

Paul-Marie MICHAUD

VERS UNE APPROCHE CHIMIO-PORO-VISCO- ELASTIQUE DU COMPORTEMENT AU JEUNE AGE DES BETONS

Thèse présentée en cotutelle

à la Faculté des études supérieures de l'Université Laval
dans le cadre du programme de doctorat en Génie Civil
pour l'obtention du grade de Philosophiae Doctor (Ph.D.)

Et

à l'Institut Nationale des Sciences Appliquées de Lyon
dans le cadre de la formation doctorale MEGA
pour l'obtention du grade de docteur

Faculté des Sciences et de Génie
UNIVERSITE LAVAL
Québec, Canada

École doctorale de Mécanique, Énergétique, Génie Civil et Acoustique (MEGA)
INSA DE LYON
France

Avril 2008

“It is well to remember that a model is merely a theoretical description proposed to explain observed experimental facts and to provide additional insight into the behaviour of a material. A model cannot, and should not, be considered to be a correct description in any absolute sense”

T.C. Hansen, 1986, Materials and Structures, Vol. 19, n°114

Remerciements

Ce travail de recherche est le fruit d'une collaboration entre deux laboratoires de recherche : le Centre de Recherche sur les Infrastructures en Béton (CRIB) de l'Université Laval à Québec, au Canada, et l'Unité de Recherche en Génie Civil (URGC) de l'INSA de Lyon en France.

Mes premiers remerciements vont donc logiquement à ceux qui m'ont accueilli dans leur équipe pendant quelques années et qui m'ont tout le long de mon doctorat apporté leur amitié, leur aide, leur soutien, leur motivation, leurs connaissances, leur rigueur et leur goût pour la recherche. Il s'agit de mes directeurs de thèse respectifs, Benoît Bissonnette et Jacques Marchand pour l'Université Laval, et Jean-François Georgin et Jean-Marie Reynouard pour l'INSA de Lyon. Ils m'ont toujours permis de réaliser mon doctorat dans les meilleures conditions.

Ce travail n'aurait pu être aussi intéressant sans le support de tout un groupe de recherche sur le thème du comportement au jeune âge des matériaux cimentaires mis en place à Québec. Merci donc à A. Alvandi, E. Bédard, M. Boulhel, A. Bresson, A. Gorji, F. Lory, F. Perez, B. Tamtsiat, B. Zuber et tous les étudiants qui m'ont aidé pendant mes essais. Merci aussi à Mario Fafard, professeur à l'Université Laval, pour son temps passé avec moi sur le développement d'un modèle milieu poreux.

J'adresse des remerciements chaleureux à mes deux rapporteurs, G. Pijaudier-Cabot et J.-M. Torrenti, qui ont bien accepté de prendre du temps pour corriger mon mémoire et m'adresser des remarques et corrections très pertinentes. Je voudrais remercier également les autres membres du jury, N. Burlion et P. Hamelin, pour leur attention apportée à mon travail et leur présence lors de ma soutenance.

Je tiens également à remercier chaleureusement tous les membres de mes deux laboratoires que j'ai pu rencontrer lors de ma cotutelle. Merci pour toutes ces discussions, ces aides précieuses et ces rencontres.

Je tiens à souligner l'ensemble des organismes qui m'ont apporté un soutien financier : le ministère de la recherche français, la région Rhône-Alpes, le consulat français à Québec et le projet jeune âge financé par le CRSNG et Lafarge.

Enfin, je tiens à remercier ma famille et mes amis qui ont toujours été là ...

Résumé

La théorie des milieux poreux réactifs fermés est explorée pour modéliser le comportement au jeune âge des bétons pour des couplages chimio-poro-visco-élastiques. Le modèle est construit autour de l'hypothèse que la dépression capillaire est le principal mécanisme responsable du retrait d'autodessiccation (Hua et al. 1995). Ce retrait correspond à la réponse viscoélastique de la matrice solide vieillissante du milieu poreux sous l'action d'une contrainte de compression induite par la condensation capillaire. L'apparition d'une déformation de gonflement dans les premières heures qui suivent la prise du matériau ne peut être expliquée par un phénomène de dessiccation, car l'humidité relative décroît au fur et à mesure de l'évolution de la réaction d'hydratation. Les déformations endogènes (déformations libres du matériau en conditions isothermes, sans chargement extérieur et sans échange hydrique avec l'extérieur) sont donc définies comme la somme d'un gonflement chimique macroscopique dû à la réaction d'hydratation et d'un retrait d'autodessiccation.

L'approche chimio-poro-visco-élastique développée dans cette étude pour analyser le comportement au jeune âge des bétons a plusieurs objectifs. Premièrement, une modélisation basée sur une approche de la mécanique des milieux poreux permet d'avoir une base rigoureuse à la compréhension des mécanismes qui ont une influence sur les déformations différées observées à l'échelle macroscopique. Le deuxième objectif consiste en la mise en place d'un outil qui fournit les bases nécessaires à une meilleure compréhension de l'influence de la composition du matériau sur le comportement au jeune âge des bétons.

Ce rapport est divisé en quatre parties dont les deux premières font état des connaissances publiées dans la littérature scientifique qui permettront d'arriver à une modélisation basée sur une approche multi-échelles du problème. Les conditions de retrait restreint sont développées dans la troisième partie afin de montrer comment un essai R^2D^2 peut être analysé en vue d'une modélisation du comportement au jeune âge. La quatrième décrit les bases théoriques du modèle ainsi que l'identification des paramètres de ce dernier. Le rapport finit par une application de l'approche pour étudier l'influence du ciment et du rapport E/C sur le comportement au jeune âge des bétons.

Mots clefs : *Milieu poreux, modèle prédictif, hydratation, fluage, propriétés mécaniques vieillissantes, autodessiccation, pression capillaire, distribution poreuse, Contraction Le Chatelier.*

Abstract

A poro-modelling approach is used to predicting autogenous deformation of concrete in isothermal conditions where the material is considered as a closed reactive medium. The poro-mechanical theory suggested by (Coussy 2004) provides a basis for a better understanding of the influence of mixture composition on concrete early age behaviour when this approach is based on the results of characterization experimentals performed on one concrete mixture using cement Portland.

The contact of water with Portland cement generates of complexes dissolution and precipitation reactions that lead to the progressive formation of a rigid structure. This hydration process generates a reducing of the absolute volume of the material. The latter phenomenon is called chemical shrinkage and was first described by Le Chatelier in 1900. The volume of hydrates is higher that volume of anhydrous products. When the hydrates percolate to form the first solid paths (percolation threshold) in the hardening paste, the stiffness of the material increases and a volume of air grow in the capillary pore. This creation of voids leads to the formation of water–air menisci in the porous media and the Relative Humidity (h) drops. The presence of this meniscus causes tensile stresses in the fluid and compressive stresses in the solid matrix of the skeleton. This capillary condensation is the main cause of the autogenous deformation of cement systems. Autogenous shrinkage is in fact the ageing viscoelastic response of the material to the internal capillary pressure changes.

The swelling deformation, which corresponds to the material expansion that occasionally occurs in the early stages of hydration (deformation observed at the macroscopic scale), can not be explained by a desiccation mechanism when the internal relative humidity drop during all the hydration process. An initial swelling deformation is taking into account in the modelling approach by a chemical deformation caused by hydration. The early-age creep response of cement-based materials thus needs to be investigated in order to really understand their early-age behavior. In this work, creep is modeled using a rheological model, in which a Kelvin chain is used to describe short term creep, while a Maxwell chain describes long-term creep (Guénot-Delahaie 1996; Ulm 1999).

The application of this model to the treatment of isothermal cases is presented. A comparison with experimental results illustrates the ability of the model to show the material parameters which may have an influence on the early age concrete behavior.

Table des matières

PARTIE I	INTRODUCTION	1
	Essais R ² D ² : analyse du comportement au jeune âge des matériaux à base cimentaire	3
	Recherche des mécanismes	5
	Limites de l'étude	6
	Echelles d'observations du problème	7
	Méthodologie suivie dans cette étude	8
PARTIE II	STRUCTURATION D'UN BETON EN COURS D'HYDRATATION	10
1	Aspects chimiques de l'hydratation	11
1.1	Le ciment Portland	11
1.2	Hydratation du ciment : réactions complexes entre le ciment et l'eau	12
1.3	Evaluation macroscopique du degré d'hydratation	17
2	Conséquences physiques de l'hydratation : création d'un milieu poreux	20
2.1	Formation de la matrice solide	20
2.2	Définition du réseau poreux	25
2.3	Approche simplifiée de l'évolution du milieu poreux	32
	Résumé	34
PARTIE III	CONSEQUENCES MACROSCOPIQUES DE L'HYDRATATION	35
3	Déformations libres du matériau en cours d'hydratation	36
3.1	Approches simplifiées pour le retrait endogène	37
3.2	Mécanismes à l'origine du retrait endogène	38
3.3	Gonflement endogène macroscopique	45
3.4	Comportement macroscopique du matériau en cours d'hydratation	46
4	Vieillessement des propriétés mécaniques d'un béton	48
4.1	Effet du chargement sur la réaction d'hydratation	49
4.2	Evolution de la résistance du matériau et du module de Young	50
4.3	Etude de la cinétique de fluage au jeune âge	50
	Résumé	60
PARTIE IV	COMPORTEMENT DU MATERIAU EN CONDITIONS DE RETRAIT RESTREINT	61
5	Support expérimental de l'étude : Essai R²D²	62

5.1	Description détaillée d'un essai R^2D^2	63
5.2	Protocole d'essai et qualification de l'expérimentation	65
6	Comparaison des résultats d'un essai R^2D^2 avec des essais plus conventionnels	68
6.1	Démarches de la comparaison	68
6.2	Utilisation d'un essai de fluage en traction directe	69
6.3	Utilisation du montage R^2D^2 en configuration de chargement constant	71
6.4	Comparaison des mesures du fluage et du retrait	71
6.5	Analyse approfondie des déformations endogènes	74
7	Apports de l'essai R^2D^2 dans le cadre d'une modélisation du comportement au jeune âge des bétons	76
7.1	Utilisation d'une approche milieu poreux	76
7.2	Analyse des déformations dans les deux dispositifs d'un essai R^2D^2	78
7.3	Approche choisie pour une modélisation du béton sur la base des milieux poreux	79
	Résumé	81

PARTIE V MODELISATION MILIEU POREUX DU COMPORTEMENT AU JEUNE AGE DES BETONS **82**

8	Approche thermodynamique du problème	83
8.1	Hypothèses de base pour la modélisation	83
8.2	Approche thermodynamique	86
8.3	Evolutions théoriques du milieu poreux et des pressions de pore	95
8.4	Identification des paramètres du modèle	99
9	Identification des paramètres du modèle	100
9.1	Relations pâte – mortier – béton	100
9.2	Rapport volumique de la composition approximée	102
9.3	Evolution de la microstructure du matériau en cours d'hydratation	103
9.4	Détermination de l'origine des pressions de pores	105
9.5	Approximation du comportement viscoélastique avec un essai R^2D^2	115
9.6	Analyse des déformations endogènes	121
9.7	Bilan de l'approximation des paramètres du modèle	126
	Résumé	128

PARTIE VI INFLUENCE DU CIMENT ET DU RAPPORT E/C SUR LE COMPORTEMENT AU JEUNE AGE DES BETONS **129**

10	Utilisation d'une approche mécanique des milieux poreux	130
10.1	Influence du ciment et du rapport E/C	130
10.2	Choix de certains paramètres	130

11	Evolution de la microstructure d'un béton	132
11.1	Evolution du milieu poreux	132
11.2	Evolution de la distribution poreuse	135
11.3	Influence de la distribution poreuse sur les pressions capillaires	137
12	Influence sur les propriétés mécaniques	140
12.1	Détermination des déformations mécaniques à partir d'un essai R^2D^2	140
12.2	Module de Young	141
12.3	Fonction de complaisance	142
13	Analyse des déformations endogènes	144
13.1	Prise en compte d'un gonflement endogène	144
13.2	Evolution du coefficient de Biot en fonction du retrait endogène	145
13.3	Sensibilité du comportement des bétons dans les premières heures d'hydratation	147
	Résumé	149
	PARTIE VII CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	150
	Conclusions	151
	Perspectives	153
	PARTIE VIII ANNEXES	158
	A1 : Compositions des matériaux	159
	A2 : Schématisation des calages du modèle	161
	A3 : Evolutions des différents paramètres du modèle	162
	A4 : Approximation des distributions poreuses	165
	A5 : Table des notations	173
	PARTIE IX RÉFÉRENCES	180

Table des figures

Figure 1 : Restriction imposée par le coffrage sur un béton en cours d'hydratation, d'après (Charron 2003).	2
Figure 2 : Configuration de l'essai de retrait restreint avant la mise en place du matériau dans le moule, selon (Charron 2003).	3
Figure 3 : Influence du rapport E/C sur le retrait endogène de pâtes de ciment (Baroghel-Bouny et al. 2006).	4
Figure 4 : Influence du ciment sur le retrait endogène de pâtes de ciment (Tazawa et al. 1995a).	5
Figure 1-1 : Evolutions schématiques de la conductivité électrique et du flux thermique d'un ciment Portland, adapté de (Chanvillard 1999).	15
Figure 1-2 : Cinétique de formation des produits d'hydratation (Chanvillard 1999).	17
Figure 1-3 : Evolution de l'hydratation des différents composants d'un ciment Portland, d'après Copeland dans (Hua 1995).	17
Figure 2-1 : Représentation schématique de la microstructure du gel de C-S-H selon le modèle de (Feldman et al. 1968) cité dans (Benboudjema 2002)	22
Figure 2-2 : Mesure du retrait chimique en fonction de l'évolution de la diminution du volume des hydrates (Tazawa et al. 1995b).	23
Figure 2-3 : Evolution du retrait chimique en fonction du degré d'hydratation pour des pâtes de ciment ayant différents rapports E/C et maintenus en conditions isothermes (Mounanga et al. 2004)	23
Figure 2-4 : Influence du matériau sur le comportement mécanique, d'après (Bissonnette 1996; Neville 2000)	24
Figure 2-5 : Représentation du caractère hétérogène d'un béton par la somme d'un squelette (matrice solide + réseau poreux) et de fluides saturant l'espace poreux.	25
Figure 2-6 : Distinction schématique entre les variations volumiques apparente (externe) et absolue (retrait chimique), en cours d'hydratation, d'un béton scellé (sans échange hydrique avec l'extérieur), d'après (Bissonnette et al. 2000).	26
Figure 2-7 : Evolution expérimentale en fonction du temps de la distribution poreuse d'une pâte de ciment (E/C = 0.4), maintenue à 24 °C, par intrusion au mercure, tiré de (Brown et al. 1993) dans (Roy et al. 1993).	27
Figure 2-8 : Evolution en fonction de la température (a) du rayon d'interface R_{peq} , pendant le gel (« freezing ») et le dégel (« thawing »), de la couche d'eau adsorbée (« adsorbed layer ») et (b) du volume de glace, selon (Zuber et al. 2000).	29
Figure 2-9 : Représentation schématique de l'analogie entre la progression du gel et la dessiccation dans un matériau à base cimentaire	30

Figure 2-10 : Evolution de la couche d'eau adsorbée en fonction de l'évolution de l'humidité relative selon (Lura 2003).	32
Figure 2-11 : Représentation schématique et simplifiée d'un béton vu comme un milieu poreux composé d'une matrice solide homogène et d'un réseau poreux.	33
Figure 3-1 : Représentation schématique de la dépression capillaire (b) dans un matériau en cours d'hydratation (a), (Benboudjema et al. 2005)	38
Figure 3-2 : Courbes isothermes d'adsorption-désorption (a) et distributions poreuses obtenues par intrusion au mercure (b) pour un mortier en cours d'hydratation (Therrien 2001).	40
Figure 3-3 : La désorption des molécules d'eau élève la tension à la surface des hydrates selon l'effet de Gibbs-Bangham (Charron 2003).	41
Figure 3-4 : Evolution de l'énergie de surface en fonction de l'humidité relative pour une pâte de ciment ($E/C = 0.4$), d'après Adolphs (2002) cité dans (Beltzung 2004).	42
Figure 3-5 : Diminution de l'Humidité Relative pour différents travaux d'après (Hua 1995).	42
Figure 3-6 : Description idéalisée de l'eau dans les zones d'adsorption empêchée ((Bazant 1972) repris dans (Benboudjema 2002))	43
Figure 3-7 : La diminution de l'humidité relative engendre une réduction des pressions disjonctives (Charron 2003).	43
Figure 3-8 : Evolution expérimentale (a) de l'humidité relative et (b) du retrait endogène de différentes pâtes de ciment (E/C variant de 0.2 à 0.5) soumises à l'autodessiccation (Jiang et al. 2005).	45
Figure 3-9 : Influence du ressuage sur les déformations endogènes (Bjøntegaard et al. 2004).	46
Figure 3-10. Représentation schématique du comportement différé du béton au jeune âge	47
Figure 4-1 : Représentation schématique des déformations d'un béton au jeune âge, à partir de (Ulm 1999).	48
Figure 4-2 : Influence du chargement sur l'évolution du degré d'hydratation de pâte de ciment, d'après (Tamtsia et al. 2004).	49
Figure 4-3 : Evolution expérimentale du module de Young d'un béton haute performance (HPC) et d'un béton ordinaire (OC) en fonction du degré d'hydratation pour des essais en compression (Ulm et al. 1996).	50
Figure 4-4 : Complaisance expérimentale en fonction de l'âge de chargement pour des bétons (a) ordinaire ($E/C=0.50$) et (b) à hautes performances ($E/C=0.33$) chargés en compression, résultats expérimentaux de (Laplante 1993) cités dans (Ulm 1999)	52
Figure 4-5 : Cinétique de fluage à court et à long terme pour (a) un béton ordinaire et (b) pour un béton à hautes performances (Acker et al. 2001).	53
Figure 4-6 : Modélisation physique du fluage propre à court terme (a) reposant sur des mécanismes (b) selon (Benboudjema 2002).	54
Figure 4-7 : Représentation schématique des micro-contraintes présentes dans les micropores des C-S-H (Bazant et al. 1997a)	55

Figure 4-8 : Modèle rhéologique de Kelvin-Voigt généralisés _____	58
Figure 4-9 : Modélisation du comportement mécanique des bétons au jeune âge pour un ensemble de modèles rhéologiques (Ulm 1999). _____	58
Figure 5-1 : Schématisation générale de l'appareil R2D2 contrôlé en température (Charron 2003) _	62
Figure 5-2 : Evolution schématique des déformations d'un béton dans le dispositif de retrait restreint d'un essai R2D2. _____	63
Figure 5-3 : Traitement des déformations d'un essai R2D2 grâce à la combinaison des deux dispositifs, schéma adapté de (Charron 2003). _____	64
Figure 5-4 : Coupe transversale de l'éprouvette pour le conditionnement en température d'un essai R2D2 (Charron 2003). _____	65
Figure 5-5 : Evolution des déplacements des capteurs d'un essai R2D2 (Charron 2003). _____	66
Figure 6-1 : Description du montage de fluage en traction directe (modifiée de (Bissonnette 1996))	70
Figure 6-2 : Détails du système d'ancrage et d'instrumentation d'une éprouvette chargée (modifiée de (Bissonnette 1996)). _____	70
Figure 6-3 : Comparaison de la déformation mécanique (fluage + élastique) entre les deux montages pour les deux bétons (C1 0.40 et C2 0.40). _____	72
Figure 6-4 : Comparaison des déformations libres entre les deux montages pour les deux compositions C1 0.40 (a) et C2 0.40 (b). _____	73
Figure 6-5 : Scellement des échantillons ASTM selon les conditions de mise en place du matériau dans le montage R2D2. _____	74
Figure 6-6 : Différentes conditions de scellement des éprouvettes ASTM pour reproduire (a) le retrait de séchage, (b) les déformations libres dans le montage R2D2 et (c) les déformations endogènes. _____	74
Figure 6-7 : Comparaison, en fonction de conditions d'exposition, (a) de la perte en masse et (b) des déformations libres enregistrée dans un essai ASTM pour un béton C1 0.30. _____	75
Figure 7-1 : Milieu poreux vu comme la superposition de deux milieux continus (Coussy et al. 1998) _____	77
Figure 8-1 : Représentation schématique du comportement au jeune âge des bétons basée sur une approche de type milieu poreux. _____	84
Figure 8-2 : Représentation schématique des déformations visqueuses d'un milieu poreux soumis à une contrainte σ . _____	86
Figure 8-3 : Représentation du comportement élastique par un modèle rhéologique évolutif. _____	90
Figure 8-4 : Modèle rhéologique en série pour décrire le comportement viscoélastique du milieu poreux. _____	93
Figure 8-5 : Pression capillaire fonction du rayon de ménisque via une étude de la distribution poreuse en fonction du temps _____	98

