constituant l'armature ou le squelette, assurent la tenue mécanique (résistance à la traction et rigidité). La matrice a pour fonction essentielle de conserver la disposition géométrique du renfort. Elle lie les fibres renfort, répartit les efforts et assure une protection chimique. C'est par définition un polymère ou une résine comme par exemple le polyester et l'époxy.

I.2.2.1 Les fibres

Les qualités demandées aux fibres étaient non seulement la résistance mécanique mais surtout un module élastique aussi élevé que possible. En effet, les fibres subissent en service un allongement ou raccourcissement comparable à celui de la structure à laquelle elles adhèrent. A déformation égale, leur efficacité est d'autant plus grande que leur module est plus élevé. C'est la raison principale qui a fait choisir le carbone. Il présente plusieurs avantages par rapport, soit à l'acier, soit aux autres fibres, comme l'aramide ou le verre (figure I-2).

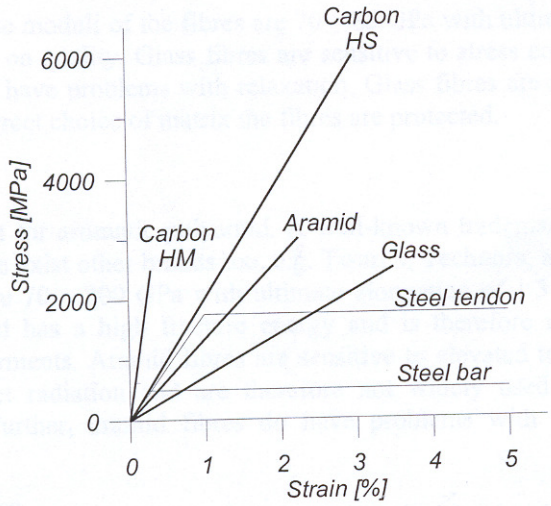


Figure I-2 Propriétés des différentes fibres et de l'acier de renforcement typique [Carolin 2003]

La fibre de carbone est obtenue par pyrolyse d'une fibre organique appelée *précurseur*, matière première formée de fils de polyacrylonitrile (en abrégé PAN). Les premières utilisations expérimentales datent des années 60, et les premières unités industrielles ne sont apparues qu'au début des années 70.

Il existe deux types de fibres de carbone, celles à haute résistance (HR) issues d'une mise en œuvre par carbonisation, et celles à haut module (HM) issues d'une fabrication par graphitisation [Hamelin et Ferrier 2001].

Les fibres de carbone possèdent un ensemble de propriétés physiques ou mécaniques qui en font un matériau de renforcement de toute première qualité dans certaines applications liées au bâtiment et aux ouvrages de génie civil (tableau I-1). Les fibres de carbone ont une déformation à la rupture qui varie entre 0.5% et 2 %.

Tableau I-1 Caractéristiques des fibres de carbone [WU 2004]

	Les fibres issues de la carbonisation	Les fibres issues de la graphitisation
Résistance en traction (MPa)	3000 à 5000	2500 à 3000
Module en traction (GPa)	environ 250	environ 500
Masse volumique (Kg/m^3)	1800	2100 à 2200
Pureté (% de carbone)	97 à 98	99

Les propriétés caractéristiques du carbone sont liées à sa structure de type graphite : faible coefficient de frottement, bonne résistance à l'usure, faible coefficient de dilatation linéique,

haute tenue en température en service continu, bonne conductivité électrique et une très grande résistance aux produits chimiques et à la corrosion.

Un composite contenant des fibres de carbone HR et une matrice époxy ou vinylester a les propriétés typiques suivantes :

Module d'Young longitudinal en traction : 155 – 165 GPa

Résistance longitudinale en traction : 2500 – 3000 MPa

Déformation à la rupture : 1,2 – 1,3 %

I.2.2.2 La matrice

Les plus répandues actuellement sont les matrices organiques obtenues à partir de polymères thermodurcissables (résines) comme par exemple le polyster et l'époxy. Leur utilisation dans les composites permet de lier les fibres du renfort entre elles et d'assurer la répartition de la contrainte. Elles assurent également une protection chimique.
Le tableau I-2 montre les caractéristiques mécaniques des résines époxydes.

Tableau I-2 Caractéristiques mécaniques des résines époxydes [WU 2004]

Résistance à la traction (MPa)	50 à 80
Module de traction (GPa)	3 à 10
Allongement à la rupture (%)	1 à 1,5
Résistance à la compression (MPa)	140 à 150
Résistance au choc (MPa)	7 à 10 KJ/m²

I.2.2.3 L'adhésif

Pour le renforcement, un adhésif est utilisé pour coller le composite sur le support béton. Il permet de transmettre les contraintes de cisaillement entre le composite et le béton.
Le choix de cet adhésif doit être réalisé en fonction des besoins. Les propriétés mécaniques de la colle peuvent également changer avec une variation de température.
L'adhésif possède un module relativement bas, qui diminue en augmentant la température. Le tableau I-3 donne les propriétés typiques et les caractéristiques d'un adhésif époxy [Hollaway et Leeming 2001].

Tableau I-3 Propriétés typiques et caractéristiques des adhésifs époxy avec une cure à froid [Hollaway and Leeming 2001]

Propriétés (20°C)	**Intervalle**
Résistance au cisaillement (MPa)	15-35
Résistance à la traction (MPa)	20-40
Module de traction (GPa)	1-10
Allongement à la rupture (%)	1-4
Température de transition vitreuse (°C)	40-60
Coefficient d'expansion thermique (10^{-6}°C^{-1})	30
Caractéristiques	
Résistance au choc	Excellent
Résistance à l'humidité	Excellent
Résistance à la chaleur	Bon
Cure à froid ou à chaud	Froid/chaud
Durée de la cure	Moyenne/longue
Comblement de trous (Gap filling)	Oui

I.2.2.4 Propriétés mécaniques des composites

Dans le composite, les fibres peuvent être placées dans une seule direction et dans ce cas le composite est unidirectionnel. Elles peuvent aussi être collées dans deux ou plusieurs directions et le composite devient bi ou multidirectionnel. Les plus répandus dans le renforcement sont les composites unidirectionnels.

Les matériaux composites ne sont pas homogènes. Leurs propriétés mécaniques dépendent entre autres, des fibres, de la matrice, de la quantité des fibres (fraction volumique) et de la configuration du renforcement [Hollaway et Leeming 2001]. Si toutes les fibres sont alignées dans la même direction, le composite est relativement rigide et solide dans cette direction. Mais dans la direction transversale, il a un faible module et une faible résistance.

Le module d'Young du matériau composite dans la direction des fibres E_f est donné par l'équation (I.1) :

$$E_f = E_{fib} V_{fib} + E_m V_m \qquad \text{(I.1)}$$

où E_f : le module d'Young du matériau composite dans la direction des fibres

E_{fib} : le module d'Young des fibres

V_{fib} : la fraction volumique des fibres

E_m : le module d'Young de la matrice

V_m : la fraction volumique de la matrice

La résistance et le module d'Young des fibres sont plus importants que ceux de la matrice, ce qui confirme le fait que le comportement mécanique du composite dépend essentiellement des propriétés mécaniques des fibres et de la qualité des fibres ou encore de la fraction volumique des fibres.

I.3 COMPORTEMENT HYDROMECANIQUE DES MATERIAUX

I.3.1 Le séchage du béton

Le séchage est une opération mettant en jeu un transfert de matière et un transfert thermique. Il est le résultat du départ de l'eau de l'intérieur du matériau vers l'extérieur.
La prise en compte du transport de l'eau au sein du béton est d'une grande importance pour les matériaux à matrice cimentaire. En effet, le séchage du béton est un phénomène très lent qui a des conséquences importantes sur son comportement physique et mécanique et plus particulièrement sur deux aspects spécifiques de ce matériau : les déformations différées (retrait, fluage) et sa durabilité (fissuration superficielle, pénétration d'agents agressifs).

Des observations de la microstructure des matériaux au MEB ont permis de mettre en évidence, sur des éprouvettes de mortier soumises à la dessiccation, l'existence de fissures induites par la dessiccation (figure I-3).

La fissuration due au séchage peut être à l'origine de la dégradation des propriétés mécaniques du béton. En effet, les conditions de conservation hydrique de l'éprouvette influencent les mesures expérimentales de ces propriétés.

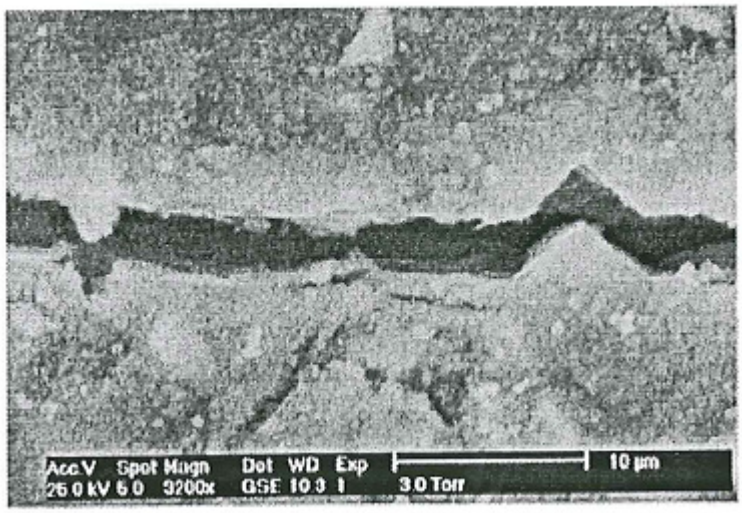


Figure I-3 Fissures induites par la dessiccation, observées au MEB [Bisschop et van Mier 2002]

Des éprouvettes cylindriques conservées dans l'eau, ou à 60 % d'humidité relative, ont été testées en traction et en compression à 28, 56 et 84 jours [Brooks et Neville 1977]. Les résultats montrent que, quel que soit la sollicitation (compression ou traction), le module d'élasticité sécant des éprouvettes séchées est plus faible que celui des éprouvettes conservées dans l'eau. En revanche, les caractéristiques mécaniques des éprouvettes séchées sont toujours supérieures à celles des éprouvettes conservées dans l'eau (tableau I-4).

Tableau I-4 Influence du mode de conservation (eau ou air) sur les propriétés mécaniques du béton [Brooks et Neville 1977]

Mode de conservatio	f_{c56} / f_{c28}	f_{c84} / f_{c28}	f_{t56} / f_{t28}	f_{t84} / f_{t28}	Type de sollicitation	E_{56air} / E_{56eau}
Eau	1,1	1,19	1,01	0,98	Compression	0,96
Air	1,34	1,22	1,24	0,99	Traction	0,92

Des résultats similaires ont été obtenus sur des éprouvettes cylindriques creuses (tableau I-5). Les éprouvettes ont été conservées en auto-dessiccation pendant plus de 2 ans. Elles étaient ensuite placées dans les différentes ambiances choisies, puis testées lorsque l'équilibre hydrique était atteint.

Tableau I-5 Propriétés mécaniques du béton en compression pour différentes ambiances [Dantec et Terme 1996]

	Initial	85%	70%	60%	50%
fc [MPa]	41	44	46	50	51
E [GPa]	36,2	37,3	35,8	35,8	37,2

Contrairement aux résultats précédents, d'autres auteurs ont constaté une légère diminution de la résistance à la compression d'éprouvettes conservées à 50% d'humidité relative par rapport à celles conservées à 100% [Philajavaara 1974, Hanson 1968].

En conclusion, le séchage est un phénomène très lent et complexe. Sa prise en compte est primordiale car il induit un fort déséquilibre hygrométrique dans le béton, qui, à son tour, induit une micro-fissuration de celui-ci.
De plus, le séchage peut affecter les propriétés mécaniques en compression et en traction, il semble être à l'origine d'une augmentation des résistances mécaniques [Benboudjema 2002].

I.3.2 La déformation de retrait du béton

Au cours d'une sorption d'eau (réhumidification) ou d'une désorption (séchage), le matériau subit une variation dimensionnelle, qui peut être un gonflement ou une déformation de retrait.

Les trois principaux types de retrait sont :

- Le retrait plastique, qui peut affecter le béton au très jeune âge et qui est causé par une évaporation trop rapide de l'eau en surface ;
- Le retrait endogène, lié au processus de réorganisation de l'eau dans la pâte de ciment ;
- Le retrait de dessiccation causé par le séchage du matériau du fait du déséquilibre hygrométrique avec le milieu extérieur.

I.3.2.1 Le retrait plastique

C'est le retrait qu'on peut observer avant la prise de la pâte de ciment et qui est dû à la perte prématurée d'une partie de l'eau de gâchage par évaporation. La perte en eau excessive peut conduire au phénomène de ressuage ou un arrêt prématuré de l'hydratation, d'où l'utilisation de certaines solutions de cure pour limiter ce retrait.
Il provoque une forte contraction de la pâte qui fait fissurer la surface externe. Il est généralement associé à une technique de cure mal adaptée aux conditions climatiques.
L'amplitude du retrait plastique est très importante comparée à celle du retrait hydraulique et dépend de la géométrie de l'ouvrage.

I.3.2.2 Le retrait endogène

Par définition, c'est la déformation volumique du matériau mesurée en condition adiabatique et sans échange d'humidité avec le milieu extérieur.

Le retrait endogène résulte du fait que le volume des hydrates formés est légèrement inférieur au volume des composants initiaux (eau et ciment), ce qui entraîne une diminution de volume après la prise du béton.

Avant la prise de la pâte de ciment, on observe un retrait d'origine chimique qui est généralement le plus facile à mesurer. Ce retrait est la conséquence de l'absorption de l'eau des pores capillaires due à l'hydratation du ciment non encore hydraté.

Après la prise, Baron [1982] distingue trois stades de déformation : un premier retrait, un gonflement et un second retrait (figure I-4). Le premier retrait débute dès la prise et dure 2 à 3 heures. Il peut aller jusqu'à 600 µm/m. Le gonflement apparaît au début du durcissement et dure une vingtaine d'heures. Pendant cette période, les déformations peuvent atteindre 400 µm/m. Le second retrait apparaît à la fin de la prise, il peut durer plus de 7 jours et atteindre 1500 µm/m.

Ce comportement est dû à trois phénomènes : l'auto-dessiccation, qui joue un rôle majeur lors du premier et second retrait, due à la contraction de Le Chatelier; l'exothermie de la réaction d'hydratation qui intervient essentiellement lors du second retrait et enfin, le gonflement chimique.

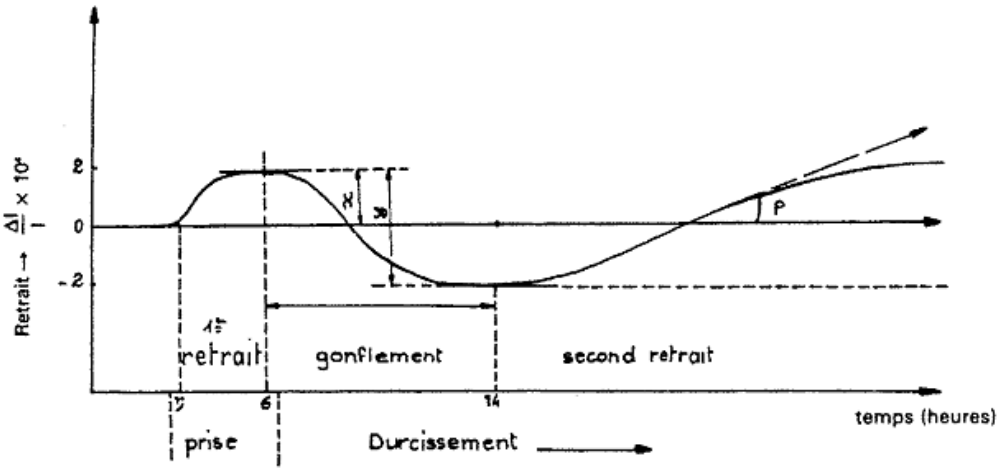


Figure I-4 Déformation endogène de la pâte de ciment [Baron 1982]

Après la phase d'hydratation, le mélange eau-ciment se raidit, c'est la prise. Les particules de ciment se soudent formant entre elles des ponts cristallins (figure I-5a). Cette étape coïncide avec le début du retrait endogène, qualifié de retrait d'auto-dessiccation.

Le retrait endogène est un des processus intrinsèques du béton car il ne dépend que des propriétés du matériau. Il est influencé, entre autres, par le nombre et le type d'agrégats, car à l'interface pâte-granulat, il est empêché par les granulats qui créent des zones de concentration de contraintes où vont se former les premières fissures (figure I-5b).

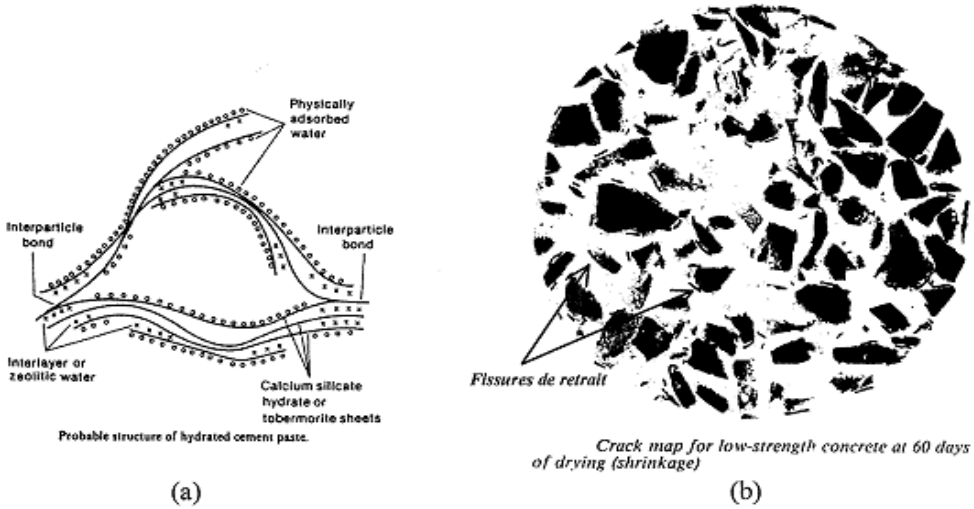


Figure I-5 (a) Ponts cristallins lors de la prise [Neville et al. 1983]
(b) Fissures de retrait sur la coupe d'une éprouvette [Smadi et Slate 1989]

Généralement, le retrait endogène du béton est de l'ordre de 40.10^{-6} à l'âge d'un mois et de 100.10^{-6} au bout de 5 ans. Le retrait endogène est très important pour les très faibles rapports eau/ciment : une valeur de 700.10^{-6} a été notée pour un béton dont le rapport eau/ciment était de 0,17. Il n'est donc pas très important sauf pour les très faibles rapports eau/ciment. Par conséquent, en pratique, il n'est pas nécessaire de le distinguer du retrait dû au séchage.

I.3.2.3 Le retrait de dessiccation

Lors du séchage du béton, le départ d'eau va provoquer dans la matrice cimentaire, le retrait de dessiccation. C'est une déformation causée par le séchage du matériau du fait du déséquilibre hygrométrique avec le milieu environnant, appelé également retrait de séchage. Conventionnellement, c'est la déformation observée dans cette configuration moins celle du retrait endogène.

Ce retrait hydrique n'est pas intrinsèque du béton car les transferts hydriques de l'intérieur de l'élément vers l'extérieur, amènent à considérer la taille et la géométrie des éléments.

Les expériences ont montré que la distribution des pores et les caractéristiques du gel C-S-H ont également une influence importante sur le retrait de dessiccation [Wittmann 1982, Neville 2000].

Plusieurs modèles microstructuraux ont été proposés dans la littérature, pour une humidité relative usuelle « 50-100% » pour expliquer le mécanisme du retrait de dessiccation [Powers 1968, Wittmann 1973] même si ce dernier semble résulter de la combinaison de plusieurs mécanismes.

a) Mécanismes du retrait de dessiccation

Il semble que le retrait de dessiccation ne résulte pas d'un mécanisme unique, mais plutôt de la combinaison de plusieurs mécanismes (Tableau I-6).

Les trois mécanismes proposés, pour une humidité relative de 50-100%, sont liés aux effets de :

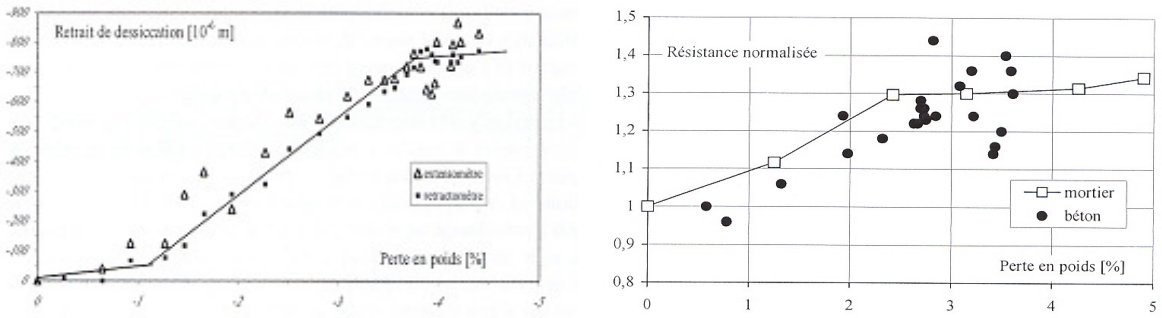
- La pression capillaire : résultant de l'équilibre liquide-vapeur dans la porosité capillaire du béton. Le séchage induit une diminution de l'humidité relative au sein du béton, entraînant une diminution de la pression de l'eau liquide, provoquée par la vaporisation de celle-ci. La coexistence des phases liquides (eau) et gazeuses (vapeur d'eau et air sec) entraîne la formation d'un ménisque à l'interface liquide-gaz, et donc l'apparition de tensions capillaires. Ces dernières entraînent la contraction du squelette solide et provoquent ainsi le retrait de dessiccation.
- La pression de disjonction : l'eau associée à cette pression est en équilibre avec l'humidité relative environnante. Une diminution de l'humidité relative entraîne un départ de cette eau. Il en résulte une déformation du squelette qui correspond à une déformation de retrait.
- La variation de l'énergie surfacique solide : en cas d'adsorption, les tensions surfaciques diminuent et en cas de désorption, les contraintes induites augmentent, provoquant une contraction du squelette et donc une déformation de retrait.

Tableau I-6 Les différents mécanismes de retrait de dessiccation [Benboudjema 2002]

	Humidité relative 0 0,2 0,4 0,6 0,8 1
Powers (1965)	← Pression de disjonction →
	← Pression capillaire →
Ishai (1965)	← Energie surfacique → ← Pression capillaire →
Feldman et Serada (1970)	← Eau interfoliaire → ← Pression capillaire & énergie surfacique →
Wittmann (1968)	← Energie surfacique → ← Pression de disjonction →

b) Observations expérimentales

Les résultats expérimentaux montrent l'influence importante du retrait sur le comportement mécanique uniaxial du béton et du mortier [Burlion et al. 2003]. Il a été montré que la dessiccation provoque une augmentation de la contrainte à la rupture. En revanche, les propriétés élastiques du matériau s'endommagent (figure I-6). En effet, plus le matériau sèche, plus il existe de microfissuration d'origine hydrique et plus l'initiation et la propagation de fissures d'origine mécanique sont facilitées.



(a) (b)

Figure I-6 (a) Evolution du retrait de dessiccation d'un mortier et (b) de la résistance normalisée d'un béton et d'un mortier normal en fonction de la perte en poids [Burlion et al. 2003]

Le diagramme retrait-perte en masse présente trois phases caractéristiques [Granger 1996] :

- La première est une zone dormante où le séchage ne s'accompagne pas de retrait apparent. Ce comportement est dû à l'évaporation de l'eau libre des capillaires, qui ne provoque pas de retrait, couplée à une microfissuration induite par la dessiccation.
- Dans la deuxième phase, le retrait est proportionnel à la perte en masse : ceci est provoqué par la contraction du squelette solide par dépression capillaire [Coussy 1995], par variation de pression disjonctive [Bazant et Wittmann 1982] et par variation de l'énergie de surface [Wittmann 1982].
- La troisième et la dernière phase est une zone asymptotique, qui présente une évolution de la perte en masse sans retrait supplémentaire, ceci peut être expliqué par un comportement non linéaire du retrait de dessiccation en fonction du départ de l'eau.

I.3.3 Facteurs influençant le retrait du béton

I.3.3.1 Le rapport E/C

Dans la pâte de ciment hydraté, la déformation de retrait de dessiccation augmente avec le rapport E/C (figure I-7).

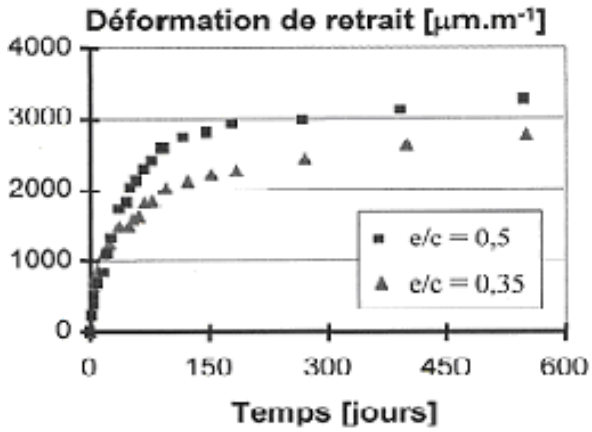


Figure I-7 Evolution du retrait de dessiccation pour deux rapports e/c différents [Bissonnette et al. 1999]

Brooks [1989] a démontré que le retrait d'une pâte de ciment hydraté est directement proportionnel au rapport E/C lorsque celui-ci est compris entre 0,20 et 0,60. Pour des rapports E/C plus élevés, l'eau additionnelle disparaît au séchage sans provoquer de retrait (figure I-8).

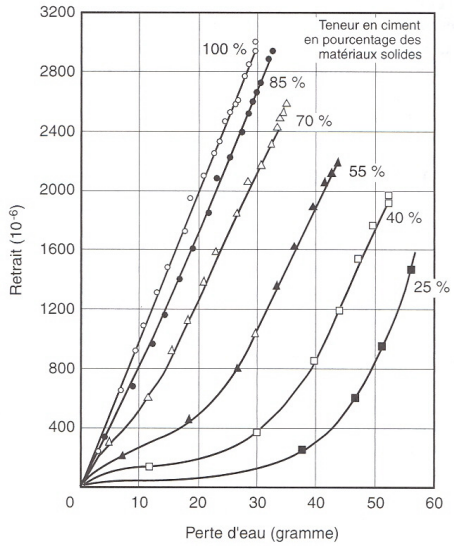


Figure I-8 Retrait en fonction de la perte d'eau pour des éprouvettes de pâte de ciment et de silice finement broyée mûries dans l'eau pendant 7 jours à 21°C puis séchées [Brooks 1989]

I.3.3.2 La teneur en granulats

Considérons le cas des mortiers et des bétons, le retrait de dessiccation se produit uniquement dans la pâte de ciment. Les granulats empêchent alors la pâte de se déformer librement et limitent la quantité de retrait qui peut effectivement se produire. En effet, le rapport entre le retrait du béton ε_b, et le retrait de la pâte de ciment ε_p, est fonction de la teneur en granulats g, dans le béton :

$$\varepsilon_b = \varepsilon_p (1-g)^n \qquad \text{(I-2)}$$

avec n : valeur expérimentale variant entre 1,2 et 1,7.

Dans des conditions ambiantes, la double influence du rapport E/C et de la teneur en granulat peut être représentée par la figure I-9.

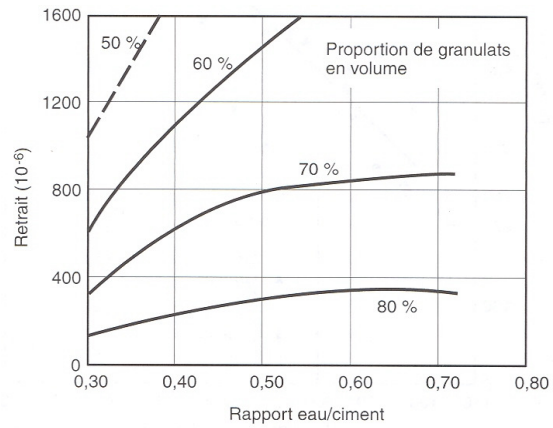


Figure I-9 Influence du rapport E/C et de la teneur en granulat sur le retrait [Neville 2000]

Par ailleurs, Baron [1982] a montré que le retrait d'un béton est 6 à 10 fois plus petit que celui de sa pâte. En effet, la présence des granulats diminue le volume total de la pâte dans la même section et limite ainsi le retrait.

I.3.3.3 La dimension et la forme

Le séchage se faisant à partir de la surface du béton, l'amplitude dépend de la dimension et de la forme de la pièce. Lorsque la taille de l'élément augmente, la valeur asymptotique de la déformation de retrait de dessiccation diminue (figure I-10).

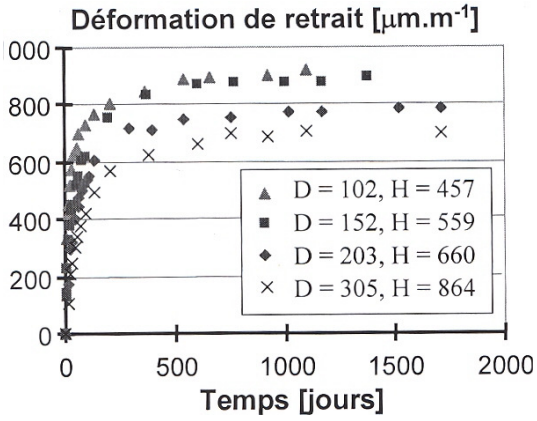


Figure I-10 Influence des dimensions de l'éprouvette sur le retrait [Hanson et Mattock 1966]

La forme de l'élément influence également le retrait, ce dernier peut être exprimé comme une fonction du rapport volume/surface. Il semble qu'il y ait une relation linéaire entre ce rapport et le logarithme du retrait [Hansen and Mattock 1966]. L'effet de la forme de l'élément de béton reste toutefois secondaire.

I.3.3.4 La température

Des résultats expérimentaux ont montré qu'à différentes températures isothermes, le retrait endogène augmente aussi bien pour une réduction que pour une augmentation de la température [Bjontegaard 1999]. Pour des bétons adjuvantés (E/C = 0.37), avec deux types de ciment, Lura et al. [2001] ont étudié l'influence de la température (10 à 40°C) sur le retrait endogène. Ils ont observé que la température influe sur l'amplitude du retrait endogène et que cette influence dépend du type de ciment utilisé.