Figure 8-6 : Représentation schématique du double effet de l'hydratation sur la dépression capillaire.	99
<hr/>	
Figure 9-1 : Différences d'évolutions du degré d'hydratation entre un mortier et une pâte de ciment pour un ciment C1 de rapport E/C = 0.40 (a) sur 24 h et (b) sur 7 jours, d'après (Bresson 2005).	101
Figure 9-2 : Représentation schématique de la différence entre une pâte de ciment, un mortier et un béton sur le degré d'hydratation, la contraction Le Chatelier et la distribution poreuse	102
Figure 9-3 : Evolutions (a) du degré d'hydratation en fonction du temps et (b) du retrait chimique en fonction du degré d'hydratation pour une pâte de ciment faite avec un ciment C1 et un rapport E/C de 0.40, à partir des résultats expérimentaux de (Bresson 2005).	103
Figure 9-4 : Evolution volumique de la microstructure d'un béton C1 0.40, pour la matrice solide et pour le réseau poreux.	104
Figure 9-5 : Evolution de la porosité (a) et du degré de saturation en eau (b) du béton en fonction du degré d'hydratation pour un béton C1 0.40.	105
Figure 9-6 : Représentation schématique de la dessiccation dans un réseau poreux pour deux humidités relatives différentes.	106
Figure 9-7 : Evolution de la couche d'eau adsorbée en fonction de la baisse d'humidité relative d'après (Bentz et al. 1998).	106
Figure 9-8 : Détermination de la distribution poreuse $V_m(R_m)$ en fonction de $V_p(R_p)$, à partir de l'évolution de l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée, pour connaître le rayon de ménisque R_m correspondant à un volume de vide V_{vide} .	107
Figure 9-9 : Différences de distributions poreuses cumulées (en fonction du volume de ciment de la composition) entre un mortier et un béton pour un même type de ciment et un même rapport E/C.	108
Figure 9-10 : Représentation du volume poreux total comme en une superposition de deux porosités (pores de gel et capillaires).	109
Figure 9-11 : Evolution de la distribution poreuse en fonction du degré d'hydratation	110
Figure 9-12 : Approximation de la distribution poreuse à un temps donné en fonction des résultats des essais de calorimétrie basse température et de l'intrusion au mercure.	111
Figure 9-13 : Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.40 à 1 jour en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier.	112
<hr/>	
Figure 9-14 : Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.40 à 3 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier.	112
<hr/>	
Figure 9-15 : Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.40 à 5 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier.	113
<hr/>	

Figure 9-16 : Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.40 à 7 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier.	113
Figure 9-17 : Comparaison entre les évolutions théorique (modélisation) et expérimentale (calorimétrie basse température et intrusion au mercure) du volume poreux total pour la composition C1 0.40 en fonction du degré d'hydratation.	114
Figure 9-18 : Evolutions (a) du rayon de ménisque et (b) des pressions capillaires d'un béton C1 0.40 à partir de l'évolution de la distribution poreuse théorique.	115
Figure 9-19 : Comparaison des conditions de sollicitations du matériau dans chaque montage (libre et restreint) d'un essai R2D2.	115
Figure 9-20 : Evolution (a) des déformations mécaniques sous l'action (b) d'une contrainte σ dues à la restriction du matériau dans d'un essai R2D2.	116
Figure 9-21 : Représentation par un modèle rhéologique du comportement mécanique d'un béton sous l'action d'une contrainte σ .	116
Figure 9-22 : Evolution du module de Young pour chaque incrément de contrainte dans un essai R2D2 pour un béton C1 0.40, à partir des résultats expérimentaux de (Bouhlef 2006).	117
Figure 9-23 : (a) Essai de chargement constant à partir de $t_0 = 1$ j dans le montage R2D2 pour déterminer (b) l'évolution de la vitesse de complaisance dJ/dt à long terme.	118
Figure 9-24 : Taux de complaisance expérimentaux mesurés sur un béton ordinaire ($E/C=0.50$) et sur un béton de haute performance ($E/C=0.33$) d'après les résultats de (Laplante 1993) cité par (Ulm et al. 1998).	119
Figure 9-25 : (a) Développement des contraintes suites à la restriction du matériau et évolution (b) des déformations mécaniques d'un essai R2D2 pour un béton C1 0.40, à partir des résultats expérimentaux de (Bouhlef 2006).	120
Figure 9-26 : Evolution de la partie fluage de la fonction de complaisance d'un béton C1 0.40.	121
Figure 9-27 : Représentation du comportement mécanique par un modèle rhéologique évolutif.	122
Figure 9-28 : Approximation de l'évolution du gonflement macroscopique (a) pour obtenir le retrait d'autodessiccation expérimental (b) pour un béton C1 0.40 d'après les résultats expérimentaux de (Bouhlef 2006).	123
Figure 9-29 : (a) Evolutions de retrait endogène en fonction du temps pour différents coefficients de Biot et (b) évolutions des coefficients de Biot en fonction du degré d'hydratation pour un béton C1 0.40.	125
Figure 9-30 : Représentation schématique du comportement au jeune âge des bétons en considérant que les déformations viscoélastiques macroscopiques sont celles du squelette sous l'action d'une contrainte effective σ' .	126
Figure 11-1 : Influence du ciment et du rapport E/C sur l'évolution du degré d'hydratation (a) et du retrait chimique (b).	132
Figure 11-2 : Influence du ciment et du rapport E/C sur l'évolution de la contraction Le Chatelier en fonction du temps.	133

Figure 11-3 : Influence du ciment et du rapport E/C sur l'évolution de la porosité (a) et du degré de saturation en eau (b) en fonction du temps. _____	133
Figure 11-4 : Influence du ciment et du rapport E/C sur l'évolution de la porosité (a) et du degré de saturation en eau (b) en fonction du degré d'hydratation. _____	134
Figure 11-5 : Influence du ciment et du rapport E/C sur l'évolution des déformations endogènes en fonction de l'avancée de la réaction d'hydratation (a) et du temps (b). _____	135
Figure 11-6 : Influence du ciment et du rapport E/C sur les distributions poreuses approximées à (a) 1 jour, (b) 3 jours, (c) 5 jours et (d) 7 jours. _____	136
Figure 11-7 : Influence du ciment et du rapport E/C sur les distributions poreuses simulées à (a) 10 %, (b) 20 %, (c) 30 % et (d) 50 % d'hydratation. _____	137
Figure 11-8 : Evolutions (a) du rayon de ménisque pour chaque composition responsable de la (b) baisse de l'humidité relative. _____	138
Figure 11-9 : Influence du ciment et du rapport E/C sur le développement des dépressions capillaires dans les réseaux poreux du béton en fonction du temps. _____	139
Figure 12-1 : Influence du ciment et du rapport E/C sur le développement des contraintes dans un essai R2D2. _____	140
Figure 12-2 : Evolutions des déformations mécaniques (élasticité + fluage) dues au développement des contraintes dans un essai R2D2. _____	141
Figure 12-3 : Influence du ciment et du rapport E/C sur l'évolution du module de Young. _____	141
Figure 12-4 : Influence du ciment et du rapport E/C sur le vieillissement de la fonction de complaisance. _____	142
Figure 12-5 : Vieillissement de la fonction de complaisance pour des chargements unitaires (a) à 10 % d'hydratation, (a) à 30 % d'hydratation et (c) à 50 % d'hydratation. _____	143
Figure 13-1 : Evolution du gonflement en fonction du ciment et du rapport E/C. _____	144
Figure 13-2 : Différence, pour chaque composition, entre le retrait endogène et les déformations endogènes (libre R2D2) en fonction de la prise en compte d'un gonflement. _____	145
Figure 13-3 : Evolution du coefficient de Biot de chaque béton pour les deux types de ciment et les deux rapports E/C. _____	145
Figure 13-4 : Evolution du retrait endogène en fonction des données expérimentales et du coefficient de Biot pour les deux types de ciment et les deux rapports E/C. _____	146
Figure 13-5 : Influence de l'évolution des pressions de pore sur la prédiction du retrait endogène pour les deux bétons de rapport E/C 0.30. _____	147

Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Principales phases du ciment Portland.	11
Tableau 1-2 : Quantité d'eau chimiquement liée aux composants du ciment hydratés selon Bogue, d'après Czernin dans (Hua 1995).	19
Tableau 2-1 : Classification des pores dans la pâte de ciment hydraté (Young et coll. 1986 cité dans (Bissonnette 1996))	26
Tableau 6-1 : Conditions de chargement du béton dans les deux montages (R2D2 et FTD).	72
Tableau 6-2 : Vitesse de chargement pour chaque essai.	73
Tableau 6-3 : Influence de la vitesse de chargement sur le module de Young dans un essai de traction directe sous presse mécanique pour des éprouvettes identiques à celles de l'essai FTD (composition C1 0.40).	73
Tableau 9-1 : Approche simplifiée du rapport volumique d'un béton avant malaxage soit pour $t = 0$.	102

PARTIE I

INTRODUCTION

Comme tous les matériaux à matrice cimentaire, le béton subit, dès les premières heures qui suivent sa fabrication, des variations de volume significatives provoquées en grande partie par l'hydratation du ciment (Byfors 1980). En pratique, il arrive que ces changements volumétriques soient si importants qu'ils mènent à la fissuration prématurée de l'ouvrage (Al-Kubaisy et al. 1975; Brown et al. 2001; Tritsch et al. 2005; Altoubat et al. March 2001). Bien que la fissuration précoce soit, dans certains cas, associée à de mauvaises pratiques sur chantier, ce phénomène se manifeste également dans des ouvrages pour lesquels les opérations de production, de mise en place et de mûrissement du béton ont été faites selon les règles de l'art.

Au cours des dernières années, de nombreuses études ont clairement démontré que les problèmes de fissuration du béton au jeune âge peuvent être directement liés aux phénomènes d'autodessiccation et de déformations endogènes de la pâte de ciment (Igarashi et al. 2000; Bentur et al. 2001; Lachemi et al. 2001). Dès les premières heures de la réaction d'hydratation, la pâte de ciment durcie subit un retrait qui lui est propre. Ce retrait a généralement tendance à induire des variations de volume importantes dans le béton qui peuvent, si elles sont empêchées (voir Figure 1), mener rapidement à la fissuration du matériau.

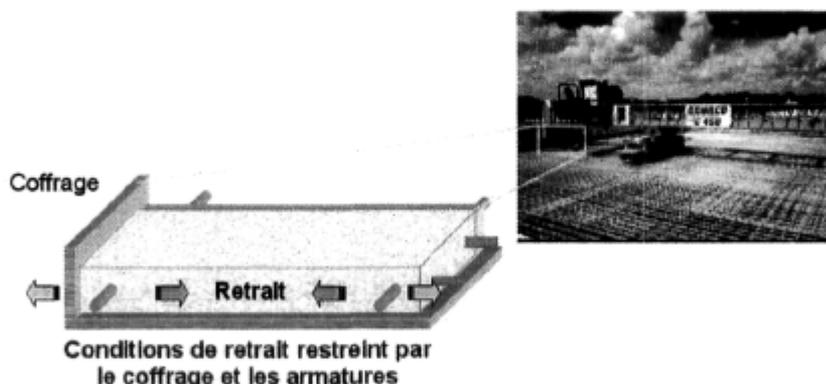


Figure 1 : Restriction imposée par le coffrage sur un béton en cours d'hydratation, d'après (Charron 2003).

Des travaux récents démontrent que la fissuration au jeune âge des ouvrages en béton est un problème complexe qui n'est pas uniquement influencé par le retrait endogène du matériau (Bentur 2000; Haouas et al. 2004; Morency et al. 2004). Selon certaines études, la capacité du béton à relaxer des contraintes (capacité de fluage en traction) joue également un rôle important dans les mécanismes de fissuration précoce (Bissonnette 1996; Yuan et al. 2003).

Le risque de fissuration devient encore plus important pour les bétons à haute performance (BHP) placés dans des conditions de retrait restreint. Ces matériaux développés depuis quelques dizaines d'années montrent souvent un retrait très important dans les premières heures d'hydratation (Persson 1998; Feylessoufi et al. 2001; Persson 2001; Zhutovsky et al. 2004). En contrepartie, ces bétons

montrent une supériorité par rapport au béton ordinaire (BO) sur plusieurs aspects (résistances mécanique et au gel, faible perméabilité, ...).

Au jeune âge, il devient donc important de mieux comprendre les mécanismes qui sont à l'origine du comportement différé des matériaux à base cimentaire pour être capable de les prendre en compte dans une démarche de modélisation.

Essais R^2D^2 : analyse du comportement au jeune âge des matériaux à base cimentaire

Jusqu'à récemment, principalement en raison des difficultés expérimentales inhérentes, les changements volumiques et mécaniques étaient rarement mesurés durant les 24 premières heures d'hydratation. Les problèmes de fissuration au jeune âge plus fréquents ont contribué ces dernières années au développement de procédures expérimentales permettant d'étudier le comportement du matériau dans les premières heures qui suivent le contact entre les grains de ciment et l'eau.

Un essai de retrait restreint à déformations différées (R^2D^2), comme son nom l'indique, vise à restreindre les déformations d'une éprouvette de béton (ou d'autres matériaux à base cimentaire) au cours de son hydratation pour reproduire le comportement du matériau en conditions réelles, comme par exemple dans les coffrages (voir Figure 1). L'essai R^2D^2 , qui a été développé au CRIB de l'Université Laval à Québec afin d'étudier la réponse aux changements volumétriques apparaissant dans les premiers jours d'hydratation (Toma 1999), a été amélioré par la suite pour obtenir un contrôle en température (Charron 2003).

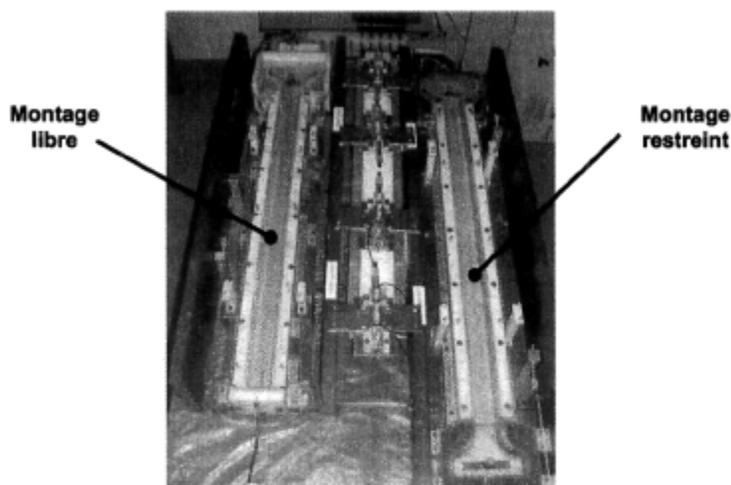


Figure 2 : Configuration de l'essai de retrait restreint avant la mise en place du matériau dans le moule, selon (Charron 2003).

Le matériau est mis en place dans un moule horizontal directement après le malaxage et scellé pour éviter tout échange hydrique avec le milieu environnant. L'appareil R^2D^2 permet ainsi de caractériser

le comportement au jeune âge des bétons dès la prise du matériau grâce à deux dispositifs d'essai. Le premier évalue la déformation libre du matériau (montage de gauche de la Figure 2) alors que le second (montage de droite de la Figure 2) permet de restreindre cette déformation suivant une procédure discrétisée. L'analyse des résultats obtenus dans les deux montages donne l'évolution dans le temps des déformations élastiques ε^e , de fluage ε^v , endogènes ε^{end} et de l'accroissement des contraintes induites par les déformations gênées. En considérant valide le principe de superposition, la déformation totale ε^t peut donc être décomposée de la façon suivante :

$$\varepsilon^t = (\varepsilon^e + \varepsilon^v) + \varepsilon^{end} \quad [1-1]$$

La décomposition [1-1] repose sur l'hypothèse que les déformations peuvent être découplées et qu'elles n'interagissent pas entre elles.

Le comportement au jeune âge des matériaux à base cimentaire est complexe. La restriction du matériau engendre une réponse mécanique (élasticité et fluage) qui peut être vue comme la conséquence d'une sollicitation externe. D'un autre côté, une partie de la déformation libre du matériau correspond aux déformations viscoélastiques du matériau sous l'action d'une pression de pore interne (Hua 1995). Même si les mécanismes de couplages entre le retrait et le fluage sont encore mal connus et que leur échelle de temps est différente, l'essai R^2D^2 permet d'observer leurs apparitions et leurs évolutions.

Un essai R^2D^2 donne une quantité importante d'informations sur le comportement au jeune âge du matériau en conditions de retrait libre et restreint, mais ne fournit pas tous les éléments nécessaires à la compréhension directe des mécanismes qui sont à l'origine de la différence de comportement différé (évolution des déformations endogènes de la Figure 3) pour différents rapports Eau/Ciment et pour différents ciments. Il convient de noter que le rapport E/C et la minéralogie du ciment jouent un rôle important sur les déformations endogènes de matériaux à base cimentaire (voir Figure 3 et Figure 4). L'influence de la composition du matériau sur les déformations endogènes impose donc de développer un modèle qui prenne en compte la représentation multi-échelles des mécanismes en cause.

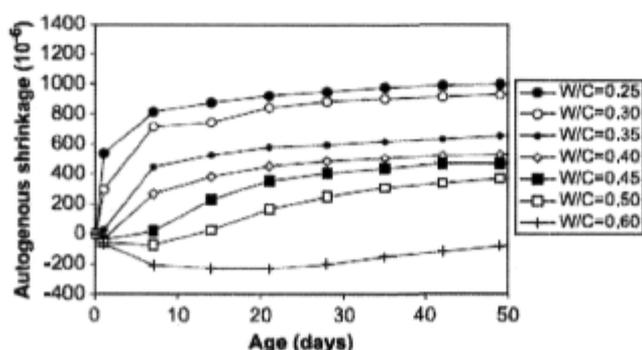


Figure 3 : Influence du rapport E/C sur le retrait endogène de pâtes de ciment (Baroghel-Bouny et al. 2006).

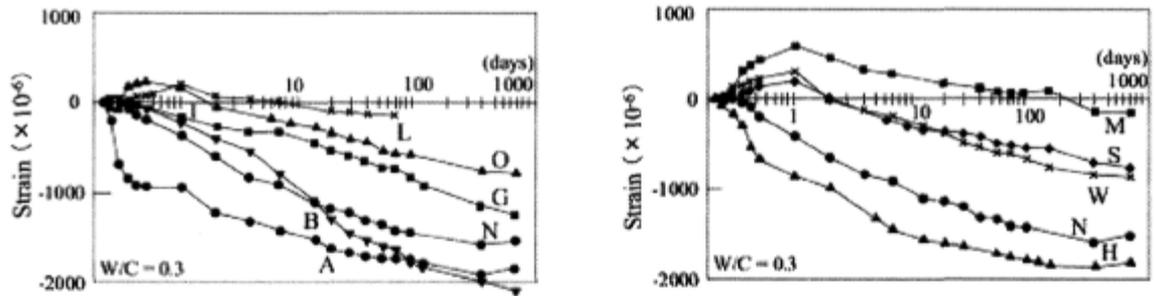


Figure 4 : Influence du ciment sur le retrait endogène de pâtes de ciment (Tazawa et al. 1995a).

Recherche des mécanismes

Le travail de recherche présenté dans ce mémoire de thèse vise à mettre en lumière des mécanismes qui sont à l'origine du comportement différé au jeune âge des bétons. Il s'agit également d'étudier et de faire ressortir des paramètres de formulation (rapport E/C, minéralogie du ciment, ...) qui ont une influence sur le comportement différé en cours d'hydratation. Les lois de comportement qui seront alors identifiées pourront être utilisées lors de l'analyse ou de la conception des structures.

Le projet vise principalement l'amélioration et le développement de modèles existants permettant de décrire le comportement différé du béton. Le caractère innovateur de l'étude réside dans le fait qu'elle se concentre sur les phénomènes qui régissent le développement des propriétés du béton au cours des premiers jours d'hydratation. En effet, les modèles cités dans la documentation scientifique ont été, pour la majorité, élaborés pour prédire le comportement de bétons matures. De plus, ces approches reposent pour la plupart sur une description phénoménologique à l'échelle macroscopique du matériau.

Le contact entre le ciment et l'eau engendre une réaction chimique conduisant à la formation d'hydrates. Sans échange hydrique avec l'extérieur du matériau, la densification des phases solides des hydrates formés conduit à la création de vides dans le réseau poreux. L'apparition de vides conduit à une autodessiccation, c'est-à-dire une diminution de l'Humidité Relative dont les conséquences sont similaires à un départ d'eau vers l'extérieur (Baroghel-Bouny et al. 1999). Cette baisse de l'humidité relative engendre une dépression à l'intérieur du réseau poreux (pression de pore) similaire au retrait de séchage (Lassabatere 1994), qui est responsable des déformations endogènes (Hua 1995; Barcelo et al. 2005). L'application d'un chargement externe en cours d'hydratation complique le problème car les déformations différées qui en résultent proviennent de couplages multi-échelles et une approche simplifiée devient inappropriée. La nécessité de prendre en compte la pression induite dans le réseau poreux met en évidence l'intérêt d'une approche mécanique des milieux poreux dans la modélisation des déformations différées.

Dans la plupart des modèles (Ulm 1999; Sercombe et al. 2000), le retrait endogène est exprimé comme une relation de proportionnalité entre les déformations résultantes et le degré d'hydratation. L'approximation de l'évolution des déformations endogènes en fonction du degré d'hydratation ne permet pas de prédire correctement le comportement du matériau en conditions de retrait restreint si l'évolution de la structuration poreuse (saturation, comportement mécanique de la matrice solide, pression de pore, etc.) est négligée.

Différents mécanismes ont été proposés depuis quelques dizaines d'années, comme par exemple la théorie de la consolidation, les glissements dans les gels de C-S-H ou la diffusion sous contraintes de l'eau adsorbée entre les particules de gel, pour expliquer la capacité des bétons à subir des déformations différées (Neville et al. 1983; Bazant 2001). Néanmoins, aucune de ces théories ne permet à elle seule d'expliquer complètement le comportement visqueux du béton (que ce soit au jeune âge ou à long terme). D'autres auteurs (Ulm 1999; Benboudjema 2002; Vichit-Vadakam et al. 2003) ont cherché à relier le fluage et des mécanismes de transferts et/ou de plasticité à différentes échelles du matériau, mais la caractérisation et l'identification expérimentales de ces paramètres restent encore difficiles. Le fluage des bétons peut néanmoins être considéré au travers d'une approche de type « Mécanique des Milieux Poreux » proposée par (Coussy 2004) avec l'utilisation d'un modèle rhéologique qui permet de décrire la microstructure du matériau comme la superposition d'un squelette viscoélastique déformable et d'un fluide responsable des pressions internes occupant en partie (milieu non saturé) l'espace interstitiel.

Même si cette dernière approche considère uniquement la cinétique macroscopique de fluage et non les mécanismes qui en sont à l'origine, la prise en compte du caractère visqueux du matériau permet d'avoir une représentation réaliste du comportement différé du milieu poreux.

Limites de l'étude

L'étude qui a été entreprise concerne uniquement le comportement de matériaux à base de ciments de type Portland sans ajouts minéraux. L'analyse des propriétés des bétons armés ou des bétons composés de fibres déborde le cadre de ce projet. Le travail se limitera également à l'étude de bétons en conditions isothermes (~20°C) et isolés hydriquement du milieu environnant. Ainsi, les bétons exposés à des variations de températures ne seront pas étudiés.

L'outil de prédiction développé par la suite pour le comportement au jeune âge des bétons n'est valable qu'à partir de la prise de ces derniers. L'approche n'est donc valable que pour un matériau qui a atteint une certaine rigidité. Le passage entre les phases plastique et solide au moment de la prise ne fait pas partie du domaine d'application du modèle.

De plus, l'étude s'intéressera uniquement à des chargements uniaxiaux en compression ou en traction dans le domaine linéaire de comportement du matériau. Ce travail ne visera donc pas à prédire la

fissuration et l'endommagement des bétons. Le fluage est considéré dans le domaine linéaire de comportement où la déformation différée est proportionnelle à la contrainte appliquée au matériau. À ce titre, l'hypothèse de la superposition des déformations est à la base de l'analyse des résultats expérimentaux générés dans cette étude. Cette hypothèse permettra, par exemple, de distinguer les déformations de retrait de celles induites par le fluage.

Le travail présenté dans ce rapport s'inscrit dans le cadre d'un projet regroupant plusieurs chercheurs et étudiants au sein du CRIB de l'Université Laval à Québec. Les résultats expérimentaux présentés dans ce mémoire, qui serviront de base au développement d'un modèle milieu poreux, s'appuient sur une partie des travaux de (Bresson 2005) et de (Lory 2005) pour les mortiers et pâte de ciment, et de (Bouhlef 2005) pour l'analyse du comportement des bétons en conditions restreintes au jeune âge. L'analyse expérimentale des déformations, et plus particulièrement du fluage, d'un béton dans le montage R²D² (Partie I66 et Partie I9.5.2.19.5.2.1) a été mis en place dans le cadre de ce travail. Les paramètres choisis pour cette étude du comportement au jeune âge des bétons en conditions isothermes (voir Annexe 1) sont les suivants :

- 2 rapports Eau/Ciment : E/C=0.30 et E/C=0.40
- 1 température : 20°C
- 2 types de ciment : C1 et C2 (de teneur respective en C₃A de 9% et 3%)

Echelles d'observations du problème

Comme cela a été détaillé précédemment, le béton au jeune âge est un matériau poreux dont les caractéristiques évoluent avec l'avancement de l'hydratation. Pour pouvoir prédire correctement les mécanismes qui sont responsables des déformations différées, il est nécessaire de travailler à différentes échelles. Dans cette étude, la modélisation se basera sur deux échelles distinctes : celle des pores capillaires où la diminution d'humidité relative apparaît et celle du matériau qui correspond à l'échelle d'observation macroscopique des déformations différées.

- L'échelle du réseau poreux permet de décrire les mécanismes qui engendrent les dépressions capillaires via les évolutions de la distribution poreuse et de la saturation en eau libre.
- Les déformations différées correspondent à la conséquence macroscopique de mécanismes générés à une échelle plus petite sous l'action d'une pression de pore issue de la dépression capillaire et, le cas échéant, d'une sollicitation externe. Si le comportement viscoélastique est attribué au squelette, il devient alors possible de décomposer la déformation totale à l'échelle macroscopique comme la somme de plusieurs déformations.

Ce projet de recherche tente alors de répondre à la question suivante : est-il possible d'utiliser les résultats d'un essai R^2D^2 , où l'échelle d'observation est macroscopique, pour avoir des éléments de compréhension sur les mécanismes qui trouvent leur origine à l'échelle microscopique voire nanoscopique ?

Méthodologie suivie dans cette étude

Afin de pouvoir prendre en compte des mécanismes complexes dans la modélisation du comportement au jeune âge des bétons, il est indispensable de progresser de manière méthodique. Cette démarche permet de faire des choix et de retenir certaines hypothèses dans le cadre d'une modélisation de type milieu poreux. Ce mémoire est donc divisé en plusieurs parties :

- **Prise en compte de la structuration d'un béton en cours d'hydratation.** Cette partie permet de mettre en évidence l'effet de l'hydratation du ciment sur l'évolution du milieu poreux qui caractérise un béton au jeune âge. La réaction complexe du ciment avec l'eau conduit à la création d'un squelette poreux dans lequel l'humidité relative diminue progressivement avec l'avancement de la réaction d'hydratation (si le matériau est maintenu sans échange hydrique avec l'extérieur).
- **Etude des conséquences macroscopiques de l'hydratation.** A l'échelle macroscopique, le béton présente des déformations sans chargement externe. L'origine de ces déformations fait l'objet de débats dans la communauté scientifique, mais deux mécanismes semblent se dégager. L'autodessiccation provoquée par la diminution de l'humidité relative engendre des pressions de pore (pressions capillaires) qui, appliquées sur le squelette, conduisent à des déformations viscoélastiques. Néanmoins, cette dépression capillaire ne permet pas d'expliquer le gonflement, enregistré dans certains cas, durant les premières heures d'hydratation, et il devient donc nécessaire de prendre en compte la présence d'un gonflement du squelette d'origine chimique.
- **Etude du comportement du matériau en conditions de retrait restreint.** Lorsque le matériau est soumis à un chargement externe en même temps que l'hydratation évolue, les déformations différées qui en résultent sont une combinaison complexe de mécanismes apparaissant à différentes échelles. L'utilisation d'une approche milieu poreux permet de prendre en compte la contrainte induite par le chargement externe et les conditions limites, ainsi que la contribution des pressions de pore au sein du réseau poreux.
- **Modélisation du comportement différé des bétons en cours d'hydratation avec une approche mécanique des milieux poreux.** Les choix et hypothèses décrits dans les parties précédentes permettent de définir thermodynamiquement le comportement différé d'un béton en cours d'hydratation selon le formalisme d'une approche milieu poreux.

- **Utilisation du modèle pour analyser l'influence du ciment et du rapport E/C sur le comportement au jeune âge des bétons.** La dernière partie de ce rapport permet de comparer plusieurs compositions en fonction du type de ciment et du rapport E/C. L'approche permet de démontrer que l'influence des paramètres passe principalement par les évolutions de la distribution poreuse et des propriétés mécaniques sur les déformations endogènes.

PARTIE II

STRUCTURATION D'UN BETON EN COURS D'HYDRATATION

1 Aspects chimiques de l'hydratation

Au jeune âge, soit pendant les premiers jours qui suivent le contact entre l'eau et le ciment, la microstructure du béton évolue rapidement sous l'effet d'une réaction entre l'eau et le ciment (Gartner et al. 1989; Gaidis et al. 1991). Le passage d'un béton fluide frais à un béton durci est également contrôlé par cette réaction qui est appelée « hydratation ». Celle-ci repose sur des mécanismes qui agissent quasi simultanément : dissolution, formation de composés et précipitation (Baron et al. 1982; Hansen 1986; Chanvillard 1999; Neville 2000).

1.1 Le ciment Portland

Le ciment Portland est un mélange de clinker broyé et de gypse (moins de 5 % de la masse de liant totale). Le clinker est formé à haute température (1450 °C) à partir de calcaire (environ 80 %) et d'argile (environ 20 %). Le ciment est dit hydraulique parce que ses constituants donnent en présence d'eau des hydrates qui précipitent et s'organisent en une structure rigide. La cristallisation des quatre principaux minéraux du clinker, identifiés dans le Tableau 1-1, est fonction de la composition et de la finesse de ce dernier, de la température de cuisson et du mode de refroidissement (Baron et al. 1982).

Tableau 1-1 : Principales phases du ciment Portland¹.

	Composition	Abréviation
Silicate tricalcique	$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_3S alite
Silicate bicalcique	$2\text{Ca} \cdot \text{SiO}_2$	C_2S bélite
Aluminate tricalcique	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A
Aluminoferrite tétracalcique	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF

La proportion des phases cristallisées varie d'un clinker à l'autre, mais les silicates forment généralement 80 % du mélange dont la majorité est composée de C_3S . Un certain nombre de composés minoritaires existent également, comme de la magnésie (MgO), de la chaux libre (CaO), des sulfates alcalins et des traces de chrome et de titane (D'Aloia 1998).

¹ L'abréviation correspond à la notation des cimentiers. Alite et bélite sont des noms utilisés pour des silicates purs.

La teneur en C_3A a été sélectionnée comme variable du volet expérimental de ce projet de recherche, car elle peut exercer une influence importante sur la structuration des bétons durcis. La présence du C_3A semble plutôt indésirable par sa faible participation à la résistance du ciment (sauf à court terme) et par son rôle dans l'apparition d'un gonflement issu de la formation de sulfoaluminates de calcium, lorsque le ciment est attaqué par des sulfates. Ce dernier peut provoquer la dégradation de la pâte de ciment (Baron et al. 1982). Néanmoins, le C_3A agit comme fondant et participe à la réduction de la température de cuisson du clinker. Pour ces dernières raisons, il est utilisé à la fabrication du ciment.

1.2 Hydratation du ciment : réactions complexes entre le ciment et l'eau

Comme il mentionné précédemment, le ciment est un mélange de gypse et de clinker broyé. Ce dernier est constitué de cristaux d'alite (C_3S) et de bélite (C_2S) noyés dans une phase interstitielle d'aluminate tricalcique (C_3A) et d'une solution solide de chaux, d'alumine et d'oxyde de fer, généralement considéré comme étant de l'aluminoferrite tétracalcique (C_4AF) (Waller 2000).

La réaction d'hydratation d'un ciment est exothermique et thermoactivée. Les mécanismes complexes qui contrôlent la réaction d'hydratation font encore aujourd'hui l'objet d'interrogations et il existe plusieurs théories sur le sujet. Plusieurs auteurs (Baron et al. 1982; Chanvillard 1999; Neville 2000) ont décrit, dans leurs ouvrages respectifs, ces mécanismes complexes qui contrôlent la réaction d'hydratation : l'adsorption, l'hydrolyse, la dissolution, la solvation et la cristallisation. Ces mécanismes sont à l'origine de la création des différents produits de l'hydratation que sont les silicates et les aluminates. Même si les mécanismes d'hydratation sont encore au centre des travaux de recherche, (Chanvillard 1999) en donne une description concise :

- La notion de dissolution fait référence à la diffusion d'ions en milieu aqueux des constituants du ciment. Il s'agit essentiellement des ions calcium, silicates, sulfates et aluminates. La formation des premières couches d'hydrates et les gradients de concentration jouent un rôle essentiel dans la cinétique de dissolution.
- Lorsque les concentrations ioniques sont telles que les produits de solubilité des hydrates sont atteints, un processus de formation de particules solides se déclenche. Lorsque le flux de dissolution des ions est supérieur ou égal au flux de précipitation, la concentration en ion de la solution dépasse la valeur d'équilibre. Cette dernière implique que la solution est maintenue à l'état sursaturé.
- La précipitation des hydrates qui consomme des ions en solution contribue à maintenir le gradient des concentrations entre la surface et le sein de la solution. Cette précipitation maintient ou accélère un régime de dissolution rapide. La vitesse de précipitation des hydrates

dépend de leur solubilité. La précipitation des hydrates consomme également des molécules d'eau et conduit les hydrates à remplacer progressivement le volume occupé précédemment par l'eau et les grains de ciment anhydres initiaux. La proportion de liquide va diminuer graduellement au profit du solide. Cette diminution conduit à une réduction progressive de la porosité.

Les ions formant les précipités d'hydrates peuvent également provenir d'un même grain de clinker ou bien de grains différents. Cette précipitation s'effectue alors autour des grains. L'interaction entre la diffusion et la précipitation constitue ainsi l'une des caractéristiques principales de l'hydratation (Chanvillard 1999).

Les silicates (C_3S et C_2S) et les aluminates (C_3A et C_4AF) répertoriés dans le Tableau 1-1 forment ainsi des produits d'hydratation, qui avec le temps donnent une masse ferme et dure appelée pâte de ciment hydraté. Les silicates de calcium sont les composés principaux qui confèrent au ciment les propriétés liantes. Les principaux hydrates peuvent être classés en deux catégories : les hydrates de silicate de calcium (réunissant le C_3S et C_2S) et les hydrates d'aluminate tricalcique (issus des C_3A et C_4AF). En plus des hydrates, certaines phases amorphes sont produites (Neville 2000).

1.2.1 Hydratation des silicates : formation des C-S-H et de la portlandite

Selon (Baron et al. 1982; Chanvillard 1999), les deux silicates C_3S et C_2S donnent les mêmes hydrates :

- Les silicates de calcium hydraté appelé C-S-H sont des composés non stoechiométriques et mal cristallisés dont leurs structures se situent entre le cristal et le gel. Il s'agit de feuillets très minces qui peuvent s'enrouler sur eux-mêmes en forme de tubes creux.
- La chaux hydratée $Ca(OH)_2$, appelée portlandite, est un composé défini et bien cristallisé qui apparaît sous forme de plaquettes hexagonales empilées entre les grains de ciment partiellement hydratés.

L'hydratation des silicates peut être séparée en plusieurs périodes. Dès le malaxage, les silicates se dissolvent superficiellement. Au bout de quelques secondes, la solution devient sursaturée par rapport au C-S-H et entraîne une précipitation autour des grains anhydres. Cette couche précipitée constitue un écran de faible perméabilité qui limite les réactions précédentes pendant quelques heures (période dormante) durant laquelle la quantité d'hydrates formée est très faible. Durant cette période, la pâte reste maniable. Par la suite, la solution devient de plus en plus saturée par rapport à la portlandite, ce qui provoque sa précipitation. Cette dernière consomme des ions calcium qui accélèrent par la suite leur dissolution. Il apparaît alors une formation rapide de C-S-H. Les cristaux de portlandite et les C-S-H s'enchevêtrent alors et remplissent peu à peu les pores. Le matériau devient de plus en plus dense

et une percolation des phases solides traduit la prise. Au bout de quelques heures, la couche d'hydrates qui enrobe les grains anhydres devient assez épaisse pour ralentir la diffusion des ions et de l'eau vers les composants anhydres du système. L'hydratation ralentit de plus en plus, mais peut se poursuivre pendant des mois voire des années.

Les différences entre les produits d'hydratation des deux silicates se traduisent par une proportion plus faible de portlandite pour le C_2S et par une réaction plus lente de ces mêmes silicates, même si la séquence d'hydratation est identique au C_2S (Chanvillard 1999).

1.2.2 Hydratation des aluminates et action du gypse

La réaction du C_3A pur avec l'eau est très violente et conduit à un raidissement immédiat de la pâte de ciment. Cette réaction est appelée « prise éclair ». C'est pour cette raison que du gypse ($CaSO_4$) est rajouté au clinker. Le gypse et les aluminates réagissent ensemble pour former une série de sulfoaluminates. En l'absence d'ions sulfate (gypse), l'hydratation des aluminates aurait lieu directement et bloquerait l'hydratation des autres constituants. Le béton serait alors inutilisable (Baron et al. 1982; Chanvillard 1999).

Dès le malaxage, la vitesse de réaction du C_3A avec le gypse est élevée, engendrant une dissolution rapide qui entraîne une sursaturation de la solution. Les ions se combinent alors pour former des cristaux d'ettringite notés TSA (trisulfoaluminate de calcium hydraté). Ce dernier apparaît généralement bien cristallisé sous forme d'aiguilles très fines. Une période dormante de quelques heures (de 10 à 24 heures) apparaît ensuite où la formation d'ettringite est très lente. Comme pour les silicates, cette période dormante permet de conserver la maniabilité du béton durant les premières heures qui suivent le contact entre le ciment et l'eau. La période dormante est généralement plus longue que celle des silicates. Cette dernière remarque permet de dire que ce sont bien les réactions de silicates qui conditionnent la prise (Chanvillard 1999).

La teneur en gypse étant généralement limitée, un excès de C_3A apparaît. Lorsque le gypse est totalement consommé, la solution va devenir sous-saturée et l'ettringite va alors se dissoudre pour devenir une nouvelle source d'ions sulfate. Cette source de sulfate excédentaire engendre la formation d'un nouveau composé noté MSA (monosulfo-aluminate de calcium hydraté).

Au bout de quelques semaines et de manière générale, l'ettringite se transforme totalement en monosulfo-aluminate. Au-delà d'un mois, les réactions se poursuivent lentement avec l'aluminate (C_3A) et l'aluminoferrite (C_4AF) pour former de l'aluminoferrite de calcium hydraté. Même si les séquences réactionnelles sont proches du C_3A , l'aluminoferrite tétracalcique (C_4AF) est nettement plus lent à réagir et n'apparaît de manière significative qu'une fois que le gypse est totalement épuisé.

1.2.3 Cinétique d'hydratation du ciment

Tel que décrit par (Byfors 1980), le terme « degré d'hydratation », noté ξ , est un paramètre utilisé dans la description de l'évolution de l'hydratation d'un matériau à base cimentaire. Le résultat $\xi = 0$ signifie qu'aucune réaction n'est développée alors que pour $\xi = 1$, l'hydratation est complète. Pour certains bétons (généralement pour des rapports E/C inférieurs à 0.45) et même après un temps très long, il reste une quantité de ciment non hydraté. C'est pour cette raison que le degré d'hydratation n'atteint pas toujours la valeur 1 (Waller 2000).

L'hydratation du ciment est la conséquence de plusieurs réactions chimiques apparaissant simultanément. Il est difficile de décrire cette réaction complexe par de simples paramètres. C'est pour cette raison que le degré d'hydratation est souvent utilisé dans la description de l'hydratation des ciments. Ce paramètre permet alors de relier l'effet de la température à la réaction d'hydratation, et par la suite aux propriétés mécaniques. L'avancement de l'hydratation d'un ciment peut être déterminé par différentes techniques : la quantité de Ca(OH)_2 que l'on retrouve dans la pâte, la chaleur dégagée par l'hydratation (mesurée par calorimétrie), la densité de la pâte, la quantité d'eau combinée chimiquement (mesurée par analyse thermogravimétrique), la quantité de ciment non hydraté (observations aux rayons X), ou la résistance de la pâte (technique indirecte)(Baron et al. 1982).

Des essais de calorimétrie isotherme et de conductivité électrique semblent être les techniques les plus pratiques pour examiner l'hydratation d'un ciment. De manière schématique, la Figure 1-1 illustre l'évolution de la réaction d'hydratation d'un ciment Portland ordinaire. La conductivité électrique traduit l'évolution des paramètres chimiques. La courbe de flux thermique, qui est obtenue par dérivation de la courbe de dégagement de chaleur d'hydratation, caractérise toutes les réactions exothermiques mises en jeu.

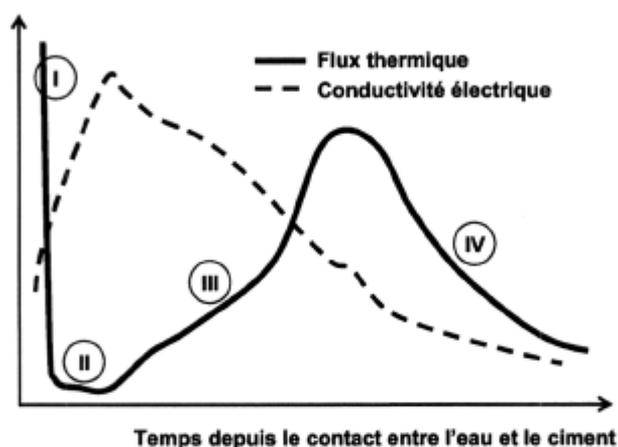


Figure 1-1 : Evolutions schématiques de la conductivité électrique et du flux thermique d'un ciment Portland, adapté de (Chanvillard 1999).

Les descriptions faites par quelques auteurs (Baron et al. 1982; Chanvillard 1999; Neville 2000) de l'évolution de la microstructure d'une pâte de ciment seront utilisées pour cette partie.

Le premier pic (période I de la Figure 1-1) est très important et correspond à l'hydratation initiale à la surface des grains de ciment (C-S-H et ettringite). Les grains recouverts par cette « colle » conservent une certaine mobilité qui permet au béton de rester maniable. Cette réaction immédiate avec l'eau caractérise la dissolution des constituants (courbe croissante de la conductivité) où les ions entrent en solution. La durée de cette première période est assez courte et suivie d'une période appelée « période dormante » (période II de la Figure 1-1). La durée de cette dernière varie selon les conditions isothermes d'exposition (de 2 à 3 heures pour 30°C à pratiquement 10 heures pour 10°C). Les cristaux d'ettringite, formés des ions sulfates provenant du gypse et des aluminates du C₃A, s'allongent progressivement sous forme d'aiguilles. La formation des C-S-H se poursuit très lentement. La pâte devient de plus en plus dense mais reste plastique. La croissance plus faible de la conductivité électrique traduit la diminution de la dissolution des constituants.

A la fin de la période dormante, la sursaturation de la solution (conductivité électrique au maximum sur la Figure 1-1) déclenche la précipitation de la portlandite sous forme de cristaux hexagonaux. Toutes les réactions sont accélérées et la couche de C-S-H autour des grains s'épaissit. Cette grande activité thermique (période III de la Figure 1-1) dégage beaucoup de chaleur. La réaction des aluminates se poursuit également avec la dissolution continue des grains de gypse. Les hydrates formés commencent à s'enchevêtrer au point qu'un état rigide du matériau apparaît. Les produits d'hydratation des grains individuels viennent en contact les uns avec les autres pour aboutir à un chemin de percolation de particules liées mécaniquement à travers le matériau : c'est le début de la prise. La courbe de conductivité électrique marque une rupture pour amorcer la décroissance. La période de ralentissement (période IV de la Figure 1-1) traduit une diminution de la vitesse d'hydratation. La couche d'hydrates autour des grains s'épaissit de plus en plus et la diffusion à travers les produits d'hydratation devient difficile. Au bout de quelques jours, l'hydratation est bien avancée. Lorsque les cristaux de gypse ont été complètement consommés, l'ettringite se dissout pour former des ions sulfates qui réagissent avec l'excès de C₃A. Au bout d'un mois, la microstructure est très compacte et les hydrates occupent la majorité des espaces. Ces derniers constituent réellement l'espèce structurante de la pâte de ciment hydraté.