I.3.3.5 L'humidité relative

Le retrait de dessiccation dépend fortement des conditions hygrométriques qui interviennent sur l'accélération ou le ralentissement du séchage.

Dès que l'humidité est inférieure à 100 %, c'est l'eau libre dans les grands pores capillaires (> 0,05 µm) qui commence à s'échapper, on observe peu de retrait dans ce cas.

Pour une humidité comprise entre 50 % et 90 %, l'évaporation de l'eau non libre provoque un retrait important.

Lorsque le taux d'humidité est inférieur à 50 %, c'est l'eau adsorbée dans les petits capillaires qui commence à s'évaporer. Cela produit des tensions capillaires comprimant les parois des pores et provoquant une diminution du volume de la pâte.

I.3.4 La déformation de fluage du béton

I.3.4.1 Mise en évidence du fluage

On appelle fluage l'évolution de la déformation au cours du temps, $\varepsilon(t)$, d'un matériau soumis à l'application instantanée d'une contrainte σ_0 maintenue constante par la suite.
En cas d'échange hygrométrique durant le chargement, on considère que le retrait de séchage et le fluage s'ajoutent. Le fluage est alors défini comme la différence entre la déformation totale et la déformation due au retrait d'un échantillon identique conservé dans les mêmes conditions et non chargé (figure I-11). Le supplément de fluage observé lors du séchage est appelé fluage de séchage.

La déformation de fluage se décompose suivant 3 phases d'évolution qui possèdent des caractéristiques différentes notamment en terme d'accélération de déformation et qui s'introduisent successivement avec l'augmentation des contraintes (figure I-12) :

- Phase primaire, appelée zone de fluage primaire ou transitoire, caractérisée par une diminution continue de la vitesse du fluage. Elle correspond à une réorganisation du matériau suite à l'application de la charge. La déformation tend à se stabiliser dans ce cas.
- Phase secondaire, appelée zone de fluage secondaire ou stationnaire. L'accélération oscille autour d'une valeur nulle entraînant une évolution de la déformation à vitesse constante.
- Phase tertiaire, appelée zone de fluage tertiaire ou accéléré. Elle est caractérisée par une augmentation rapide de la déformation, qui conduit à la rupture finale du matériau. C'est une phase d'endommagement.

Ces trois phases sont délimitées par deux seuils de contraintes. En compression, les résultats expérimentaux estiment le premier seuil à 45% de la résistance caractéristique pour les BO et à 65% pour les BHP [Smadi et al. 1987] ; le second seuil aux alentours de 75% pour les BO et 85% pour les BHP.
Pour un mortier, la limite supérieure de proportionnalité est de 80 à 85% [Neville 1970].

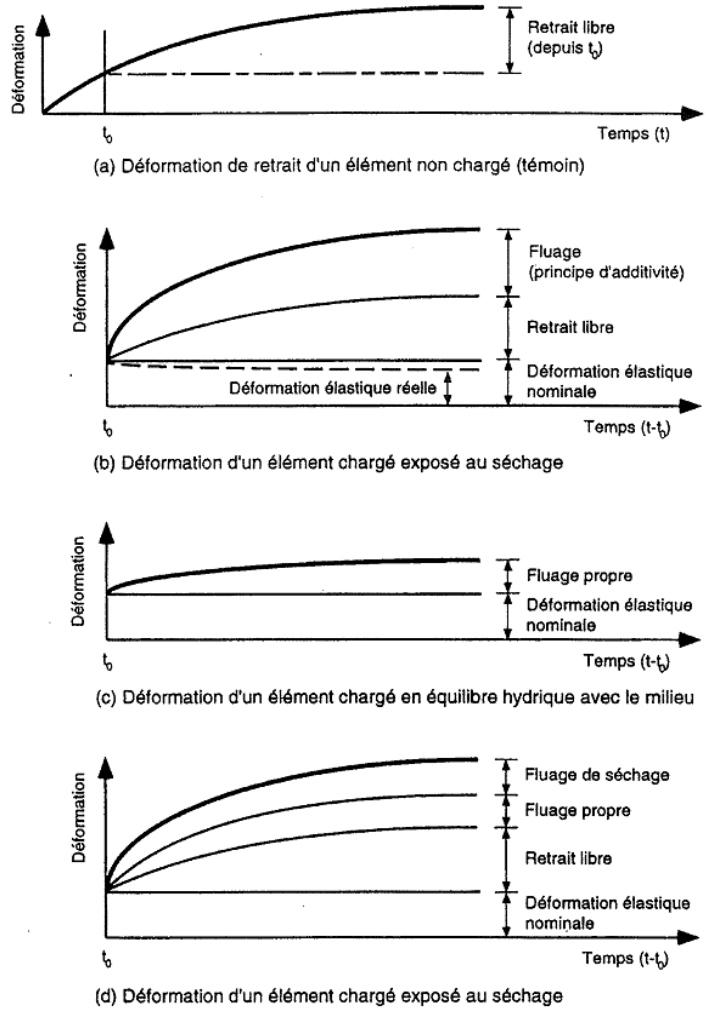


Figure I-11 Déformation d'un béton soumis à une charge constante dans le temps [Bissonnette 1996]

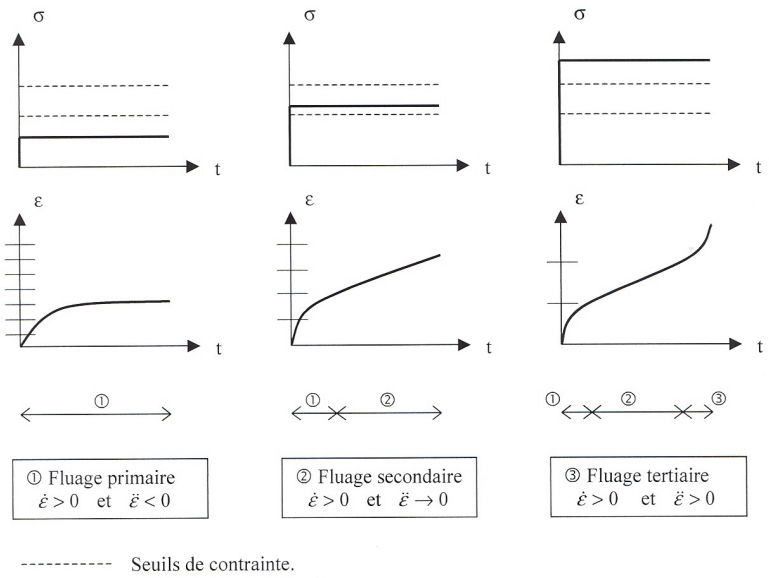


Figure I-12 Evolution de la déformation de fluage ε et des cinétiques associées au dépassement des seuils de contrainte σ [Berthollet 2003]

I.3.4.2 Cinétique de fluage

a) Comportement du béton au fluage sous faibles contraintes

Pour un chargement ne dépassant pas 40% de la résistance en compression, les déformations de fluage se trouvent dans la phase primaire. Dans ce cas, les déformations différées sont issues à l'échelle du matériau, de l'écoulement visqueux du solide en fonction de l'état hydrique en chaque point [Berthollet 2003]. Les micro-fissures aux interfaces sont peu nombreuses à ces niveaux de sollicitation, elles proviennent en grande partie du retrait du béton.

b) Comportement du béton au fluage sous charges conduisant à l'endommagement

Pour un chargement supérieur à 50% environ de la résistance en compression, les déformations différées évoluent en cinétique secondaire. Dans cette phase, les premiers signes d'endommagement du matériau apparaissent et la déformation résulte à la fois, des effets différés et de l'endommagement créé par la contrainte.

I.3.4.3 Fonction de fluage

La complaisance du fluage ou fonction de fluage $J(t)$ dont la représentation sert à montrer la linéarité ou non des résultats de tests de fluage [Coquillat 1987], est définie par le rapport de la déformation sur la contrainte imposée :

$$J(t)=\frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0} \qquad \text{(I-3)}$$

avec $\varepsilon(t)$ la déformation, et σ_0 la contrainte appliquée.

La déformation $\varepsilon(t)$ peut se décomposer en plusieurs parties distinctes (Fig. I-13) :

- Une déformation instantanée ε_0, qui se produit dès l'apparition de la contrainte σ_0 au temps t_0. On peut écrire :

  $$\varepsilon_0 = \varepsilon_e + \varepsilon_p \qquad \text{(I-4)}$$

  avec ε_e la déformation élastique et ε_p la déformation plastique

- Une déformation dite « différée », ou déformation de fluage $\varepsilon_f(t)$. Cette déformation fait intervenir une composante viscoélastique $\varepsilon_{ve}(t)$ (linéaire ou non), et une composante viscoplastique $\varepsilon_{vp}(t)$ (selon les conditions de sollicitations) :

$$\varepsilon_f(t) = \varepsilon_{ve}(t) + \varepsilon_{vp}(t) \qquad \text{(I-5)}$$

Si l'on supprime instantanément la contrainte, la recouvrance de la déformation peut se décomposer de la façon suivante :

- Recouvrance instantanée de la déformation élastique ε_e .
- Recouvrance différée au cours du temps de la déformation viscoélastique $\varepsilon_{ve}(t)$.

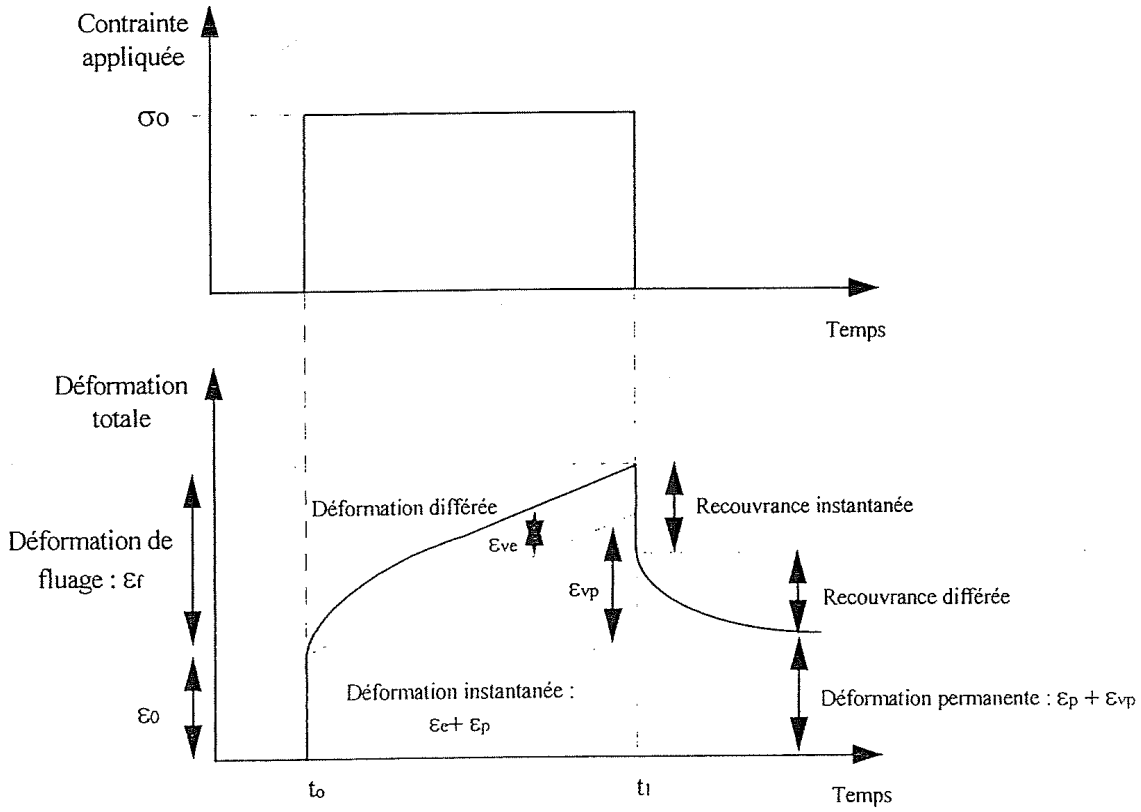


Figure I-13 Evolution de la déformation lors d'un essai de fluage-recouvrement [Risson 1998]

I.3.4.4 Le fluage propre

On appelle fluage propre, l'augmentation de la déformation par rapport à la déformation élastique initiale, dans des conditions où il n'y a pas d'échange hygrométrique ou thermique.

Au jeune âge, le fluage propre constitue une grande part des déformations différées. Il est associé à une caractéristique intrinsèque au matériau et coexiste avec le retrait endogène (figure I-14).

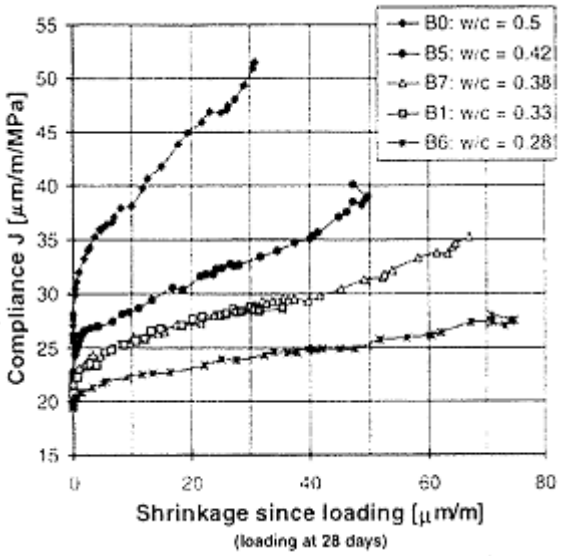


Figure I-14 Fonction de fluage $J(t,t')$ en fonction du retrait pour différents rapports E/C (w/c) [Ulm et al. 1999]

Plusieurs mécanismes ont été décrits dans la littérature pour expliquer le phénomène de fluage propre à court et à long terme.

a) Mécanismes de fluage propre à court terme

Il existe plusieurs mécanismes expliquant le fluage propre à court-terme, nous en citerons trois :

- L'hydratation sous contraintes : En présence d'un chargement mécanique, on constate une augmentation de la solubilité qui accélère le processus d'hydratation. Or, lors de celle-ci, la moitié des hydrates produits diffuse vers la porosité capillaire où le gel se dépose. Le gel ne peut donc se former en totalité dans l'espace proposé. Par conséquent, les grains de ciment se contractent, ce qui correspond, à l'échelle macroscopique à une déformation de fluage [Ghosh 1973].
- La migration de l'eau absorbée dans la porosité capillaire sous contraintes : Le transfert d'effort microscopique induit localement un déséquilibre thermodynamique entre les molécules d'eau en adsorption libre dans ces zones de transmission et la porosité capillaire. Pour rétablir l'équilibre, les molécules d'eau diffusent dans les couches d'eau adsorbée (diffusion surfacique) vers la porosité capillaire, conduisant à une déformation de fluage [Wittmann 1982].
- L'effet de la pression osmotique : C'est une pression qui s'exerce sur le gel et affaiblit sa structure. Dans le cas où un chargement extérieur est appliqué, les contraintes locales sont modifiées et les liaisons sont localement rompues. A l'échelle macroscopique, cette rupture correspond à la déformation de fluage [Ghosh 1973].

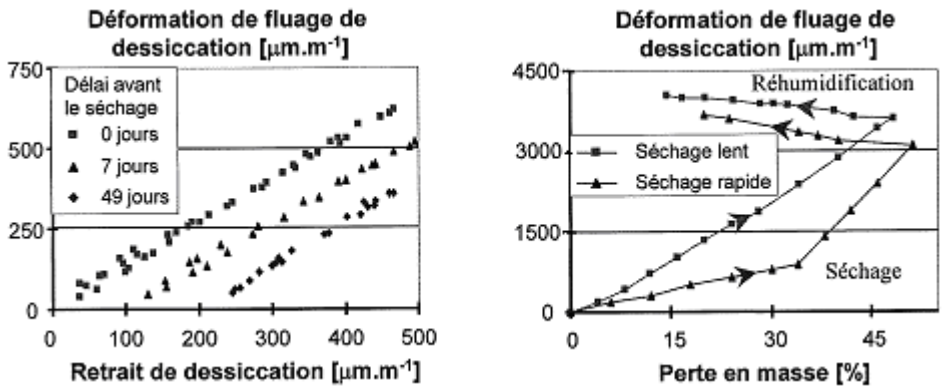
b) Mécanismes de fluage propre à long terme

Le mécanisme à l'origine du fluage à long terme semble lié à un phénomène qui se produit à l'échelle des nanopores. En effet, la cinétique de fluage à long terme est indépendante du rapport E/C [Ulm et Acker 1998], et la structure de la nanoporosité est identique pour différentes formulations des bétons.

I.3.4.5 Le fluage de dessiccation

Deux phénomènes peuvent expliquer l'origine de la déformation de fluage de dessiccation. Le premier est lié à la fissuration du béton (effet structural). Le deuxième est lié au comportement intrinsèque du matériau (effet intrinsèque) en plus de l'effet structural.
Dans le premier cas, il semblerait que la fissuration soit la cause principale de fluage de dessiccation [Wittmann et Roelfstra 1980]. En revanche, dans le deuxième cas, un mécanisme physico-chimique peut être à l'origine du fluage de dessiccation.

Le fluage de dessiccation a plusieurs caractéristiques communes avec le retrait de dessiccation. Il a été montré que le fluage de dessiccation est proportionnel au retrait de dessiccation (figure I-15a). Or il a été montré expérimentalement qu'il existe une relation quasi-linéaire entre le retrait de dessiccation et l'humidité relative interne (et à la perte en masse) dans l'intervalle d'humidité relative 50-100 %. Cela implique une relation de proportionnalité entre le fluage de dessiccation et la perte en masse. Or, des résultats expérimentaux obtenus sur des pâtes de ciment ne confirment pas ce résultat [Day et al. 1984]. En effet, selon la vitesse de séchage, cette relation est linéaire dans le cas d'un séchage lent, ou bi-linéaire pour un séchage rapide (figure I-15b).



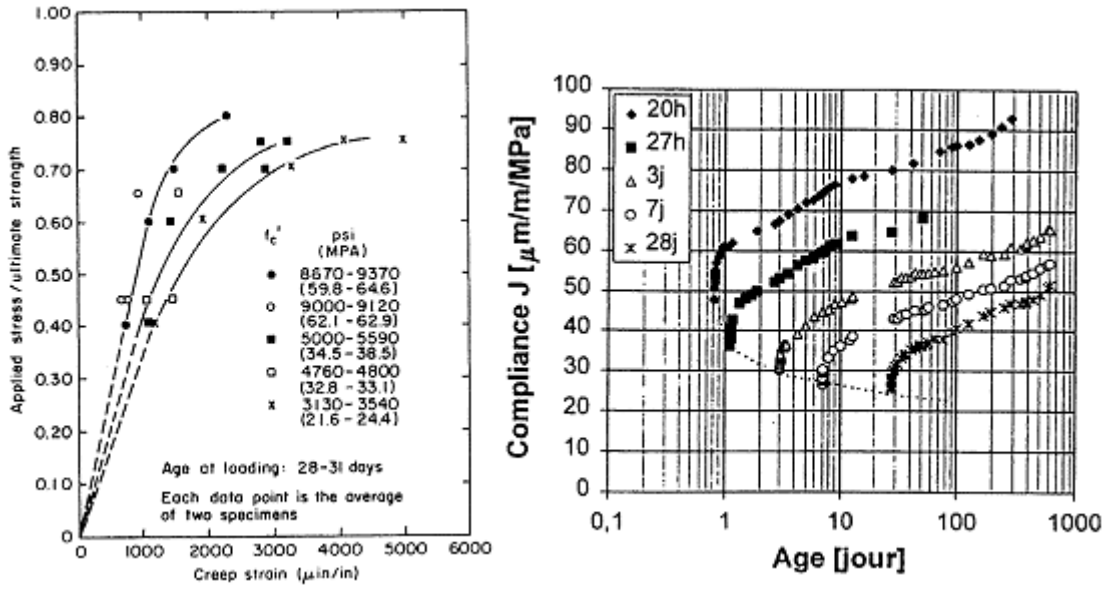
(a) (b)

Figure I-15 (a) Déformation de fluage de dessiccation en fonction du retrait de dessiccation d'un béton [Gamble et Parrott 1978] et (b) d'une pâte de ciment [Day et al. 1984]

I.3.5 Paramètres influençant le fluage du béton

I.3.5.1 La résistance du béton et de la contrainte appliquée

La résistance des bétons de compositions différentes peut influencer leur comportement au fluage (figure I-16a). Or, la résistance peut être rattachée à l'âge ou plutôt à la maturité du béton, ainsi le comportement en fluage est sensible à la maturité. En effet la déformation de fluage diminue avec la maturité du béton comme le montre la figure I-16b.



(a) (b)

Figure I-16 (a) Influence de la résistance du béton [Smadi et al 1987] et (b) de l'âge au moment du chargement [Ulm et Acker 1998] sur le fluage

De nombreux résultats [Neville 1996] montrent qu'il y a proportionnalité entre le niveau de contrainte et le fluage. La limite supérieure de la proportionnalité correspond au développement d'une micro-fissuration importante au sein du béton. Cette limite de contrainte varie entre 0,3 et 0,6 pour les bétons, et entre 0,8 et 0,9 pour les mortiers. Au delà de cette limite, le comportement du fluage est modifié, et pour un niveau de contrainte entre 0.6 et 0.9, le développement simultané du fluage et de la microfissuration peut entraîner une rupture différée du matériau.

Pour un niveau de contrainte donné, la déformation de fluage est indépendante de la résistance du béton. Pour une résistance donnée, le fluage est proportionnel à la contrainte appliquée et pour une charge appliquée donnée, le fluage est inversement proportionnel à la résistance du matériau (tableau I-7).

Tableau I-7 Proportionnalité du fluage et du niveau de contrainte pour des bétons de différentes résistances chargés à 7 jours. La contrainte appliquée étant de 33% de la résistance en compression [Neville 1996]

Résistance f_c (MPa)	Fluage spécifique ultime (µm/m/MPa)	Fluage ultime (µm/m)
14	203	933
28	116	1067
41	80	1100
55	58	1067

Peu d'études se sont intéressées à l'influence de la variation de contrainte (chargement, déchargement). Day et al. [1984] ont constaté que lors d'un déchargement total, la déformation de fluage de dessiccation est totalement irréversible, tandis que Gamble et Parrott [1978] observent une réversibilité à 20% environ.

I.3.5.2 L'humidité relative

Le fluage des matériaux cimentaires dépend fortement de l'humidité relative du milieu ambiant. Plus l'humidité relative est faible, plus le fluage est important (figure I-17). La vitesse du fluage varie de façon importante à court terme, mais devient invariable par rapport à l'humidité relative à long terme. En effet, il a été mis en évidence qu'un béton déshydraté ne flue pas [Glucklich et Ishai 1962].

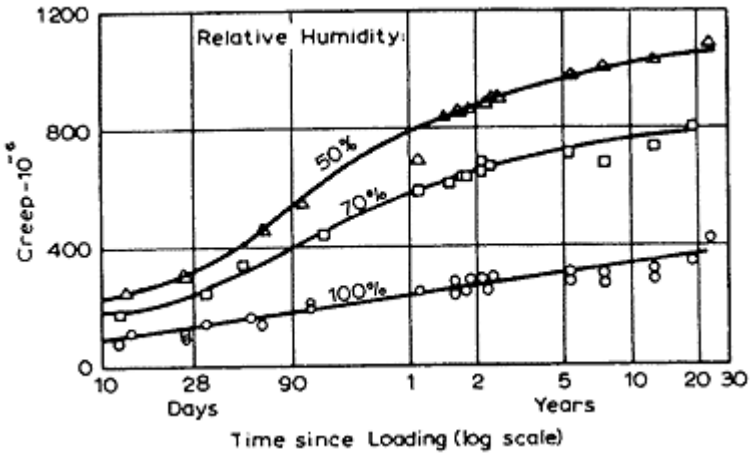


Figure I-17 Fluage de bétons conservés à différents degrés d'humidité relative (cure de 28 jours à 100% HR) [Troxell et al. 1958]

Dans le cas d'une réhumidification, la déformation obtenue est de sens opposé au gonflement libre, appelée déformation de fluage de réhumidification [Day et al. 1984, Gamble et Parrott 1978].

I.3.5.3 La température

La température a un effet non négligeable sur le mécanisme de fluage. Dans le cas de fortes sollicitations, l'élévation de température, associée à l'énergie de pression dans le domaine non linéaire de comportement génère une accélération de déformations plus élevée (figure I-18).

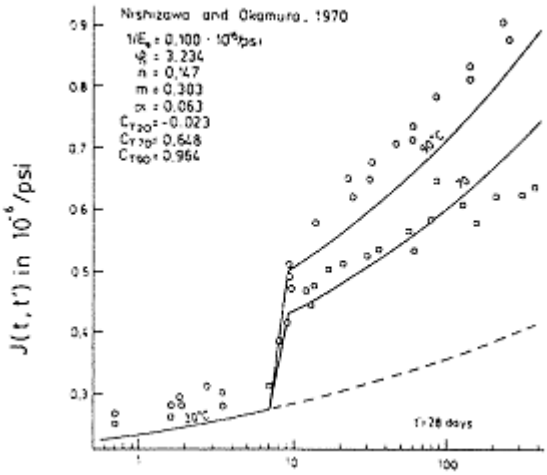


Figure I-18 Augmentation de la complaisance $J\left(t,t'\right)$ par élévation de la température [Bazant et Panula 1978]

Par ailleurs, la température interne est importante pour des structures de masse, en revanche, pour des éléments minces, c'est la température externe qui est importante (figure I-19).

Si la température augmente, la déformation de fluage augmente sauf au jeune âge, où l'augmentation de la température entraîne une accélération du processus d'hydratation du ciment, et ainsi un durcissement plus rapide en ralentissant le taux de déformation.

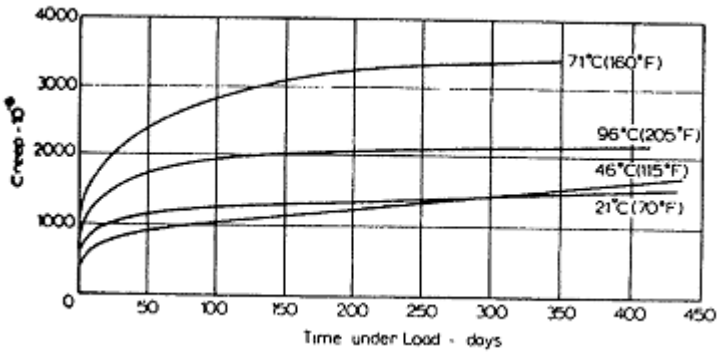


Figure I-19 Déformation de fluage pour différentes températures d'exposition [Neville 1996]

I.3.6 Le fluage des matériaux composites PRFC

I.3.6.1 Le fluage des fibres

Nous citerons trois types de fibres couramment utilisées en tant que renfort au sein des matériaux composites : carbone, verre et aramide. Les fibres de carbone sont les plus répandues dans le domaine du BTP.

Les fibres d'aramides sont caractérisées par une forte orientation des chaînes macromoléculaires qui les constituent.
La déformation de fluage de ces fibres est expliquée par une réorganisation de la structure de fibres type Kevlar s'effectuant par déplacement des défauts inhérents à leur mise en œuvre [Schuppert 1993 cité par Risson 1998]. Ericksen [1976,1985 cité par Risson 1998], a observé une augmentation du module de composite UD Kevlar / Epoxyde avec le temps sous charge et a souligné la possibilité d'une annihilation des défauts pouvant favoriser un processus de cristallisation au sein des fibres.
La grande sensibilité des fibres de verre à l'humidité peut entraîner un fluage prononcé des composites UD par fatigue statique : sous contrainte, il se produit une croissance de microfissures superficielles, et du fait du caractère viscoélastique de la matrice, la longueur de rechargement augmente, entraînant la rupture successive des fibres voisines [Gupta et al. 1985].
Les fibres de carbone sont insensibles au fluage, même pour des sollicitations hygro-thermo-mécaniques sévères [Sturgeon et al. 1976].

I.3.6.2 Le fluage de la matrice

Les polymères présentent un comportement viscoélastique (déformation dépendant du temps), en outre, des paramètres tels que la contrainte σ, la température T, l'humidité H, ainsi que les caractéristiques du matériau affecteront considérablement leur durée de vie sous sollicitation de charge [Sullivan 1990].

Par ailleurs, la nature de la matrice (thermodurcissable ou thermoplastique) joue également un rôle important : la tenue en fluage d'un thermodurcissable est généralement meilleure que celle d'un thermoplastique. En effet, plus les énergies de liaison entre chaînes macromoléculaires sont grandes, meilleure sera la tenue en fluage. Néanmoins, dans certains cas particuliers et notamment pour des températures supérieures à la température de transition vitreuse, un

thermoplastique semi-cristallin présentera une tenue en fluage supérieure grâce à sa phase cristalline.

I.3.6.3 Le fluage de l'interface

Le comportement mécanique d'un matériau composite dépend bien évidemment des comportements respectifs du renfort et de la matrice, mais également de celui de l'interface. En effet, des concentrations de contraintes se développent dans cette zone.
Le comportement interfacial des PRFC dépend du type de matrice utilisée. Une cristallisation préférentielle peut se produire à proximité des fibres de carbone dans le cas d'une matrice thermoplastique. En revanche pour une matrice thermodurcissable, le processus de réticulation (phase de cuisson du composite dans le moule à 160°C pendant 90 min) sera modifié par la présence des fibres de carbone et conduira à la formation d'une zone interfaciale de propriétés (physico-chimiques et mécaniques) différentes de celles de la matrice « en masse » [Risson 1998].

I.3.6.4 Différents aspects du comportement en fluage des composites PRFC

a) La viscoélasticité

Les polymères présentent deux domaines de comportement viscoélastique : le domaine linéaire où la déformation est proportionnelle à la contrainte appliquée, et le domaine non linéaire où cette règle de proportionnalité n'est pas respectée.

b) La viscoplasticité

La viscoplasticité, ou écoulement irréversible de la matrice, correspond à la réorganisation des liaisons moléculaires et implique une déformation plastique irréversible de la matrice polymérique. Cependant, cette déformation peut se recouvrer en portant l'échantillon à des températures voisines de la transition vitreuse [Quinson 1995].

c) L'endommagement

Il peut se traduire par la création de nouvelles surfaces au sein du composite. Les premiers endommagements causés par l'application d'une charge constante sur une éprouvette PRFC sont en général des fissures matricielles, sauf pour les unidirectionnels pour lesquels les ruptures de fibres sont prépondérantes.