En conclusion et comme le montre la Figure 1-2, la réaction d'hydratation d'un ciment portland est complexe. Quelques jours après le contact entre l'eau et le ciment, divers produits caractérisent la microstructure hydratée d'un béton.

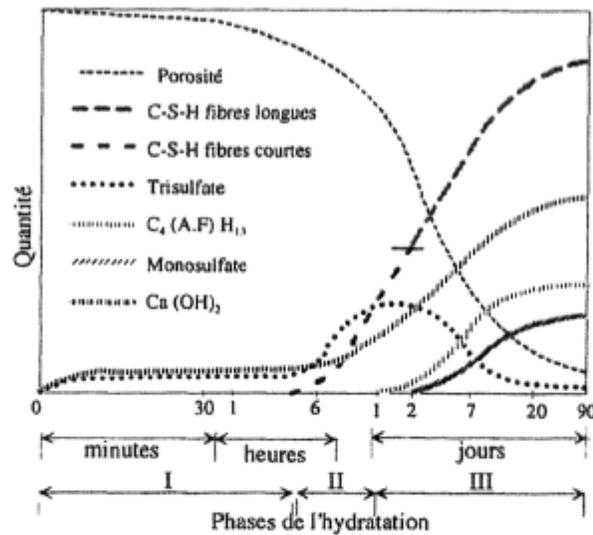


Figure 1-2 : Cinétique de formation des produits d'hydratation (Chanvillard 1999).

1.3 Evaluation macroscopique du degré d'hydratation

La connaissance de l'évolution du degré d'hydratation au cours du temps est une information indispensable à la mise en place d'un modèle permettant de prendre en compte l'évolution de la microstructure du matériau au jeune âge. Le degré d'hydratation donne une information sur l'avancement de la réaction entre l'eau et le ciment. Cette évolution dépend de la composition du ciment, car chaque composant (C_3S , C_2S , C_3A et C_4AF) s'hydrate suivant une vitesse qui lui est propre (Hua 1995; Chanvillard 1999; Neville 2000), comme le montre la Figure 1-3.

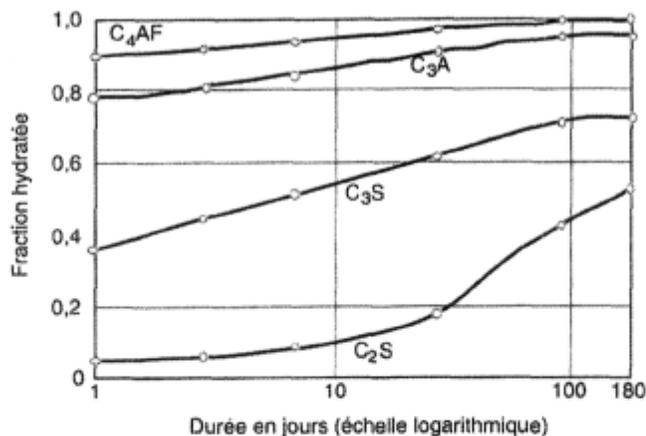


Figure 1-3 : Evolution de l'hydratation des différents composants d'un ciment Portland, d'après Copeland dans (Hua 1995).

L'étude expérimentale du degré d'hydratation se fait par une observation macroscopique de la réaction. La séparation du degré d'hydratation pour chaque composant devient donc impossible. Le degré d'hydratation est donc représenté par une réaction équivalente à l'échelle macroscopique dans la

plupart des modèles proposés dans la littérature (Hua 1995; Guénot-Delahaie 1996; Ulm 1999; Cervera et al. 1999a).

1.3.1 Mesure du degré d'hydratation par calorimétrie isotherme

La méthode consiste à placer le matériau dans une enceinte scellée où la température est maintenue constante tout au long de l'essai, puis de relever la chaleur dégagée $Q(t)$ pendant que le matériau s'hydrate. L'évolution du degré d'hydratation ξ en fonction du temps correspond ainsi au rapport entre la chaleur dégagée Q à l'instant t et la chaleur totale dégagée Q_∞ correspondant à une hydratation totale du ciment :

$$\xi(t) = \frac{Q(t)}{Q_\infty} \quad [1-1]$$

D'après (van Breugel 2001), la quantité de chaleur libérée pour une hydratation complète du ciment dépend de sa composition minéralogique :

$$Q_\infty = \sum_{i=1}^n q_i P_i \quad [1-2]$$

Avec n : le nombre de phase considérée (C_3S , C_2S , C_3A , C_4AF et autres) ; q_i : la chaleur dégagée pour l'hydratation complète de la phase i ; P_i : pourcentage de la phase i présente dans le ciment.

1.3.2 Mesure du degré d'hydratation par teneur en eau non évaporable

La mesure du degré d'hydratation ξ par teneur en eau non évaporable consiste à mesurer l'évolution de la quantité d'eau liée chimiquement aux hydrates en fonction du temps. Pour un matériau réactif fermé (isolé hydriquement), la quantité d'eau liée $m_{e_l}(t)$ correspond à la partie non évaporable du volume d'eau présent dans un matériau à base cimentaire. Le reste du volume d'eau est appelé eau évaporable $m_e(t)$. Selon le principe de conservation de la masse, le bilan massique de l'eau est constant tout au long de l'hydratation :

$$m_e(t) + m_{e_l}(t) = cte = m_e(t=0) \quad [1-3]$$

La mesure des différentes masses d'eau est possible par évaporation à différentes températures : l'eau évaporable $m_e(t)$ se retire à 110°C et celle non évaporable $m_{e_l}(t)$ à 1050°C.

L'eau qui est combinée aux hydrates est considérée comme chimiquement liée et fait partie intégrante des hydrates. La quantité d'eau liée chimiquement à la formation des hydrates dépend de l'évolution du degré d'hydratation de chacune des phases du ciment (Figure 1-3). Selon la relation de Bogue (Tableau 1-2), cette quantité peut être connue pour une hydratation complète du ciment.

Tableau 1-2 : Quantité d'eau chimiquement liée aux composants du ciment hydratés selon Bogue, d'après Czernin dans (Hua 1995).

Composant	Eau Chimiquement liée
	g eau / g ciment hydraté
C ₃ S	0.24
C ₂ S	0.21
C ₃ A	0.40
C ₄ AF	0.37

Cet état de l'eau dans la pâte de ciment hydraté a fait l'objet d'études approfondies de la part de (Powers et al. 1946). Ces derniers auteurs sont arrivés à une valeur empirique de 0.23g d'eau liée pour hydrater complètement 1 g de ciment. (Sellevold et al. 1992) ont également étudié la teneur en eau évaporable sur des pâtes de ciment portland et leurs résultats permettent de confirmer que la valeur de 0.23g/g de ciment peut être raisonnablement prise en compte. Cette valeur permet de calculer la quantité de ciment hydraté $m_{ch}(t)$ en fonction du temps :

$$m_{ch}(t) = \frac{m_{el}(t)}{0.23} \quad [1-4]$$

L'évolution du degré d'hydratation est par conséquent le rapport entre la masse de ciment hydraté $m_{ch}(t)$ et la masse de ciment total $m_{ca}(t=0)$ qui correspond à la somme de la fraction hydratée $m_{ch}(t)$ et celle non hydratée $m_{ca}(t)$:

$$\xi(t) = \frac{m_{ch}(t)}{m_{ca}(t=0)} \quad [1-5]$$

$$\text{avec } m_{ca}(t=0) = m_{ca}(t) + m_{ch}(t) = cte \quad [1-6]$$

Les mesures expérimentales du degré d'hydratation par eau liée donnent des valeurs ponctuelles alors que la mesure par calorimétrie isotherme se fait en continu.

2 Conséquences physiques de l'hydratation : création d'un milieu poreux

Dans un béton, la pâte de ciment, qui est un mélange de ciment et d'eau, se structure au cours de l'hydratation pour former une matrice solide avec les grains de ciments anhydres et les granulats. La notion de matrice solide apparaît dès que se forment dans le matériau des ponts d'hydrates entre les grains de ciment. Ce moment où la pâte passe d'un état fluide à solide est appelé « la prise ».

Les déformations endogènes d'un béton, observées à l'échelle macroscopique, dépendent de mécanismes agissant à différentes échelles, qui sont eux-mêmes gouvernés par l'arrangement des différents constituants du matériau. La connaissance de l'évolution de la structure du béton est donc essentielle pour mieux comprendre le comportement du matériau à base cimentaire en cours d'hydratation. La résistance et la rigidité du matériau sont fortement influencées par la pâte de ciment qui joue le rôle de « colle ».

Le béton qui est composé de différents éléments solides, liquides ou gazeux, peut être décomposé, selon (Coussy 2004), en deux milieux :

- Une matrice solide intégrant les produits de l'hydratation (ciment hydraté et eau liée), les grains de ciment non hydratés et les granulats
- Et un réseau poreux constitué de pores de différentes tailles (du nanomètre au millimètre), remplis totalement ou partiellement d'eau sous différentes formes (libre, adsorbée, dans les C-S-H) et d'un volume gazeux (si le réseau poreux est non saturé en eau).

2.1 Formation de la matrice solide

Le béton passe d'un état liquide à un état solide après seulement quelques heures d'hydratation. Le passage d'un état de suspension à celui d'une structure mécaniquement résistante provient de l'hydratation du ciment. L'enchevêtrement des produits d'hydratation qui liaisonne le squelette granulaire (granulats et grains de ciments anhydres) engendre la création d'une matrice solide. La matrice solide qui évolue en fonction de l'avancée de la réaction d'hydratation est par conséquent un milieu hétérogène.

2.1.1 Les hydrates

La phase solide de la pâte de ciment hydraté est formée de grains de ciments plus ou moins bien hydratés. Une grande partie de cette phase solide est formée de C-S-H mal cristallisés (Chanvillard 1999) dont leur morphologie est difficile à déterminer comme le montrent les recherches effectuées pendant quelques dizaines d'années (Powers et al. 1946; Feldman et al. 1968; Wittmann 1968; Wittmann 1980; Sierra 1982). Les modèles de représentation des assemblages des hydrates qui ont ainsi été développés dans ces recherches ne donnent malheureusement pas une description exacte et complète de la formation de la structure.

En 1946, (Powers et al. 1946) sont les premiers à proposer un modèle d'assemblage des hydrates. Selon ce modèle, les hydrates forment un gel solide constitué essentiellement de particules colloïdales de C-S-H. Les particules de C-S-H, séparées par un mince film d'eau, se présentent sous forme de tubes creux composés de 2 ou 3 feuillets enroulés sur eux-mêmes. Les pores capillaires caractérisent les espaces non remplis par les produits de l'hydratation. L'eau est présente dans la pâte de ciment hydraté sous différentes formes : l'eau chimiquement liée ayant participé à la formation des hydrates (qualifié d'eau non évaporable), l'eau adsorbée à la surface des C-S-H, et l'eau supplémentaire contenue dans les pores capillaires qui est libre de se mouvoir. Lorsque l'eau adsorbée se retire pour de forts séchages, les feuillets ont tendance à se rapprocher et à se souder en certains endroits, ce qui amène une désorganisation permanente dans la structure de la pâte de ciment puisque cette désorption de l'eau est irréversible.

Par la suite, (Feldman et al. 1968) ont proposé une structure des C-S-H sous forme de feuillets disposés de manière aléatoire dans le matériau comme le montre la Figure 2-1. Contrairement au modèle de (Powers et al. 1946), cette approche considère que l'eau peut quitter et repénétrer les espaces interfeuillets et que les pores de gel n'existent pas. L'irréversibilité des mouvements d'eau est alors associée au déplacement des feuillets provoqué par un départ de l'eau. La porosité correspond aux espaces résultant de l'arrangement irrégulier des feuillets. Selon un ordre décroissant d'énergie de liaison avec le solide, l'eau contenue à l'intérieur des C-S-H peut être divisée en trois catégories : l'eau hydroxylique, l'eau interfeuillet et l'eau interlamellaire. Les recherches de [SIERRA, 1982] ont permis de confirmer la validité de ce modèle. Ce modèle permet ainsi de mieux comprendre les phénomènes de retrait et de fluage dans les matériaux cimentaires.

Le modèle élaboré également par (Wittmann 1968; Wittmann 1980) considère que la structure des C-S-H apparaît sous forme d'un assemblage de particules colloïdales. Ce modèle permet d'expliquer les variations volumétriques de la pâte de ciment, comme le retrait et le fluage, en prenant en compte l'énergie de surface des particules. Lorsque le matériau se retrouve exposé à une baisse de l'humidité relative, l'énergie de liaison entre les particules de gel augmente. Toute variation de l'humidité relative

entraîne une pression d'écartement entre les minces couches d'eau présentes sur les particules qui rend la structure des C-S-H mécaniquement instable.

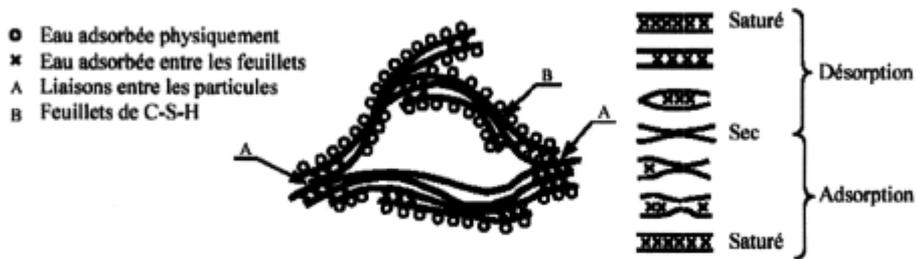


Figure 2-1 : Représentation schématique de la microstructure du gel de C-S-H selon le modèle de (Feldman et al. 1968) cité dans (Benboudjema 2002)

Il existe également d'autres hydrates. La portlandite cristallise en plaquettes hexagonales (quelques microns de diamètre) empilées entre les grains de ciment partiellement hydratés. Ce constituant de la pâte de ciment hydraté est très soluble. L'ettringite, parsemée dans les fibres de C-S-H, cristallise en aiguilles. Il s'agit d'une phase relativement soluble et dont la stabilité thermodynamique est très sensible à la température. Il est souvent considéré que la formation d'ettringite est une réaction expansive. Pour finir, le monosulfoaluminate de calcium est une phase moins soluble qui cristallise bien en forme de plaquettes de quelques micromètres. (Baron et al. 1982; Neville 2000; Marchand 2005)

2.1.2 Contraction volumique des hydrates

La réaction d'hydratation entraîne une diminution du volume absolu total (ΔV) des hydrates, phénomène appelé « Contraction Le Chatelier » du nom de celui qui a découvert ce phénomène au début des années 1900. Le volume d'hydrates formés (V_h) est inférieur à la somme des volumes initiaux du ciment anhydre (V_{ca}) et de l'eau (V_e) :

$$V_h = V_e + V_{ca} - \Delta V \quad [2-1]$$

Ce phénomène est observable expérimentalement par un essai de retrait chimique (Bissonnette et al. 2000). La détermination de la Contraction Le Chatelier s'effectue à partir de la mesure directe du changement de volume d'une pâte de ciment. En effet, une petite quantité de pâte de ciment est immergée dans un récipient rempli d'eau surmonté d'un tube capillaire (Tazawa et al. 1995b; Barcelo 2001; Charron 2003; Bresson 2005). La mesure de la Contraction Le Chatelier consiste à observer la diminution du niveau d'eau dans le tube capillaire au fur et à mesure de l'évolution de la réaction d'hydratation (voir Figure 2-2).

Des études détaillées (Charron 2003; Bresson 2005) de cette mesure ont permis d'optimiser l'essai tout en contrôlant la température du matériau en cours d'essai pour garantir un essai en conditions isothermes.

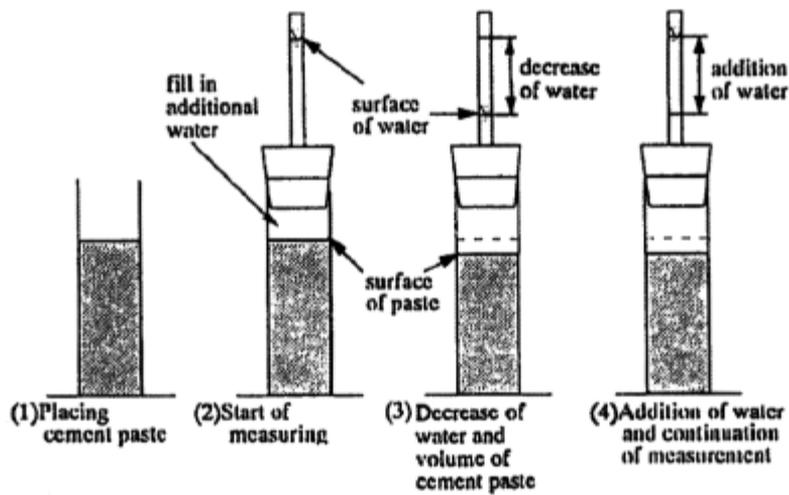


Figure 2-2 : Mesure du retrait chimique en fonction de l'évolution de la diminution du volume des hydrates (Tazawa et al. 1995b).

Les résultats expérimentaux (Mounanga et al. 2004) de la Figure 2-3 montrent qu'il peut exister une relation linéaire entre la Contraction Le Chatelier et le degré d'hydratation après la prise du matériau quel que soit le rapport E/C. Cette observation est importante pour la suite de l'étude, car il devient possible de prendre en compte le retrait chimique, dans une première approche et dans une démarche de modélisation, comme une fonction linéaire du degré d'hydratation. Cette relation linéaire met en valeur une information supplémentaire très importante sur le retrait chimique expérimental : il ne semble dépendre que du ciment et non du rapport E/C (voir Figure 2-3).

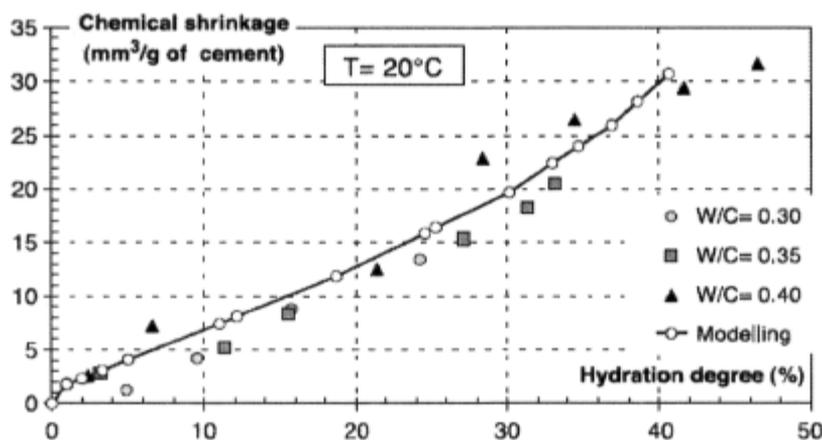


Figure 2-3 : Evolution du retrait chimique en fonction du degré d'hydratation pour des pâtes de ciment ayant différents rapports E/C et maintenues en conditions isothermes (Mounanga et al. 2004)

2.1.3 Percolation des phases solides : prise du matériau

La prise des matériaux cimentaires correspond au moment où il existe un chemin de percolation entre les hydrates formés (Folliot et al. 1982; Hansen 1986; Bentz 2000; Ye et al. 2004; Ye 2005). A partir de cette percolation, la matrice solide est en mesure de reprendre des contraintes mécaniques. Cet instant est appelé « prise » et noté t_0 . Au fur et à mesure de la formation des C-S-H, le nombre de « contacts mécaniques » entre les hydrates augmente et conduit à un processus lent de durcissement du matériau. Cette évolution de la matrice solide conduit au développement des propriétés mécaniques du matériau (résistance et rigidité). Du point de vue de la modélisation, le seuil de percolation caractérise le point de départ de la simulation.

2.1.4 Autres composants de la matrice solide

La matrice solide d'un béton n'est pas uniquement composée d'hydrates mais aussi de granulats et de grains de ciment anhydre. Les propriétés mécaniques du squelette rigide sont donc fonction de l'ensemble des phases solides (Figure 2-4). Les granulats ne participent pas au développement de la microstructure mais affectent la pâte de ciment autour de ceux-ci. Cette zone de transition entre les granulats et le liant (pâte de ciment hydraté) est généralement marquée par une proportion plus importante d'aiguilles d'ettringite et de cristaux de portlandite (Neville 2000).

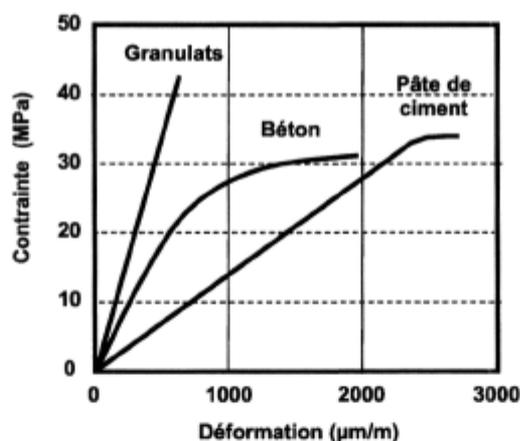


Figure 2-4 : Influence du matériau sur le comportement mécanique, d'après (Bissonnette 1996; Neville 2000)

Les mécanismes qui sont alors à l'origine du comportement différé des matériaux à base cimentaire sont fonction de l'hétérogénéité du matériau : C-S-H, auréole de transition autour des granulats, porosité, ... (Folliot et al. 1982; van Breugel 1995; Bentz 2000; van Breugel 2001; van Breugel 2001). Au jeune âge, cette matrice solide évolue au fur et à mesure de l'évolution de la réaction d'hydratation. Pour être cohérent avec une approche de type mécanique des milieux poreux (Coussy 2004), il est néanmoins possible de considérer dans une première approche que cette matrice solide est homogène (voir Figure 2-5).

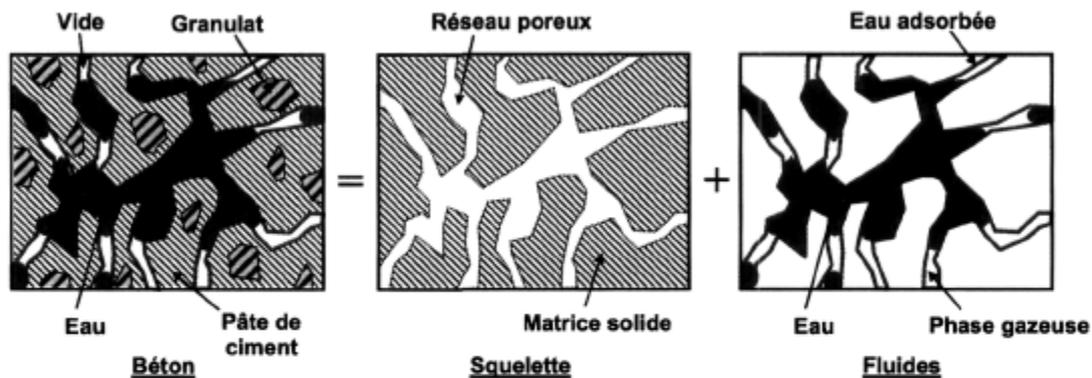


Figure 2-5 : Représentation du caractère hétérogène d'un béton par la somme d'un squelette (matrice solide + réseau poreux) et de fluides saturant l'espace poreux.

2.2 Définition du réseau poreux

La structure des matériaux cimentaires est un milieu poreux saturé ou partiellement saturé d'eau dans lequel on retrouve une matrice solide, une phase liquide, une phase gazeuse et, le cas échéant, des espaces vides. Les pores, qu'ils soient vides ou saturés, peuvent être interconnectés ou isolés. La porosité représente l'ensemble de ce volume total de vide.

Les bulles d'air qui apparaissent dans le matériau lors du malaxage ne sont pas considérées dans cette étude. La présence de ce volume de vide est négligée dans ce mémoire comme dans la plupart des approches (Hua 1995; Bissonnette et al. 2000).

2.2.1 Conséquence de la contraction des hydrates

Comme le montre la Figure 2-6, la diminution volumique des hydrates engendre directement un retrait externe du matériau à l'échelle macroscopique avant la prise de ce dernier. Lorsque le béton n'est pas en contact avec une source d'eau extérieure et que le squelette devient rigide, la contraction Le Chatelier (retrait chimique) provoque la création d'un volume de vide (V_{vide}) dans la porosité initialement saturée d'eau (voir Figure 2-6).

Sachant que la variation dimensionnelle apparente (externe) de l'échantillon à l'échelle macroscopique (retrait externe) est bien plus faible que la variation volumique absolue (retrait chimique), le volume de vide qui apparaît dans la porosité, après la prise du matériau, est donc égal à la Contraction Le Chatelier depuis t_0 (voir Figure 2-6). Etant donné que la contraction Le Chatelier apparaît comme proportionnelle au degré d'hydratation après la prise, plus l'hydratation avance, plus les espaces de vides se développent, plus la pression de vapeur d'eau en équilibre diminue (Hua 1995; Bissonnette et al. 2000).

L'augmentation du volume gazeux au fur et à mesure de l'avancée de la réaction d'hydratation conduit donc au phénomène d'autodessiccation puisqu'il apparaît à l'intérieur du réseau poreux une diminution de la pression de vapeur d'eau saturante. La dessiccation (analogie avec le séchage) provoquée par les cavités gazeuses engendre l'apparition de ménisques aux interfaces entre l'eau et l'air. Ces ménisques mettent ainsi en traction l'eau et en compression le squelette solide (Hua 1995; Bissonnette et al. 2000).

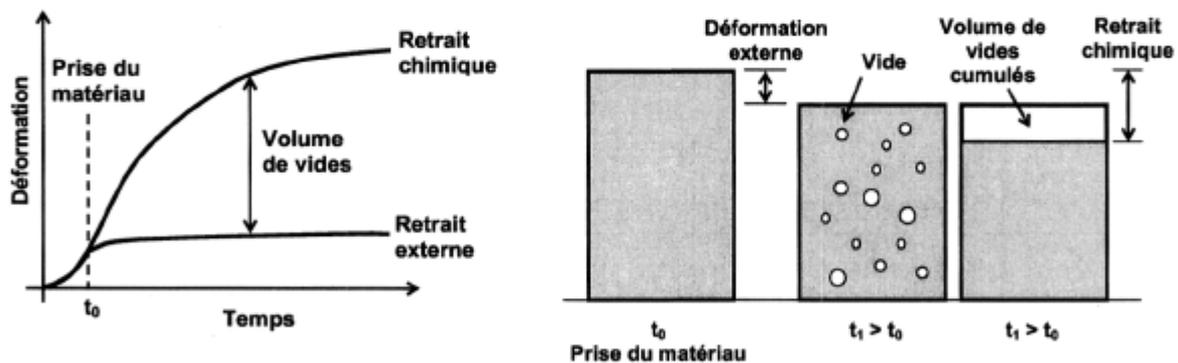


Figure 2-6 : Distinction schématique entre les variations volumiques apparente (externe) et absolue (retrait chimique), en cours d'hydratation, d'un béton scellé (sans échange hydrique avec l'extérieur), d'après (Bissonnette et al. 2000).

2.2.2 Evolution de la porosité

Le réseau poreux de la pâte de ciment hydraté est déterminé par l'agencement des divers produits d'hydratation. Différentes tailles de pores existent dans un béton : vides d'air entraînés lors du malaxage, pores capillaires dus à l'eau de gâchage, micropores apparaissant au fur et à mesure de l'évolution de la réaction d'hydratation (Tableau 2-1).

Tableau 2-1 : Classification des pores dans la pâte de ciment hydraté (Young et coll. 1986 cité dans (Bissonnette 1996))

Désignation	Diamètre	Particularités
micropores	< 2,5 nm	partie intégrante des CSH
mésopores	2,5 - 50 nm	pores capillaires
macropores	50nm - 10 μ m	
vides d'air entraîné	10 μ m - 0,1 mm	
vides d'air occlus		non reliés directement aux mécanismes de retrait et de fluage
microfissures préexistantes		

Le réseau poreux d'un béton peut être caractérisé par deux grandes familles de pores : la porosité intrinsèque des hydrates (nanomètre) et la porosité capillaire (espaces résiduels entre les grains de

ciment non comblés par les hydrates). Le volume des pores de gel (porosité des hydrates) augmente avec l'hydratation alors que les pores capillaires, représentant le volume poreux non remplie par les produits d'hydratation, diminue à mesure que progresse l'hydratation (Neville 2000). Comme le montre la Figure 2-7, la porosité totale d'un matériau cimentaire, déterminée expérimentalement par intrusion au mercure, diminue progressivement au fur et à mesure de l'avancée de la réaction d'hydratation (Roy et al. 1993).

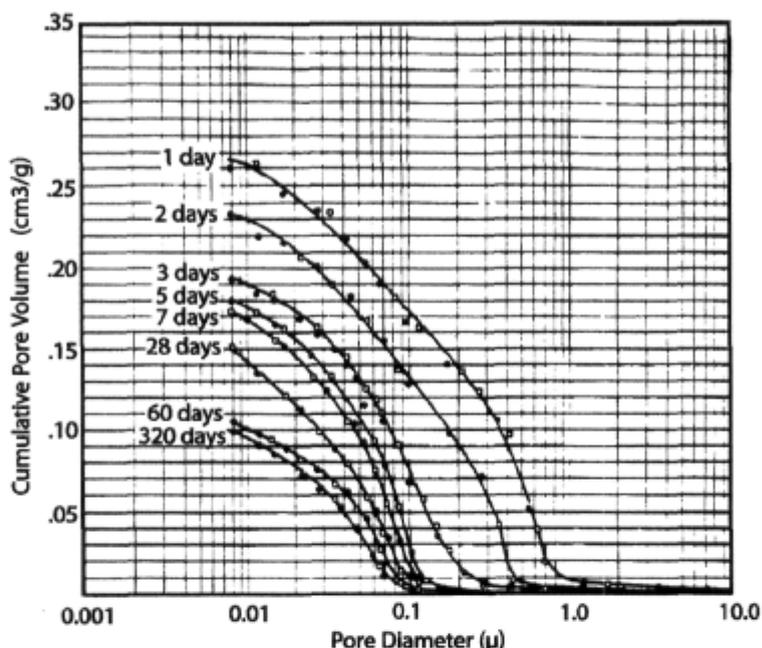


Figure 2-7 : Evolution expérimentale en fonction du temps de la distribution poreuse d'une pâte de ciment (E/C = 0.4), maintenue à 24 °C, par intrusion au mercure, tiré de (Brown et al. 1993) dans (Roy et al. 1993).

En cours d'hydratation, après la prise du matériau ($t > t_0$) et pour un milieu réactif fermé (sans échange d'humidité avec l'extérieur), le volume poreux total (V_ϕ) d'un béton correspond à la somme du volume d'eau évaporable (V_e) et du volume de vide (V_v). Ainsi :

$$V_\phi(t) = V_e(t) + V_v(t) \quad [2-2]$$

La porosité lagrangienne ϕ se caractérise par la relation suivante :

$$\phi(t) = V_\phi(t) / V_t(t_0) \quad [2-3]$$

Le volume d'eau évaporable $V_e(t)$ diminue en fonction de la quantité d'eau consommée pour former les hydrates comme le montre la relation suivante où ρ représente la masse volumique de l'eau :

$$V_e(t) = [m_e(t=0) - m_{ei}(t)] / \rho \quad [2-4]$$

La diminution expérimentale de la porosité totale peut être retrouvée théoriquement par les deux expressions précédentes. En effet, en fonction de l'hydratation et des travaux de (Bresson 2005), le volume d'eau liée (0.23 g/g de ciment hydraté) est supérieur au volume de vide créé par la contraction des hydrates. De même, la distribution poreuse (volume poreux en fonction du rayon de pore) évolue avec l'hydratation. La Figure 2-7 montre clairement que plus l'hydratation avance, plus la distribution poreuse tend vers des pores de petites tailles.

Pour un milieu fermé, si au départ (prise du matériau) les pores sont saturés d'eau, le degré de saturation en eau S_l va diminuer avec l'hydratation puisqu'un volume de vide va apparaître progressivement dans le réseau :

$$S_l(t) = V_e(t) / V_\phi(t) \quad [2-5]$$

Cette diminution du degré de saturation apparaît en premier lieu dans les pores de grandes tailles, comme pour le séchage, soit les capillaires (Baron et al. 1982).

Les pores capillaires jouent un rôle important sur les propriétés mécaniques, sur les propriétés de transport et sur la stabilité volumique (retrait et fluage). Les pores capillaires contrôlent, par exemple, la perméabilité des pâtes de ciment. L'hydratation entraîne une augmentation du volume de la matrice solide. Au fur et à mesure de l'avancement de la réaction d'hydratation, la quantité de grains anhydres et la porosité capillaire diminuent (remplissage progressif des capillaires par les hydrates). A l'inverse, la fraction volumique d'hydrates et la nanoporosité (eau emprisonnée par les hydrates lors de leur formation), par conséquent, augmentent.

2.2.3 Analyse expérimentale de la distribution poreuse

Comme il a été vu précédemment, le réseau poreux s'étend sur une gamme allant du nanomètre à des valeurs supérieures au micromètre. La caractérisation de la porosité revient donc à s'intéresser à la distribution poreuse qui exprime la fraction de volume poreux correspondant à un rayon de pore donné.

Plusieurs techniques d'investigation de la distribution poreuse existent dans la littérature, chacune donnant des informations sur des gammes d'échelles différentes (Folliot et al. 1982; Buil et al. 1992; Ai et al. 2001; Reichenauer 2001; Therrien 2001; Lory 2005). Deux techniques ont été retenues par (Lory 2005) pour couvrir une gamme de pores étendues et pour comparer les méthodes entre elles :

- Intrusion au mercure (MIP) :

La porosimétrie au mercure permet une investigation de la distribution poreuse sur une gamme de pores allant de 1nm à 1 μ m (Lory 2005). L'échantillon préalablement séché est plongé dans un bain de mercure. Une pression est appliquée de façon croissante sur le liquide, l'augmentation se faisant par palier. Pour chacun des paliers, le niveau de liquide qui pénètre dans le réseau poreux est relevé. Grâce

à l'équation de Washburn [2-6], et à la connaissance des tensions superficielles à l'interface mercure/vide γ_m , l'angle de mouillage du mercure θ_m , le rayon de ménisque à l'interface mercure/vide r_{mv} peut être relié à la pression de mercure P_m suivant l'expression suivante :

$$P_m = \frac{2 \cdot \gamma_m \cdot \cos(\theta_m)}{r_{mv}} \quad [2-6]$$

La connaissance du volume de mercure pour chaque palier de pression permet de relier le volume poreux cumulé au rayon de pore et de connaître ainsi la distribution poreuse du matériau. La Figure 2-7 donne un exemple de résultat obtenu avec cette méthode expérimentale, qui permet de connaître l'évolution de la distribution poreuse en fonction de l'avancement de l'hydratation. Cette technique d'intrusion au mercure est néanmoins décrite pour plusieurs raisons (Olson et al. 1997; Diamond 2000; Vocka et al. 2000). L'accès uniquement à la porosité connectée depuis la surface extérieure de l'échantillon peut être à l'origine d'un oubli d'une quantité de volume poreux non négligeable. Le séchage de l'échantillon avant l'essai d'intrusion au mercure, pour retirer toute l'eau du réseau poreux, peut également modifier la géométrie de cette porosité.

▪ Calorimétrie Basse Température (CBT) :

Cette méthode permet de connaître l'évolution du volume de glace en fonction du rayon de pore d'accès (Protière; Zuber 2002; Lory 2005). L'analyse repose sur un certain nombre de principes liés au dégagement de chaleur lors de la formation de glace dans le réseau poreux. La détermination de la distribution poreuse s'appuie sur la nucléation de cristaux de glace dans un réseau poreux saturé d'eau. L'équilibre de l'interface liquide/glace $R_{p_{eq}}$ dépend des conditions de température et du rayon de pore comme le montre la Figure 2-8.a.

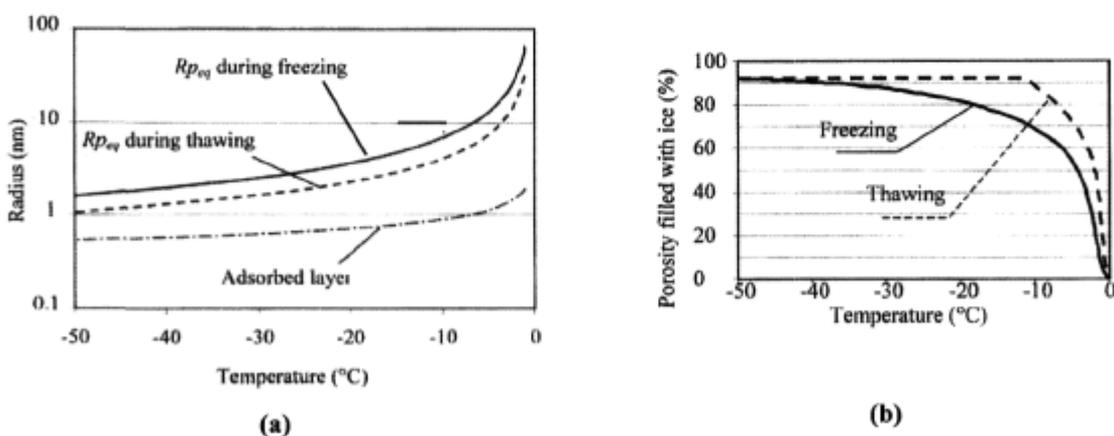


Figure 2-8 : Evolution en fonction de la température (a) du rayon d'interface $R_{p_{eq}}$ pendant le gel (« freezing ») et le dégel (« thawing »), de la couche d'eau adsorbée (« adsorbed layer ») et (b) du volume de glace, selon (Zuber et al. 2000).

La détermination de l'évolution de la distribution poreuse repose sur une analogie entre la progression du front de gel et la dessiccation d'un matériau à base cimentaire comme le montre la Figure 2-9. Au fur et à mesure de l'évolution d'un essai, la température de l'échantillon diminue en même temps que le volume de glace, dans le réseau poreux, augmente (voir Figure 2-8.b). La connaissance en fonction de la température du rayon d'interface, de l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée et du volume de glace permet alors de déterminer la distribution poreuse de l'ensemble du réseau poreux.

Cette technique a le mérite de ne nécessiter pratiquement aucun traitement avant l'essai, ce qui permet de ne pas modifier ou endommager le réseau poreux. L'échantillon doit seulement être maintenu à saturation avant l'essai. De plus, cette technique permet de connaître toute la porosité du matériau puisque la glace peut se propager dans la porosité non connectée.

Comme il est détaillé dans (Lory 2005), quelques inconvénients existent néanmoins sur l'utilisation d'une telle expérience. Dans un premier temps, la connaissance exacte de la nature du réseau poreux peut poser des problèmes avec la prise en compte de la présence d'ions en solution et la géométrie de répartition des tailles de pore (cylindrique, plaquette, ...). D'autre part, le choix thermodynamique des équations de l'enthalpie de formation de la glace ou de l'évolution de la couche adsorbée peuvent jouer sur la quantification de la distribution poreuse. Pour finir, l'impact des pressions hydrauliques générées par l'apparition d'un volume de glace dans le réseau peut endommager la structure poreuse pour de très basses températures.

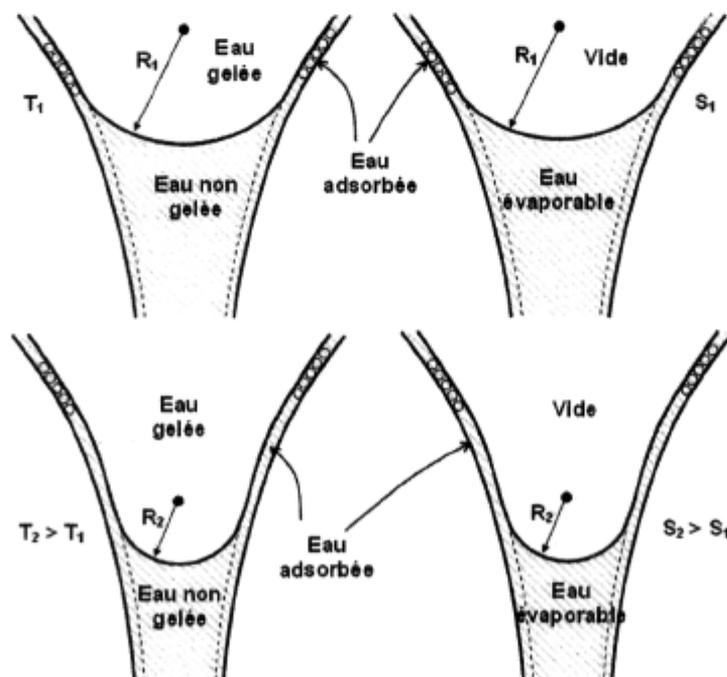


Figure 2-9 : Représentation schématique de l'analogie entre la progression du gel et la dessiccation dans un matériau à base cimentaire

2.2.4 Etat de l'eau dans le réseau poreux

L'état de l'eau dans la pâte de ciment durcie est classifié selon la nature des liaisons. L'eau, qui est initialement l'eau de gâchage, est distribuée au sein de la pâte de ciment en fonction des mécanismes de fixation : eau adsorbée ou eau libre (Guénot-Delahaie 1996). L'eau est également classifiée en eau évaporable (eau libre et eau adsorbée) en opposition à l'eau non-évaporable qui est l'eau liée chimiquement aux hydrates. Comme définie précédemment dans ce mémoire (voir 1.3.2), cette dernière quantité d'eau correspond à la masse d'eau combinée (m_{sk}) au ciment pour former les hydrates. L'équation de conservation de la masse d'eau évaporable m s'exprime de la manière suivante :

$$\frac{dm_e}{dt} = \text{div } w - \frac{dm_{el}}{dt} \quad [2-7]$$

Où : - $\text{div } w$: flux d'apport d'eau à la frontière du volume élémentaire représentatif (VER) ;

- dm_{el} : consommation d'eau évaporable pour la formation des hydrates.

Dans un système réactif fermé, $\text{div } w = 0$ et la diminution d'eau évaporable est uniquement due à la consommation de ce dernier pour la création du volume d'hydrate.

▪ Eau adsorbée

Lorsque les pores capillaires se vident progressivement, une couche d'eau adsorbée reste à la surface des parois sous l'action des forces de liaisons. D'après (Badmann et al. 1981), cité dans (Bentz et al. 1998), une équation permet de relier l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée δ à l'humidité relative h . Pour une valeur de h comprise entre 0 et 1, l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée t en nm devient ainsi :

$$\delta(h) = 0.395 - 0.189 \ln(-\ln(h)) \quad [2-8]$$

Lorsque l'humidité relative décroît, les pores se vident progressivement du plus gros au plus fin. Dans le même temps, la couche d'eau adsorbée diminue progressivement comme le montre la Figure 2-10. L'eau adsorbée qui correspond aux premières couches de molécules d'eau soumises au champ des forces de liaisons superficielles des surfaces solides peut être définie en fonction des différentes liaisons (Folliot et al. 1982; Guénot-Delahaie 1996). D'une part, les liaisons physiques (la physisorption) mettent en jeu des liaisons intermoléculaires d'attraction (forces de van der Waals) dont l'énergie est relativement faible (dizaines de kJ/mol). D'autre part, les liaisons chimiques (la chimisorption) mettent en jeu un transfert d'électrons dans un processus où l'énergie est plus importante (quelques centaines de kJ/mol).