I.3.7 Paramètres influençant le fluage des composites

Plusieurs paramètres influencent le comportement de fluage des composites, nous en citerons deux :

I.3.7.1 Orientation des fibres

Lors d'essais effectués sur des composites unidirectionnels et bidirectionnels, Risson [1998] a montré que la déformation de fluage est d'autant plus importante que l'angle entre axe de sollicitation et direction de fibres est grand. D'une façon générale, l'introduction de plis « désorientés » augmente la déformation de fluage et accentue le comportement non linéaire.

I.3.7.2 Conditions de sollicitation thermomécanique

Suivant les conditions de sollicitation, on peut avoir un fluage primaire, secondaire ou tertiaire [Risson 1998]. En effet, une élévation du niveau de sollicitation thermomécanique implique une accentuation de la non linéarité, une augmentation des déformations instantanées et de la vitesse de fluage ainsi qu'une diminution des temps à rupture et temps d'apparition du fluage tertiaire.

I.3.8 Fluage de béton renforcé

Benyoucef et al. [2006] ont étudié l'influence du fluage sur les contraintes à l'interface de poutres BA renforcées avec des plaques en composite. Ils constatent la présence d'un pic durant les premiers mois, puis une diminution des contraintes qui deviennent constantes à très long terme.

Une étude expérimentale sur le fluage de colonnes confinées avec des PRFC a été menée par Berthet et al. [2006]. Les résultats obtenus montrent que l'augmentation de la déformation axiale dépend essentiellement de la contrainte à la compression et des propriétés du renfort.

I.4 CONCLUSION

Le travail de synthèse qui vient d'être effectué dresse un bilan de l'ensemble des investigations expérimentales dédiées au comportement différé du béton et du matériau composite. Le fluage de structures en béton renforcées avec des matériaux composites a été également abordé.
D'une part, il décrit les caractéristiques des matériaux béton et composite. D'autre part, il nous offre une vision plus claire de la problématique de recherche dans laquelle s'inscrit notre étude, à savoir les déformations différées « retrait et fluage » pour le complexe « béton-composite ». Pour cela, il était intéressant de présenter le comportement différé de chacun des deux matériaux. Enfin, ce travail de synthèse permet d'estimer plus facilement les acquis et les lacunes dans le domaine de l'expérimentation de ces structures.

Jusqu'à présent, trop peu d'études se sont intéressées au comportement différé des structures renforcées. Souvent, les travaux sont dédiés à la réponse de ces structures à divers types de sollicitations pour l'étude de son comportement jusqu'à la ruine.

Or, la prédiction des déformations différées du béton est essentielle dans l'étude de la durabilité des ouvrages. En effet, ces déformations peuvent être à l'origine de la fissuration, et même plus rarement de la ruine de l'ouvrage.

Dans ce contexte, le présent travail se fixe pour objectif de comprendre le fonctionnement de l'ensemble « support-renfort » sous les effets du retrait et du fluage. Pour cela, une étude expérimentale adaptée est conduite sur des échantillons de taille réduite.

Chapitre II

ETUDE EXPERIMENTALE DU RETRAIT ET DU FLUAGE DU MORTIER RENFORCE

II.1 INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objectif de caractériser expérimentalement le comportement au retrait et au fluage des divers éléments renforcés. Une première partie du présent chapitre décrit les caractéristiques des matériaux utilisés, la préparation des corps d'épreuve ainsi que les méthodes et outils employés pour les différentes mesures et essais réalisés. La deuxième partie est consacrée à la présentation des résultats expérimentaux et leur exploitation.

II.2 PRESENTATION DE L'ETUDE EXPERIMENTALE

II.2.1 Corps d'épreuve

Trois types d'éprouvettes prismatiques de mortier normalisé ont été utilisés : des éprouvettes renforcées sur deux faces, des éprouvettes renforcées sur quatre faces et des éprouvettes de mortier non renforcées (témoins). Nous décrivons dans les paragraphes suivants les caractéristiques des composants des corps d'épreuve, le support (mortier), le renfort (composite) et l'adhésif (époxy).

II.2.1.1 Mortier

Le mortier normalisé est réalisé suivant la norme NF EN 196-1, avec un ciment CEM I 52.5 et un sable CEN calibré 0-2 mm.

Les caractéristiques du ciment et la courbe granulométrique du sable sont données respectivement sur le tableau II-1 et la figure II-1.

Tableau II-1 Caractéristiques du ciment CEM I 52,5

Caractéristiques physiques et mécaniques									
Compression en MPa				Retrait en µm/m à 28j	Eau pâte pure en %	Début de prise en mm	Chaleur en J/g à 41h	Surface Blaine en cm²/g	Masse volumique en g/cm³
1j	2j	7j	28j						
22,6	33,8	48,1	61,3	460	28,2	155	322	3930	3,15

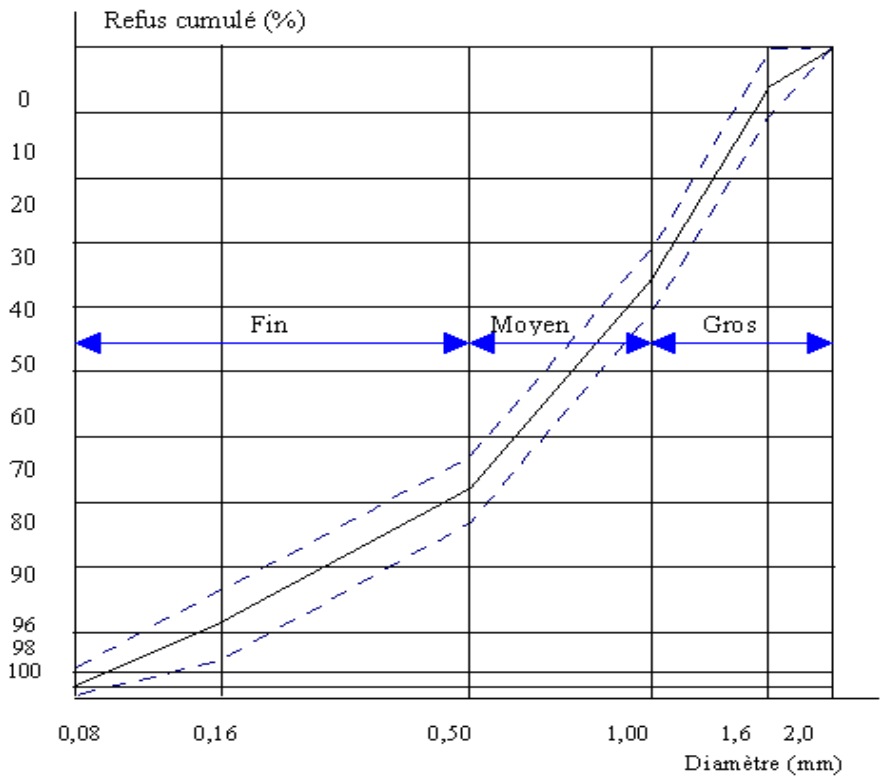


Figure II-1 Courbe granulométrique du sable normalisé CEN

Les éprouvettes confectionnées avec le mortier normalisé sont prismatiques de dimensions 4×4×16 cm.

Celles destinées aux essais de retrait sont réalisées à l'aide de moules équipés de plots. Ces derniers sont vissés sur le moule avant la mise en place du mortier, puis dévissés avant le démoulage. Après durcissement, les éprouvettes sont munies de plots à leurs deux extrémités afin d'assurer le contact avec l'appareil de mesure de retrait. Les éprouvettes de fluage sont réalisées avec le même type de moule, mais sans plots.

Après confection, les éprouvettes sont conservées à 100% d'humidité relative et à 20°C, puis démoulées et conservées dans différentes conditions d'essai.

Le tableau II-2 résume la résistance et la teneur en eau des éprouvettes de mortier à différentes échéances (1, 7 et 28 jours). Ces éprouvettes ont été démoulées 24 heures après confection, et conservées à une température de 20°C et à 50% d'humidité relative jusqu'au moment de l'essai. La résistance en compression issue des essais de flexion a été déterminée à partir des indications de la norme NF EN 196-1.

Tableau II-2 Résistance à la compression et teneur en eau du mortier

Échéance	Résistance à la compression (MPa)	Résistance à la traction (MPa)	Teneur en eau (%)
1 jour	22,54	6,72	7,5
7 jours	38,04	7,08	5
28 jours	50,5	9,36	3,8

Le renforcement d'une structure apporte fondamentalement deux nouveaux composants à celle-ci : le renfort et la colle. Dans notre étude, ces deux composantes sont le composite sous forme de lamelles à base de fibres de carbone et la colle époxy.

II.2.1.2 Composite

Le composite unidirectionnel utilisé dans notre étude est sous forme de lamelles à base de fibres de carbone « Sika Carbodur Lamelles », noyées dans une matrice époxydique, conçues pour le renforcement externe de structures en béton armé, béton précontraint, bois, maçonnerie.

Ce matériau présente plusieurs avantages. En plus de son insensiblité à la corrosion, de sa très haute résistance et de son excellente durabilité et tenue à la fatigue, ce matériau est pratique du point de vue application. Il est facile à transporter du fait de sa légèreté et de sa présentation en rouleau. Il est facile à appliquer, et peut être utilisé en croisement du fait de sa faible épaisseur. Les caractéristiques de ce renfort sont données par le fournisseur SIKA (tableau II-3).

Tableau II-3 Caractéristiques des lamelles « Sika Carbodur Lamelles, SIKA »

Caractéristiques	Valeur
Epaisseur (mm)	1,2
Module d'élasticité (valeur moyenne) (N/mm²)	165 000
Module d'élasticité (valeur mini) (N/mm²)	>160 000
Moyenne de la résistance en traction (N/mm²)	3100
Résistance en traction (N/mm²)	>2800
Elongation à la rupture (valeur mini) (%)	>1,70
Pourcentage volumique des fibres (%)	>68

Les plaques en composite se présentent sous forme de lamelles de 80 mm de largeur et de 1.2 mm d'épaisseur. Elles sont collées au support en béton avec une colle époxy « Sikadur 30 colle ». La figure II-2 montre la bonne linéarité du comportement de ce matériau à partir d'un essai de traction.

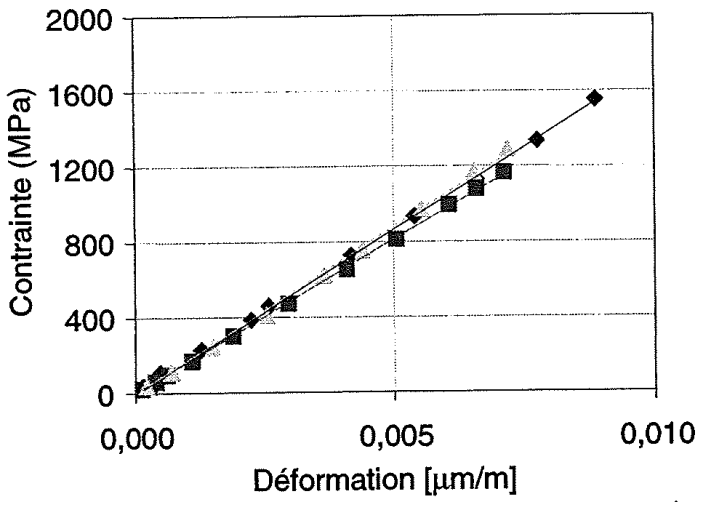


Figure II-2 Courbe contrainte-déformation du composite Sika Carbodur Lamelles [Sierra Ruiz 2002]

II.2.1.3 Colle époxy

La « Sikadur 30 colle » est une colle époxydique à 2 composants : une résine de couleur blanche (composant A) et un durcisseur de couleur noire (composant B).

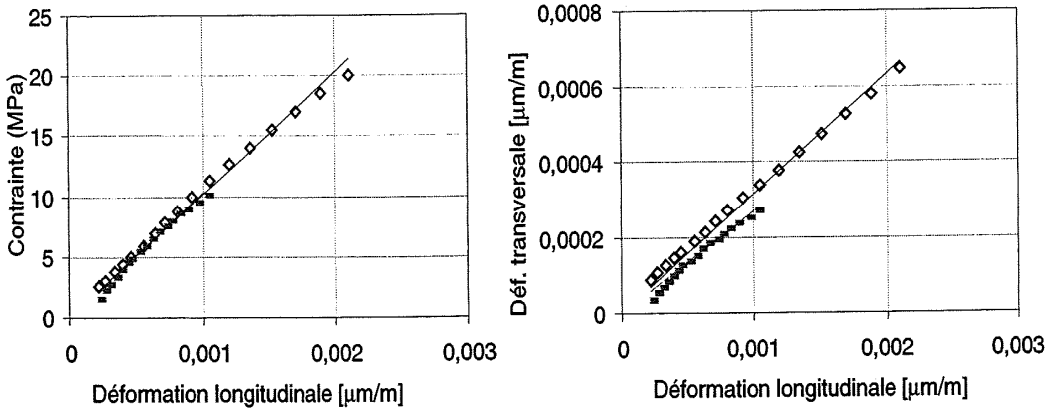
Ce type de colle est attrayant parce qu'elle possède un retrait négligeable et se caractérise par une très forte adhérence et un durcissement rapide. Elle possède des caractéristiques mécaniques élevées et est imperméable aux liquides. Ses caractéristiques varient en fonction de la température, le tableau II-4 donne les caractéristiques de la colle époxy à 20°C.

Tableau II-4 Caractéristiques de la colle « Sikadur 30 colle » à 20°C

	Résistance à la compression* (MPa)	Résistance à la flexion* (MPa)	Module d'élasticité statique (MPa)	Coefficient de dilatation thermique
1 jour	≥ 55	≥ 30	12800	0,03 mm par mètre et par degré (- 10 à + 40°C)
2 jours	≥ 55	≥ 30		

* Les résistances mécaniques sont proches de leur maximum au bout de 48 heures à 20°C.

Des essais de traction [Sierra Ruiz 2002] ont permis de montrer le comportement élastique de cette colle (figure II-3a), le module d'Young mesuré est de 10290 MPa. Le coefficient de Poisson quant à lui vaut 0.29 en moyenne (figure II-3b). Ces résultats sont obtenus sur des échantillons non normalisés de section 0,5×1,5 cm et de 20 cm de longueur. Les courbes courtes correspondent à des essais qui n'ont pas été réalisés jusqu'à rupture.



(a) (b)

Figure II-3 (a) Courbe contrainte-déformation et (b) Déformation transversale en fonction de la déformation longitudinale de la colle « Sikadur 30 » [Sierra Ruiz 2002]

II.2.2 Application du renfort composite

II.2.2.1 Conditions d'application

Avant de procéder à la mise en place du composite sur le support, quelques conditions d'application sont à vérifier selon les recommandations de SIKA:

- La planéité de la surface du support; la tolérance de planéité étant de 10 mm pour une longueur de 2 m.
- Résistance moyenne du support en traction ≥ 1,5 MPa ;
- Teneur en eau ≤ 4% ;
- Age du béton : 28 jours (sinon, prendre en compte les caractéristiques correspondant).

Les éprouvettes en mortier ont une résistance moyenne en traction de 9.36 MPa, et une teneur en eau de 3.8% à 28 jours. En revanche, les éprouvettes renforcées à 7 jours ne répondent pas aux critères de renforcement recommandés par SIKA car elles sont renforcées avant maturation et leur teneur en eau est supérieure à 4% (cf. tableau II-2).

Les faces latérales de l'éprouvette en mortier ne présentent pas de défauts de surface, sauf la face supérieure non couverte par le moule après confection. Le problème de planéité ne se pose donc pas pour le renforcement sur deux faces. En revanche, le renforcement sur quatre faces a été effectué sur toutes les faces latérales de l'éprouvette en négligeant les défauts de planéité de la quatrième face.

II.2.2.2 Mise en œuvre du renforcement

Le collage du composite sur les éprouvettes en mortier a été réalisé, en respectant un temps d'assemblage inférieur à 50 minutes (suivant les recommandations de SIKA), dans l'ordre suivant :

- Nettoyage de la face à coller de la lamelle au moyen d'un chiffon imbibé d'acétone ;
- Préparation du mélange de la colle époxy : 3 proportions (en masse) du composant B dans une proportion du composant A;
- Application de la colle sur la lamelle à l'aide d'une spatule ;
- Application de la colle sur le support (couche d'environ 1 mm) ;
- Positionnement manuel de la lamelle encollée sur le support, puis application « manuelle » de forte pression sur toute la largeur de la lamelle jusqu'au reflux de la colle sur les deux côtés. Le surplus de la colle est enlevé avant durcissement.

Pour éviter toute pression inutile sur l'ensemble « plaque-colle » avant durcissement de la colle, le renforcement sur deux ou quatre faces est effectué sur deux jours consécutifs.
Deux configurations de renforcement ont été étudiées (figure II-4) : le renforcement sur deux faces opposées permet le séchage sur les deux autres faces et donne une symétrie du retrait. Le renforcement sur les quatre faces latérales pour limiter l'échange hydrique de ces dernières avec le milieu extérieur.

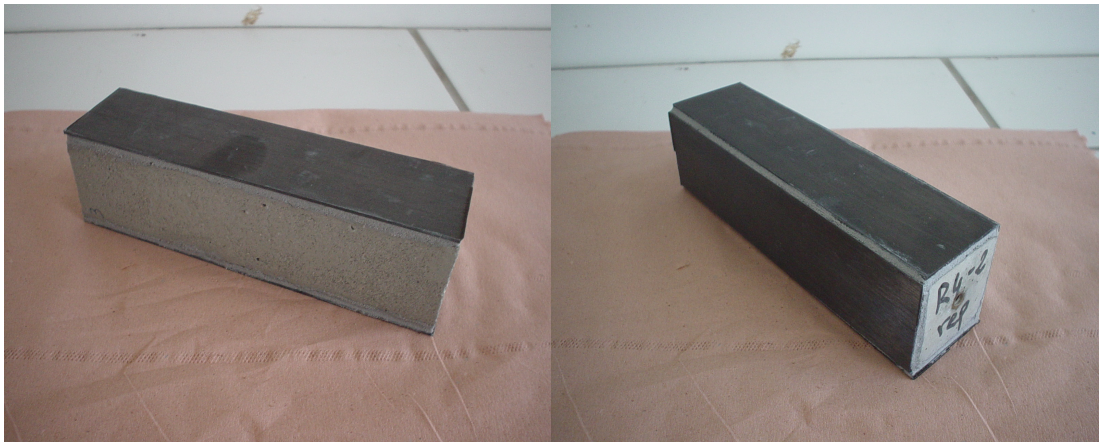


Figure II-4 Eprouvettes renforcées sur deux faces opposées (à gauche) et sur les quatre faces latérales (à droite)

II.2.3 Description des essais

II.2.3.1 Essais préliminaires

Pour suivre l'évolution du retrait du composite utilisé dans le renforcement, des jauges de déformation (KFG-2-120-C1-11L1M2R) ont été collées, centrées longitudinalement et transversalement sur une plaque non chargée de dimensions 0,12×4×16 cm. Les jauges ont été reliées à un pont d'extensométrie qui était relié à son tour à une carte d'acquisition.
Après instrumentation de la plaque composite, celle-ci est placée dans une étuve à 50°C (température maximale de service du composite) pour accélérer le processus de séchage.

Afin de suivre la déformation au fluage du composite, une plaque a été instrumentée et conservée de la même façon que celle destinée au retrait. La plaque composite a été chargée en compression de 1,6 MPa, et placée dans une étuve à 50°C. La figure II-5 montre l'instrumentation utilisée.

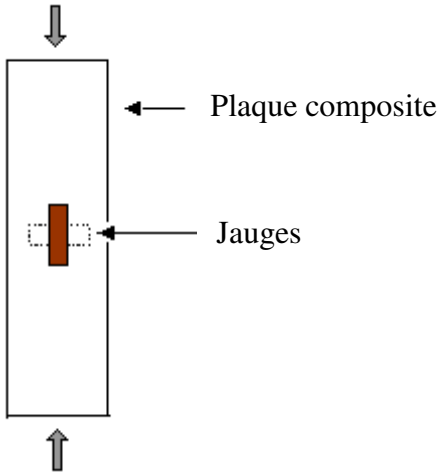


Figure II-5 Schéma de l'instrumentation du composite en compression

Du fait que l'essai de fluage a été effectué dans des conditions non normalisées, nous ne présentons pas les résultats de ces essais dans ce rapport.

II.2.3.2 Essais de retrait

II.2.3.2.1 Principe de l'essai de retrait

La déformation de retrait est calculée à partir de la variation de longueur des corps d'épreuve. L'appareil servant à mesurer cette longueur est un extensomètre équipé d'un comparateur ayant une exactitude inférieure ou égale à 0,005 mm.

Le zéro mécanique de l'appareil, réalisé avant chaque série de mesures, est effectué à l'aide d'une tige en métal invar de 16 cm de longueur.
L'éprouvette à tester est disposée verticalement (figure II-6) et subit une rotation complète sur son axe avant la mesure. L'écart de tolérance de la variation de longueur d'une mesure à l'autre entre les trois éprouvettes de la même gâchée, est de 0,02 mm (norme NF P 15-433).

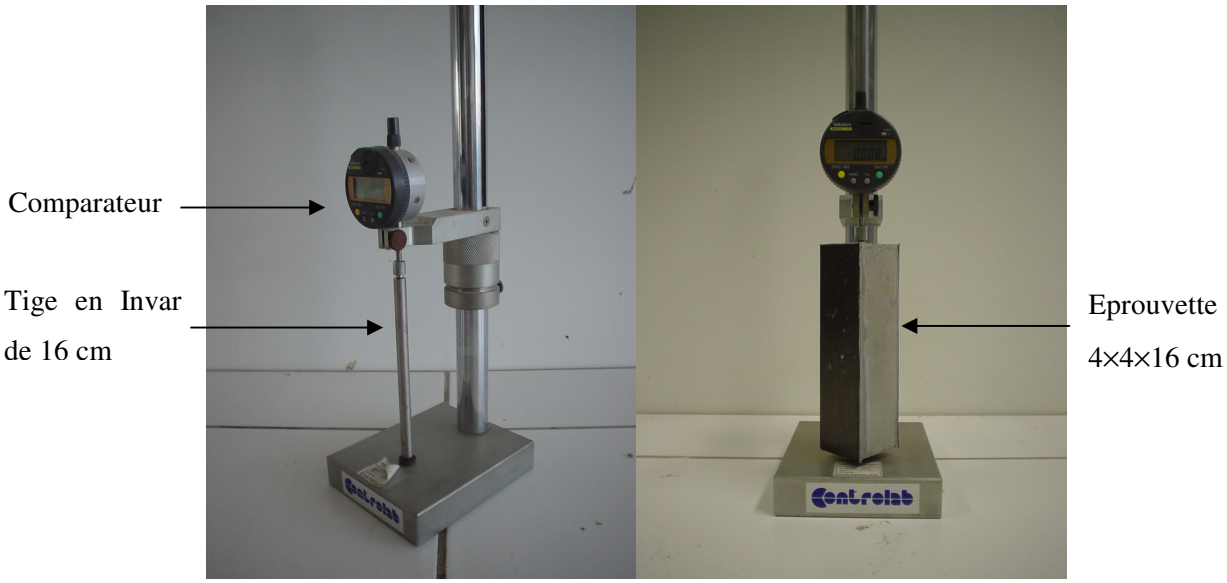


Figure II-6 Appareil de mesure de la variation de longueur des éprouvettes de retrait

La variation de longueur est calculée par différence entre la mesure initiale à l'instant t_0 et la mesure finale à l'instant t. La déformation est donc calculée à partir de la formule suivante :

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \qquad \text{(II.1)}$$

avec ΔL : variation de longueur exprimée en mm,

L : longueur de base égale à 160 mm,

ε : déformation de retrait exprimée en µm/m.

Pour suivre la perte de masse au cours des essais de retrait, des mesures de masse des corps d'épreuve sont effectuées durant tout l'essai. Les mesures sont réalisées à l'aide d'une balance d'une précision de 0.01 g.

II.2.3.2.2 Conditions d'essais

Les mesures de retrait sont effectuées sur des éprouvettes de mortier de référence, et sur des éprouvettes renforcées. La figure II-7 montre les conditions aux limites de retrait utilisées (séchage de tous les côtés).

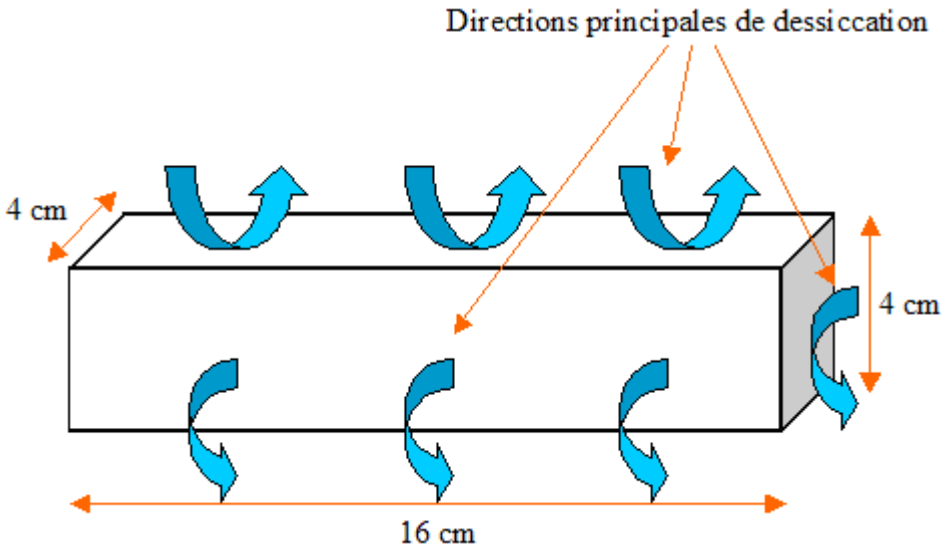


Figure II-7 Conditions aux limites utilisées pour l'essai de retrait

Les deux principales séries d'essais de retrait visant à étudier l'effet du renforcement et l'influence des conditions de conservation sur le retrait du mortier n'ont pas été réalisées dans les mêmes conditions. Les tableaux II-6 et II-7 résument les conditions de conservation et d'essai des différentes éprouvettes (on désigne par « HR » l'humidité relative).

Tableau II-5 Conditions d'essais de retrait : série « effet du renforcement »

Nom de l'éprouvette	Désignation	Conservation avant démoulage		Conditions avant renforcement		Renforcement		Conditions pendant essai
		HR (%)	Durée (j)	HR (%)	Durée (j)	Echéance (j)	Nombre de faces	HR (%)
R2	Eprouvettes renforcée sur 2 faces	100	1	50	27	28	2	50
R4	Eprouvettes renforcée sur 4 faces	100	1	50	27	28	4	50
T	Eprouvettes non renforcée	100	1	50	27	sans renforcement		50

Tableau II-6 Conditions d'essais de retrait : série « influence des conditions de conservation »

Nomenclature	Nbre éprouvettes	Conservation avant démoulage		Conditions avant renforcement		Renforcement		Conditions pendant essai		
		HR (%)	Durée (j)	HR (%)	Durée (j)	Echéance (j)	Nbre de faces	Eprouvettes	HR (%)	Échéance
Eprouvettes 4	3	100	3	air ambiant	29	32	2	4-1;4-2;4-3	eau	35
									50%	55
								4-1	46%	66
								4-2	43%	66
								4-3	38%	66
Eprouvettes 5	3	100	3	air ambiant	32	Sans renforcement		5-1;5-2;5-3	eau	35
									50%	55
								5-1	46%	66
								5-2	43%	66
								5-3	38%	66
Eprouvettes 6	3	100	3	air ambiant	28	31	2	6-1;6-2;6-3	50%	52
								6-1	46%	63
								6-2	43%	63
								6-3	38%	63
Eprouvettes 7	3	100	3	air ambiant	32	Sans renforcement		7-1;7-2;7-3	50%	52
								7-1	46%	63
								7-2	43%	63
								7-3	38%	63

II.2.3.3 Essais de fluage

II.2.3.3.1 Principe de l'essai de fluage

Pour mesurer le fluage des différentes éprouvettes, nous avons utilisé une machine de compression Lloyd (LR 30 kN) munie d'un capteur de force permettant d'appliquer une force maximale de 30 kN. La machine contient un plateau haut mobile et un plateau inférieur fixe (figure II-8). Pour mesurer les déformations longitudinales des éprouvettes testées, un capteur inductif de déplacement LVDT AX / 1.0 permettant une course maximale de 1 mm a été utilisé. Il a été placé dans le trou prévu à cet effet dans le plateau mobile de compression de la machine et posé sur un support (figure II-8).

La mise en charge se fait en deux étapes : la première correspond à la montée en charge à une vitesse généralement quasi-instantanée de 0.5 MPa /s (valeur issue des essais de Chen et Wang 1993). La deuxième étape maintient la charge appliquée constante au cours du temps, et permet ainsi d'obtenir la déformation de fluage.
L'éprouvette en fluage est chargée à 30% de la résistance en compression des éprouvettes témoins. Cette charge est maintenue constante pendant 2 à 3 jours.

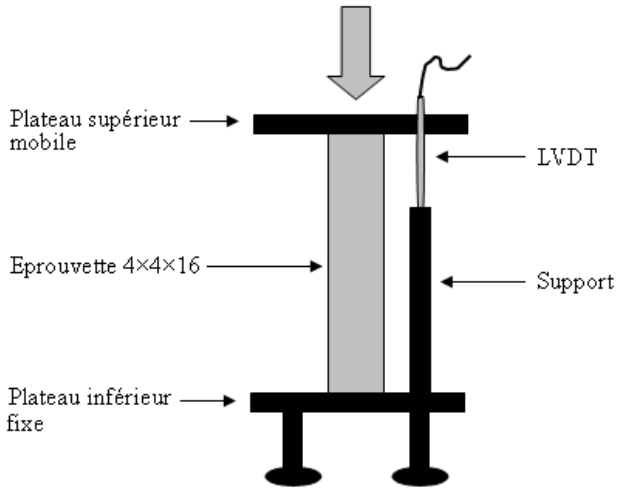


Figure II-8 Dispositif du test de fluage

II.2.3.3.2 Conditions d'essais

Les essais de fluage sont réalisés à deux échéances : 7 ou 28 jours, en appliquant une charge de 30% de la résistance à la compression. Le renforcement a été effectué pendant les deux jours précédant l'essai.

Le tableau II-7 résume les différentes conditions avant et pendant les essais de fluage.

Tableau II-7 Les différentes conditions des essais de fluage

Nom de l'éprouvette	Désignation	Conservation avant démoulage		Conditions avant renforcement et / ou protection de la dessiccation		Renforcement et / ou protection de la dessiccation		Conditions pendant essai	
		HR (%)	Durée (j)	HR (%)	Durée (j)	Echéance (j)	Nombre de faces	HR (%)	Durée
R2-7	Eprouvette renforcée sur 2 faces et testée à 7 jours	100	1	50	4	5	2	air ambiant	2j
R2-28	Eprouvette renforcée sur 2 faces et testée à 28 jours				25	26	2	air ambiant	
R2-28+al	Eprouvette renforcée sur 2 faces et testée à 28 jours en conditions endogènes				25	26	2	conditions endogènes	
R4-7	Eprouvette renforcée sur 4 faces et testée à 7 jours	100	1	50	4	5	4	air ambiant	2j
R4-28	Eprouvette renforcée sur 4 faces et testée à 28 jours				25	26	4	air ambiant	
R4-28+al	Eprouvette renforcée sur 4 faces et testée à 28 jours en conditions endogènes				25	26	4	conditions endogènes	
Al7	Eprouvette protégée de la dessiccation et testée à 7 jours	100	1	-		1	Recouvrement avec de l'alu.	air ambiant	2j
AL28	Eprouvette protégée de la dessiccation et testée à 28 jours					1	Recouvrement avec de l'alu.	air ambiant	
T-7	Témoin testé à 7 jours	100	1	50	28	sans renforcement		air ambiant	2j
T-28	Témoin testé à 28 jours				28	sans renforcement		air ambiant	

II.2.4 Conclusion

Les caractéristiques des éprouvettes utilisées lors des essais ainsi que le matériel mis en œuvre ont été exposés. Deux échéances d'essais de fluage ont été proposées dans les mêmes conditions. Le retrait quant à lui a été suivi dans différentes conditions d'humidité relative. Examinons maintenant les résultats obtenus lors des essais présentés dans ce chapitre.

II.3 RESULTATS ET DISCUSSION

II.3.1 Résultats des essais de fluage

II.3.1.1 Introduction

Quatre configurations d'éprouvettes ont été testées : éprouvettes renforcées en dessiccation (séchantes), éprouvettes renforcées protégées de la dessiccation (non séchantes) pendant l'essai, éprouvettes non renforcées protégées de la dessiccation dès le démoulage et éprouvettes de référence (témoins). Le renforcement est effectué sur deux faces opposées, ou sur les quatre faces latérales. Les éprouvettes renforcées et protégées de la dessiccation pendant l'essai permettront d'évaluer le rôle du composite en tant qu'écran hydrique.

Dans cette étude, on entend par dessiccation, le séchage par exposition à des conditions de température et d'humidité relatives données.

II.3.1.2 Fluage en conditions endogènes

La figure II-9 donne la déformation de fluage en compression à 7 et 28 jours en conditions endogènes. Nous pouvons observer que l'âge de chargement influence peu cette déformation pour la charge de 30% utilisée, l'écart n'excède pas 30 µm/m, alors que l'incertitude sur les mesures de fluage pour des éprouvettes de mortier atteint 170 µm/m. Or, le comportement en fluage est sensible à la maturité (cf. chapitre I). En effet, la déformation de fluage diminue avec la maturité du béton. Ce phénomène n'est pas observé dans notre cas, ce qui peut être dû aux faibles dimensions de notre éprouvette.

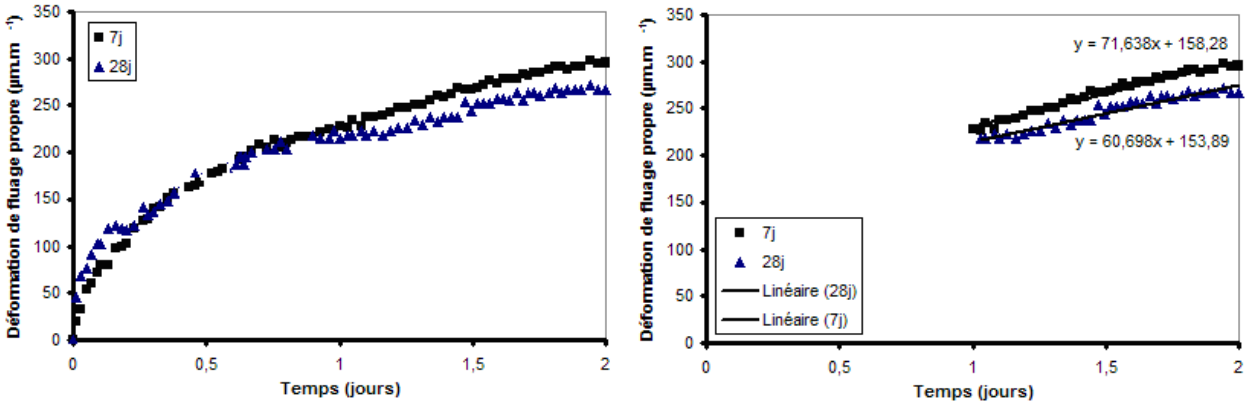


Figure II-9 Evolution du fluage en conditions endogènes et des cinétiques associées

En s'appuyant sur les mesures de la phase secondaire entre le 1er et le 2ème jour sous chargement, on peut constater que la cinétique d'évolution du fluage en conditions endogènes à 7 ou 28 jours reste au même niveau (figure II-9). Les deux courbes sont quasiment parallèles dans cette phase.

Le fait d'avoir deux moments de chargement différents complique la comparaison des mesures, c'est pourquoi la complaisance est tracée sur la figure II-10. L'écart entre les mesures des éprouvettes testées à 7 jours par rapport à celles testées à 28 jours varie de 19 %. Cette valeur est du même ordre de grandeur de la précision des essais de fluage effectués lors des études de répétabilité au LCPC, et qui est de 14 %. L'incertitude des mesures effectuées est également de cet ordre, elle est d'environ 17%.

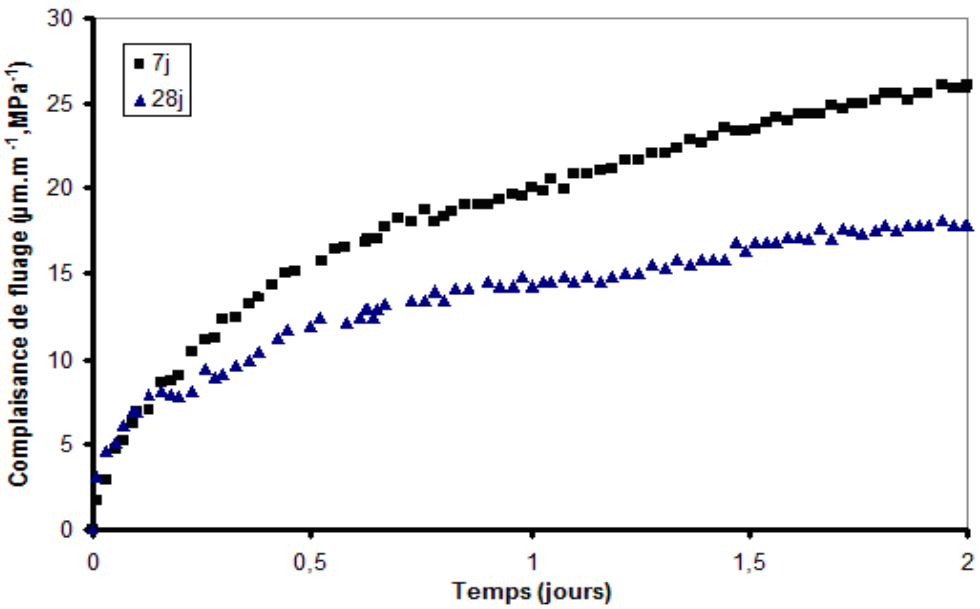


Figure II-10 Complaisance de fluage en conditions endogènes

Ainsi, l'analyse de ces résultats conduit à ne pas différencier les comportements au fluage en conditions endogènes, des éprouvettes de mortier testées à 7 jours ou à 28 jours, pour un taux de chargement de 30%.

II.3.1.3 Fluage de dessiccation

Les courbes expérimentales donnant l'évolution à court terme des déformations dans le temps, montrent la présence du fluage secondaire pour tous les corps d'épreuve testés à 7 ou 28 jours, qu'ils soient témoins ou renforcés, protégés de la dessiccation ou non. La déformation dans cette phase résulte à la fois des effets différés et de l'endommagement créé par la contrainte.

II.3.1.3.1 Effet de l'âge de chargement

Les résultats expérimentaux pour les éprouvettes testées à 7 et 28 jours sont tracés sur les figures II-11, II-12 et II-13.

D'après nos résultats, le comportement global des éprouvettes à 7 ou 28 jours est le même, sous 30 % de charge. L'écart maximum de déformation reste de l'ordre de 170 µm/m. Par contre cette différence, si elle est significative, est toujours en faveur des éprouvettes testées à 28 jours.

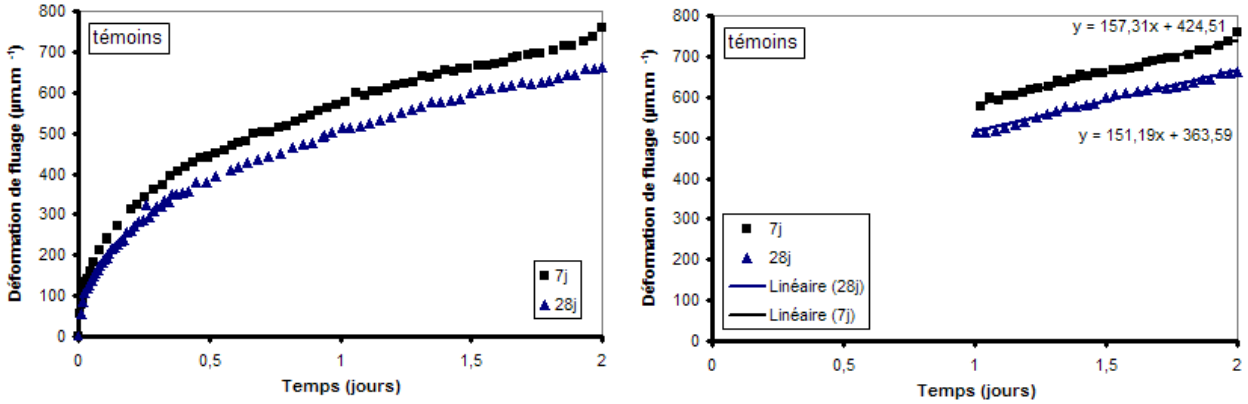


Figure II-11 Evolution de la déformation du fluage du mortier et des cinétiques associées

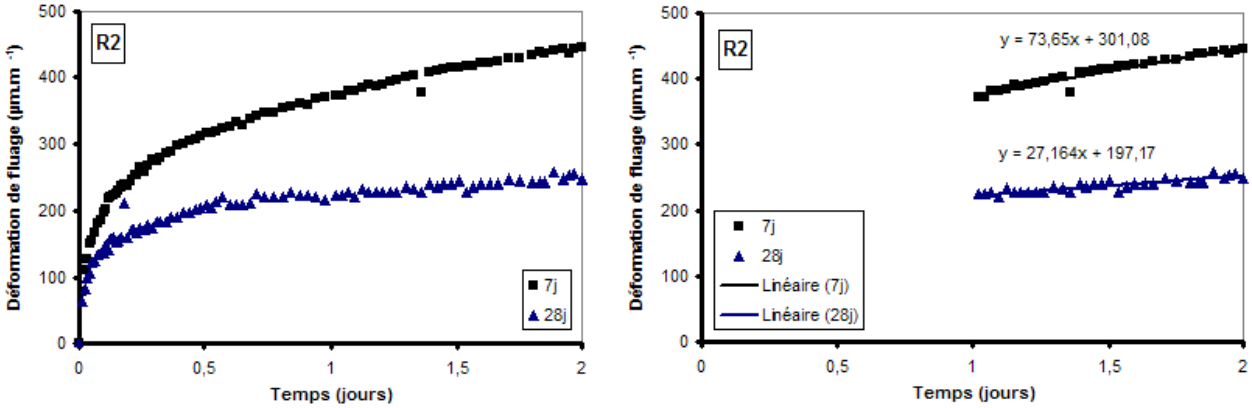


Figure II-12 Evolution de la déformation du fluage des R2 et des cinétiques associées

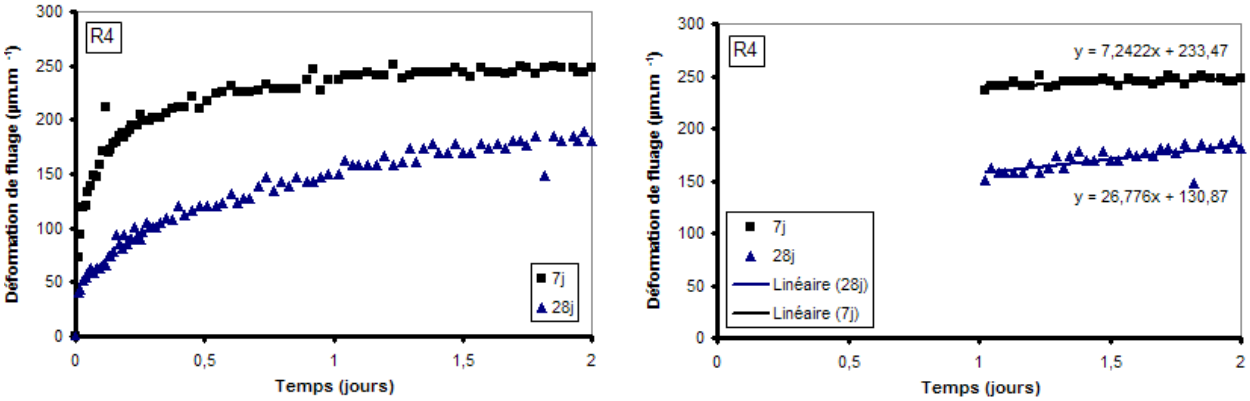


Figure II-13 Evolution de la déformation du fluage des R4 et des cinétiques associées

En terme de cinétique, Les éprouvettes non renforcées se déforment à la même vitesse à 7 comme à 28 jours, la pente de l'évolution linéaire entre le 1er et le 2ème jour sous chargement est de l'ordre de 150 µm/m.

En revanche, la cinétique du fluage secondaire est influencée par l'âge de chargement pour les éprouvettes renforcées. La cinétique semble plus lente à 28 jours, en comparaison avec l'échéance de 7 jours pour les R2, la vitesse d'évolution à court-terme est 3 fois plus importante qu'à maturité. En effet, le séchage est moindre à cette échéance, du fait de l'avancement de l'hydratation. Par contre, pour les R4, la déformation est plus stable à 7 jours : le fluage est presque stable entre le 1er et le 2ème jour à 7 jours, mais continue à progresser à 28 jours, la vitesse d'évolution est 4 fois plus importante par rapport à 7 jours. Cependant, seul un essai pour chacune des échéances a été réalisé dans le cas des R4, la représentativité des valeurs de ces pentes reste à vérifier.

La précision des pentes de la phase secondaire, calculée à partir des résultats d'éprouvettes identiques renforcées ou témoins, est estimée à moins de 10 %.

II.3.1.3.2 Effet du séchage

La figure II-14 donne la comparaison de fluage des éprouvettes de mortier qui ont séché avant et pendant l'essai, et des éprouvettes qui étaient protégées de la dessiccation dès le démoulage.

Les résultats montrent un écart de déformation important entre les éprouvettes séchantes et celles protégées de la dessiccation, et ce quelque soit l'âge du chargement. A 7 comme à 28 jours, la variation de déformation augmente avec le temps. A la fin de l'essai, il y a 2,5 fois plus de fluage sur l'éprouvette séchante que sur l'éprouvette protégée de la dessiccation.

On constate alors que le séchage augmente la déformation de fluage. En effet, le séchage augmente la déformation de retrait et peut conduire à une microfissuration affectant ainsi les propriétés macroscopiques du matériau. Du fait de la progression des fissures, le retrait de dessiccation peut être ainsi à l'origine de l'augmentation des déformations de fluage total pour les éprouvettes non protégées de la dessiccation.

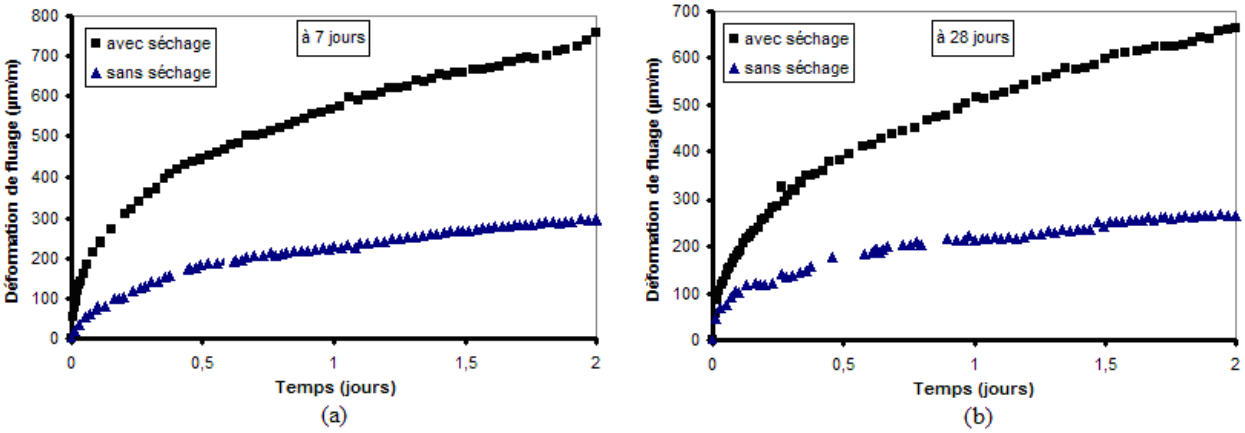


Figure II-14 (a) Influence du séchage sur le fluage des éprouvettes de mortier à 7 jours et (b) à 28 jours

En terme de cinétique d'évolution de la déformation pour une charge de 30 %, celle-ci est identique à 7 ou 28 jours pour le même type d'éprouvette comme nous l'avons vu précédemment. En revanche, pour un âge de chargement donné, la cinétique d'évolution du fluage secondaire entre le 1er et le 2ème jour sous chargement représente plus que le double dans le cas des éprouvettes séchantes. Ceci peut être expliqué par le fait que le séchage accélère la progression de la fissuration, et donc l'évolution de la déformation de fluage.

Afin d'évaluer l'étanchéité du composite et sa capacité à réduire le séchage, des essais de fluage ont été réalisés à 28 jours sur des éprouvettes renforcées (sur 2 ou 4 faces) protégées ou non de la dessiccation sur la durée de l'essai. Un adhésif d'aluminium a été collé sur les quatre faces latérales des différentes éprouvettes.

Lorsque l'éprouvette de mortier est renforcée sur deux faces opposées, sa déformation au fluage semble peu dépendante du séchage (figure II-15). Pendant les premières heures sous chargement, le fluage de l'éprouvette protégée de la dessiccation représente 50 % du fluage de l'éprouvette séchante, au delà, l'écart diminue et se stabilise autour de 20 %.

Lorsque l'éprouvette de mortier est renforcée sur quatre faces, sa déformation au fluage ne semble pas influencée par le séchage. La figure II-16 montre que les courbes de déformation des éprouvettes renforcées sur quatre faces sont quasiment confondues pendant le 1er jour sous chargement. Au delà, un écart de l'ordre de 20% est observé.

Comme les résultats sont comparables pour les éprouvettes renforcées séchantes ou renforcées protégées de la dessiccation, il s'en suit que la présence du composite sur la surface des éprouvettes empêche les transferts d'eau du mortier vers l'extérieur, au moins pendant la durée

de nos essais. En outre, l'effet de la présence du composite est plus significatif dans le cas d'un renforcement sur toutes les faces latérales.

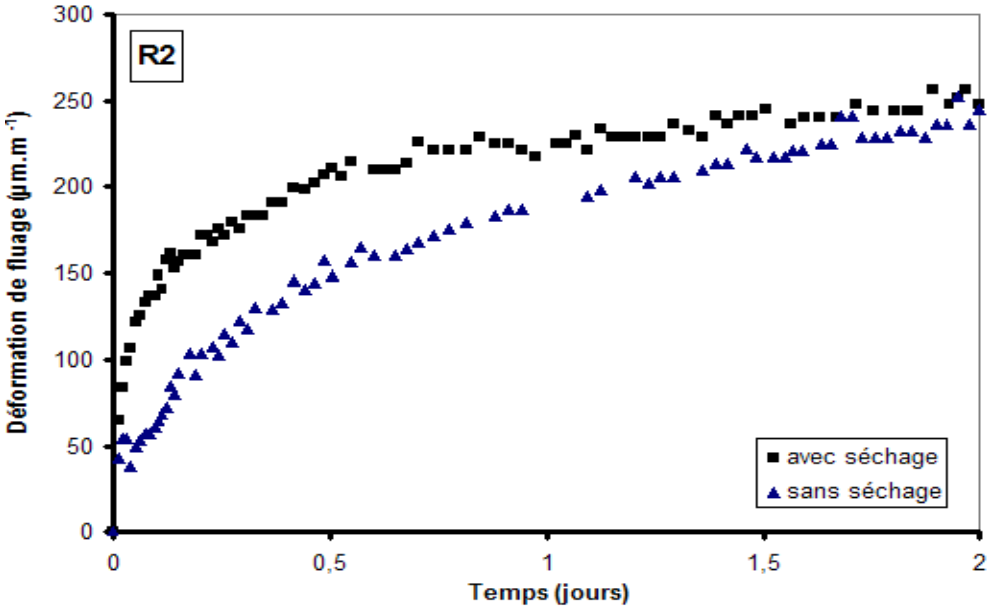


Figure II-15 Influence du séchage sur le fluage des R2

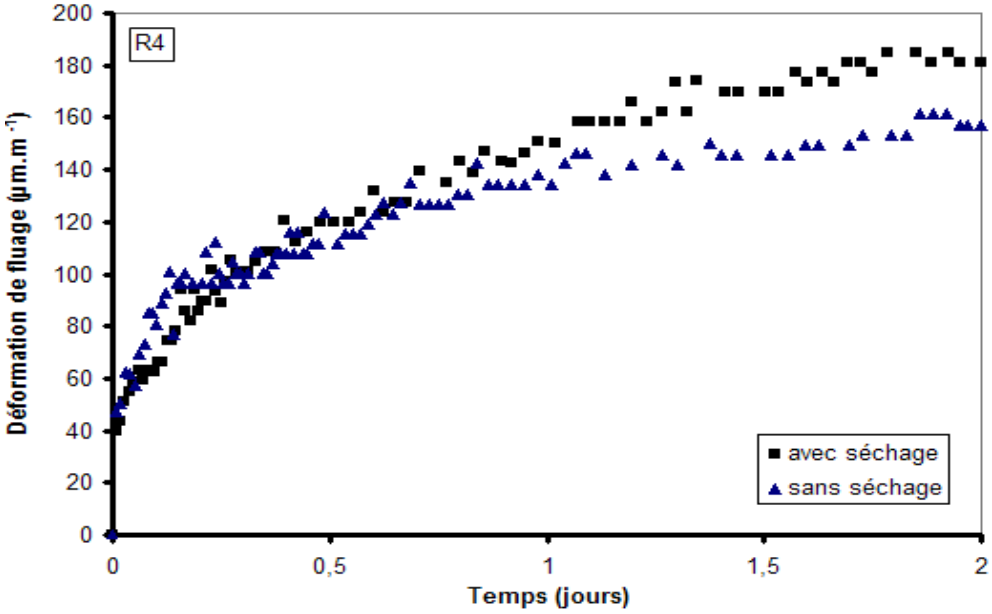


Figure II-16 Influence du séchage sur le fluage des R4

II.3.1.3.3 Effet du renforcement

Lorsque les éprouvettes sont renforcées avec des plaques composites, la déformation au fluage est réduite et la progression de celle-ci dépend du mode de renforcement (2 ou 4 faces) et de l'échéance d'essai.

A 7 jours, la pente de l'évolution linéaire du fluage entre le 1er et le 2ème jour après le début de l'essai représente respectivement 51% et 4% pour les R2 et R4 par rapport aux éprouvettes de référence (figure II-17). L'évolution lente des déformations de fluage est due à la progression lente des fissures qui peut être attribuée à la capacité du composite à ralentir l'endommagement créé par la contrainte et à réduire l'échange hydrique avec le milieu extérieur à cette échéance. Un grand écart de cinétique est observé aussi pour les R2 par rapport aux R4. L'évolution de la déformation de ces dernières représente seulement 9% de la vitesse d'évolution du fluage des R2. L'effet de l'empêchement du séchage, assuré par les R4, joue un rôle essentiel à cette échéance.

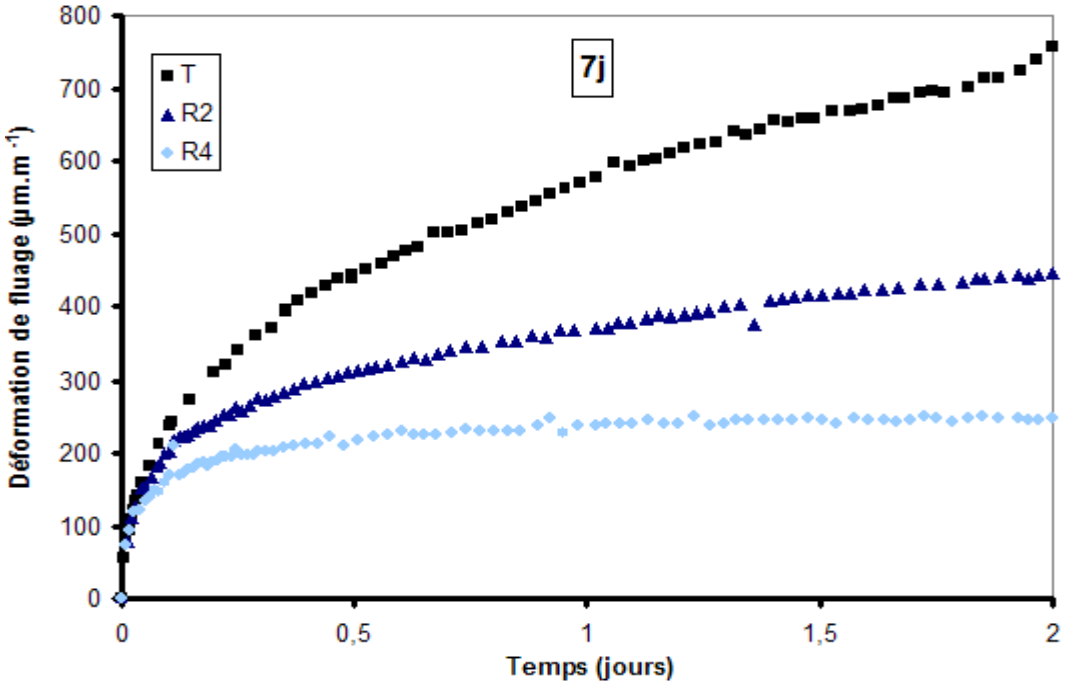


Figure II-17 Evolution de la déformation de fluage des différentes éprouvettes à 7 jours

A 28 jours, les cinétiques, dans le même laps de temps, représentent respectivement 30% et 18% pour les R2 et R4 par rapport aux éprouvettes témoins (figure II-18). L'écart de cinétique de fluage est moins important à cette échéance, l'évolution de la cinétique reste toutefois plus faible

en présence du composite. En effet, à cette échéance, le composite permet de ralentir l'évolution de la fissuration en ralentissant l'endommagement de l'éprouvette. Cependant, il n'influence pas beaucoup l'échange hydrique, vu que ce dernier est moindre après 28 jours.

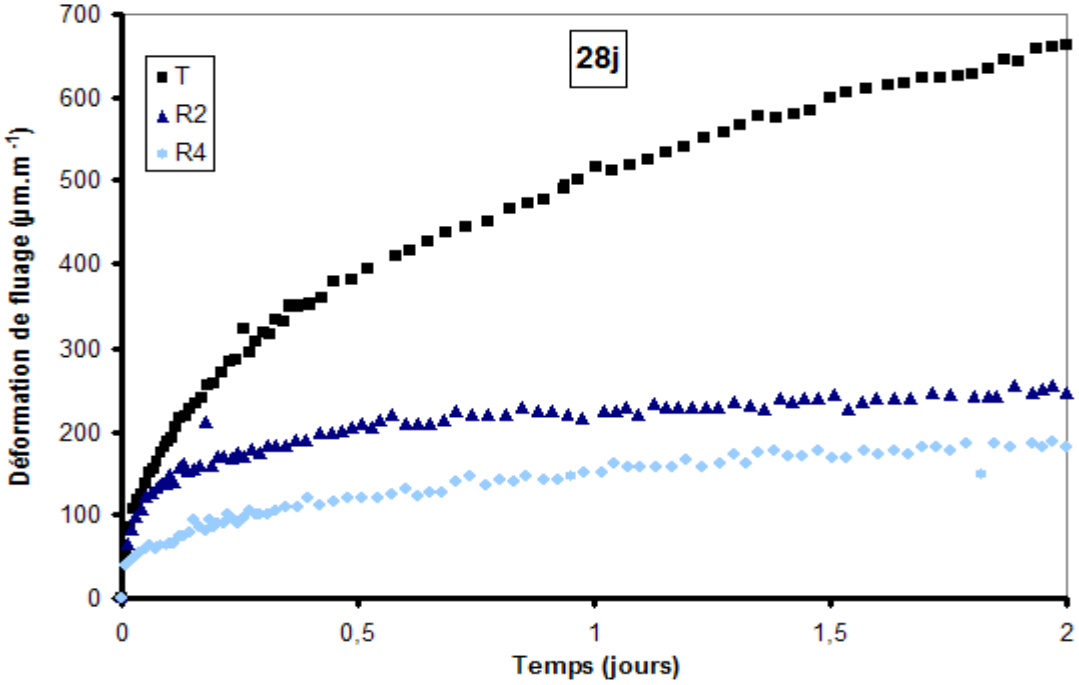


Figure II-18 Evolution de la déformation de fluage des différentes éprouvettes à 28 jours

A la fin de l'essai (48 heures), la réduction de la déformation par rapport aux témoins est de 41 % et 67 % pour les tests à 7 jours, et de 63 % et 73 % pour ceux à 28 jours, pour les éprouvettes renforcées respectivement sur deux et quatre faces.