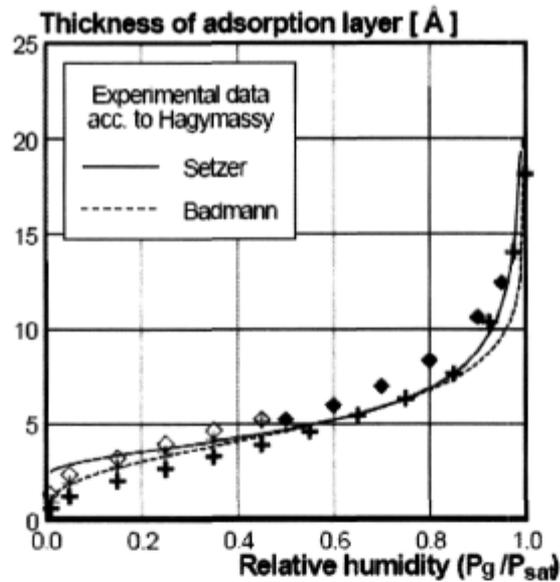


Figure 2-10 : Evolution de la couche d'eau adsorbée en fonction de l'évolution de l'humidité relative selon (Lura 2003).

- Eau libre

L'eau libre échappe aux forces superficielles des particules solides et occupe l'espace des pores capillaires. Elle est la première à migrer lors de ressuage ou de la dessiccation (lorsque les échanges hydriques sont permis avec le milieu ambiant). Elle est également utilisée pour former les hydrates lors de la réaction d'hydratation et se traduit par un phénomène d'autodessiccation.

- Eau dans les C-S-H

La description détaillée de la microporosité associée au C-S-H reste encore sujette à discussion. La majorité des chercheurs estime que les C-S-H sont composés de lamelles s'enroulant sur elles-mêmes. Sierra s'est appuyé sur les idées de Feldman pour proposer un modèle à trois feuillets où l'eau dans les C-S-H est classée en trois catégories (Sierra 1974 cité dans (Folliot et al. 1982)) :

- L'eau hydroxylique : il s'agit des hydroxyles OH faisant partie de la structure, liés soit à des atomes Si, soit à des atomes Ca ; ils sont situés sur les faces internes et externes des feuillets.
- L'eau interfeuillets : elle est fixée entre les feuillets par l'intermédiaire de ponts hydrogènes avec les hydroxyles.
- L'eau interlamellaire (ou externe) : il s'agit de l'eau située entre les lamelles, qui est soit fixée à la surface des lamelles par un hydroxyle, soit liée à d'autres molécules d'eau.

2.3 Approche simplifiée de l'évolution du milieu poreux

Au final, l'eau sous ses différentes formes, joue un rôle essentiel sur le comportement différé des bétons. De plus, au jeune âge, la réaction d'hydratation engendre de fortes évolutions de ces états de l'eau dans le réseau poreux : augmentation de l'eau interfoliaire, diminution de l'eau libre, évolution

de l'eau adsorbée, etc. Cette complexité est difficile à prendre en compte de manière explicite. Dans le cadre de cette étude, le milieu poreux réactif n'échange pas d'eau avec l'extérieur du matériau et l'humidité relative reste élevée (Hua 1995). Dans une première approche, et pour des humidités relatives élevées (supérieures à 70 %), la microstructure complexe d'un béton peut être simplifiée par un squelette caractérisé par la somme d'une matrice solide et d'un réseau poreux, ce dernier étant composé d'un volume de vide, d'eau libre et d'eau adsorbée, comme le montre la Figure 2-11.

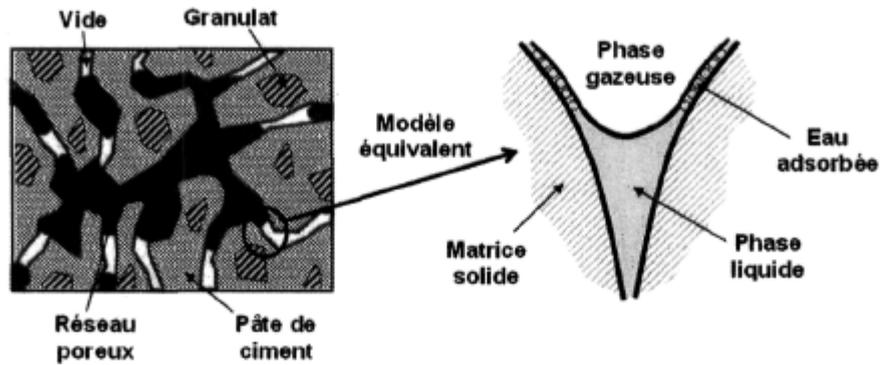


Figure 2-11 : Représentation schématique et simplifiée d'un béton vu comme un milieu poreux composé d'une matrice solide homogène et d'un réseau poreux.

Une approche simple permet ainsi de connaître l'évolution théorique de la microstructure d'un béton (Powers et al. 1946; Brouwers 2004), en fonction du degré d'hydratation, de la contraction chimique, de la quantité d'eau liée par gramme de ciment hydraté et des proportions volumiques du mélange. Connaissant l'évolution des proportions volumiques, il devient possible de connaître les évolutions de la porosité et du degré de saturation en fonction du degré d'hydratation, le volume de vide créé dans le réseau poreux étant dû à la contraction Le Chatelier. En prenant en compte que les évolutions de la quantité d'eau évaporable et de la Contraction Le Chatelier sont pilotées par la réaction d'hydratation, il devient possible d'exprimer ces relations en fonction du degré d'hydratation de la manière suivante :

$$V_{\phi}(\xi) = V_e(\xi) + V_v(\xi) \quad [2-9]$$

$$S_l(\xi) = \frac{V_e(\xi)}{V_{\phi}(\xi)} = \frac{V_e(\xi)}{V_e(\xi) + V_v(\xi)} \quad [2-10]$$

Le degré de saturation en eau liquide diminue progressivement dans le réseau poreux. Cette diminution appelée autodessiccation conduit à la création d'une pression de pore, comme dans le cas d'un départ d'eau vers l'extérieur (Hua 1995), qui engendre des déformations différées. Ces dernières sont fonction de l'évolution des propriétés mécaniques qui dépendent également de l'avancement de la réaction d'hydratation.

Résumé

L'hydratation entre le ciment et l'eau, qui est caractérisée par une réaction complexe mettant en jeu plusieurs mécanismes, peut être modélisée à l'échelle macroscopique par un degré d'hydratation global. Pour les bétons, cette hydratation est à l'origine de l'évolution d'une microstructure hétérogène vue comme un milieu poreux évolutif composé d'une matrice solide et d'un réseau poreux. Une approche simplifiée de l'évolution de la microstructure basée sur l'équation de conservation de masse permet de connaître les évolutions volumiques de chaque composant du milieu poreux en fonction de l'avancement de la réaction d'hydratation.

La cohésion et la rigidité de la matrice solide sont procurées par l'augmentation des produits d'hydratation. La percolation des phases solides à travers toute la matrice solide est à l'origine de la prise des bétons. L'évolution volumique de cette matrice solide dépend uniquement de l'eau et du ciment, car les granulats sont supposés être non réactifs au jeune âge. La proportion d'hydrates augmente avec l'hydratation, même s'il apparaît une contraction de ces derniers comme l'a montré Le Chatelier. La création de ces hydrates engendre une consommation de l'eau libre (0.23 g / g de ciment hydraté) présente dans le réseau poreux.

Le volume poreux, qui au départ correspond à la quantité d'eau libre présente au malaxage, va diminuer au fur et à mesure que l'hydratation progresse. Pour un milieu fermé (sans échange hydrique avec l'extérieur du matériau), un volume de vide, provoqué par la contraction des hydrates, apparaît dans ce réseau poreux engendrant une diminution de la saturation en eau et par conséquent de l'humidité relative. L'augmentation de ce volume de vide dans la porosité entraîne également une diminution de l'épaisseur de l'eau adsorbée à la surface des pores.

L'évolution de l'hydratation se traduit à l'échelle macroscopique par une évolution des propriétés mécaniques et des déformations endogènes. La partie suivante de ce rapport cherchera donc à mieux cerner les conséquences macroscopiques de l'hydratation du ciment sur le comportement différé du matériau.

PARTIE III

CONSEQUENCES MACROSCOPIQUES DE L'HYDRATATION

3 Déformations libres du matériau en cours d'hydratation

Lorsque le béton n'est pas en contact avec une source d'eau extérieure et que la prise du matériau a eu lieu, la contraction Le Chatelier engendre la création d'un volume de vide à l'intérieur du matériau (voir Figure 2-6) qui conduit au phénomène d'autodessiccation. La diminution de l'humidité relative provoquée par les cavités gazeuses engendre l'apparition d'un ménisque, à l'interface entre l'eau et l'air, qui met ainsi en traction l'eau et en compression le squelette solide (Hua 1995; Bissonnette et al. 2000).

Cette dessiccation est à l'origine d'un retrait observable macroscopiquement (Aitcin et al. 1998; Bissonnette et al. 2000; Acker et al. 2001; Acker 2004). Plusieurs mécanismes sont donnés dans la littérature pour expliquer cette déformation : les variations de pression de disjonction, de tension superficielle et de pression capillaire. Ces mécanismes ne permettent néanmoins pas d'expliquer les déformations de gonflement qui apparaissent dans les premières heures d'hydratation lorsque l'humidité relative est proche de 100% et que celle-ci décroît. Il est donc nécessaire de prendre en compte un mécanisme supplémentaire pour le gonflement dans la modélisation du comportement différé d'un béton au jeune âge.

En accord avec le rapport de (Bentur 2000) sur le comportement au jeune âge des systèmes cimentaires, les différentes déformations libres du matériau peuvent être définies de la manière suivante :

- Retrait endogène ϵ^{nd} (« autogenous shrinkage ») : le retrait endogène définit la réduction volumique macroscopique en cours d'hydratation d'un matériau à matrice cimentaire en condition isotherme et sans échange d'humidité avec l'extérieur. Ce retrait est provoqué, après la prise du matériau, par la contraction Le Chatelier qui est à l'origine de l'apparition d'un volume de vide dans le réseau poreux et par conséquent de la baisse de l'humidité relative.
- Gonflement endogène ϵ^{g} (« autogenous swelling ») : en cours d'hydratation, le gonflement endogène est une expansion d'un matériau à base cimentaire en condition isotherme et sans échange d'humidité avec l'extérieur. Ce gonflement peut apparaître immédiatement après la prise du matériau. Ce gonflement est indépendant de la baisse d'Humidité Relative.

- Déformation endogène ε^{end} (« autogenous deformation ») : en conditions isotherme et sans échange hydrique avec l'extérieur, les déformations endogènes caractérisent les variations macroscopiques d'un matériau à base cimentaire en cours d'hydratation. Après la prise du matériau, cette déformation est induite par la somme des deux déformations définies ci-dessus, retrait endogène et gonflement endogène.

3.1 Approches simplifiées pour le retrait endogène

Le logiciel César (Torrenti 1996) développé par le Laboratoire Centrales des Ponts et Chaussées de Paris permet de prendre en compte les déformations endogènes dans la modélisation du comportement au jeune âge des bétons sur la base de l'équation suivante :

$$\varepsilon^{end}(t) = \varepsilon^{end}(t_{\infty}) \xi(t) \quad [3-1]$$

Cette équation met directement en relation le degré d'hydratation ξ et les déformations endogènes $\varepsilon^{endogène}$ via une relation linéaire et une valeur asymptotique du retrait $\varepsilon^{end}(t_{\infty})$, comme dans la plupart des modèles développés pour le comportement au jeune âge des bétons (Guénot-Delahaie 1996; Ulm 1999; De Schutter 2002; Princigallo et al. 2003; Richard 2004). Cette formulation a le mérite de pouvoir être calée assez simplement sur peu d'essais expérimentaux. Ce modèle ne tient néanmoins pas compte de paramètres matériaux tels que la distribution poreuse ou le comportement viscoélastique de la matrice solide. Cette approche n'apporte également pas d'éléments de compréhension sur les mécanismes qui sont à l'origine du comportement au jeune âge des bétons.

Un autre modèle empirique a été développé par (LeRoy 1996) suivant une approche analogue où la formulation développée repose cette fois sur l'évolution de la résistance à la compression R_c du béton par rapport à la résistance de ce dernier à 28 jours (R_{c28}). Le modèle donne :

$$\text{Avant 28 jours si } R_c(t) / R_{c28} < 0.1 : \varepsilon^{end}(t) = 0 \quad [3-2]$$

$$\text{Avant 28 jours si } R_c(t) / R_{c28} > 0.1 : \varepsilon^{end}(t) = (R_{c28} - 20)(2.2R_c(t) / R_{c28} - 0.2) \times 10^{-6} \quad [3-3]$$

$$\text{Après 28 jours : } \varepsilon^{end}(t) = (R_{c28} - 20)(2.8 - 1.1 \exp(-t/96)) \times 10^{-6} \quad [3-4]$$

Même si, dans ce modèle, l'avantage de ne prendre qu'un seul résultat expérimental est indéniable, il paraît surprenant de voir qu'aucune valeur asymptotique du retrait n'apparaît.

Des modèles empiriques tels que ceux décrits précédemment ne permettent pas de prendre en compte des mécanismes qui apportent des éléments de compréhension supplémentaires sur l'origine et la différence d'évolution des déformations endogènes en fonction du type de ciment ou du rapport E/C (voir Figure 3 et Figure 4).

3.2 Mécanismes à l'origine du retrait endogène

En conditions isothermes et en l'absence d'échange hydrique avec le milieu environnant, le retrait endogène correspond aux déformations libres que subit le matériau après le début de la prise et pendant l'hydratation lorsqu'un volume de vide apparaît dans le réseau poreux. Quelques mécanismes sont proposés dans la littérature (Hua 1995; Aitcin et al. 1998; Bissonnette et al. 2000; Acker et al. 2001; Jensen et al. 2001; Charron 2003; Lura et al. 2003; Beltzung 2004; Barcelo et al. 2005) pour expliquer ces déformations différées observées macroscopiquement lorsque l'humidité relative interne diminue : dépression capillaire, variation des tensions superficielles et pression de disjonction.

3.2.1 Dépressions capillaires

Le mécanisme de la dépression capillaire provient de la dessiccation provoquée par l'apparition de cavités gazeuses dans la porosité en cours d'hydratation (Figure 3-1.a). L'apparition d'un ménisque implique une mise en traction de l'eau et, réciproquement, une mise en compression du squelette solide (Figure 3-1.b). Cette dépression capillaire entraîne alors une déformation observée macroscopiquement. Au fur et à mesure de l'avancée de la réaction d'hydratation, la matrice solide subit une contrainte de compression croissante. En supposant que la matrice solide est un matériau homogène isotrope viscoélastique, la contraction du squelette correspond aux déformations viscoélastiques engendrées par l'effort de compression sur les parois dues aux tensions capillaires générées aux interfaces entre l'eau et la phase gazeuse (Hua 1995).

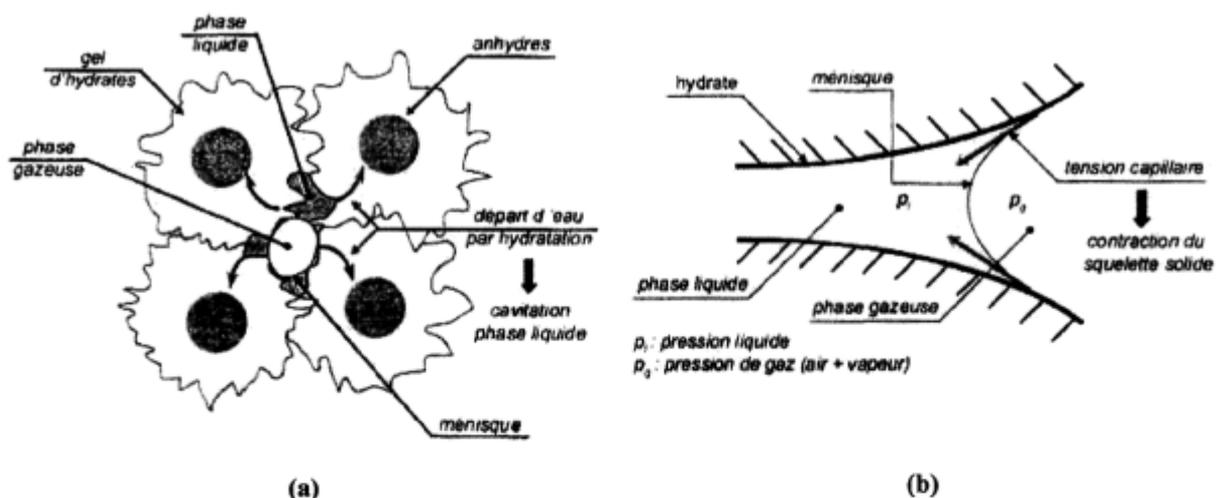


Figure 3-1 : Représentation schématique de la dépression capillaire (b) dans un matériau en cours d'hydratation (a), (Benboudjema et al. 2005)

A un rayon de ménisque r donné correspond, d'une part, une valeur de la pression capillaire p_c via la loi de Laplace :

$$p_g - p_l = \frac{2\gamma}{R_m} \cos \theta = p_c \quad [3-5]$$

Avec $p_g = p_a + p_v$: pression de phase gazeuse air humide (air sec + vapeur d'eau),

p_l : pression de l'eau liquide,

$\gamma = 0.073 \text{ N/m}$: tension superficielle de l'interface eau/vapeur d'eau,

R_m : le rayon du pore où le ménisque existe,

$\theta = 0^\circ$ pour l'eau : angle de mouillage.

D'autre part, la loi de Kelvin donne l'équilibre entre la pression capillaire p_c et l'humidité relative h :

$$p_l - p_g = \frac{RT\rho}{M} \ln(h) = -p_c \quad [3-6]$$

Avec $M = 0.01802 \text{ kg/mol}$: masse molaire de l'eau,

$R = 8.314 \text{ J/mol K}$: constante des gaz parfaits,

$T = 293 \text{ K}$ pour 20°C : température absolue,

$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$: la masse volumique de l'eau,

h : humidité relative.

A partir des lois de Laplace et de Kelvin, il est possible de relier l'intensité de la pression capillaire p_c , le rayon du pore où se situe le ménisque et l'humidité relative de la manière suivante :

$$p_c = p_l - p_g = \frac{RT\rho}{M} \ln(h) = -\frac{2\sigma}{R_m} \cos \theta \quad [3-7]$$

L'équation précédente [3-7] montre que plus l'humidité relative est basse, plus le rayon de pore où le ménisque apparaît est petit. A un état d'équilibre en humidité relative, les pores de rayon inférieur à r sont remplis d'eau alors que tous les pores de rayon supérieur sont vides.

Au jeune âge, il est très difficile de connaître l'évolution de la pression capillaire qui dépend de la distribution poreuse, elle-même dépendante de l'avancement de la réaction d'hydratation. Des études expérimentales menées par (Therrien 2001) montrent une évolution de la distribution poreuse en fonction du temps (voir Figure 3-2). Même si pour des $h > 80 \%$, l'étude comporte

certaines limites, la distribution poreuse tend vers des rayons de pore de plus en plus fins dans le temps.

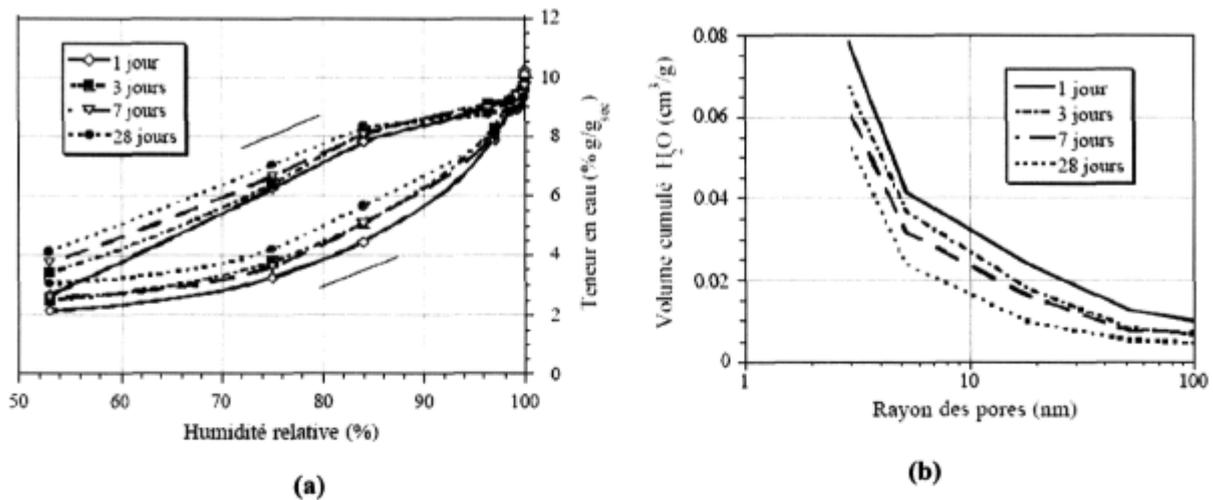


Figure 3-2 : Courbes isothermes d'adsorption-désorption (a) et distributions poreuses obtenues par intrusion au mercure (b) pour un mortier en cours d'hydratation (Therrien 2001).