II.3.2 Résultats des essais de retrait

II.3.2.1 Introduction

Cette deuxième partie d'essais a pour objectif d'évaluer expérimentalement le retrait du même type d'éprouvettes testées en fluage, à savoir des éprouvettes en mortier renforcées sur deux ou quatre faces. Comme nous l'avons cité précédemment, plusieurs paramètres influencent le retrait de séchage. Dans cette étude, nous nous sommes intéressés plus particulièrement à l'influence de l'humidité relative et du mode de conservation (eau ou air ambiant) sur le retrait.
Des mesures de retrait sur des éprouvettes témoins ou renforcées sur 2 ou 4 faces ont été réalisées dans les conditions préconisées dans la norme NF P 15-433. Certains essais de retrait ont dû être écartés car ils ne respectaient pas les règles de mesure définies par cette norme.

On désigne par Xi, Xi[j] ou X[j] le nom des différentes éprouvettes, avec :

X : type d'éprouvette (T pour témoin et R pour renforcée) ;

i : nombre de faces renforcées dans le cas des R ;

j : numéro de l'échantillon (éprouvette).

II.3.2.2 Perte en masse et retrait des éprouvettes de mortier

Les courbes représentant l'évolution des déformations de retrait des éprouvettes témoins en fonction du temps mettent en évidence l'existence des deux zones caractéristiques de la courbe de retrait d'un matériau à matrice cimentaire (figure II-19).
La première correspond à une augmentation rapide du retrait causée par l'évaporation d'une partie de l'eau que contient le matériau, et qui dure environ 45 jours.
Dans la deuxième phase, le séchage est beaucoup plus lent, le retrait de dessiccation est donc plus stable et tend vers une valeur asymptotique. La déformation atteint dans cette phase 1000 µm/m avec une variation de 112 µm/m pour 125 µm/m tolérée par la norme.

Il est à noter que la stabilisation de la déformation au 45ème jour est due à la faible épaisseur de l'éprouvette de mortier. En effet, le séchage peut se stabiliser au bout de quelques années [Mangat et Limbachiya 1997], cela dépend du matériau et de son épaisseur.

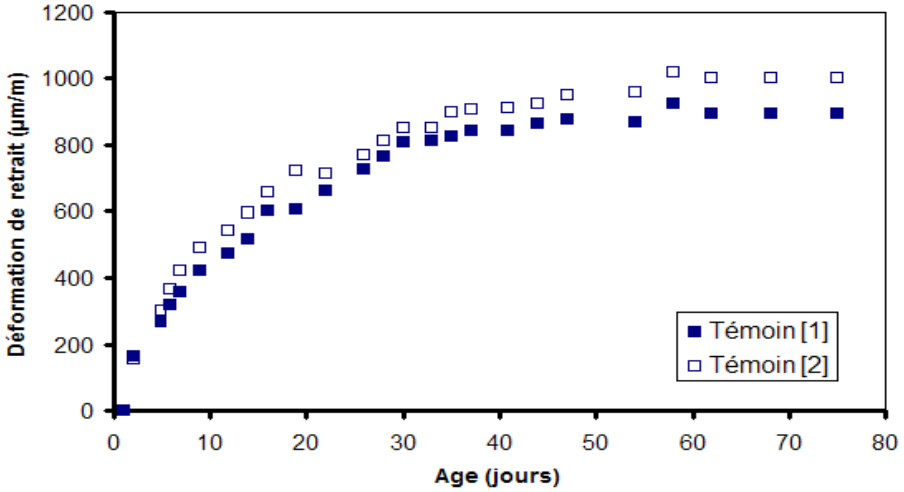


Figure II-19 Déformation de retrait en fonction du temps des éprouvettes de mortier

Cette déformation est accompagnée d'une perte en masse dont l'évolution est donnée sur la figure II-20. Celle-ci se décompose en deux zones également : une perte en masse très rapide pendant les 45 premiers jours, au-delà, une stabilisation autour de 3% est observée.

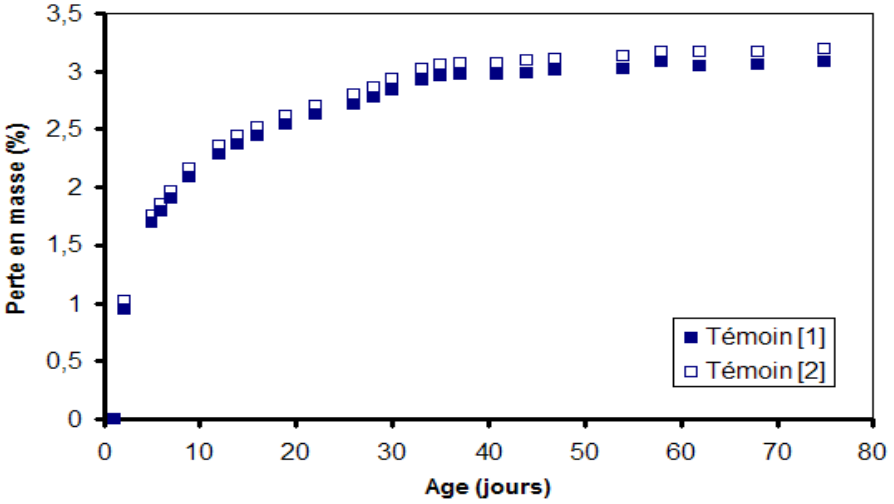


Figure II-20 Evolution de la perte en masse des éprouvettes de mortier

Pour mieux visualiser la relation entre la perte en masse et le retrait, nous traçons l'évolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse (figure II-21).

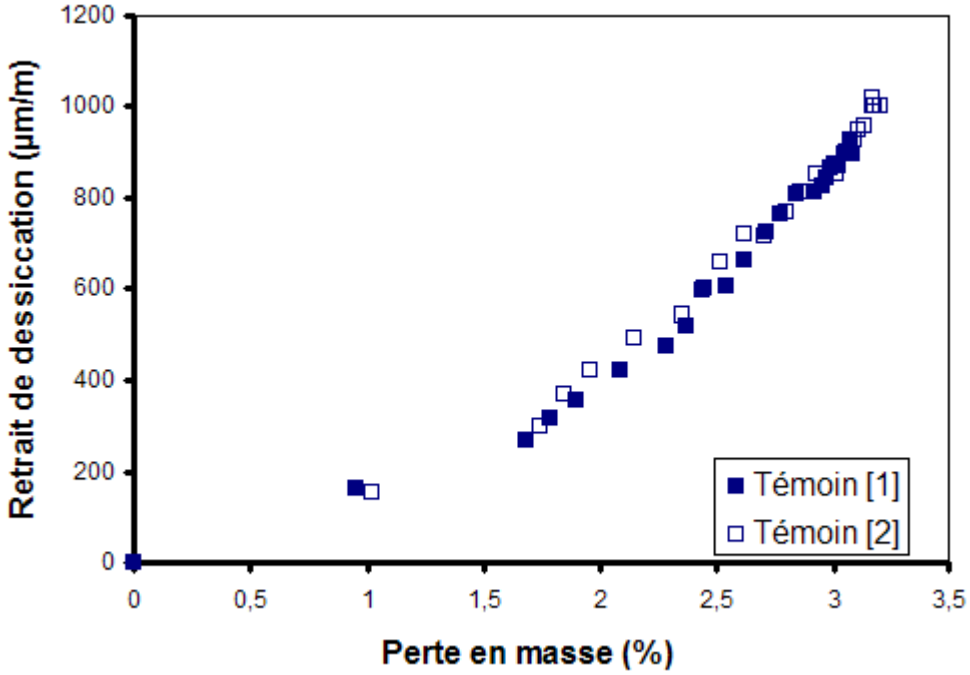


Figure II-21 Evolution du retrait de dessiccation en fonction de la perte en masse du mortier

On observe la présence de deux phases caractéristiques : la première est une zone dormante, attribuée au départ de l'eau libre des capillaires sans retrait et à la fissuration de peau, la pente dans cette phase est faible. Dans la deuxième phase, le retrait est proportionnel à la perte en masse. Ces observations sont conformes à celles observées par Bissonnette et al. [1999]

Sur le long terme, la relation entre retrait et perte en poids peut redevenir non linéaire [Torrenti et al. 1997], cela peut être expliqué par une non refermeture des fissures [Granger et al. 1997a].

II.3.2.3 Effet du renforcement

Le renforcement avec des plaques composites ne semble pas affecter l'allure des courbes de retrait lorsqu'il est réalisé à 28 jours, sur les deux faces (figure II-22). Un léger gonflement est observé pour les éprouvettes R2 juste après renforcement, puis un retrait à partir du 30ème jour. Ce gonflement peut être dû à une réhumidification de l'éprouvette à travers la colle utilisée pour mettre en place le composite.

En revanche, les allures obtenues lorsque le renforcement est effectué à la même échéance sur les 4 faces sont trop différentes pour pouvoir tirer des conclusions, c'est pourquoi nous choisissons d'écarter les résultats du retrait de ces éprouvettes. Nous analyserons uniquement les résultats du retrait des échantillons renforcés sur deux faces opposées.

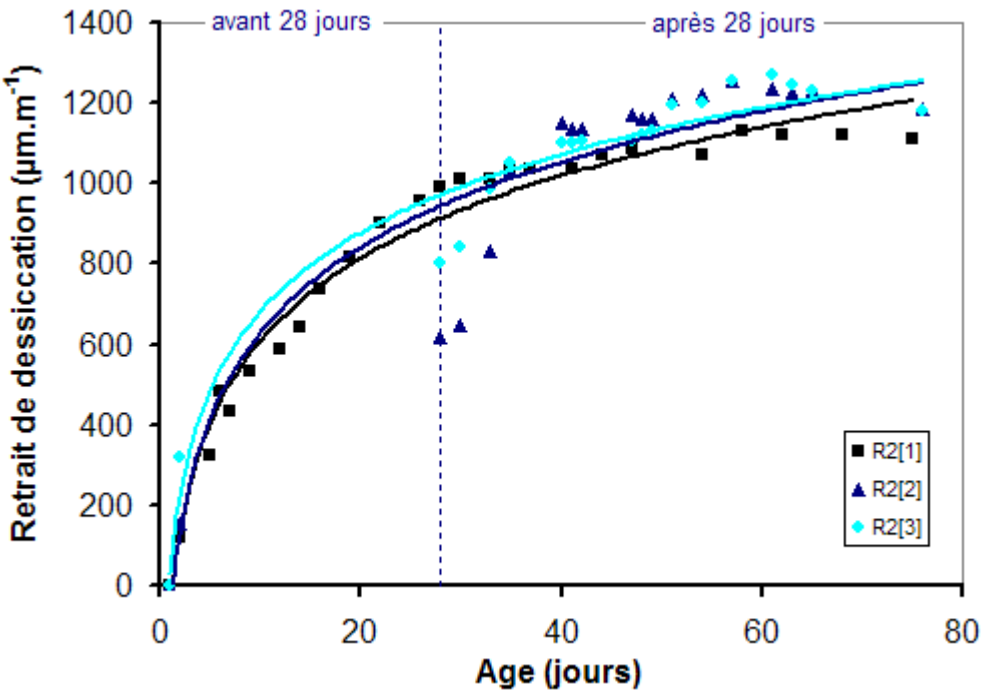


Figure II-22 Retrait des éprouvettes renforcées sur deux faces R2

Au vu des valeurs des déformations de retrait, il semble difficile de mettre en évidence l'effet de la présence du renforcement. En effet, les déformations des éprouvettes destinées au renforcement sur deux faces sont supérieures à celles des témoins, et ce dès le premier jour (figure II-23).

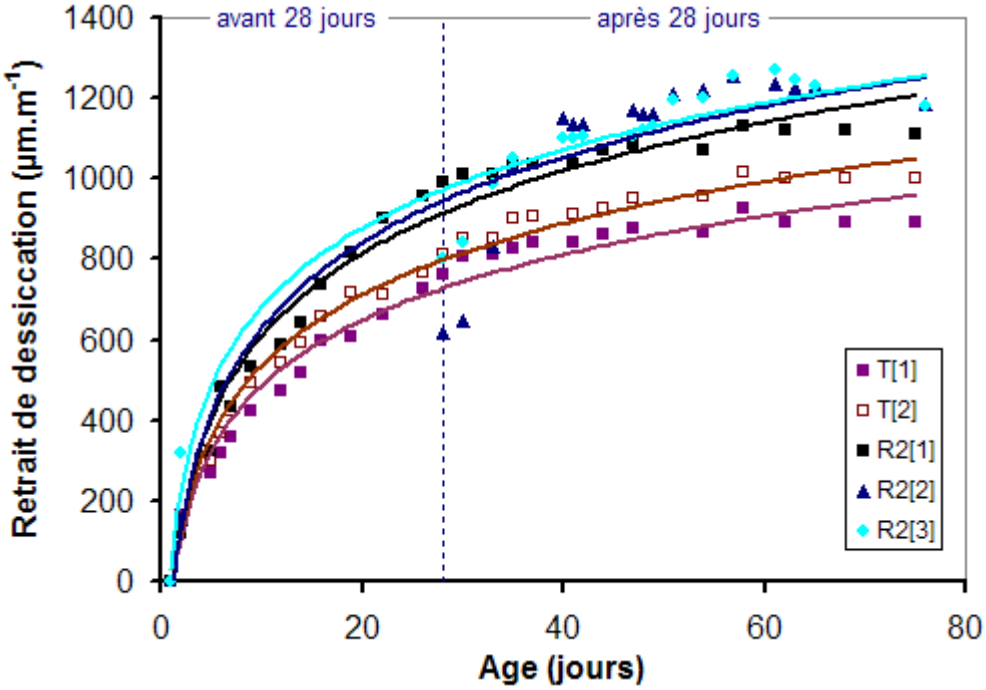


Figure II-23 Retrait des éprouvettes témoins et des éprouvettes R2

L'écart de retrait entre les éprouvettes renforcées et les témoins ne peut pas être dû au renforcement vu qu'il existe dès le démoulage (figure II-23). C'est pourquoi nous choisissons de tracer les déformations en prenant comme référence une échéance après renforcement, soit le 35ème jour, et ce pour pouvoir visualiser l'effet du renforcement par rapport à un témoin.

Les courbes de retrait ainsi obtenues montrent que les éprouvettes renforcées subissent un retrait non significatif. Il est quasiment du même ordre que celui des témoins (figure II-24).

Le renforcement sur les deux faces opposées n'a donc pas affecté le retrait du mortier normalisé.

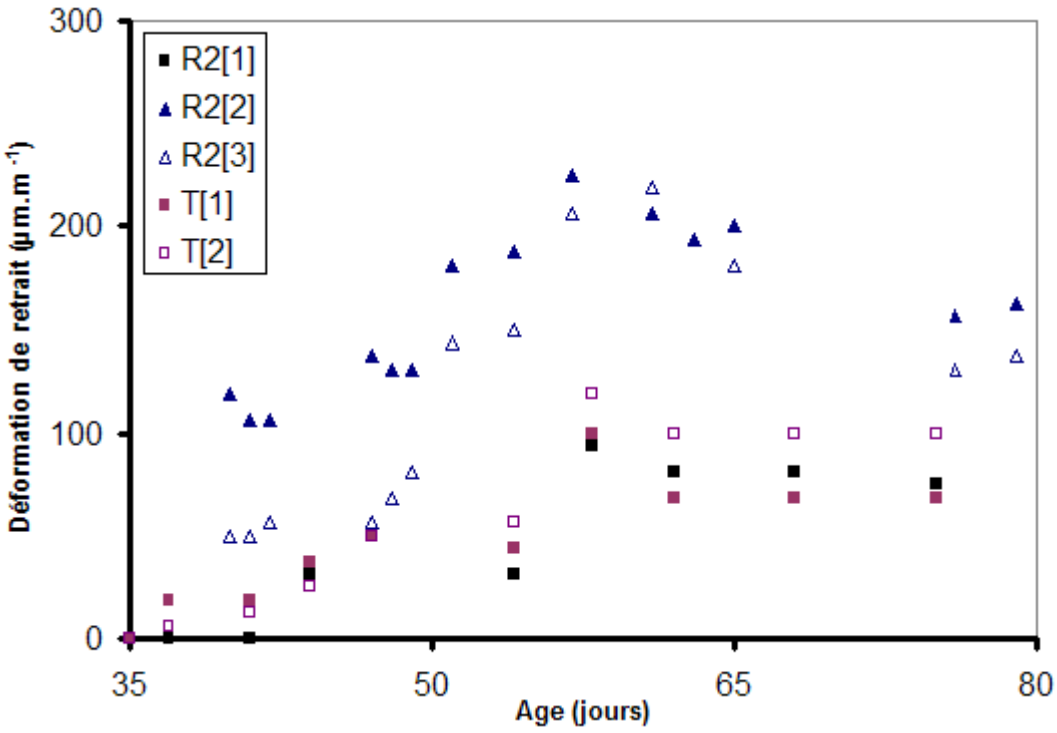


Figure II-24 Retrait des éprouvettes témoins et des éprouvettes R2 à partir du 35ème jour

Les mesures de perte de masse des différentes éprouvettes sont assez répétitives, nous choisissons donc de représenter la perte en masse moyenne. La perte en masse d'éprouvettes renforcées sur les quatre faces latérales est également tracée. Par rapport au 35ème jour, la perte en masse des éprouvettes protégées sur les quatre faces latérales par du composite est nettement inférieure à celle des éprouvettes témoins ou renforcées sur deux faces (figure II-25).

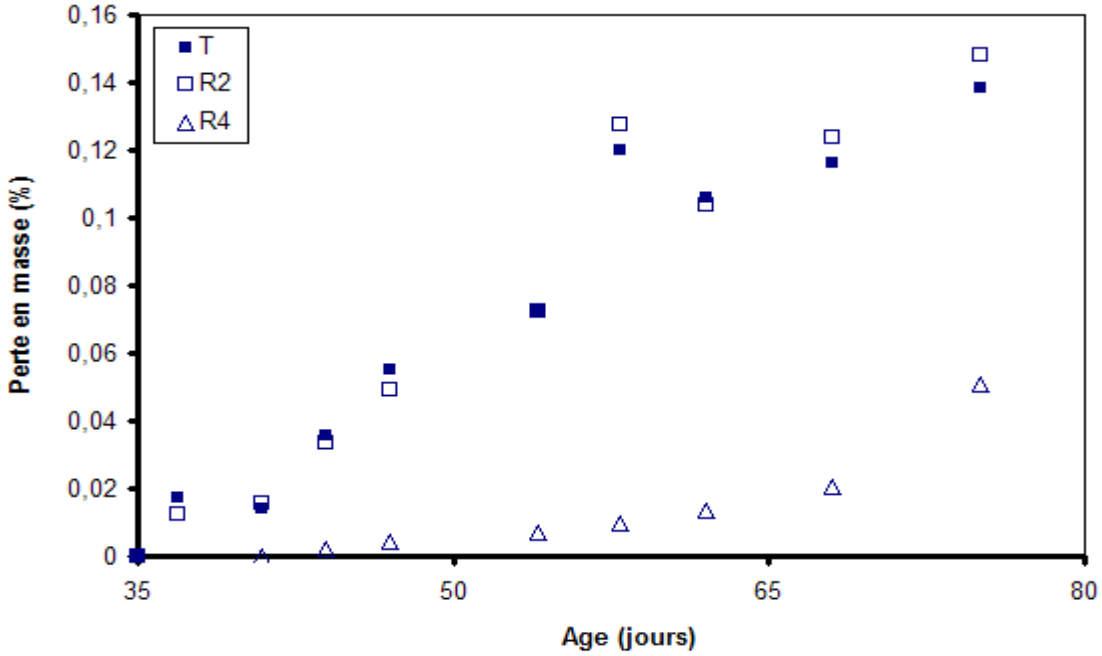


Figure II-25 Perte en masse des éprouvettes témoins et renforcées

Nous constatons ainsi que le renforcement sur deux faces ne réduit pas l'échange hydrique avec le milieu extérieur. La diffusion monodimensionnelle de l'humidité est dans ce cas équivalente à celle des éprouvettes non renforcées. En revanche, la perte en masse des éprouvettes R4 ne représente en moyenne que 10% de la perte en masse des éprouvettes non renforcées.

II.3.2.4 Influence des conditions de conservation

Les résultats présentés dans cette partie sont obtenus à partir d'un seul essai pour chaque type d'éprouvettes.

Les déformations de retrait sont calculées par rapport à une valeur de référence correspondant à la première mesure effectuée après le changement des conditions de conservation, soit à l'âge de 66 jours.

Les éprouvettes renforcées présentent un retrait inférieur à celui des témoins quelque soient les conditions de conservation (dans l'eau ou à l'air ambiant) ou d'essai (HR = 50%, 46%, 43% ou 38%).

II.3.2.4.1 Effet de l'humidité relative

Les résultats dépendent du type d'éprouvettes, nous distinguons donc, les résultats des éprouvettes renforcées sur deux faces et ceux des éprouvettes de référence.

La figure II-26 donnant l'évolution du retrait des éprouvettes témoins dans différentes HR, montre que celui-ci diminue avec l'humidité. On constate l'existence d'un écart important de déformation entre 46% et 38% d'HR. Cet écart est observé pour les éprouvettes ayant été conservées dans l'eau (figure II-26a) et pour celles qui étaient conservées à 50% d'HR (figure II-26b). Pas de différence significative entre 46% et 43% d'HR. Le rapport de déformation entre 46% et 38% d'humidité relative est de l'ordre de 54% pour les éprouvettes conservées dans l'eau et de 78% pour celles conservées dans l'air ambiant (tableau II-8). En outre, la stabilisation de la déformation est tardive à 38% d'HR pour les éprouvettes qui étaient conservées dans l'eau (figure II-26a). Cette progression continue de la déformation est due à la réhumidification de l'éprouvette et qui peut être expliquée par des réarrangements des pores dans le gel de C-S-H ou encore par la formation de nouvelles liaisons silicates.

Contrairement aux éprouvettes témoins, le retrait des éprouvettes renforcées sur deux faces semble peu influencé par l'humidité relative (figure II-27). A 117 jours, la déformation est du même ordre pour tous les échantillons, l'écart de déformation n'est pas significatif, il est du même ordre que la précision des mesures.

Pour les mêmes conditions de conservation et d'humidité relative, la déformation de retrait est réduite d'environ 44% en présence du composite.

Les résultats expérimentaux montrent que le retrait de dessiccation du mortier dépend fortement des conditions hygrométriques, qui interviennent dans l'évolution du séchage. Le renforcement des éprouvettes a permis la réduction de la déformation dans des conditions de faible humidité relative.

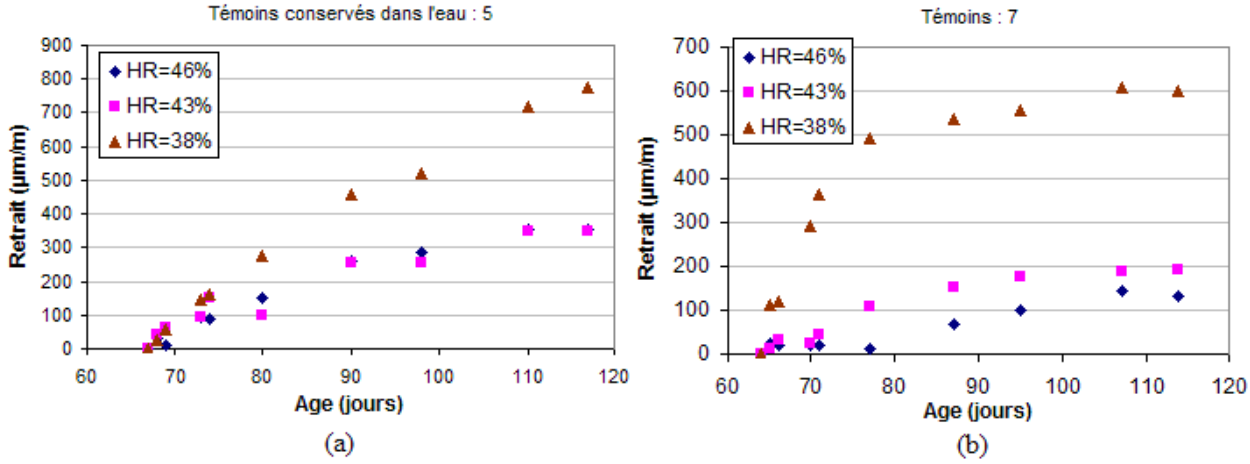


Figure II-26 (a) Retrait des éprouvettes témoins conservées dans différentes humidités relatives après conservation dans l'eau ou (b) à 50% d'HR

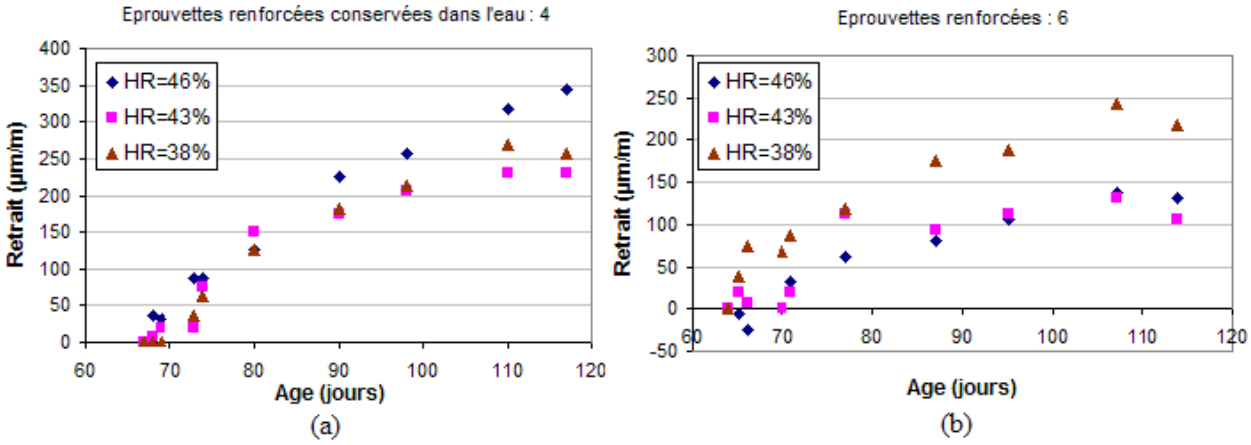


Figure II-27 (a) Retrait des éprouvettes renforcées conservées dans différentes humidités relatives après conservation dans l'eau ou (b) à 50% d'HR

Tableau II-8 Ecart de retrait et de la perte en masse entre 46% et 38% HR

	Rapport de retrait et de perte en masse à 46% par rapport à 38% HR à la fin de l'essai	
	Retrait	Perte en masse
Eprouvettes renforcées conservées dans l'eau: 4	-34%	37%
Eprouvettes non renforcées conservées dans l'eau: 5	54%	38%
Eprouvettes renforcées conservées à 50% d'HR :6	40%	62%
Eprouvettes non renforcées conservées à 50% d'HR: 7	78%	63%

Ces résultats sont confirmés par les courbes de perte en poids, qui montrent que plus l'humidité augmente plus le séchage diminue (figure II-28 et II-29).

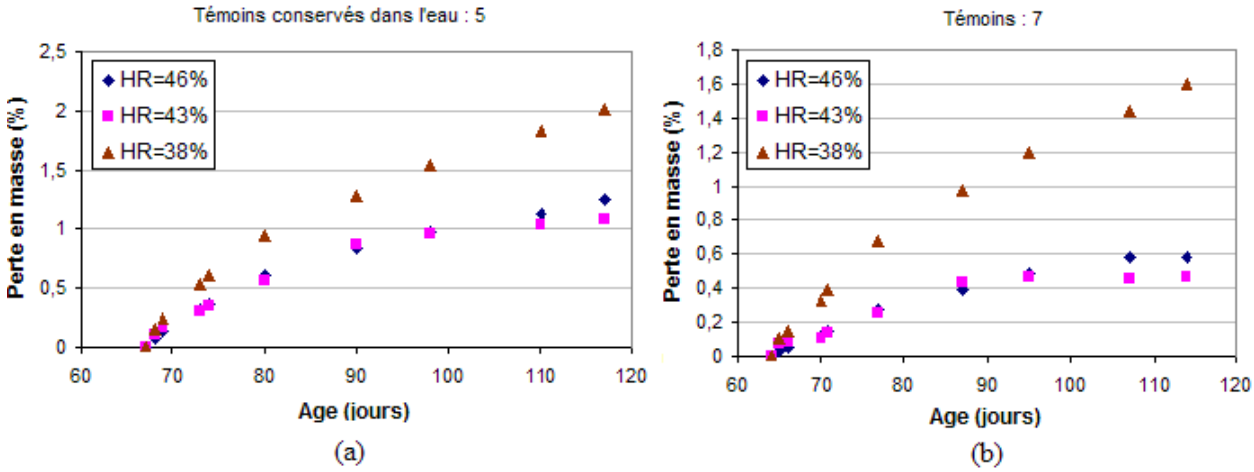


Figure II-28 (a) Perte en masse des éprouvettes témoins testées dans différentes humidités relatives après conservation dans l'eau ou (b) à 50% d'HR

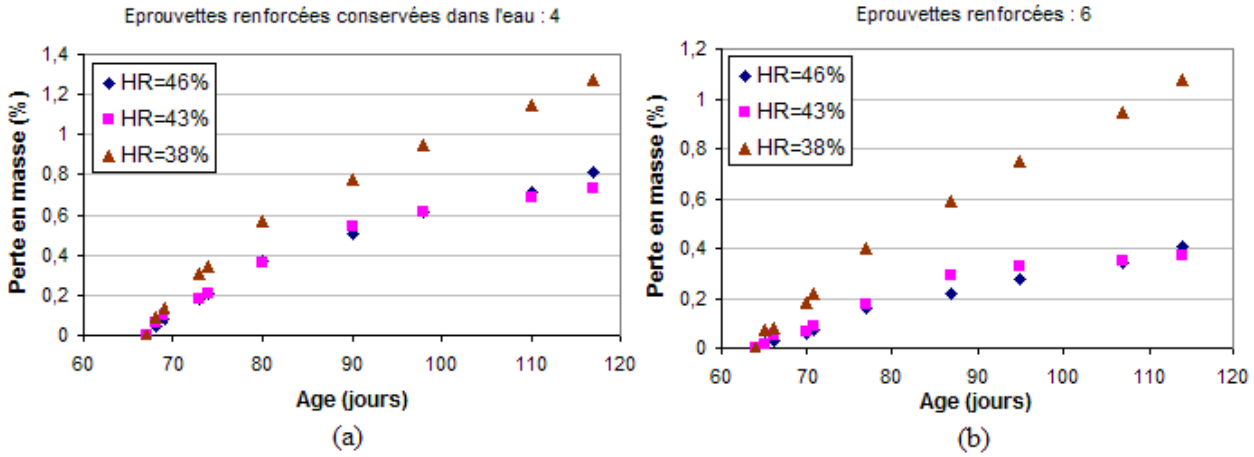


Figure II-29 (a) Perte en masse des éprouvettes renforcées testées dans différentes humidités relatives après conservation dans l'eau ou (b) à 50% d'HR

La perte en masse des différentes éprouvettes suit la même évolution que le retrait. Cependant l'écart de perte en masse entre 38% et 46% d'humidité relative est quasiment le même, il est d'environ 1%. Cette perte en masse ne semble pas toujours s'accompagner d'un retrait à faible humidité, elle est en progression continue alors que le retrait tend à se stabiliser. Ce comportement peut être attribué au départ de l'eau libre des capillaires, qui ne provoque pas de retrait.

II.3.2.4.2 Effet de la conservation dans l'eau

Les essais de retrait des éprouvettes renforcées ou témoins conservées ou non dans l'eau ont été réalisés à une humidité relative de 46%.

Les résultats montrent que la déformation de retrait, ainsi que la perte en masse augmentent lorsque les éprouvettes sont conservées dans l'eau, et ce quel que soit le type d'éprouvettes, renforcées ou non (figure II-30 et II-31).

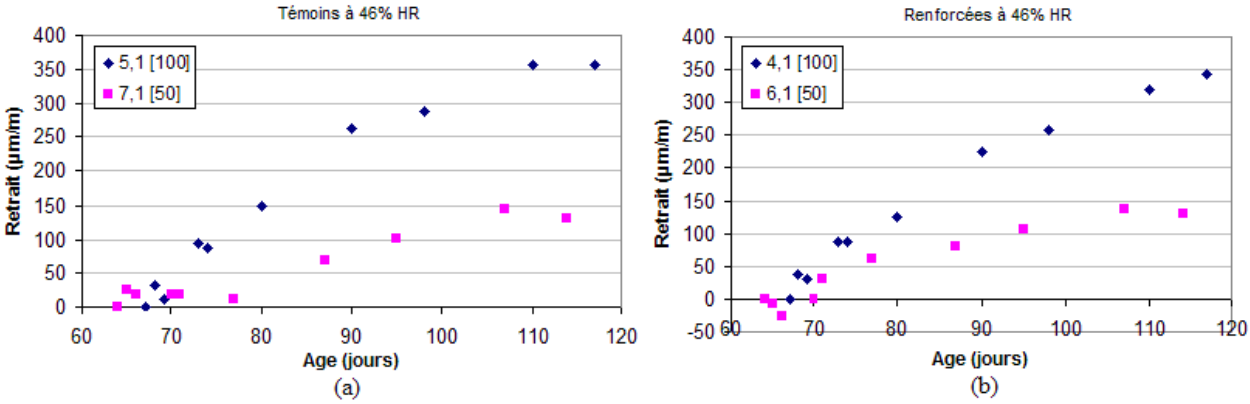


Figure II-30 (a) Retrait d'éprouvettes témoins et (b) renforcées à 46 % HR

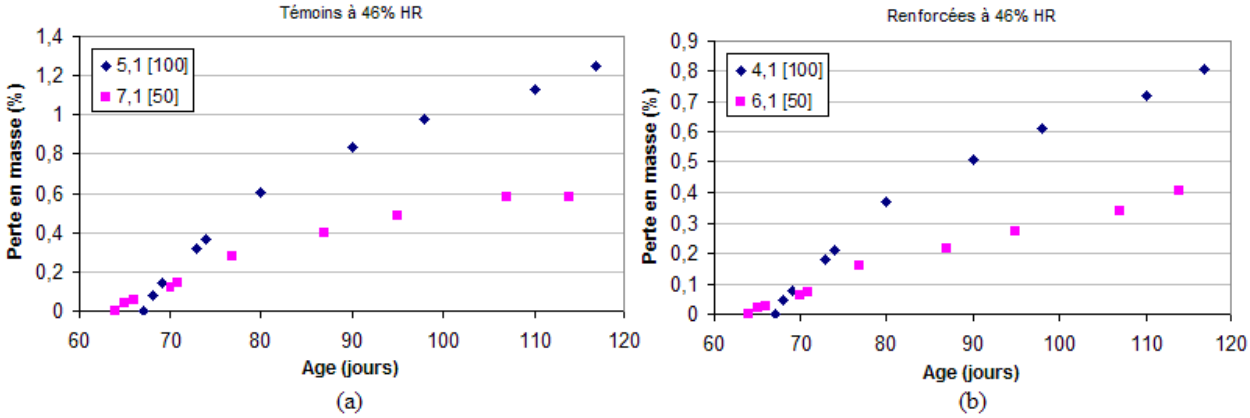


Figure II-31 (a) Perte en masse d'éprouvettes témoins et (b) renforcées à 46 % HR

Tandis que la déformation des éprouvettes ayant été conservées à 50% d'humidité relative, a tendance à se stabiliser (figure II-30), la déformation et la perte en masse des éprouvettes conservées dans l'eau continuent à progresser dans le temps (figures II-30 et II-31). Cela se traduit par une accélération de la perte en masse de l'éprouvette due à la teneur en eau importante de celle-ci, provoquant une augmentation de la déformation de retrait.

Des éprouvettes témoins et renforcées sur deux faces ont été conservées dans l'eau à partir du 30ème jour. La figure II-32 montre le retrait de ces éprouvettes par rapport à la première mesure effectuée après immersion dans l'eau, soit au 39ème jour.

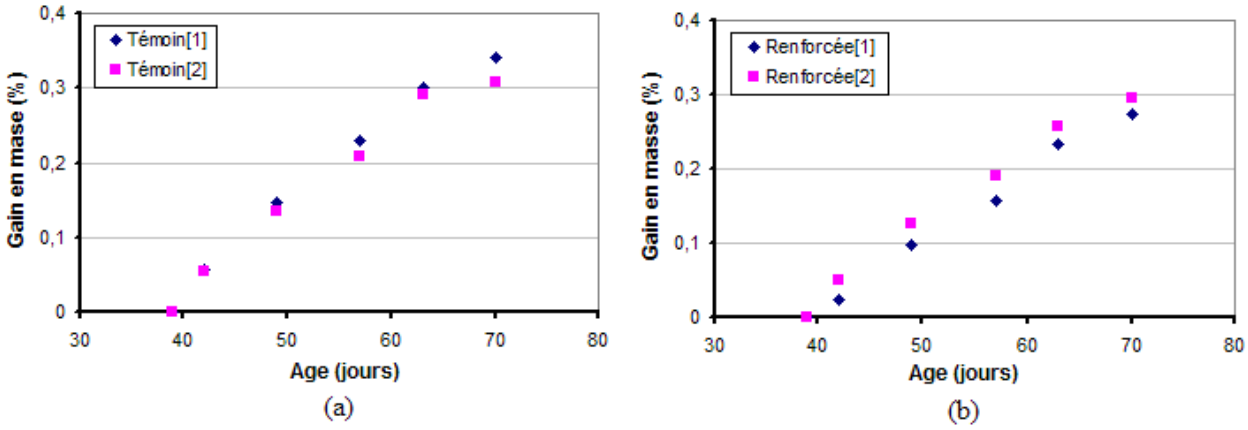


Figure II-32 (a) Gain en masse des éprouvettes témoins et (b) renforcées conservées dans l'eau

Les résultats montrent que le gain en masse est proportionnel au temps pour les deux types d'éprouvettes. La présence du composite ne semble pas empêcher ou ralentir l'absorption de l'eau.

II.4 CONCLUSION

D'après les résultats des essais effectués, le fluage secondaire des corps d'épreuve dans leur ensemble est confirmé. Cette étude nous a apporté un certain nombre d'informations que nous pouvons résumer de la façon suivante :

- Pour le niveau de sollicitation utilisé (30%), la déformation de fluage des éprouvettes de mortier n'est pas beaucoup influencée par l'âge du chargement.
- Au jeûne âge (7 jours) comme à maturité (28 jours), les déformations de fluage sont réduites en présence du composite. Ce dernier permet une diminution considérable de la déformation due au fluage, allant jusqu'à 73% par rapport à des éprouvettes non renforcées.
- Au jeûne âge, l'évolution de la déformation dépend du mode de renforcement, la propagation de la fissuration est plus accélérée pour les éprouvettes renforcées sur deux faces. Le renforcement sur toutes les faces latérales est plus avantageux, permettant de réduire le séchage et de ralentir ainsi la progression des fissures induites par celui-ci.

- Après durcissement, le matériau étant plus stable, la déformation de fluage évolue à la même vitesse quel que soit le mode de renforcement.
- Enfin, le composite joue le rôle d'une barrière empêchant les échanges hydriques avec le milieu extérieur.

Pour certains essais de retrait, les données sont très dispersées. Cela peut être expliqué par la sensibilité des éprouvettes de petites tailles aux effets du séchage au jeune âge. Toutefois, les différents résultats du retrait d'éprouvettes témoins ou renforcées, conservées ou non dans l'eau et obtenus dans les différents conditions d'essai montrent que :

- La déformation de retrait des éprouvettes renforcées sur deux faces est peu influencée par l'humidité relative.
- Le renforcement sur deux faces opposées de l'éprouvette améliore le comportement au retrait uniquement à faible humidité relative (HR < 40%) et permet une stabilisation de celui-ci.
- La déformation de retrait augmente avec la teneur en eau quel que soit le type d'éprouvettes, renforcées sur deux faces ou non.
- La présence du composite perturbe les échanges hydriques tout en réduisant le séchage.

Chapitre III

MODELISATION DU SECHAGE ET DU RETRAIT DU BETON

III.1 INTRODUCTION

Comme nous l'avons expliqué dans le premier chapitre, lors du séchage du béton, le départ d'eau vers l'extérieur provoque, dans la matrice cimentaire, le retrait de dessiccation. Ainsi, dans le cadre de l'analyse des effets de séchage sur la déformation du béton, il est indispensable de décrire les transferts d'humidité au sein du matériau pour pouvoir ensuite exprimer les déformations de retrait.

La première partie de ce chapitre présente la modélisation des transferts hydriques dans le béton. La deuxième partie est consacrée à la discrétisation du problème de séchage du béton, cette approche consiste à résoudre une équation non linéaire de transfert d'humidité. Le retrait a pu être ensuite calculé. Nous présentons enfin, dans une troisième partie les résultats de simulations numériques effectuées.

III.2 TRANSFERT D'HUMIDITE DANS LE BETON

La caractérisation de la durabilité des matériaux à matrice cimentaire passe par une détermination de leurs propriétés de transport en humidité. Ces dernières permettent d'évaluer les variations de teneur en eau de ces matériaux à des conditions hydriques variables.

De nombreux modèles de transferts d'humidité ont été développés, dans le but de prévoir la répartition et l'évolution de la teneur en eau à l'intérieur du béton. On peut distinguer deux approches principales [Baroghel-Bouny 1994] :

- L'approche à l'échelle microscopique de type réseau, qui est assez récente [Quenard 1989] et est de plus réaliste. Elle permet une schématisation de la microstructure du matériau, une analyse microscopique du transport à travers un pore élémentaire cylindrique, pour enfin obtenir une estimation des coefficients effectifs de transfert dans le matériau considéré.
- L'approche macroscopique qui consiste à considérer le milieu poreux comme un milieu fictif équivalent. Connaissant les coefficients de transfert, il s'agit généralement de résoudre un système d'équations couplées [Mainguy 1999].

III.3 MODELISATION DES TRANSFERTS HYDRIQUES DANS LE BETON

III.3.1 Modélisation du séchage

Du fait de la faible influence de la consommation d'eau par la réaction d'hydratation sur l'humidité relative interne, on ne tient pas compte de la consommation de l'eau par la réaction d'hydratation. L'équation de la conservation de la masse d'eau s'écrit localement :

$$\frac{\partial w}{\partial t} = -div\left(\vec{\phi}_l + \vec{\phi}_v\right) \qquad \text{(III.1)}$$

où w est la teneur massique en eau [kg. m^{-3}] ; ϕ_l et ϕ_v sont respectivement le flux massique d'eau liquide et le flux massique de vapeur d'eau, définis respectivement par la loi de DARCY et la loi de FICK :

$$\vec{\phi}_l = -\rho_l \frac{K}{\mu} \overrightarrow{grad}\, P_l \qquad \text{(III.2)}$$

$$\vec{\phi}_v = -\rho_g D \overrightarrow{grad} \frac{\rho_v}{\rho_g} \qquad \text{(III.3)}$$

où ρ_l, ρ_g et ρ_v désignent la masse volumique respectivement de l'eau liquide, de la phase gazeuse et de la phase vapeur, K est la perméabilité à l'eau liquide, μ est la viscosité dynamique de l'eau liquide, P_l est la pression d'eau liquide et D est le coefficient de diffusion de la vapeur dans le milieu poreux.

A l'aide de l'équation de KELVIN décrivant l'équilibre thermodynamique entre la phase gazeuse et de la phase liquide, la pression liquide s'écrit :

$$P_l = -P_c + P_g = \frac{\rho_l RT}{M_e} \ln h + P_g \qquad \text{(III.4)}$$

où P_c est la pression capillaire, P_g est la pression de la phase gazeuse supposée égale à la pression atmosphérique P_{atm}, R est la constante des gaz parfaits, T est la température absolue et M_e est la masse molaire de l'eau.

En utilisant les équations (III.2) et (III.4), le flux d'eau liquide s'écrit alors :

$$\vec{\phi}_l = -\frac{\rho_l^2 KRT}{\mu M_e h} \overrightarrow{grad}\, h \qquad \text{(III.5)}$$

Le flux de vapeur d'eau doit également être exprimé en fonction de l'humidité. En considérant les gaz parfaits et en utilisant la loi de DALTON, la pression de la phase gazeuse s'écrit :

$$\rho_g = \rho_a + \rho_v = \frac{1}{RT}\left(M_a P_a + M_e P_v\right) = \frac{1}{RT}\left(M_a P_g + \left(M_e - M_a\right) P_v\right) \qquad \text{(III.6)}$$

où ρ_a et M_a désignent respectivement la masse volumique et la masse molaire de l'air sec, P_a est la pression d'air sec et P_v est la pression de vapeur qui s'écrit en fonction de l'humidité :

$$P_v = h\, P_{vsat} \qquad \text{(III.7)}$$

où P_{vsat} est la pression de vapeur saturante.

Ainsi, en utilisant les équations (III.3), (III.6) et (III.7), le flux de vapeur d'eau s'écrit :

$$\vec{\phi_v} = -\rho_g D \overrightarrow{grad} \frac{M_e P_v}{M_a P_g + \left(M_e - M_a\right) P_v} \qquad \text{(III.8)}$$

Après développement et simplification de l'équation (III.8), on obtient :

$$\vec{\phi_v} = -\rho_g D \frac{M_e M_a P_g}{\left[M_a P_g + \left(M_e - M_a\right) P_v\right]^2} \overrightarrow{grad} P_v \qquad \text{(III.9)}$$

On obtient ainsi le flux de vapeur en fonction de l'humidité :

$$\vec{\phi_v} = -\frac{D M_e M_a P_{vsat}}{RT\left[M_a P_{atm} + \left(M_e - M_a\right) h P_{vsat}\right]} \overrightarrow{grad}\, h \qquad \text{(III.10)}$$

En substituant les deux équations (III.5) et (III.10) dans l'équation (III.1), la loi de conservation de la masse d'eau s'écrit donc :

$$\frac{\partial w}{\partial t} = div\left(\left(\frac{\rho_l^2 KRT}{\mu M_e h} + \frac{D M_e M_a P_{vsat}}{RT\left[M_a P_{atm} + \left(M_e - M_a\right) h P_{vsat}\right]}\right) \overrightarrow{grad}\, h\right) \qquad \text{(III.11)}$$

En utilisant la loi de sorption reliant la teneur en eau et l'humidité relative, $h = h(w)$, l'équation (III.11) s'écrit :

$$\frac{\partial w}{\partial t} = div\left(\left(\frac{\rho_l^2 KRT}{\mu M_e h} + \frac{D M_e M_a P_{vsat}}{RT\left[M_a P_{atm} + \left(M_e - M_a\right) h P_{vsat}\right]}\right) \frac{dh}{dw} \overrightarrow{grad}\, w\right) \qquad \text{(III.12)}$$

En posant :

$$D(w) = \left(\frac{\rho_l^2 KRT}{\mu M_e h} + \frac{D M_e M_a P_{vsat}}{RT\left[M_a P_{atm} + \left(M_e - M_a\right) h P_{vsat}\right]}\right) \frac{dh}{dw} \qquad \text{(III.13)}$$

On obtient finalement une loi de conservation de la masse d'eau sous la forme :

$$\frac{\partial w}{\partial t} = div\left(D(w) \overrightarrow{grad}\, w\right) \qquad \text{(III.14)}$$

où *D(w)* est le coefficient de diffusion de l'eau dépendant fortement de la teneur en eau. Il peut être identifié à partir de résultats expérimentaux.

L'évolution du coefficient de diffusion en fonction de la teneur en eau peut être obtenue à partir de l'équation (III.13).

Nous pouvons aussi écrire :

$$\frac{\partial w}{\partial t} = -div\vec{q} \qquad \text{(III.15)}$$

où

$$\vec{q} = -D(w)\overrightarrow{grad}(w) \qquad \text{(III.16)}$$

L'équation (III.13) permet d'écrire :

$$D(w) = D_h \frac{dh}{dw} \qquad \text{(III.17)}$$

où

$$D_h = \frac{\rho_l^2 KRT}{\mu M_e h} + \frac{DM_e M_{atm} P_{vsat}}{RT\left[M_a P_{atm} + (M_e - M_a) h P_{vsat}\right]} \qquad \text{(III.18)}$$

La perméabilité à l'eau liquide *K* s'écrit sous la forme :

$$K = K_{\text{int}} K_{rel} \qquad \text{(III.19)}$$

où K_{int} est la perméabilité intrinsèque du matériau et K_{rel} est la perméabilité relative dépendant du degré de saturation *S* comme le montre l'expression suivante [Baroghel-Bouny et al. 1999] :

$$K_{rel} = \sqrt{S}\left(1 - \left(1 - S^{1/b}\right)^b\right)^2 \qquad \text{(III.20)}$$

avec *b = 0,44*.

La courbe représentant la perméabilité relative en fonction de la saturation montre que celle-ci s'annule pour des niveaux de saturation inférieurs à 40% (figure III-1). Ceci est attribué au fait que l'eau liquide est présente sous forme d'amas liquides pour ces niveaux de saturation.

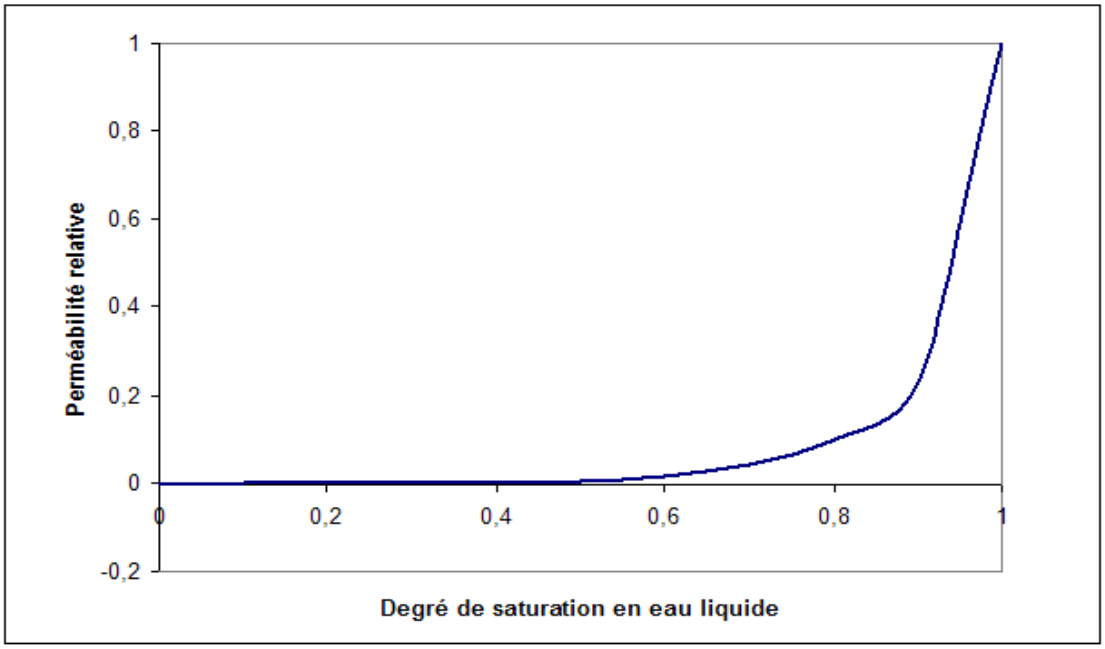


Figure III-1 Perméabilité relative en fonction de la saturation

Dans un milieu poreux non saturé, le coefficient de diffusion D peut s'écrire sous la forme [Coussy et al. 2000] :

$$D = f\,D_0 \qquad \text{(III.21)}$$

où f est un facteur de résistance qui s'écrit sous la forme [Millington 1959] :

$$f = p^{\frac{4}{3}}\left(1-S\right)^{\frac{10}{3}} \qquad \text{(III.22)}$$

où p est la porosité du milieu.

D_0 étant le coefficient de diffusion libre de la vapeur d'eau dans l'air, qui vaut $2.47.10^{-5}$ $m^2.s^{-1}$ pour une température de 20°C et sous une pression atmosphérique [Daian 1986].

A partir des deux équations (III.21) et (III.22), nous écrivons D en fonction de S :

$$D = p^{\frac{4}{3}}\left(1-S\right)^{\frac{10}{3}} D_0 \qquad \text{(III.23)}$$

Afin d'exprimer explicitement l'équation (III.18) en fonction de l'humidité, il est nécessaire d'écrire S en fonction de h.

Or, connaissant l'expression de la pression capillaire en fonction de la saturation [Baroghel-Bouny et al. 1999] :

$$P_c = a\left(S^{-\frac{1}{b}} - 1\right)^{1-b} \qquad \text{(III.24)}$$

avec $a = 18.6\ MPa$.

et en utilisant l'équation (III.4), S peut s'écrire sous la forme :

$$S = \left(1 + \left(-\frac{\rho_l RT}{aM_e} \ln h\right)^{\frac{1}{1-b}}\right)^{-b} \tag{III.25}$$

Ainsi, nous obtenons l'isotherme de sorption représentée sur la figure (III-2).

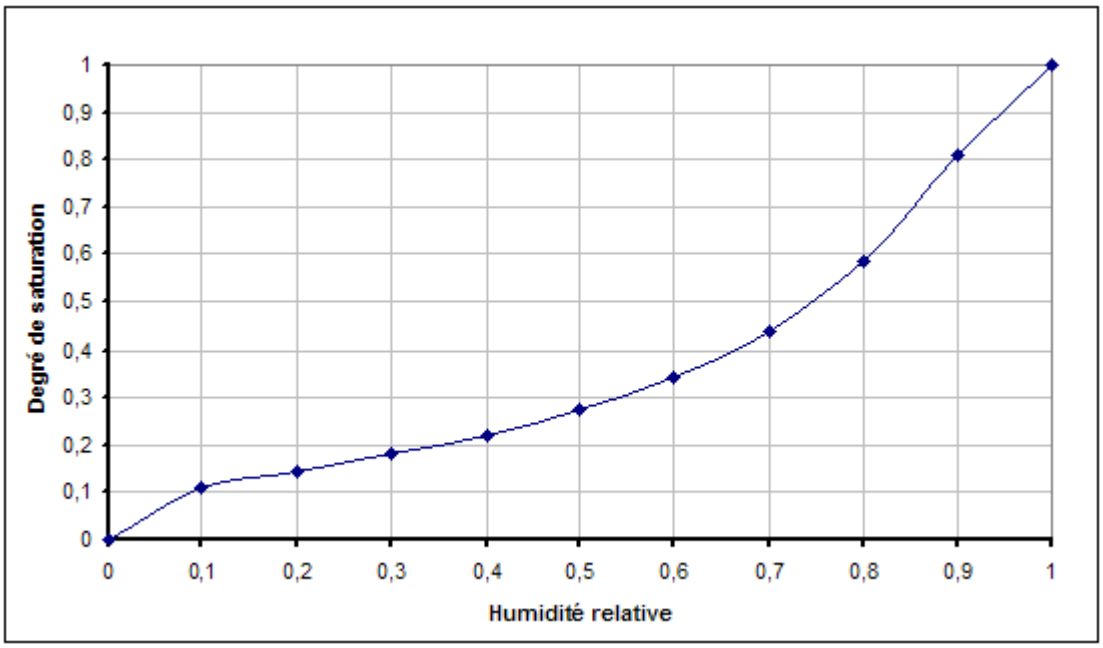


Figure III-2 Degré de saturation en fonction de l'humidité relative

En introduisant les équations (III.20) et (III.23) dans (III.18), le coefficient D_h peut s'écrire en fonction de S et de h de la façon suivante :

$$D_h = \frac{\alpha K_{\text{int}}}{h} S^{1/2}\left[1-\left(1-S^{1/b}\right)^b\right]^2 + \frac{\beta p^{4/3}}{\gamma + \delta h}\left(1-S\right)^{10/3} \tag{III.26}$$

où α, β, γ et δ sont des constantes, telles que :

$$\alpha = \frac{\rho_l^2 RT}{\mu M_e} \tag{III.27}$$

$$\beta = \frac{M_e M_a P_{vsat} D_0}{RT} \tag{III.28}$$

$$\gamma = M_a P_{atm} \tag{III.29}$$

$$\delta = \left(M_e - M_a\right) P_{vsat} \tag{III.30}$$

Ainsi, nous pouvons exprimer le coefficient D_h en fonction de h en introduisant l'équation (III.25) dans la relation (III.26) :

$$D_h = \frac{\alpha K_{\text{int}}}{h} f_h^{-\frac{b}{2}} \left[1 - \left(1 - f_h^{-1} \right)^b \right]^2 + \frac{\beta p^{4/3}}{\gamma + \delta h} \left(1 - f_h^{-b} \right)^{10/3} \tag{III.31}$$

où :

$$A = -\frac{\rho_l RT}{aM_e} \tag{III.32}$$

et f_h est une fonction dépendant de h telle que :

$$f_h = 1 + \left(A \ln h \right)^{\frac{1}{1-b}} \tag{III.33}$$

En utilisant les données du tableau (III-1), nous avons représenté le coefficient D_h en fonction de l'humidité relative (figure III-3). La perméabilité intrinsèque est choisie égale à $3.10^{-21}\ m^2$.

Tableau III-1 Données utilisées pour le tracé du coefficient D_h

Paramètre	Valeur	Unité
ρ_l	1000	$kg.m^{-3}$
R	8.31	$J.mol^{-1}.K^{-1}$
T	293	K
μ	10^{-3}	$kg.m^{-1}.s^{-1}$
M_e	18	$g.mol^{-1}$
M_a	29	$g.mol^{-1}$
P_{vsat}	2340	Pa
P_{atm}	101300	Pa
p	0.28	-

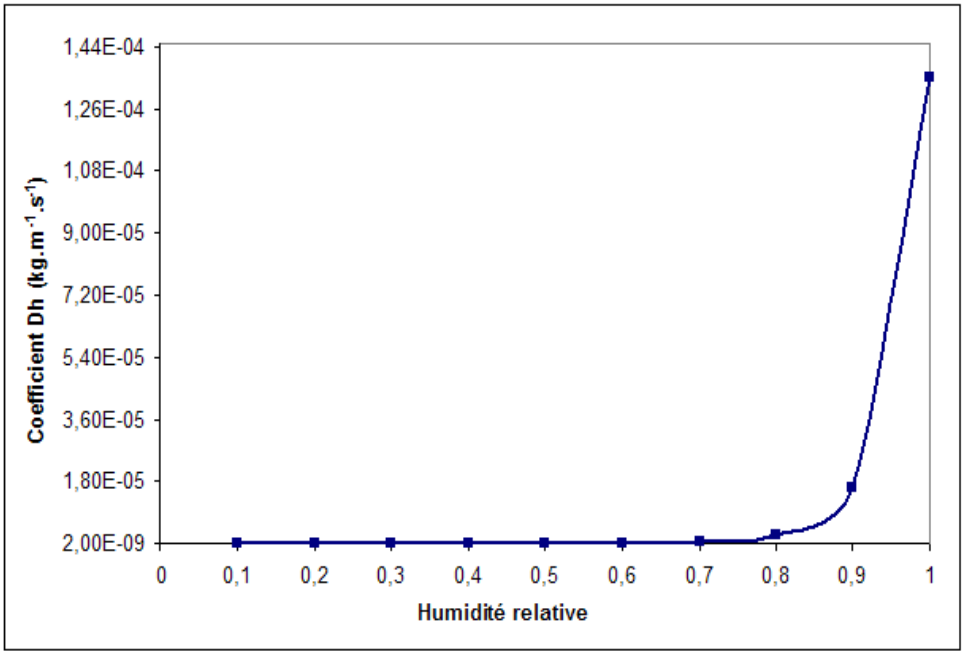


Figure III-3 Coefficient de diffusion hydrique D_h en fonction de l'humidité relative

Le résultat obtenu montre une diffusion d'humidité plutôt faible jusqu'à une humidité de 60%, en revanche, au delà de cette limite, les valeurs obtenues nous apparaissent un peu élevées.

Afin de mieux visualiser les variations de ce coefficient, nous reproduisons la courbe ci-dessus en faisant un zoom sur l'intervalle [0, 0.6] d'humidité relative (figure III-4).