Du point de vue de la modélisation du retrait d'autodessiccation, le modèle de (Hua et al. 1995) est basé sur le concept de pression macroscopique négative (induite par la variation de dépression capillaire) qui, appliquée sur la matrice solide viscoélastique, engendre un retrait d'autodessiccation. Selon cette dernière approche, la matrice solide est considérée comme un milieu homogène continu ayant un comportement viscoélastique vieillissant. Le mécanisme de dépression capillaire est basé sur l'équation de Laplace pour des conditions non saturées. D'après les travaux de (Hua et al. 1995), la contrainte macroscopique Σ^S responsable des déformations macroscopiques correspond à une fraction ϕ (porosité lagrangienne) de la dépression capillaire p_c , ainsi :

$$\Sigma^S = p_c \phi \quad [3-8]$$

Sachant que la dépression capillaire est calculée à partir d'essais d'intrusion au mercure, la déformation macroscopique différée dépend des propriétés viscoélastiques vieillissantes J du matériau comme le montre l'expression suivante :

$$\varepsilon(t) = \int_0^t J(t, t') d\Sigma^S(t') \quad [3-9]$$

Selon Hua (Hua et al. 1995), seule la variation de pression capillaire permet d'expliquer quantitativement l'origine du retrait endogène pour des humidités relatives comprises entre 80 % et 100 %. Le concept théorique de ce modèle est très intéressant lorsqu'il est possible de connaître expérimentalement les évolutions des propriétés mécaniques et des pressions capillaires. Bien que le mécanisme de dépression capillaire permette de prévoir de manière quantitative le retrait endogène (ou

de retrait de séchage), et qu'il est souvent admis comme le mécanisme principal, il existe d'autres phénomènes physiques actifs lors de la dessiccation: variation des tensions superficielles et des pressions disjonctives. La présence de ces mécanismes fait toujours débat actuellement.

3.2.2 Variation de l'énergie de surface des particules colloïdales

La tension superficielle résulte des différentes forces d'attraction que subissent les molécules d'eau au voisinage de la surface des feuillettes d'hydrates (effets de Gibbs-Bangham). Lorsque l'humidité relative à l'intérieur du matériau diminue, le nombre de couches d'eau adsorbée à la surface des C-S-H varie (Figure 2-10) et l'énergie de surface varie (Wittmann 1968; Bentz et al. 1998; Beltzung 2004).

Lors de la désorption, des molécules d'eau se séparent de la surface des hydrates et une élévation des tensions superficielles apparaît et engendre un raccourcissement des feuillettes de C-S-H. Cette variation de pression entraîne un retrait du matériau à l'échelle macroscopique. A l'inverse, lorsqu'une molécule d'eau s'approche des hydrates lors d'une augmentation de l'humidité relative, les tensions de surfaces diminuent et abaissent l'état de contrainte de la matrice solide. A l'échelle du matériau, ceci se traduit par un gonflement.

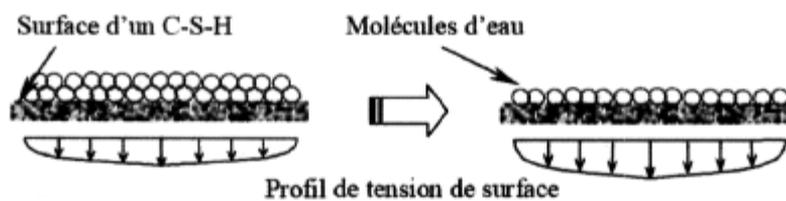


Figure 3-3 : La désorption des molécules d'eau élève la tension à la surface des hydrates selon l'effet de Gibbs-Bangham (Charron 2003).

Quelques auteurs (Hua 1995; Beltzung 2004) ont montré que les mécanismes de tensions superficielles deviennent négligeables pour des humidités relatives élevées. Pour des humidités relatives supérieures à 70 %, toutes les surfaces solides d'un matériau cimentaire sont recouvertes de plusieurs couches d'eau adsorbée (voir 2.2.4). Une augmentation ou une diminution de l'humidité relative engendre une modification du nombre de couches d'eau. Ce dernier restant encore important, la tension superficielle ne varie pratiquement pas. Des essais effectués par Adolphs, cité dans (Beltzung 2004), ont également montré que l'énergie de surface d'une pâte de ciment ne varie pratiquement pas au dessus de 50 % d'humidité relative (voir Figure 3-4).

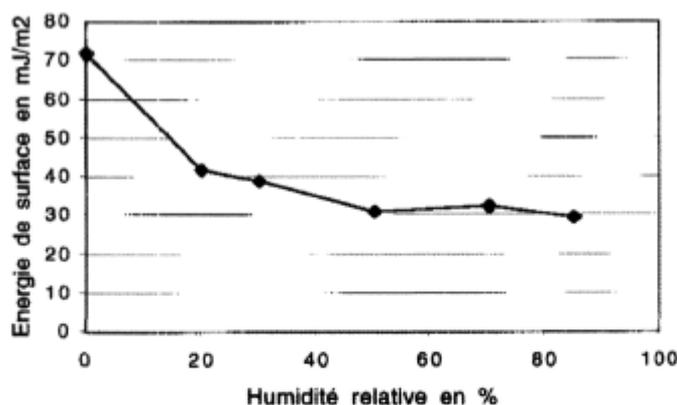


Figure 3-4 : Evolution de l'énergie de surface en fonction de l'humidité relative pour une pâte de ciment (E/C = 0.4), d'après Adolphs (2002) cité dans (Beltzung 2004).

Au jeune âge, l'apparition d'un volume de vide dans le réseau poreux n'engendre pas d'Humidité Relative plus faible que 70 % comme le montre la Figure 3-5. Il devient donc possible de négliger les effets de la variation de l'énergie de surface sur la prédiction du retrait endogène.

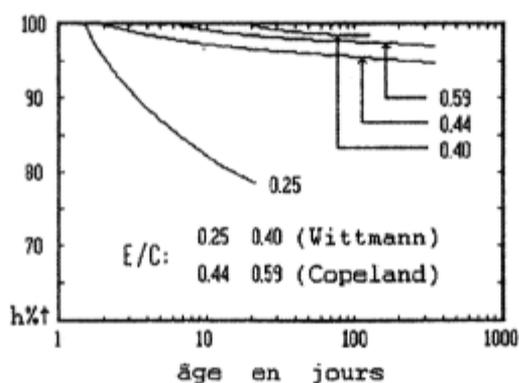


Figure 3-5 : Diminution de l'Humidité Relative pour différents travaux d'après (Hua 1995).

3.2.3 Variation des pressions disjonctives

Sur une surface plane, l'eau est librement adsorbée. Dans certaines zones du réseau poreux, l'adsorption libre ne peut avoir lieu lorsque les surfaces adsorbantes sont trop proches. Il s'agit d'une zone dite d'adsorption empêchée (Figure 3-6). Dans ces zones, l'eau est soumise à une pression, dite de disjonction qui peut atteindre 130 MPa (Bazant 1972). Cette pression s'oppose aux forces d'attraction, qui existent entre les particules de C-S-H et qui maintiennent la structure du squelette. Cette eau est ainsi un élément structurel à part entière du matériau, capable de transmettre localement les contraintes.

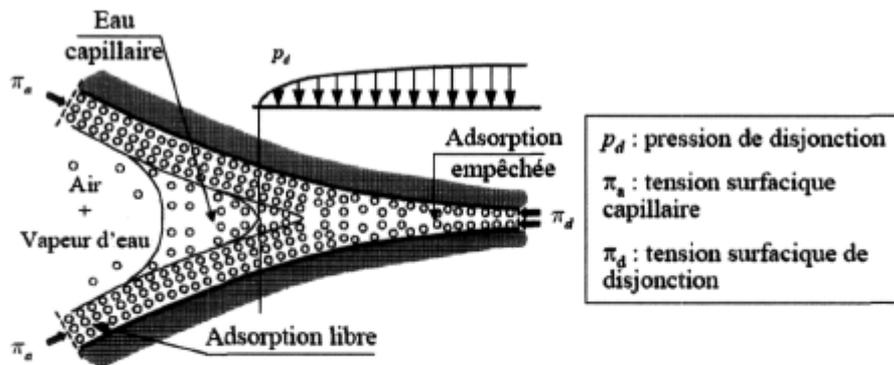


Figure 3-6 : Description idéalisée de l'eau dans les zones d'adsorption empêchée ((Bazant 1972) repris dans (Benboudjema 2002))

Le mécanisme de pressions de disjonctions (Bazant 1972; Bissonnette et al. 2000; Beltzung 2004) provient donc de l'interaction de deux feuillets de C-S-H suffisamment proches et séparés seulement d'eau adsorbée. Lors d'une augmentation de l'humidité relative interne au matériau, la couche d'eau adsorbée augmente alors que les parois sont déjà proches. L'adsorption de molécules supplémentaires (Figure 3-7) tend donc à séparer les parois d'hydrates et engendre des pressions appelées pressions disjonctives. A l'inverse, si l'humidité relative diminue, les pressions de disjonction deviennent plus faibles et engendrent une contraction du matériau à l'échelle macroscopique (effort de rapprochement des parois).

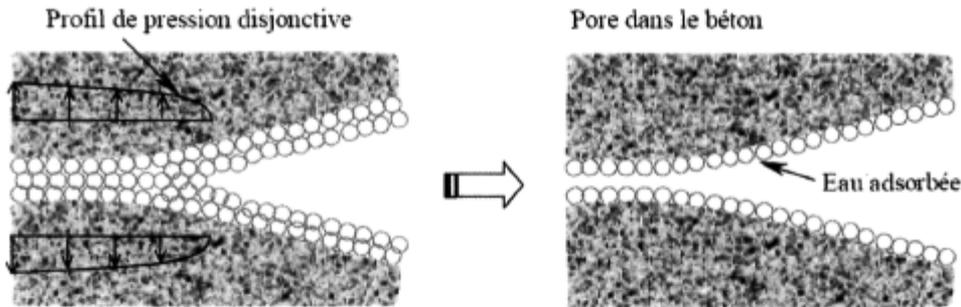


Figure 3-7 : La diminution de l'humidité relative engendre une réduction des pressions disjonctives (Charron 2003).

D'après (Hua 1995; Beltzung 2004), les pressions disjonctives peuvent être définies de la manière suivante :

$$\Pi_{disj} = \Pi_{vdw} + \Pi_{elec} + \Pi_{str} \quad [3-10]$$

Où Π_{disj} est la pression de disjonction qui correspond à la somme d'une pression électromagnétique Π_{vdw} due aux forces de Van der Waals, d'une pression électrostatique Π_{elec} due à la formation d'une double couche électrique et d'une pression Π_{str} due aux forces structurales. La prise en compte complexe des pressions de disjonction dans le retrait de dessiccation pour des

humidités relatives supérieures à 70 % fait encore débat dans la communauté scientifique (Bazant 1972; Wittmann 1980; Hua 1995; Beltzung et al. 2005).

D'après (Hua 1995) et pour des humidités relatives élevées, plusieurs constats portent à croire que les pressions de disjonction ne sont pas le mécanisme principal pour le retrait d'autodessiccation :

- Les pressions de disjonction dues aux forces de Van der Waals deviennent négligeables pour des humidités relatives élevées où il y a une forte baisse de la force d'attraction due à l'adsorption d'eau.
- Dans un système colloïdal, les concentrations en ions au voisinage des surfaces solides sont perturbées par la charge électrique de cette surface où apparaît une couche diffuse d'ions. Lorsque deux surfaces chargées sont très proches, une double couche électrique est alors générée. Concernant l'action de la double couche électrique, l'existence de peu de résultats expérimentaux ne permet pas la prise en compte d'un tel mécanisme.
- Pour finir, les forces structurelles sont encore mal connues et il n'existe pas de théorie pour les évaluer quantitativement. Même si certains auteurs ont montré l'importance de la composante structurelle, celle-ci existe dans des zones où l'adsorption de l'eau est gênée par le caractère étroit des espaces (< 3 nm). Pour le retrait endogène, la dessiccation n'atteint pas ces espaces qui restent saturés d'eau. Les zones de disjonction ne peuvent alors être atteintes, dans certains cas, que vers la fin de l'hydratation où le taux de déformations macroscopiques devient très faible (Bjontegaard 1999).

Malgré les arguments de (Hua 1995) pour ne pas tenir compte des pressions de disjonction pour le retrait endogène, d'autres auteurs considèrent que cette pression est le mécanisme principal de cette déformation. En effet, contrairement aux dépressions capillaires qui ne dépendent que de la distribution poreuse, la pression de disjonction permet de prendre en compte la chimie de la solution interstitielle, de la morphologie des produits d'hydratation aux caractéristiques physico-chimique des colloïdes (Wittmann 1980; Beltzung 2004).

La principale force motrice à la base de l'évolution des pressions de disjonction provient alors de la variation des concentrations ioniques dans la solution interstitielle. Cette variation affecte non seulement la concentration de l'eau libre mais également celle en surface des pores (qui sont liées l'une à l'autre). Une diminution de l'humidité relative affecte alors la concentration des ions et modifie ainsi la force ionique qui serait à l'origine du retrait de dessiccation (Beltzung 2004; Beltzung et al. 2005; Beltzung et al. 2005).

Néanmoins, un modèle basé sur l'évolution des pressions de disjonction ne permet pas d'expliquer pourquoi les déformations endogènes sont si importantes juste après la prise du matériau lorsque l'humidité relative est très élevée et que cette dernière, en début du processus d'hydratation, ne varie que très peu (voir Figure 3-8).

Le volume de vide apparaissant pendant les premiers jours d'hydratation engendre l'apparition de ménisques, à l'interface entre les phases liquide et gazeuse, dans les pores capillaires qui peuvent expliquer, via la loi de Laplace, l'amplitude importante des déformations endogènes au très jeune âge. Après quelques jours d'hydratation, le rayon de ménisque touché peut apparaître dans des zones où la dépression capillaire n'est plus le seul mécanisme à l'origine des déformations macroscopiques et les pressions de disjonction doivent être prises en compte. Néanmoins, le taux de déformation du retrait endogène diminue de plus en plus à cet instant.

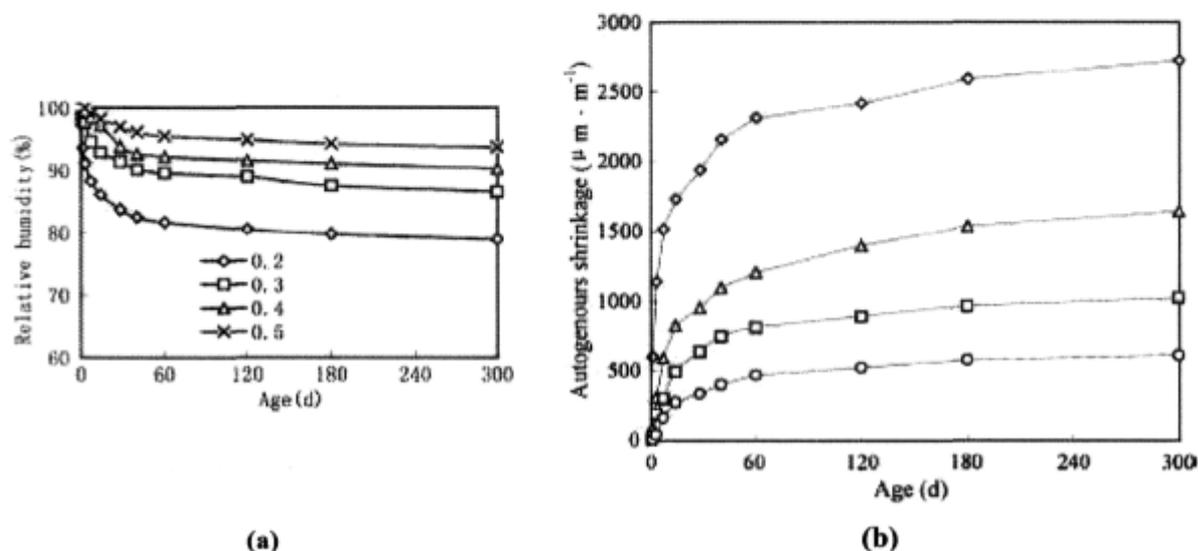


Figure 3-8 : Evolution expérimentale (a) de l'humidité relative et (b) du retrait endogène de différentes pâtes de ciment (E/C variant de 0.2 à 0.5) soumises à l'autodessiccation (Jiang et al. 2005).

Pour l'autodessiccation et dans le cadre d'une modélisation des déformations différées macroscopiques basée sur des mécanismes physiques, il est possible de considérer, dans une première approche, que la dépression capillaire est le principal mécanisme du retrait endogène.

3.3 Gonflement endogène macroscopique

Le mécanisme de pression capillaire à l'origine du retrait endogène ne peut pas expliquer, à lui seul, l'ensemble des déformations endogènes (Bjontegaard et al. 2004). Au jeune âge et sans apport d'eau extérieur, l'humidité relative diminue progressivement et la dépression capillaire ne peut entraîner qu'un effort de compression sur la matrice solide du matériau. Or, comme le montre la Figure 3-9 et même après la prise du matériau, il peut apparaître dès les premières heures d'hydratation un gonflement que certains attribuent au ressuage du matériau (Bjontegaard 1999; Bjontegaard et al. 2004) ou à une expansion des phases solides comme l'ettringite (Baron et al. 1982; Perez 1999; Lura 2003; Barcelo et al. 2005).

L'accumulation d'eau à la surface d'un béton, qui est provoquée par le tassement du matériau lors de sa mise en place dans le coffrage, peut provoquer un ressuage. La re-pénétration de l'eau dans le

matériau entraîne une diminution locale de la dépression capillaire qui peut s'observer à l'échelle macroscopique par une diminution du retrait endogène ou même, dans certains cas, par un gonflement (Bjøntegaard et al. 2004). Ce dernier provenant alors d'un artéfact expérimental traduit à l'échelle macroscopique un phénomène d'origine accidentel.

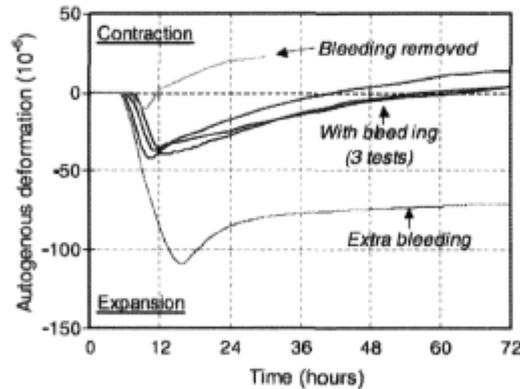


Figure 3-9 : Influence du ressuage sur les déformations endogènes (Bjøntegaard et al. 2004).

Le gonflement chimique qui peut se manifester au cours de l'hydratation est surtout lié à la formation d'ettringite (Baron et al. 1982). Ce gonflement est même utilisé, dans certains cas, comme compensateur de retrait (Perez 1999). Même si les causes sont encore mal connues, plusieurs mécanismes sont supposés : poussée cristalline, transformation de l'ettringite en monosulfate, formation d'ettringite colloïdale avec répulsion électrique et pression osmotique résultant d'une différence de concentration (Baron et al. 1982). Ces mécanismes apparaissent toutefois à une échelle différente de la dépression capillaire.

Les deux déformations, gonflement et retrait endogène, peuvent donc apparaître simultanément et indépendamment. Le principe de superposition peut être ainsi utilisé dans le cadre d'une modélisation des déformations endogènes (Baron et al. 1982; Lura 2003; Barcelo et al. 2005). Même s'il est encore difficile de connaître l'origine exacte de ces deux déformations, le gonflement macroscopique ϵ^g apparaissant durant les premières heures d'hydratation pourrait être relié à l'évolution du degré d'hydratation ξ pour prendre en compte un comportement chimique du matériau dans la modélisation des mécanismes.

3.4 Comportement macroscopique du matériau en cours d'hydratation

En conclusion et dans des conditions particulières (pas d'échange hydrique et thermique avec l'extérieur), la structuration progressive d'un matériau à base cimentaire en cours d'hydratation engendre des déformations différées observables macroscopiquement. Le schéma de la Figure 3-10 montre comment ces déformations peuvent être décomposées en la somme d'un retrait

endogène provoqué par la diminution de l'humidité relative dans le réseau poreux, et d'un gonflement chimique indépendamment de la diminution de cette humidité relative (Barcelo et al. 2005). Il est important de noter que le gonflement endogène n'est pas la principale variation volumique des déformations endogènes. Dans cette étude, les pressions capillaires sont donc choisies comme étant le principal mécanisme à l'origine de ces déformations.

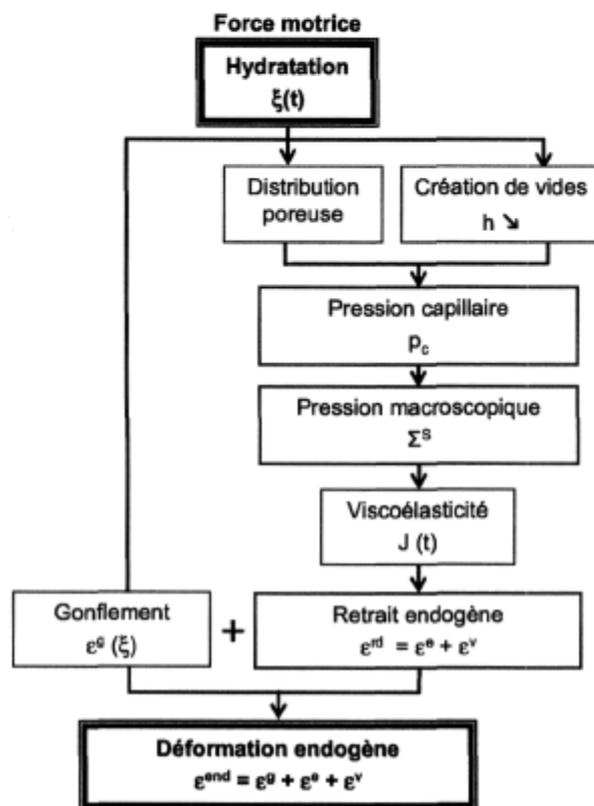


Figure 3-10. Représentation schématique du comportement différencié du béton au jeune âge

La dessiccation d'un matériau à base cimentaire met en jeu plusieurs mécanismes : la dépression capillaire, les pressions de disjonction et l'énergie libre de surface. Néanmoins, l'autodessiccation qui est une conséquence de l'hydratation ne se produit que pour des humidités relatives élevées où la dépression capillaire est le principal mécanisme à l'origine des déformations différées. Cette dépression capillaire dépend de l'évolution du réseau poreux et du vieillissement des propriétés mécaniques. La caractérisation de la distribution poreuse en fonction de l'avancement de la réaction d'hydratation permet de prédire l'évolution des pressions qui sont générées dans le réseau poreux. Néanmoins, si la dessiccation se poursuivait jusqu'à des niveaux d'humidités relatives plus faibles (séchage), les autres mécanismes (pressions de disjonction ou tensions superficielles) seraient à prendre en compte dans le calcul des pressions de pore. Pour finir, le retrait d'autodessiccation dépend de l'évolution des propriétés mécaniques qui sont également fonction de l'avancement de la réaction d'hydratation.