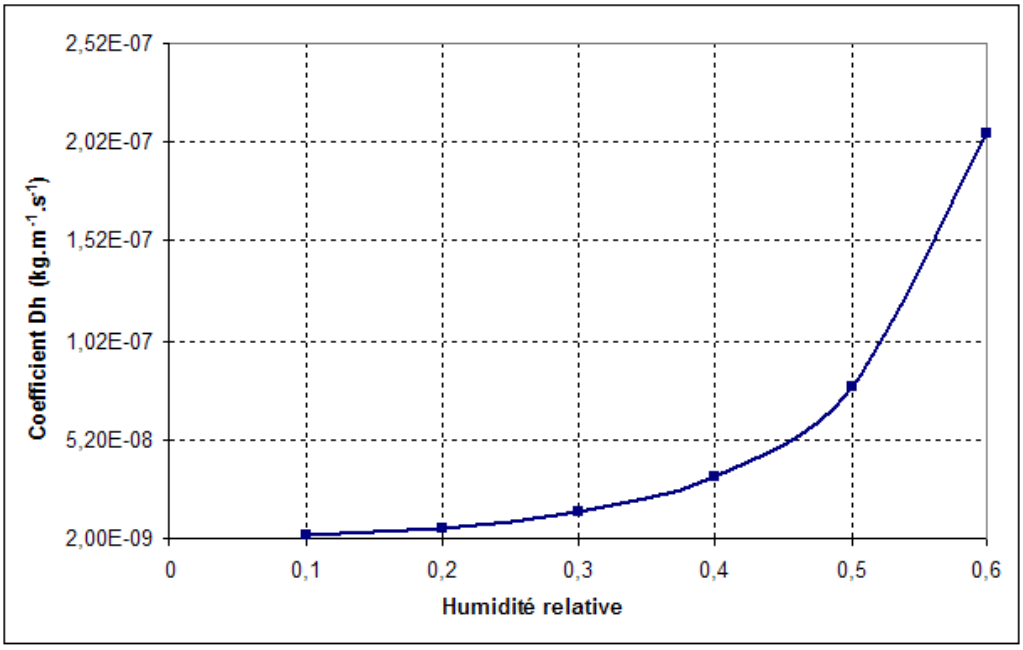


Figure III-4 Coefficient de diffusion hydrique D_h en fonction de l'humidité relative (zoom)

De nombreuses expressions du coefficient de diffusion sont proposées dans la littérature [Bazant et Najjar 1972] [Mensi et al. 1988] pour étudier le séchage du béton.

Pour un béton ordinaire, une bonne description des cinétiques de perte en masse peut être obtenue à l'aide de l'équation de diffusion non linéaire proposée par Mensi et al. [1988] :

$$D(w) = A\exp(Bw) \qquad \text{(III.34)}$$

avec $A = 1.8.10^{-13}\ m^2/s$ et $B = 0.05$.

Afin de faire apparaître la variable w dans l'équation (III.14) de la loi de conservation de la masse d'eau, il est nécessaire d'exprimer le coefficient de diffusion $D(w)$ en fonction de la teneur en eau.

La saturation peut être reliée à la teneur en eau par la relation suivante [Caceres Salazar 2006] :

$$S = \frac{\rho_s}{p\rho_l}\left(w - w_{sat}\right) \qquad \text{(III.35)}$$

où ρ_s est la masse volumique du solide, et w_{sat} est la teneur en eau à la saturation.

Les deux équations (III.25) et (III.35) permettent d'exprimer la teneur en eau en fonction de l'humidité :

$$w = w_{sat} + \frac{p\rho_l}{\rho_s} f_h^{-b} \qquad \text{(IV.36)}$$

Nous avons tracé l'isotherme de sorption représentant l'équation (III.35) sur la figure (III-5).

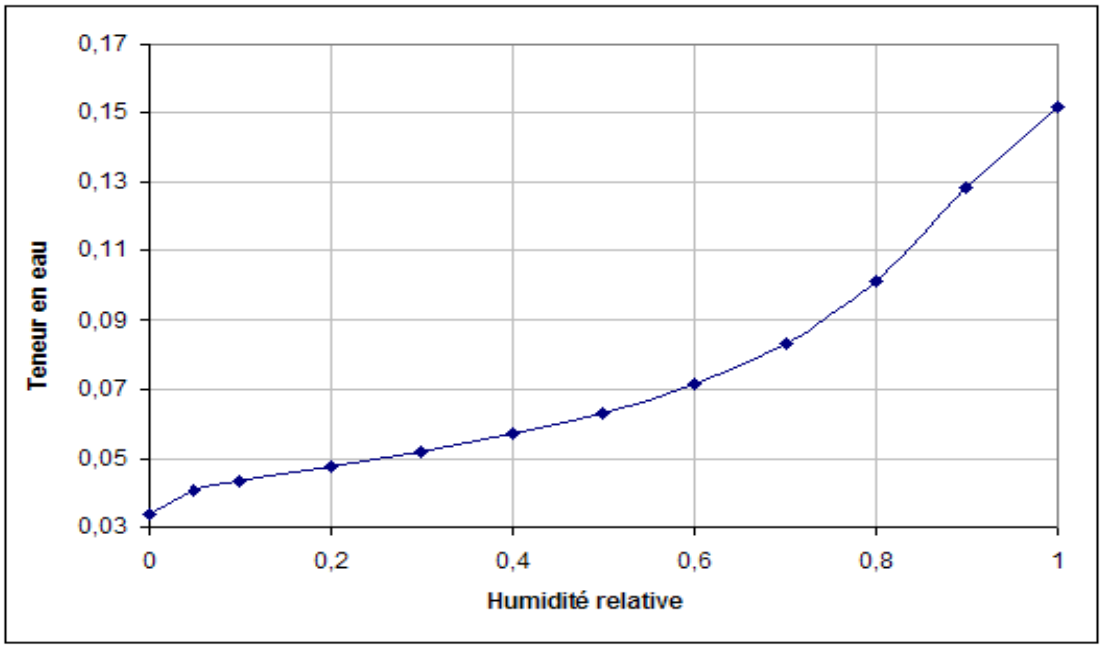


Figure III-5 Isotherme de désorption

Nous pouvons ainsi exprimer le coefficient de diffusion *D(w)* en fonction de la teneur en eau sous la forme:

$$D(w) = r\, w^s \qquad \text{(III -37)}$$

dont l'évolution est représentée sur la figure III-6 avec les paramètres proposés, $r = 10^{-10}\ m^2.s^{-1}$ et $s = 3{,}11$.

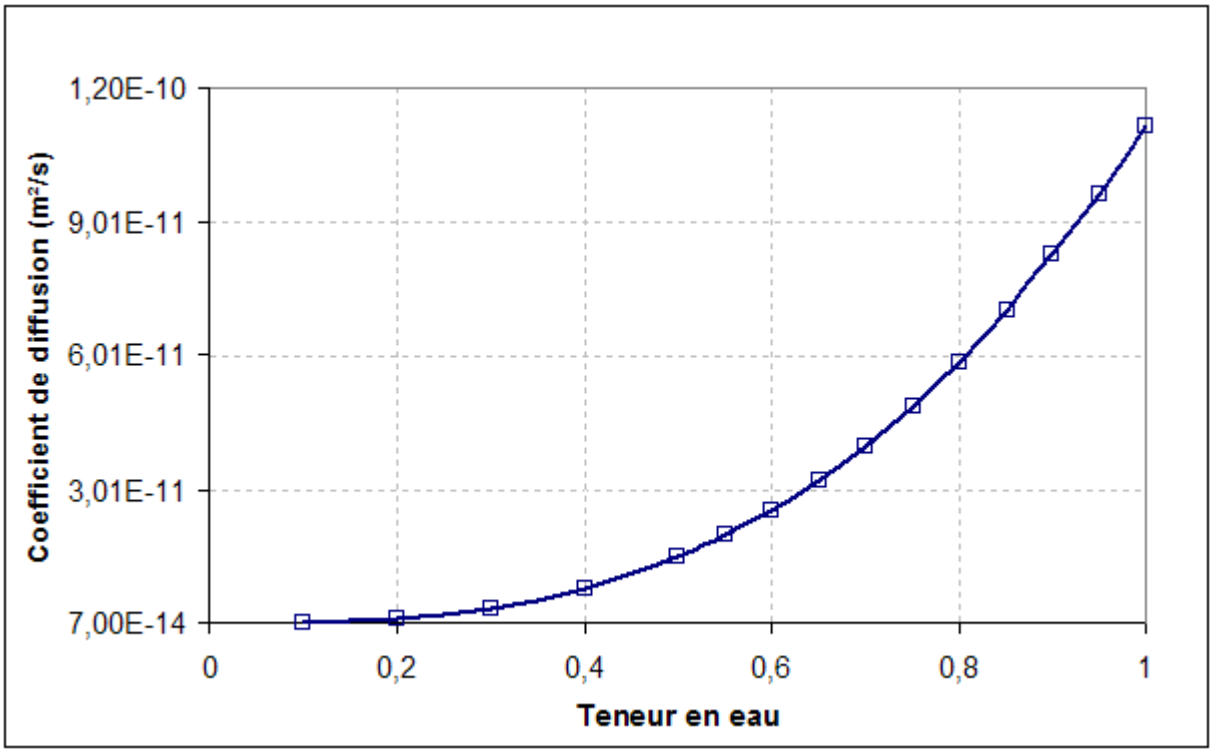


Figure III-6 Coefficient de diffusion *D(w)* en fonction de la teneur en eau

III.3.2 Conditions aux limites

Afin de prendre en compte les variations d'échanges hydriques entre le matériau et l'air ambiant, les conditions aux limites sont choisies de type « convectif » sur les surfaces d'échanges. Elles peuvent s'écrire sous la forme :

$$q_c = \beta_c(w)(w - w_a)n \qquad \text{(III.38)}$$

où βc est le coefficient d'échange par convection, q_c est le flux d'eau entre la surface exposée du matériau et le milieu environnant, w est la teneur en eau sur la surface d'échange, w_a est la teneur en eau correspondant à l'humidité relative de l'air ambiant et n est un vecteur unitaire normal à la surface d'échange.

Pour le calcul du coefficient d'échange, nous avons choisi l'expression suivante [Torrenti et al. 1997] :

$$\beta_c(w) = 5.10^{-10}\left((2w_0 - w_a) - w\right) \qquad \text{(III.39)}$$

où w_0 est la teneur en eau initiale.

III.4 DISCRETISATION

Pour discrétiser ce problème, nous utilisons l'approche des volumes finis. Les équations différentielles sont intégrées sur des volumes élémentaires ou volumes de contrôle.

Les volumes de contrôle dans notre cas « monodimensionnel » sont les segments $\left[x_{i-1/2}, x_{i+1/2}\right]$, les inconnues étant au centre x_i des volumes de contrôles.

Pour résoudre l'équation de diffusion non linéaire, nous réécrivons l'équation (III.15) sous la formulation intégrale :

$$\int_{\Sigma}\left(\frac{\partial w}{\partial t}+\frac{\partial q}{\partial x}\right)dx=0 \qquad \text{(III.40)}$$

où Σ désigne le volume de contrôle étudié.

L'équation précédente peut s'écrire de la manière suivante :

$$\frac{1}{\Delta x}\int_{x_w}^{x_e}\frac{\partial w}{\partial t}dx+\frac{q_e-q_w}{\Delta x}=0 \qquad \text{(III.41)}$$

où x_w et x_e sont respectivement la position à l'extrémité ouest et à l'extrémité est de l'élément considéré, Δx est le pas d'espace, q_w et q_e sont les flux respectifs à l'extrémité ouest et à l'extrémité est.

L'intervalle d'espace étudié est discrétisé par une subdivision régulière de pas Δx, et l'intervalle de temps est discrétisé avec un pas de temps Δt. Pour chaque instant t, la fonction teneur en eau $w\ (x,\ t)$ est discrétisée par le vecteur de ses valeurs aux points de la subdivision $w(t) = w\ (x_i,\ t)$, i prend des valeurs de 0 à M, où M est le nombre de nœuds d'espace.

L'approximation par différences finies permet d'écrire :

$$\frac{1}{\Delta x}\int_{x_w}^{x_e}\frac{\partial w}{\partial t}dx\approx\frac{w_{n+1}^{m}-w_{n}^{m}}{\Delta t} \qquad \text{(III.42)}$$

où m et n désignent respectivement le nœud et l'instant tels que $x=m\Delta x$ et $t=n\Delta t$.

De même, nous discrétisons q_w et q_e :

$$q_{n+\theta}^{w}=-D\left(w_{n+\theta}^{w}\right)\frac{w_{n+\theta}^{m}-w_{n+\theta}^{m-1}}{\Delta x} \qquad \text{(III.43)}$$

$$q_{n+\theta}^{e}=-D\left(w_{n+\theta}^{e}\right)\frac{w_{n+\theta}^{m+1}-w_{n+\theta}^{m}}{\Delta x} \qquad \text{(III.44)}$$

où

$$w_{n+\theta}^{w} = \frac{w_{n+\theta}^{m} + w_{n+\theta}^{m-1}}{2} \tag{III.45}$$

$$w_{n+\theta}^{e} = \frac{w_{n+\theta}^{m+1} + w_{n+\theta}^{m}}{2} \tag{III.46}$$

θ est un coefficient de correction de temps prenant des valeurs entre 0 et 1, tel que pour chaque pas de temps Δt, la teneur en eau peut s'écrire :

$$w_{n+\theta} = (1-\theta)\, w_n + \theta w_{n+1} = w_n + \theta w_{n+1} \tag{III.47}$$

En substituant l'équation (III.47) respectivement dans les expressions de $q_{n+\theta}^{w}$ et $q_{n+\theta}^{e}$, les équations (III.43) et (III.44) deviennent :

$$q_{n+\theta}^{w} = -\theta D\left(w_{n+\theta}^{w}\right)\frac{\Delta w_{n+1}^{m} - \Delta w_{n+1}^{m-1}}{\Delta x} - D\left(w_{n+\theta}^{w}\right)\frac{w_n^{m} - w_n^{m-1}}{\Delta x} \tag{III.48}$$

$$q_{n+\theta}^{e} = -\theta D\left(w_{n+\theta}^{e}\right)\frac{\Delta w_{n+1}^{m+1} - \Delta w_{n+1}^{m}}{\Delta x} - D\left(w_{n+\theta}^{e}\right)\frac{w_n^{m+1} - w_n^{m}}{\Delta x} \tag{III.49}$$

Si $\theta = 0$, l'équation (III.41) s'écrit :

$$\frac{w_{n+1}^{m} - w_n^{m}}{\Delta t} - D\left(w_n^{e}\right)\frac{w_n^{m+1} - w_n^{m}}{\Delta x^2} + D\left(w_n^{w}\right)\frac{w_n^{m} - w_n^{m-1}}{\Delta x^2} = 0 \tag{III.50}$$

ce qui donne le schéma explicite suivant :

$$w_{n+1}^{m} = w_n^{m} + \frac{\Delta t}{\Delta x^2}\left\{D\left(w_n^{e}\right)\left(w_n^{m+1} - w_n^{m}\right) - D\left(w_n^{w}\right)\left(w_n^{m} - w_n^{m-1}\right)\right\} \tag{III.51}$$

<u>*Conditions aux limites*</u>

Sur les volumes de contrôle frontières est et ouest respectifs, l'équation (III.41) s'écrit :

$$\frac{1}{\Delta x/2}\int_{x_1}^{x_e}\frac{\partial w}{\partial t}dx + \frac{q_e - q_1}{\Delta x/2} = 0 \tag{III.52}$$

$$\frac{1}{\Delta x/2}\int_{x_w}^{x_M}\frac{\partial w}{\partial t}dx + \frac{q_M - q_w}{\Delta x/2} = 0 \tag{III.53}$$

En utilisant les approximations par différences finies, nous avons :

$$\frac{1}{\Delta x/2}\int_{x_1}^{x_e}\frac{\partial w}{\partial t}dx \approx \frac{w_{n+1}^1 - w_n^1}{\Delta t} \tag{III.54}$$

$$\frac{1}{\Delta x/2}\int_{x_w}^{x_M}\frac{\partial w}{\partial t}dx \approx \frac{w_{n+1}^M - w_n^M}{\Delta t} \tag{III.55}$$

$$q_n^e \approx -D\left(w_n^e\right)\frac{w_n^2 - w_n^1}{\Delta x} \tag{III.56}$$

$$q_n^w \approx -D\left(w_n^w\right)\frac{w_n^M - w_n^{M-1}}{\Delta x} \tag{III.57}$$

La substitution des équations (III.54) et (III.56) dans l'équation (III.52) donne :

$$\frac{w_{n+1}^1 - w_n^1}{\Delta t} - \frac{2}{\Delta x}\left(D\left(w_{n+1}^e\right)\frac{w_n^2 - w_n^1}{\Delta x} + q_1\right) = 0 \tag{III.58}$$

(III.55) et (III.57) dans (III.53) donne :

$$\frac{w_{n+1}^M - w_n^M}{\Delta t} + \frac{2}{\Delta x}\left(q_M + D\left(w_n^w\right)\frac{w_n^M - w_n^{M-1}}{\Delta x}\right) = 0 \tag{III.59}$$

<u>Cas 1</u>

Pour des conditions de Dirichlet aux deux extrémités, nous avons :

$$w_{n+1}^1 = w_n^1 \tag{III.60}$$

$$w_{n+1}^M = w_n^M \tag{III.61}$$

<u>Cas 2</u>

A l'extrémité gauche, la condition aux limites est une condition de Dirichlet :

$$w_{n+1}^1 = w_n^1 \tag{III.62}$$

Alors que sur le bord droit, nous avons une condition de Neumann en flux nul :

$$q_n^M = 0 \tag{III.63}$$

ce qui donne pour ce bord :

$$w_{n+1}^{M} = w_{n}^{M} + \frac{2\Delta t}{\Delta x^{2}} D\left(w_{n}^{w}\right)\left(w_{n}^{m-1} - w_{n}^{m}\right) \tag{III.64}$$

<u>Cas 3</u>

Les conditions aux limites sont des conditions de Neumann, avec un flux de type « convectif » à l'extrémité gauche et flux nul à l'extrémité droite :

$$q_{1} = \beta_{c}\left(w_{n+1}^{\infty} - w_{n+1}^{1}\right) \tag{III.65}$$

$$q_{n}^{M} = 0 \tag{III.66}$$

ce qui donne pour ce bord :

$$w_{n+1}^{1} = \left(\frac{1}{\Delta t} + \frac{2\beta_{c}}{\Delta x}\right)^{-1}\left(\frac{w_{n}^{1}}{\Delta t} + \frac{2}{\Delta x}\left(D\left(w_{n}^{e}\right)\frac{w_{n}^{2} - w_{n}^{1}}{\Delta x} + \beta_{c} w_{n+1}^{\infty}\right)\right) \tag{III.67}$$

$$w_{n+1}^{M} = w_{n}^{M} + \frac{2\Delta t}{\Delta x^{2}} D\left(w_{n}^{w}\right)\left(w_{n}^{M-1} - w_{n}^{M}\right) \tag{III.68}$$

III.5 MODELISATION DU RETRAIT DE DESSICCATION

Il est supposé que le retrait de dessiccation d'un élément de volume est proportionnel à sa perte en masse [Verbeck et Helmut 1968]. Pour une humidité supérieure à 50 %, le retrait est proportionnel à la variation de la teneur en eau [Granger et al. 1997b].

Le retrait peut alors s'écrire en fonction de la teneur en eau sous la forme suivante [Torrenti et al. 1997] :

$$\varepsilon_{r}\left(x,t\right) = k\left(w\left(x,t\right) - w_{0}\right) \tag{III.69}$$

où $\varepsilon_{r}\left(x,t\right)$ et $w\left(x,t\right)$ désignent respectivement la déformation de retrait et la teneur en eau au point x et à l'instant t, w_{0} est la teneur en eau initiale et k est le coefficient de proportionnalité.

Les sections restant planes, la déformation en chaque point s'écrit :

$$\varepsilon\left(x,t\right) = \frac{1}{E}\sigma\left(x,t\right) + \varepsilon_{r}\left(x,t\right) \tag{III.70}$$

En intégrant la déformation $\varepsilon\left(x,t\right)$ sur une section S de l'élément étudié, on obtient le retrait total $\varepsilon\left(t\right)$, sachant que $\int \sigma\left(x,t\right) dS = 0$ (section auto-équilibrée).

D'où :

$$\varepsilon(t) = \frac{k}{S}\int\left(w(x,t) - w_0\right)dS \qquad \text{(III.71)}$$

En notant $\Delta P(t)$ la perte en masse ramenée à la section considérée, le retrait total s'écrit :

$$\varepsilon(t) = K\frac{\Delta P(t)}{P} \qquad \text{(III.72)}$$

où :

$$K = k\,P \qquad \text{(III.73)}$$

Le retrait total est alors proportionnel à la perte en masse globale de l'élément étudié.

En résumé, le calcul du retrait consiste à déterminer d'abord le champ des teneurs en eau, ensuite, par intégration sur la section, on déduit la variation de masse ramenée à la section. Le produit de cette variation et du coefficient *k* donnera le retrait total.

III.6 RESOLUTIONS NUMERIQUES

III.6.1 Conditions initiales – conditions limites

On considère une éprouvette prismatique de dimensions a×a×b cm isolée sur deux faces opposées avec du matériau composite et soumise à la dessiccation (figure III-7).

En supposant que le matériau composite est parfaitement étanche, l'éprouvette sèche de deux côtés parallèles et le séchage est donc unidimensionnel.

Le fait d'imposer une humidité relative impose une teneur en eau à la surface du matériau. Du fait que les teneurs en eau sur les deux facettes en dessiccation sont égales, le problème est symétrique en x. L'étude sera donc limitée sur l'intervalle [0; a/2].

L'éprouvette est initialement soumise à une température de 20°C et à une humidité relative de 50%.

La condition initiale impose une teneur en eau sur toute la longueur étudiée et s'écrit :

$$w(x,0) = w_{ini}\,,\ \forall x \in \left[0, a/2\right] \qquad \text{(III.74)}$$

A l'extrémité droite, la condition aux limites est une condition de Neumann en flux nul :

$$q_M = 0 \qquad \text{(III.75)}$$

Alors que sur l'extrémité gauche, nous avons une condition de Neumann en flux convectif :

$$q_1 = \beta_c \left(w(\infty, t+1) - w(0, t+1) \right) \qquad \text{(III.76)}$$

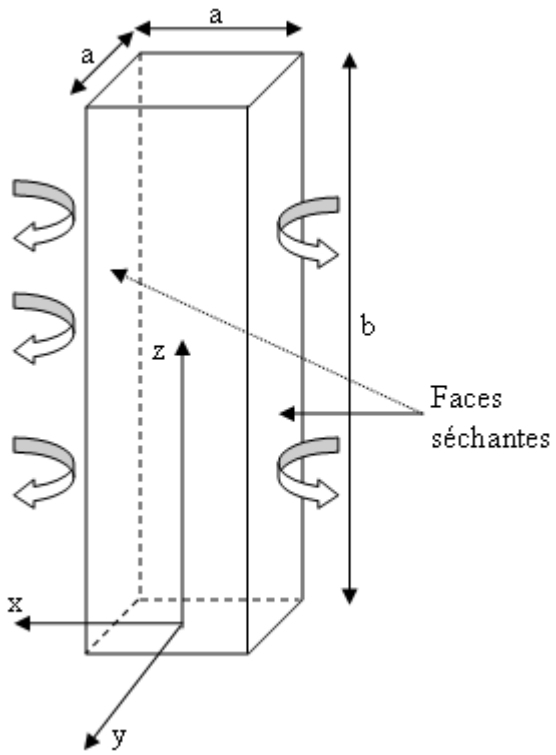


Figure III-7 Géométrie et conditions aux limites

III.6.2 Résolution numérique

Les conditions aux limites sont des conditions de Neumann avec un flux nul à l'extrémité droite $q_n^M = 0$, et un flux suivant une loi de type convection caractérisée par un coefficient d'échange surfacique à l'extrémité gauche.

Le point délicat dans l'algorithme de résolution réside dans le choix du pas de temps compatible avec le maillage utilisé et la longueur faible de l'échantillon étudié. En effet, ce pas de temps Δt doit respecter l'inégalité :

$$\frac{\Delta t}{\Delta x^2} << 1 \qquad \text{(III.77)}$$

Nous choisissons une discrétisation avec un pas de temps très court de 3.10^{-8} secondes, nous obtenons la distribution de la teneur en eau présentée sur la figure (III-8).

A l'instant initial, la teneur en eau est identique sur toute la longueur, sauf à l'extrémité gauche où elle est maximale et correspond à la teneur en eau initiale imposée.

Cependant, l'eau atteint l'extrémité droite de l'éprouvette très rapidement et les valeurs de la teneur en eau nous paraissent très élevées pour des laps de temps aussi courts.

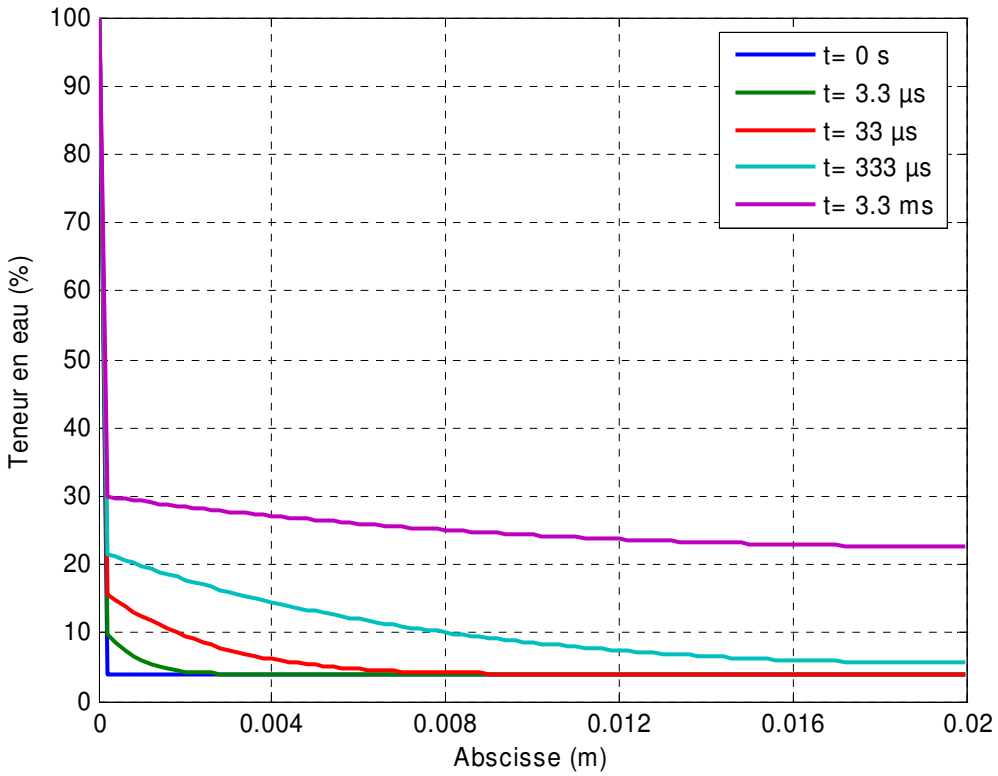


Figure III-8 Teneur en eau en fonction de la position

A partir des résultats de la figure (III-8), et en utilisant la relation (III.35), nous avons tracé l'évolution de la saturation en fonction de la position (figure III-9), puis en fonction de la teneur en eau (figure III-10).

Le degré de saturation suit la même évolution que la teneur en eau en fonction de la position, cependant, il reste toujours nul à l'extrémité droite de l'éprouvette sur la durée étudiée (figure III-9).

La figure (III-10) montre que la saturation augmente avec la teneur en eau, et cette augmentation est d'autant plus importante qu'on avance vers l'extrémité droite de l'éprouvette.

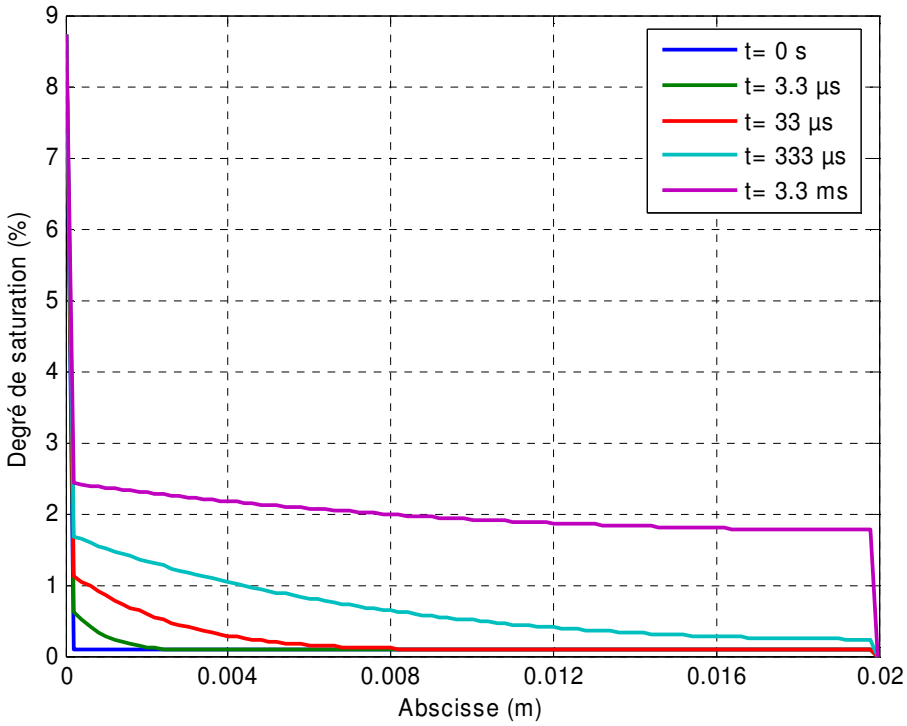


Figure III-9 Evolution du degré de saturation en fonction de la position

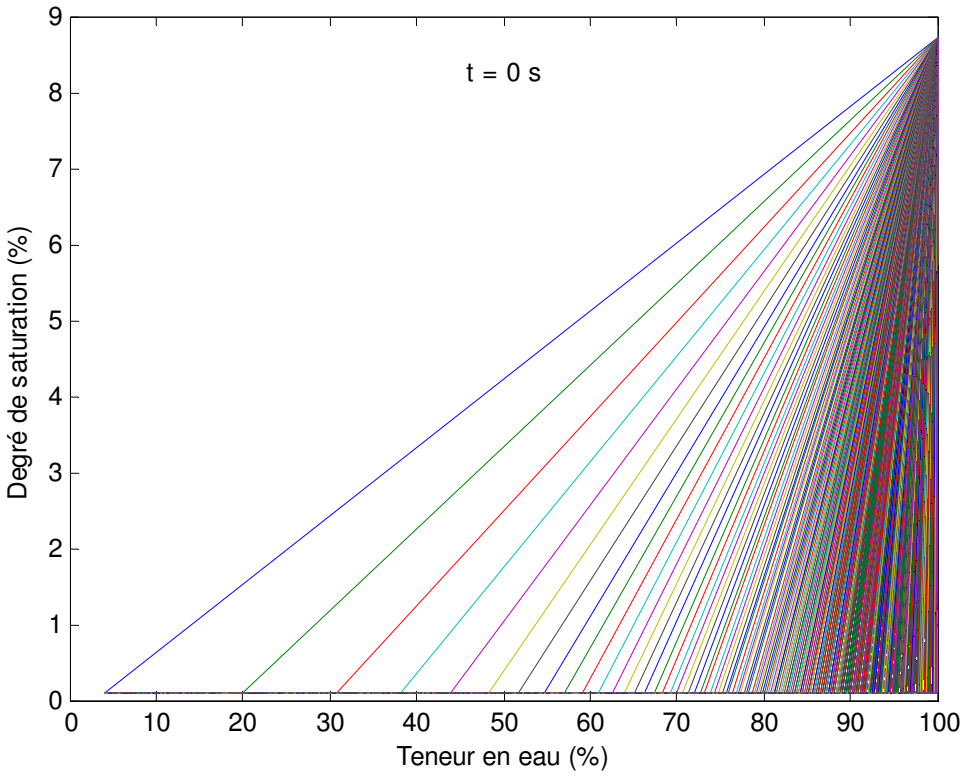


Figure III-10 Evolution du degré de saturation en fonction de la teneur en eau

III.7 COMPARAISON DES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET NUMERIQUES

L'évolution de la perte en masse est déterminée à partir de la connaissance de l'évolution de la teneur en eau calculée. La figure III-11 montre, la comparaison entre la perte en masse mesurée et la simulation. Nous pouvons constater que, sur la durée de nos essais, la simulation est correcte.

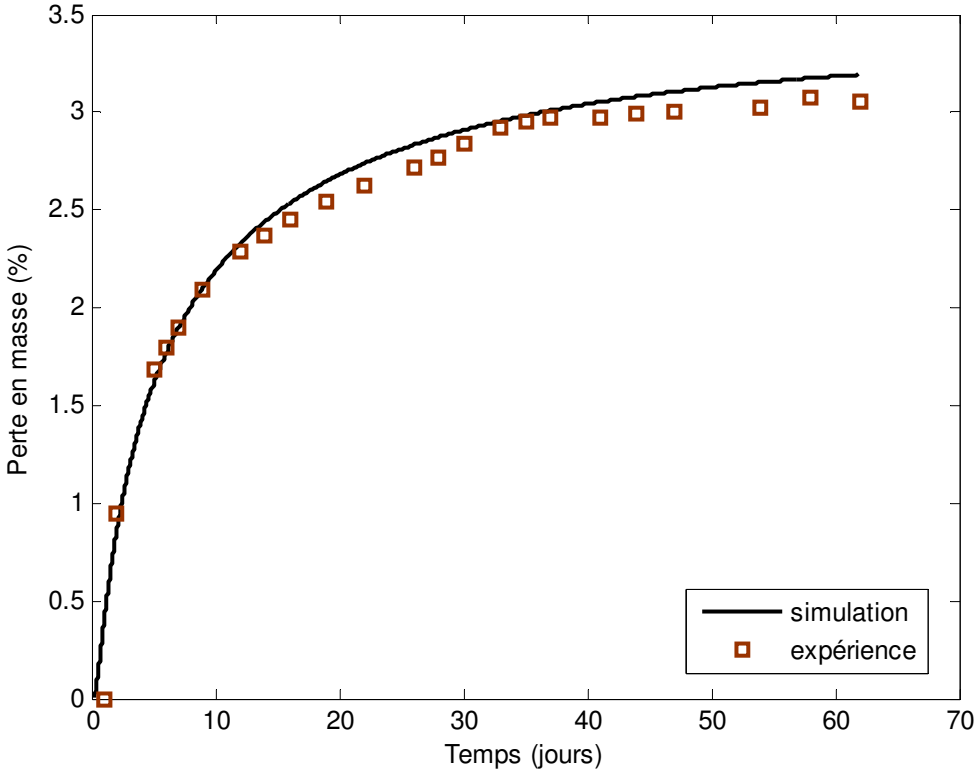


Figure III-11 Evolution de la perte en masse en fonction du temps de séchage

Le résultat de la simulation numérique de la déformation de retrait est confronté à l'évolution expérimentale dans la figure III-12. Nous pouvons constater qu'au delà du premier mois, la simulation a permis de restituer correctement l'évolution expérimentale de la déformation de retrait. Pendant le 1er mois, le calcul du retrait à la surface de l'éprouvette rend compte d'une déformation de retrait plus importante.

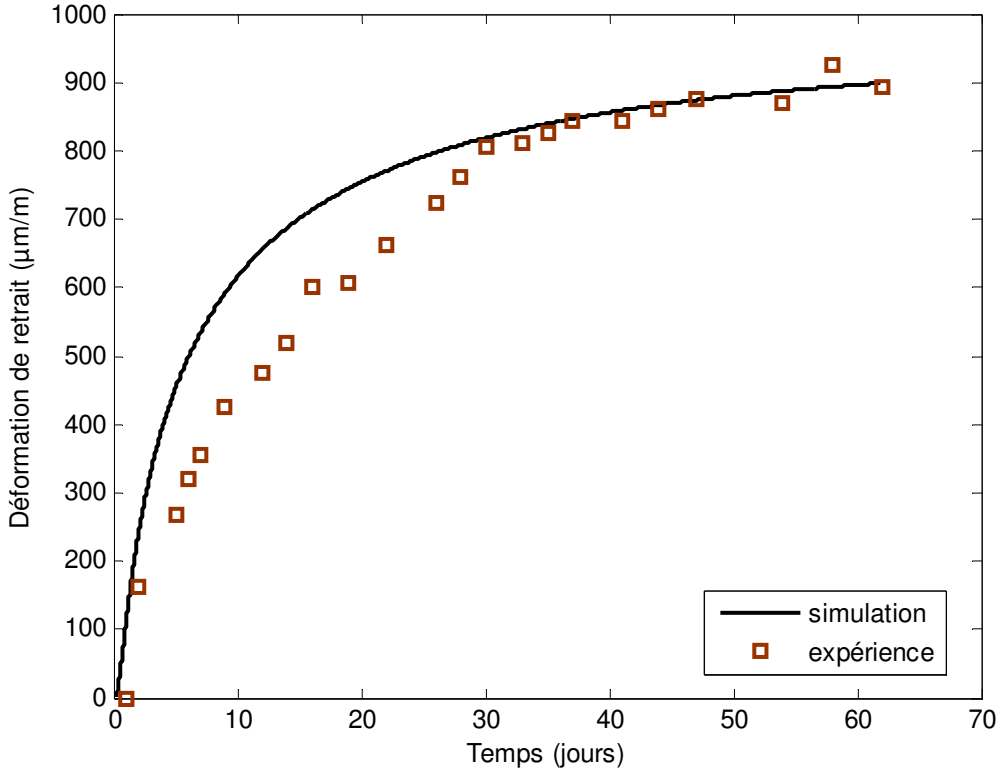


Figure III-12 Evolution de la déformation de retrait en fonction du temps

Cette différence de déformation peut être due à des problèmes de manipulation pendant la prise des mesures. Elle est en effet de l'ordre de l'incertitude sur les mesures.

III.8 CONCLUSION

Le séchage des matériaux à matrice cimentaire est un phénomène extrêmement lent et complexe. Il peut être décrit par une équation de diffusion non linéaire. Les nombreux paramètres intervenant dans cette équation ne sont pas constants et dépendent fortement de l'humidité relative. D'une part, l'identification expérimentale des paramètres est difficile. D'autre part, la résolution numérique est complexe et coûteuse en temps de calcul.

Nous nous sommes intéressés dans ce travail à l'évolution et la distribution de la teneur en eau au sein du matériau pour obtenir ensuite la déformation de retrait. Il faut cependant souligner que la modélisation adoptée est relativement simple. Des essais de simulations numériques ont été proposés à la fin de ce travail, la résolution numérique à long terme reste difficile avec les paramètres choisis.

CONCLUSION

Ce travail a porté sur l'étude du comportement différé du mortier renforcé avec des lamelles en matériau composite. La problématique de la présente étude est la suivante : à l'heure actuelle, nous n'avons pas ou peu d'informations sur l'effet de l'utilisation des composites sur les déformations différées du béton. L'analyse bibliographique a permis de dresser un état de l'art qui a souligné l'existence de très nombreuses études dédiées aux structures renforcées. En effet, il a été prouvé par plusieurs chercheurs que ces matériaux augmentent la résistance mécanique du béton, mais qu'en est-il pour son comportement vis-à-vis du retrait et du fluage ?

La première étape était alors de s'informer sur le comportement hydro-mécanique du béton, du matériau composite, et de l'union des deux. En s'intéressant aux structures en béton renforcées avec des matériaux composites, nous avons synthétisé les caractéristiques des différents matériaux mis en jeu. L'étape suivante était de se concentrer sur le comportement au retrait et au fluage du béton en passant par une analyse du séchage et des transferts hydriques au sein de ce matériau, et de s'informer sur le comportement au fluage du composite seul. Enfin, le comportement différé de l'union des deux matériaux a été abordé.

A ce stade, il était alors nécessaire, de pouvoir caractériser le comportement différé du complexe « support-renfort ». Nous sommes alors partis sur la base des essais traditionnels de fluage en compression à court-terme, couplés à des mesures de retrait. Les éprouvettes testées sont préalablement renforcées avec des plaques en composite. Pour les essais de fluage, nous nous sommes intéressés à l'effet du mode de renforcement et de l'âge au moment du chargement. Les paramètres influençant le retrait comme l'humidité relative et les conditions de conservation sont aussi étudiés. Nous avons entrepris une campagne expérimentale qui avait pour but principal l'influence de ces paramètres sur les déformations du retrait et du fluage.
Au jeûne âge, comme à maturité, la déformation de fluage a été nettement réduite en présence du composite. La vitesse d'évolution du fluage, ainsi que la progression de la fissuration, dépendent du mode renforcement. Les éprouvettes testées étaient insensibles à l'âge de chargement, pour la charge étudiée.

Afin de dissocier la déformation due à la charge mécanique de celle due au séchage, nous avons effectué une série d'essais de fluage sur des éprouvettes protégées de la dessiccation pendant l'essai. Les résultats obtenus sur les éprouvettes renforcées et protégées de la dessiccation sont quasi-identiques à ceux obtenus sur des éprouvettes similaires séchantes. L'écart de déformation pouvant exister est toujours en faveur des éprouvettes renforcées sur toutes les faces latérales. En effet, le composite joue bien le rôle d'un écran réduisant considérablement le séchage.

Nous pourrions donc penser que le composite permettrait de réduire le retrait de séchage. Cependant la dispersion des résultats obtenus pour les éprouvettes renforcées sur les quatre faces ne permet pas de tirer des conclusions. En revanche, le renforcement sur deux faces opposées ne semble pas altérer le retrait du mortier.

Lors du séchage du mortier, le départ d'eau va provoquer dans la matrice cimentaire le retrait de dessiccation et des forts gradients de teneur en eau vont apparaître. Ainsi, dans le cadre de l'analyse des effets de ce séchage sur le retrait, il est indispensable de décrire les transferts d'humidité au sein du matériau.
Nous nous sommes alors résolus à nous orienter vers une approche théorique et numérique du problème de séchage. Ce dernier est décrit par une équation de diffusion non linéaire. La résolution de celle-ci permettra d'obtenir le champ des teneurs en eau à chaque instant. Une modélisation de l'essai de perte en masse a permis d'approcher la courbe obtenue expérimentalement de l'isotherme de désorption et le retrait a pu ainsi être déterminé.

Dans cette étude, notre connaissance et notre compréhension des phénomènes régissant le comportement différé ont progressé. Néanmoins, certains points restent à éclaircir ou à étudier.

Du point de vue expérimental, les essais effectués dans cette étude sont réalisés sur des spécimens de tailles réduites et donc guère représentatifs des structures réelles du génie civil. Il serait donc nécessaire d'approfondir cette étude en tenant compte de l'effet d'échelle.
Au sujet des essais de fluage, nous nous sommes limités, dans cette étude, à un chargement mécanique modéré et à des essais à court-terme. Il nous paraît pertinent et nécessaire de mieux appréhender l'effet de la charge appliquée et de caractériser le comportement à long terme.
Certains essais de retrait présentaient des dispersions qui peuvent être dues à la fois au renforcement, notamment pour les éprouvettes renforcées sur les quatre faces, et aux faibles

dimensions des éprouvettes étudiées. Il serait donc intéressant de reprendre ces essais sur des éprouvettes de taille moyenne.
En ce qui concerne l'interface support-renfort, il serait important de caractériser l'influence de la qualité de cette interface sur le comportement différé de l'ensemble.

Du point de vue numérique, il faut souligner que la modélisation adoptée est relativement simple, elle peut être complétée et affinée pour prendre en compte des effets supplémentaires. Nous n'avons pas pris en compte l'effet de différents paramètres sur la distribution de la teneur en eau au sein du matériau. Par exemple, l'effet de l'humidité relative initiale, et du coefficient de diffusion initial. Toutefois, la nécessité de prendre en compte tous ces phénomènes doit être évaluée. Enfin, les simulations ont été effectuées sur de très courtes durées, une modélisation du phénomène à long terme serait donc nécessaire, et ce sur des éléments renforcés plus complexes que ceux étudiés dans ce travail.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Aïtcin P.C. (2001), Bétons de Haute Performance, Eyrolles, 2001, 683 pp., Paris.

Atlassi E. (1991), Influence of cement type on the desorption isotherm of mortar, Nordic Cement Research, 1991, 10, pp. 25-36.

Baroghel-Bouny V. (1994), Caractérisation des pâtes de ciment et du béton - Méthodes, Analyse, Interprétations, Thèse de doctotat, LCPC, Paris, 1994, 468 pages.

Baroghel-Bouny V., Mainguy M., Lassabatere T. et Coussy O. (1999), Characterization and identification of equilibrium and moisture properties for ordinary and hight performance cementitious materials, Cement and Concrete Research, 1999, vol. 29, pp. 1225 – 1238.

Baron J. (1982), Le béton hydraulique, chapitre 27 : Les retraits de la pâte de ciment, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1982, pp. 485-501.

Barret P. (1980), Mécanismes d'hydratation des silicates de calcium (C_3S, C_2S) constituants des ciments vus à travers les concepts de la réactivité des solides, Proceeding of 7th Symp. Chemistry of Cement Paris I, 1980, pp. 86-92.

Bazant Z.P. and Najjar L.J. (1972), Non linear water diffusion in non-saturated concrete, Materials and Structures, 1972, vol. 5, N° 25.

Bazant Z.P. and Panula L. (1978), Practical prediction of time – dependent deformations of concrete. Matériaux et Construction / Materials and Constructions, 1978, Vol.11, No.66, p.415 – 434.

Bazant Z.P. and Wittmann F.H. (1982), Creep and Shrinkage in Concrete Structures, J. Wilet&Sons, 1982.

Benboudjema F. (2002), Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires, Thèse de doctorat, université de Marne la Vallée, 257p, Déc. 2002.

Benyoucef S., Tounsi A., Adda Bedia E.A. et Meftah S.A. (2006), Creep and shrinkage effect on adhesive stresses in RC beams, Composite Science and Technology, 2006, doi:10.1016/j.compscitech.2006.07.007.

Berthet J.F., Ferrier E., Hamelin P., Al Chami G., Thériault M., Neale K.W. (2006), Modelling of the creep behaviour of FRP-confined short concrete columns under compressive loading, Materials and Structures, 2006, 39:53-62.

Berthollet A. (2003), Contribution à la modélisation du béton vis-à-vis du vieillissement et de la durabilité : interaction des déformations de fluage et du comportement non-linéaire du matériau, Thèse de doctorat, INSA de Lyon, 406p, Octobre 2003.

Billard Y. (2003), Contribution à l'étude des transferts de fluides au sein d'une paroi en béton : application au cas des enceintes de confinement en conditions d'épreuve et accidentelle, Thèse de doctorat, INSA de Lyon, 2003, 183p.

Bisschop J., van Mier J.G.M. (2002), How to study drying shrinkage microcracking in cement-based materials using optical and scanning electron microscopy, Cement and Concrete Research, 2002, 32, p. 279-287.

Bissonnette B. (1996), Le fluage en traction : un aspect important de la problématique des réparations minces en béton, Ph. D. thesis, Université Laval, Québec, Canada, 1996.

Bissonnette B., Pierre P. et Pigeon M. (1999), Influence of key parameters on drying shrinkage of cementitious materials, Cement and Concrete Research, 1999, 29 (10), p. 1655-1662.

Bjontegaard O. (1999), Thermal dilatation and autogenous deformation as driving forces to self-induced stresses in high performance concrete, 1999, PhD thesis, Trondheim Norway.

Brooks J.J. (1989), Influence of mix proportions, plasticizers and superplasticizers on creep and drying shrinkage of concrete, Mag. Concr. Res. 41, 1989, No. 148, pp. 145-54.

Brooks J.J., Neville A.M. (1977), A comparison of creep, elasticity and strength of concrete in tension and in compression, Magazine of Concrete research, 1977, 29 (100), p. 131-141.

Burlion N., Yurtdas I. et Skoczylas F. (2003), Comportement mécanique et séchage de matériaux à matrice cimentaire – Comparaison mortier-béton : comparaison mortier/béton, Revue française de génie civil, vol. 7, N°2, 2003, pp. 145 – 165.

Caceres Salazar G.E. (2006), Modélisation du séchage d'un milieu poreux saturé déformable : prise en compte de la pression du liquide, Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure d'Arts et Métiers, Bordeaux, 2006, 152 pages.

Carolin A. (2003), Carbon fibre reinforced polymers for strengthening of structural elements, Doctoral Thesis, Lulea University of Technology, 2003:18, pp.194.

Chen Z. and Wang M.L. (1993), A partitioned solution method with moving boundaries for nonlocal creep damage concrete, Creep and shrinkage of concrete proceeding of the fifth international RILEM symposium, Barcelone – London : E & Fn Spon. 1993, p. 393 – 398.

Coquillat G. (1987), Mesures fondamentales sur éprouvettes : définitions et méthodes expérimentales. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. 1987, No. 455, série BETON 248, p.82-88.

Coussy O. (1995), Mechanics of porous continua, J. Wilet&Sons, 1995.

Coussy O., Baroghel-Bouny V., Dangla P., Mainguy M. (2000), Evaluation de la perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte en masse durant le séchage, LCPC, 2000, pages 97-108.

Daian J.F. (1986), Processus de condensation et de transfert d'eau dans un matériau méso et macroporeux, Etude expérimentale du mortier de ciment, Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, 1986, 319 pages.

Damidot D. and Nonat A. (1992), Investigations of the C_3S hydration and setting of cements, Rilem, 1992, pp. 23-34.

Dantec P. et Terme G. (1996), Séchage et comportement différé du béton : influence de la cinétique de dessiccation sur le comportement mécanique des bétons, Rapport 1.41.02.5 du LCPC, 1996, 88 pages.

Day R.L., Cuffaro P. and Illston J.M. (1984), The effect of drying on the drying creep of hardened cement paste, Cement and Concrete Research, 1984, 14 (3), p. 329-338.

Escalante Garcia J.I. (2003), Nonevaporable water from neat OPC and replacement materials in composite cements hydrated at different temperatures, Cement and Concrete Reserach, 2003, 33, pp. 1883-1888, Saltillo, Mexico.

Gagné R. et Aïtcin P.C. (1993), Superplasticizers for durable concrete, Comptes rendus de la conférence internationale sur la durabilité des bétons, 1993, pp. 200-217, Mexique.

Gamble B.R. and Parrott L.J. (1978), Creep of concrete in compression during drying and wetting, Magazine of Concrete Research, 1978, 104 (30), p. 129-138.

Ghosh R.S. (1973), A hypothesis on mechanism of maturing creep of concrete, Materials and Structures,1973, 6 (31), p. 37-43.

Glucklich J., Ishai O. (1962), Creep mechanism in cement mortar, Journal of the American concrete institute, 1962, 59 (34).

Granger L. 1996, Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires. Analyse et modélisation, Thèse de doctorat à l'ENPC, 1996.

Granger L., Torrenti J.M., Acker P. (1997a), Thoughts about drying shrinkage : scale effect and modelling, Materials and Strcutures, 30, mars 1997, pp. 96-105.

Granger L., Torrenti J.M., Acker P. (1997b), Thoughts about drying shrinkage : experimental results and quantification of structural drying creep, accepté pour publication Materials and strcutures, 1997, N°204.

Gupta V.B., Drazal L.T., Lee C.Y.C. et Rich M.J. (1985), Temperature dependance of some mechanical properties of a cured epoxy resin system, Polymer Engineering and Science, Vol.25, N°13, 1985, pp. 812 – 823.

Hamelin P., Ferrier E. (2001), Etude bibliographique sur les renforcements par matériaux composites de structure du génie civil- Comportement en fatigue et en fluage des renforcements, Identification des problèmes liés aux renforcements par composites, Cahier des charges essai de fatigue, Rapport N° LCPC/01 du 27/04/01, Rev. 0.0 commande n°2000/14791, L2M, université Lyon I, pages 93.

Hansen T.C. (1986), Physical structure of hardened cement paste – A classical approach, Materials and Structures, 1986, 19 (114), p. 423-436.

Hanson J.A. (1968), Effects of curing and drying environments on splitting tensile strength of concrete, Journal of the American Concrete Institute, 1968, 65 (7), p. 535-543.

Hanson T.C. and Mattock A.H. (1966), Influence of size and shape of member on the shrinkage and creep of concrete, Journal of the American concrete Institute, 1966, 63, p. 267 – 290.

Haouas A. (2007), Comportement au jeune âge des matériaux cimentaires – caractérisation et modélisation chimio-hydro-mécanique du retrait, Thèse de doctorat, ENS Cachan, 222p.

Heikal M., Morsy M.S., Aiad I. (2005), Effect of treatment temperature on the early hydration characteristics of superplasticized silica fume blended cement pastes, Cement and Concrete Reserach, 2005, 35, pp. 680-687, Cairo, Egypt.

Hollaway L.C. & Leeming M.B. (2001), Strengthening of reinforced concrete structures using externally bonded FRP composites in structural and civil engineering, Woodhead Publishing Limited, Cambridge England, First published 1999, reprinted 2001.

Jennings H.M. (2000), A model for the microstructure of calcium silicate hydrate in cement paste, Cement and Concrete Reserach, 2000, 30, pp. 101-116.

Jensen O.M. (2000), Influence of cement composition on autogenous deformation and change of the relative humidity, Proceedings of the International Rilem Workshop, 2000, pp. 143-153.

Kjellsen K.O., Detwiler R.J., Gjorv O.E. (1990), Pores structure of plain cement hydrated at different temperatures, Cement and Concrete Reserach, 1990, 20(6), pp. 927-933.

Kjellsen K.O., Detwiler R.J., Gjorv O.E. (1991), Development of microstructures in plain cement pastes hydrated at different temperatures, Cement and Concrete Reserach, 1991, 21, pp. 179-189.

Kumar Mehta P. (1986), Concrete structures – properties and materials, Prentice-Hall, 1986, 450 p.

Lea F.M. (1998), Chemistry of Cement and Concrete, Fourth edition, Edited by Peter C. Hewlett, 1998, pp. 241-289.

Lura P., Breugel K.V., Marumaya I. (2001), Effect of curing temperature and type of cement on only age shrinkage of high performance concrete. Cement and Concrete research, 2001, 31, pp. 167-1872, Tokyo, Japan.

Ma W., Sample D., Martin R., Brown P.W. (1994), Calorimetric study of cement blends containing fly ash – silica fume and slag at elevated temperatures, Cement Concrete and Aggregates, 1994, 16(2), pp. 93-99.

Mainguy M. (1999), Modèles de diffusion non linéaires en milieu poreux ; Application au séchage des matériaux à base de ciment. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1999, 263 pages.

Mangat P.S. and Limbachiya M.K. (1997), Repair material properties for effective structural application, Cement and Concrete Research, 1997, Vol. 27, No. 4, p. 601-617.

Mensi R., Acker P. et Attalou A. (1988), Séchage du béton : analyse et modélisation, Materials and Structures, 1988, vol. 21, pp. 3 – 12.

Messan A. (2006), Contribution à l'étude du comportement au très jeune âge des structures minces en mortier, Thèse de doctorat, Université de Montpellier II, 218p, Déc. 2006.

Millington R.J. (1959), Gas diffusion in porous media, Science, 1959, N°130, pp. 100 – 102.

Mouret M., Bascoul A., Escadeillas G., (1997), Study of the degree of hydration of concrete by means of image analysis and chemically bound water, Advanced Cement Based Materials, 1997, 6, pp. 109-115.

Neville A.M. (1970), Creep of concrete : Plain and prestressed, North-Holland, Amsterdam, 1970.

Neville A.M. (1996), Properties of concrete (4th ed). John Wiley & Sons, Inc, 1996.

Neville A.M. (2000), Propriétés des bétons, traduction de la version anglaise par le CRIB, Editions Eyrolles, 2000, 806 p.

Neville A.M., Brooks J.J. (1987), Concrete technology, Longman Scientifical, 1987, 438p.

Neville A.M., Dilger W.H. and Brooks J.J. (1983), Creep of plain and structural concrete. London: Construction Press, 1983, 361p.

Patel R.G., Killoh D., Parrot L.J., Gutteridge W.A. (1988), Influence of curing at different relative humidities upon compounds reactions and porosity in Portland cement paste, Materials and Structures, 1988, 21, pp. 192-197.

Philajavaara S.E. (1974), A review of some of the main results of a research on the aging phenomena of concrete : effect of moisture conditions on strength, Shrinkage and creep of mature concrete, Cement and Concrete Research, 1974, 4 (5), p. 761-771.

Powers T.C. (1948), A discussion of cement hydration in relation to the curing of concrete, Research Laboratories of Portland Cement Association, 1948, 2.

Powers T.C. (1968), The thermodynamics of volume change and creep, Materials and Construction, 1968, 1 (6), p. 487-507.

Quenard D. (1989), Adsorption et transfert d'humidité dans les matériaux hygroscopiques ; Approche de type percolation et expérimentation. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Toulouse, Toulouse 1989, 198 pages.

Quinson R. (1995), Caractérisation et modélisation de la déformation non élastique des polymères amorphes à l'état solide, Thèse de doctorat, INSA de Lyon, 1995.

Risson T. (1998), Comportement en fluage de composites à renfort carbone et matrices époxyde et Peek, Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Lyon, 1998.

Sierra Ruiz V. (2002), Renforcement d'éléments structuraux en béton armé à l'aide de matériaux composites : analyse fine de la zone d'ancrage, Thèse de doctorat, université Blaise Pascal, 191p, Déc. 2002.

Smadi M.M. and Slate F.O. (1989), Microcraking of high and normal strength concretes under short – and long – term loadings. ACI Materials Journal, 1989, Vol.86, No. 2, p.117-127.

Smadi M.M., Slate F.O. and Nilson A.H. (1987), Shrinkage and creep of high, medium and low strength concretes, including overloads, ACI Materials Journal, 1987, Vol.84, No.3, p.224-234.

Sturgeon J.B., Butt R.I. and Larke L.W. (1976), Creep of carbon fibre reinforced plastics, Royal aircraft establishment, technical report 76168, December 1976.

Sullivan J.L. (1990), Creep and physical aging of composites, Composite Science and Technology, Vol.39, N°3, 1990, pp. 207 – 232.

Taylor H.F.W (1990), Cement Chemistry, Academic Press, pp. 475.

Tong Y., Tu H. and Fei L. (1991), Comparison between the hydration processes of tricalcium silicate and beta-dicalcium silicate, Cement and Concrete Research, 1991, 21, pp. 509-514.

Torrenti J.M., Granger L., Diruy M. et Genin P. (1997), Modélisation du retrait du béton an ambiance variable, revue Française de génie Civil, 1997, Vol.1, No.4, p. 687-698.

Troxell G.E., Raphael J.M. et Davis R.E. (1958), Long-time creep and shrinkage tests of plain concrete and reinforced concrete, 1958, Proc, ASTM 58, 1101-1120.

Ulm F.J. et Acker P. (1998), Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons, Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées spécial XX, 1997, p. 73-82.

Ulm F.J., Le Maou F. and Boulay C. (1999), Creep and shrinkage coupling : new review of some evidence, Revue Française de génie Civil, 1999, vol. 3, N°3/4, p. 21 – 38.

Verbeck G.J. and Helmut R.H. (1968), Structures and physical properties of cement paste, Proc. 5th Int. Symp. On the chemistry of cement, Tokyo, 1968, pp. 1-32.

Wittmann F.H. (1973), Interaction of hardened cement paste and water, Journal of American ceramic Society, 1973, 56 (8), p. 409-415.

Wittmann F.H. (1982), Creep and shrinkage mechanisms, dans: Bazant Z.P., Wittmann F.H. (Eds.), Creep and Shrinkage in concrete Structures, 1982, Wiley, Chi Chester, p. 129-161.

Wittmann F.H. and Roelfstra P. (1980), Total deformation of loaded drying creep, Cement and Concrete Research, 1980, 10, p. 601-610.

WU Z.Y. (2004), Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré-fissurées et renforcées par matériaux composites sous chargement statique et de fatigue, Thèse de doctorat, ENPC, 242p, Nov. 2004.

RESUME COURT

Les utilisations des matériaux composites dans la réparation ou le renforcement des ouvrages en béton sont de plus en plus nombreuses. Plusieurs travaux ont été consacrés à l'étude du comportement mécanique de ces structures renforcées. L'objectif de cette étude est d'évaluer l'effet du renforcement à l'aide de plaques en matériau composite à base de fibres de carbone sur le comportement différé d'un mortier normalisé. Dans ce but, des essais de fluage à court terme ont été réalisés sur des éprouvettes renforcées sur deux faces opposées ou sur les quatre faces latérales. Ces essais sont complétés par des mesures de retrait et de perte en masse sur des éprouvettes similaires renforcées. L'approche théorique et numérique est abordée à la fin de ce travail. Ces investigations montrent une nette amélioration du comportement au fluage à court terme en présence du composite, notamment à 28 jours. Dans la configuration testée, le retrait ne semble pas être altéré par le renforcement.

Mots-clés : Mortier, matériau composite, renforcement, retrait, fluage, modélisation, simulation.

SHORT ABSTRACT

CFRP composites are more and more used in the concrete reparation or strengthening industry. Several studies were carried out to explain the mechanic behaviour of the concrete structures strengthened with composite materials. The main objective of this present study is to evaluate, for a normalised mortar, the strengthening effect with CFRP plates on its creep and shrinkage behaviour. Short-term creep tests were thus performed. The specimens were strengthened with composite plates on two opposite faces, or on the four lateral faces. The shrinkage and loss in mass evolution of similar specimens strengthened are also presented. The theoretical and numerical modelling is approached at the end of this work. These investigations show a clear improvement of short-term creep behaviour in the presence of the composite, in particular at 28 days. In the configuration tested, the shrinkage does not seem to be deteriorated by the reinforcement.

Key-words : Mortar, composite material, strengthening, shrinkage, creep, modelling, simulation.