4 Vieillesissement des propriétés mécaniques d'un béton

L'évolution chimique de la microstructure sous l'effet d'une réaction d'hydratation entraîne une rigidification progressive du matériau qui se traduit à l'échelle macroscopique par une évolution des propriétés mécaniques (Laplante 1993; De Schutter et al. 2003; De Schutter et al. 2003). Tant que la prise du matériau n'a pas lieu, la déformation macroscopique est égale à la contraction Le Chatelier, mais dès qu'une percolation de la matrice solide apparaît (Torrenti et al. 2005), cette dernière est en mesure de supporter aussi bien un chargement interne (pression dans le réseau poreux) qu'un chargement externe. Le caractère évolutif de la rigidité du matériau ainsi que le fluage de ce dernier dépend donc de l'évolution de l'hydratation (Granger 1995; De Schutter et al. 1996; Ulm et al. 1998; Gutsch 2001). Le comportement macroscopique d'un matériau à base cimentaire est, en général, déterminé expérimentalement selon la représentation schématique de la Figure 4-1. Un matériau à matrice cimentaire se déforme sous l'action d'une sollicitation, qu'elle soit interne, comme la pression de pore, ou externe comme un chargement mécanique.

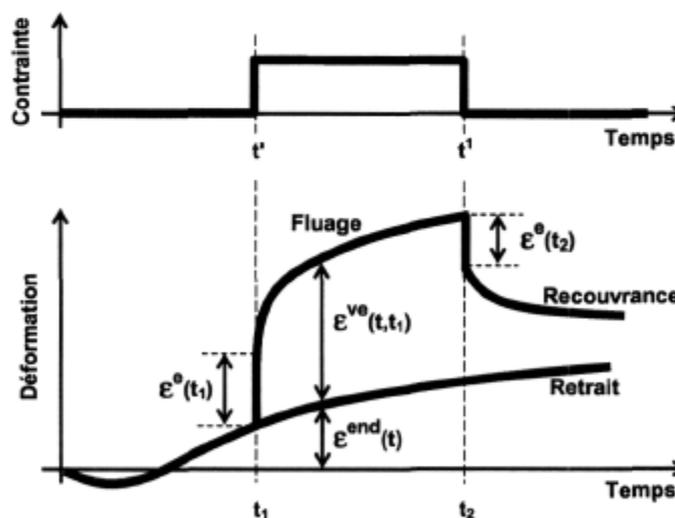


Figure 4-1 : Représentation schématique des déformations d'un béton au jeune âge, à partir de (Ulm 1999).

De manière schématique, il est possible de définir trois déformations macroscopiques (Bissonnette 1996; Neville 2000) : la déformation différée de retrait qui apparaît lorsque le matériau se déforme librement (sans chargement externe), la déformation élastique instantanée sous l'action d'un chargement mécanique, et pour finir, la déformation de fluage pour la déformation différée

supplémentaire qui apparaît lorsque le chargement mécanique est maintenu dans le temps. La différence de déformations des deux éléments (chargé et non chargé) de la Figure 4-1 permet d'identifier expérimentalement les propriétés mécaniques du matériau en fonction d'un chargement extérieur.

4.1 Effet du chargement sur la réaction d'hydratation

La décomposition d'un essai avec des éléments chargé et non chargé repose sur le principe de superposition des déformations (voir Figure 4-1). Celui-ci peut être valable pour un matériau mature où l'hydratation ne progresse plus. A l'inverse, la recherche de l'évolution des propriétés mécaniques d'un matériau à base cimentaire en cours d'hydratation impose de vérifier que le chargement n'influe pas sur l'évolution du degré d'hydratation (Zhou et al. 2003; Tamtsia et al. 2004). La Figure 4-2 montrent que le chargement que peut subir un échantillon de pâte de ciment au jeune âge influence l'évolution du degré d'hydratation (Tamtsia et al. 2004). Néanmoins, l'écart entre le degré d'hydratation d'un élément chargé et celui d'un élément non chargé ainsi que la cinétique ne sont pas très importants.

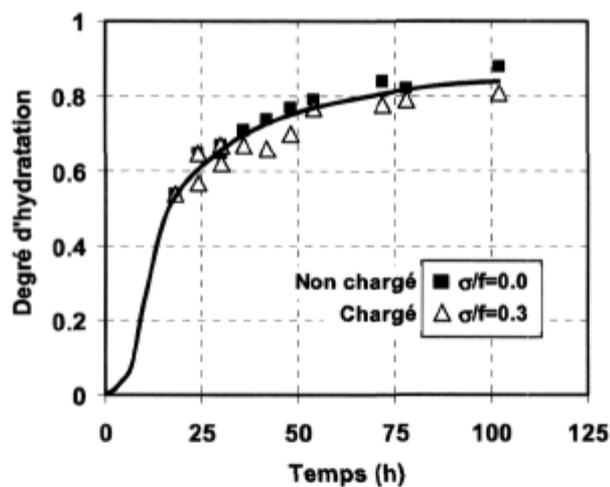


Figure 4-2 : Influence du chargement sur l'évolution du degré d'hydratation de pâte de ciment, d'après (Tamtsia et al. 2004).

La différence d'évolution du degré d'hydratation de la Figure 4-2 peut être considérée comme négligeable. Dans le cadre d'une modélisation du comportement au jeune âge des bétons, le degré d'hydratation sera alors considéré comme non affecté par le chargement extérieur.

4.2 Evolution de la résistance du matériau et du module de Young

La résistance d'un béton et le module de Young augmentent au fur et à mesure que l'hydratation progresse et que la matrice solide se densifie (croissance des amas d'hydrates). Le durcissement du matériau est la manifestation d'un vieillissement du béton (Byfors 1980; Waller 2000).

L'évolution de la résistance mécanique d'un béton est associée à une combinaison de la diminution de la porosité capillaire (Byfors 1980) et à l'augmentation des produits d'hydratation (dont le nombre de contacts intergranulaires augmente) qui remplissent l'espace disponible au fur et à mesure de l'avancement de l'hydratation. Le module de Young et la résistance mécanique dépendent donc de l'avancement de la réaction d'hydratation et donc de la quantité d'hydrates ainsi que du degré de connexion des pores (Guénot-Delahaie 1996).

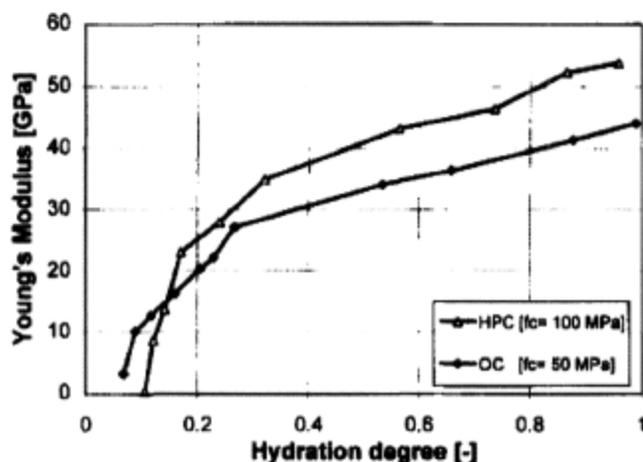


Figure 4-3 : Evolution expérimentale du module de Young d'un béton haute performance (HPC) et d'un béton ordinaire (OC) en fonction du degré d'hydratation pour des essais en compression (Ulm et al. 1996).

La Figure 4-3 montre que la rigidité du béton apparaît bien une fois que la prise a lieu. Cet instant est appelé t_0 . Même si l'évolution des propriétés élastiques (module de Young) dépend du degré d'hydratation, la relation qui permet de relier le module de Young au degré d'hydratation n'est pas linéaire (Ulm et al. 1996; Ulm et al. 1998; De Schutter et al. 2003), comme le montrent les résultats expérimentaux de la Figure 4-3.

4.3 Etude de la cinétique de fluage au jeune âge

Le béton, lorsqu'il est maintenu sous charge constante, continue à se déformer après la réponse élastique à la sollicitation imposée. A l'inverse, si une déformation constante est imposée à un élément, il apparaît une diminution progressive de la contrainte générée par la déformation initiale du matériau. Ces deux phénomènes sont appelés respectivement fluage et relaxation (Bazant 1988). La déformation de fluage s'avère être un phénomène important vis-à-vis de la limitation du risque de

fissure dans le comportement au jeune âge des bétons soumis au retrait restreint (Bissonnette et al. 2000).

Dans la documentation scientifique (Neville et al. 1983; Granger 1995; Bissonnette 1996; Benboudjema 2002), il y a une distinction entre le fluage propre (matériau isolé hydriquement de l'extérieur) et le fluage de dessiccation (appelée aussi « effet Pickett »). Ce dernier intervient lorsque le matériau est soumis non seulement à un chargement mécanique, mais également à une variation de l'humidité relative interne imposée par un échange hydrique avec l'extérieur. Au jeune âge et dans des conditions où le matériau est isolé hydriquement du milieu environnant, une diminution de l'humidité relative interne (autodessiccation) apparaît suite à la réaction d'hydratation du ciment avec l'eau libre présente dans la porosité. Le fluage qui peut apparaître dans ces conditions met probablement en jeu des mécanismes qui sont à la fois à l'origine des fluages propre et de dessiccation.

Quoi qu'il en soit, l'origine du fluage est encore mal connue, car les mécanismes qui engendrent ce dernier sont situés à l'échelle qui n'est pas celle de l'observation. De plus, les caractères hétérogène et chimique des matériaux à base cimentaire en cours d'hydratation rendent difficile l'identification expérimentale de ces mécanismes. L'origine physique de ces derniers étant difficilement identifiable, l'exploitation de la manifestation macroscopique du fluage semble être une des seules voies disponibles pour prendre en compte le comportement visqueux dans un outil de modélisation.

Dans le cadre de ce projet de recherche, seul le fluage primaire est pris en compte. Ce dernier exprime la proportionnalité de la déformation de fluage par rapport à la contrainte appliquée. Cette proportionnalité est observée expérimentalement lorsque la contrainte appliquée en compression est inférieure à 50% de la résistance à la rupture et que la vitesse de déformation décroît (Granger 1995). Au-delà, le comportement visqueux est plus complexe à prendre en compte avec une évolution de la vitesse de déformation qui peut augmenter jusqu'à conduire le matériau à la ruine (Berthollet 2003).

4.3.1 Observations expérimentales

Un essai de fluage constitue le principal moyen d'obtenir une information sur le comportement viscoélastique des matériaux à base cimentaire. A partir de la Figure 4-1, l'exploitation d'un essai de fluage donne l'évolution de la complaisance J par unité de contrainte σ selon l'expression suivante :

$$\varepsilon'(t) - \varepsilon^{end}(t) = J(t, t')\sigma \quad \text{pour} \quad \sigma = cte \quad [4-1]$$

Où : $\varepsilon'(t)$: déformation totale enregistrée sur un élément chargé,
 $\varepsilon^{end}(t)$: correspond à la déformation libre que subit le matériau.

La fonction de complaisance prend alors en compte la rigidité instantanée élastique $C(t')$ et la déformation différée visqueuse via le coefficient de fluage K_{fl} :

$$J(t, t') = \frac{1 + K_{\beta}}{C(t')} \quad \text{avec} \quad J(t = t', t') = \frac{1}{C(t')} \quad [4-2]$$

Outre le comportement durcissant de l'élasticité lié à l'évolution de la réaction d'hydratation qui a été décrit précédemment, l'exploitation d'essais de fluage pour plusieurs échéances de chargement met en évidence le caractère vieillissant de la viscosité des bétons dans son amplitude et dans sa cinétique comme le montre la Figure 4-4.

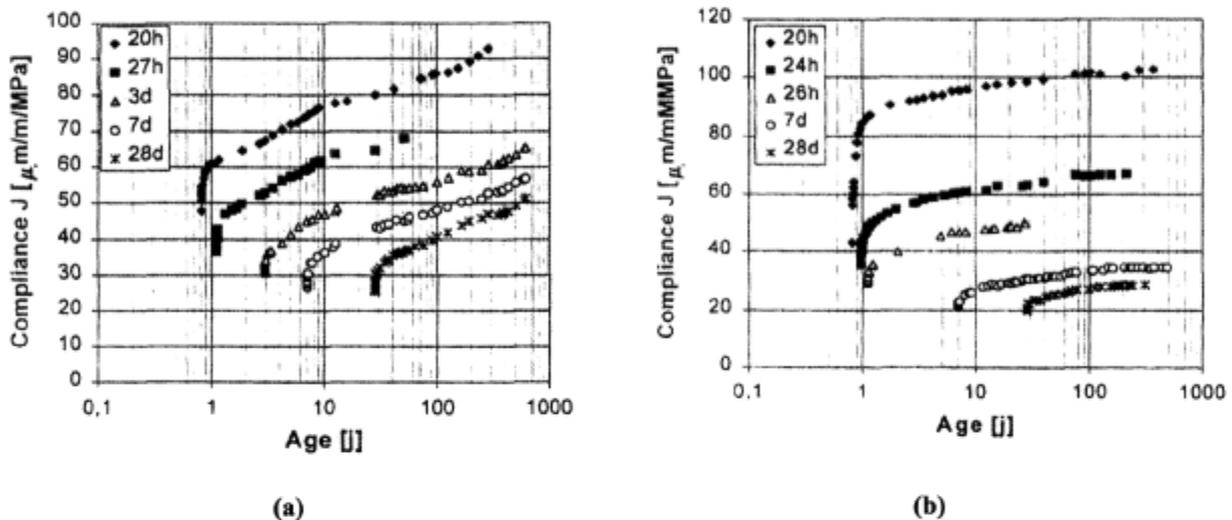


Figure 4-4 : Compliance expérimentale en fonction de l'âge de chargement pour des bétons (a) ordinaire (E/C=0.50) et (b) à hautes performances (E/C=0.33) chargés en compression, résultats expérimentaux de (Laplante 1993) cités dans (Ulm 1999)

Ainsi, un béton chargé à 1 jour aura plus de déformations différées qu'un béton chargé à 7 jours (Figure 4-4). Ce caractère vieillissant du matériau est particulièrement marqué lorsque le béton est chargé au très jeune âge (dans les premières heures suivant le contact E/C) comme le mettent en évidence les différents travaux de (Laplante 1993; Ulm 1999; Østergaard et al. 2001). La Figure 4-4 met également en valeur la différence de comportement entre un béton ordinaire et un béton à hautes performances où la cinétique de fluage n'est pas la même. En effet, le fluage est plus important pour un béton ordinaire à l'exception d'un chargement au très jeune âge (avant 24h d'hydratation).

Le caractère vieillissant du fluage est aussi bien valable pour des chargements en compression qu'en traction. Néanmoins, il est encore difficile de dire s'il existe une différence de comportement entre le fluage en traction et le fluage en compression. Des essais menés par Glanville & Thomas (1939) cités dans (Neville et al. 1983) tendent à indiquer que le fluage spécifique est du même ordre de grandeur en traction qu'en compression. Le peu d'études du fluage en traction est attribuable au fait que la résistance à la traction d'un béton est généralement négligée dans le calcul des structures (béton armé ou béton précontraint). Compte tenu du peu d'information sur la différence de comportement entre la

compression et la traction, une hypothèse forte est posée pour la suite des travaux, suivant laquelle les mécanismes qui sont à l'origine du fluage en traction et en compression sont les mêmes.

Certains auteurs, comme (Neville et al. 1983; Granger et al. 1995; Bissonnette et al. 1999), se sont attachés sur les paramètres qui influencent la déformation de fluage (ou de relaxation) des matériaux à base cimentaire. Tous les paramètres propres d'un béton (nature du liant, granulats, adjuvants, rapport E/C, résistance, âge de chargement) ont une influence plus ou moins directe sur les déformations différées de fluage. Néanmoins, il est encore difficile de dire si ces différents paramètres ont une influence directe ou indirecte sur la cinétique de déformation visqueuse.

4.3.2 Mécanismes à l'origine du fluage : différentes théories

La modélisation des mécanismes qui sont à l'origine des déformations de fluage des bétons est complexe, car ils ne sont pas encore totalement identifiés (Bazant 2001). Néanmoins, différentes approches permettent de mieux comprendre l'origine des déformations différées des matériaux à base cimentaire.

D'après les résultats expérimentaux de la Figure 4-5, le fluage propre présente deux cinétiques bien distinctes, une dite à « court terme » et une autre à « long terme » (Ulm et al. 1998; Ulm 1999; Acker et al. 2001; Benboudjema 2002). Que le béton soit chargé au jeune âge ou à long terme, les deux cinétiques de fluage sont toujours présentes. La Figure 4-4 et la Figure 4-5 montrent clairement que les régimes des deux cinétiques ont des caractéristiques bien différentes.

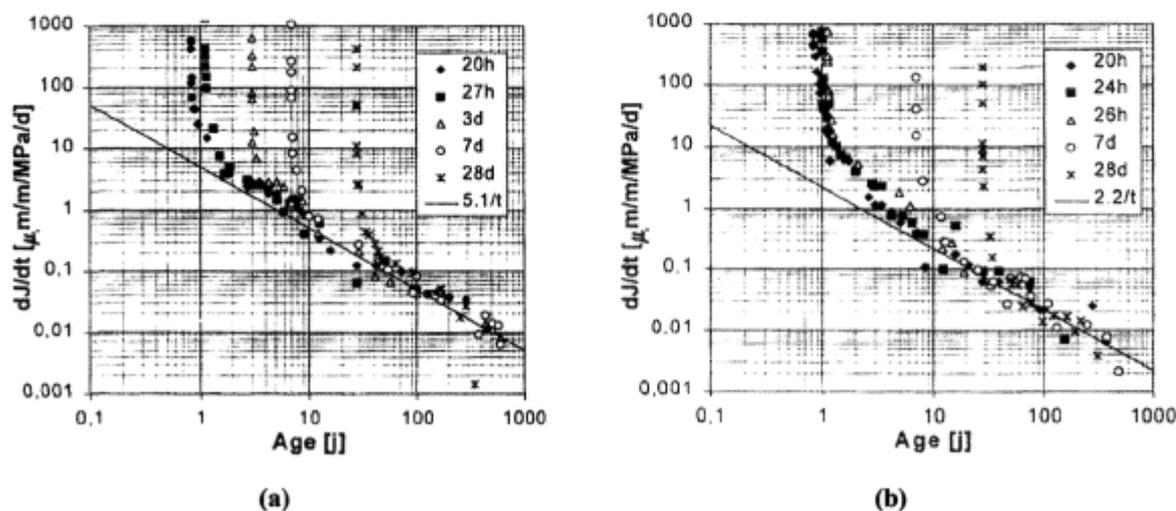


Figure 4-5 : Cinétique de fluage à court et à long terme pour (a) un béton ordinaire et (b) pour un béton à hautes performances (Acker et al. 2001).

Les évolutions de la cinétique et de l'amplitude du fluage à court terme peuvent être expliquées par l'avancement de la réaction d'hydratation du béton, alors que dans le cas du fluage à long terme, celui-ci ne semble dépendre que de l'âge du matériau (Ulm 1999). En effet, le fluage à long terme reste actif

à des âges très importants alors que l'hydratation peut être considérée comme terminée. Ce vieillissement ne peut donc pas s'expliquer simplement par un effet de l'hydratation. D'autre part, des études récentes montrent que les déformations visqueuses peuvent être également décomposées en deux cinétiques : court terme lié à une déformation volumique et long terme dû à une déformation déviatorique (Fafard et al. 2001; Benboudjema 2002; Bernard et al. 2003).

4.3.2.1 Fluage à court terme

D'après (Ulm 1999), la similitude entre le fluage à court terme et la recouvrance indique son caractère fortement réversible et suggère un mécanisme diffusif dans l'espace capillaire influencé par l'hydratation (voir Figure 4-6.a). Un tel mécanisme aboutissant à une redistribution de l'eau dans le réseau poreux sous l'action d'une contrainte macroscopique a été proposé par différents auteurs ces dernières années (Guénot-Delahaie 1996; Ulm et al. 1998; Ulm 1999; Benboudjema 2002).

D'après (Benboudjema 2002), le fluage à court terme est associé à la partie sphérique du fluage propre. Cette déformation est associée à la migration de l'eau à travers différentes échelles de la porosité (voir Figure 4-6.a) et se traduit, à l'échelle macroscopique, par la somme de déformations réversibles et irréversibles. La part sphérique de la contrainte appliquée entraîne une migration de l'eau physi-sorbée interhydrate vers la porosité capillaire pour rejoindre l'eau libre (chemin 1 de la Figure 4-6.b). La migration de ces molécules d'eau entraîne progressivement une déformation sphérique réversible du squelette solide. La recouvrance peut être ainsi expliquée par le mouvement inverse de ces molécules d'eau. La contrainte sphérique est ensuite retransmise à l'eau adsorbée dans les micropores intrahydrates. Celle-ci migre alors, suivant le chemin 2 de la Figure 4-6.b, vers les pores interhydrates. Cette diffusion peut éventuellement atteindre les pores capillaires voisins si le déséquilibre thermodynamique persiste. La migration ne pouvant s'effectuer que des micropores intrahydrates vers les pores interhydrates, la déformation du squelette solide associée est irréversible.

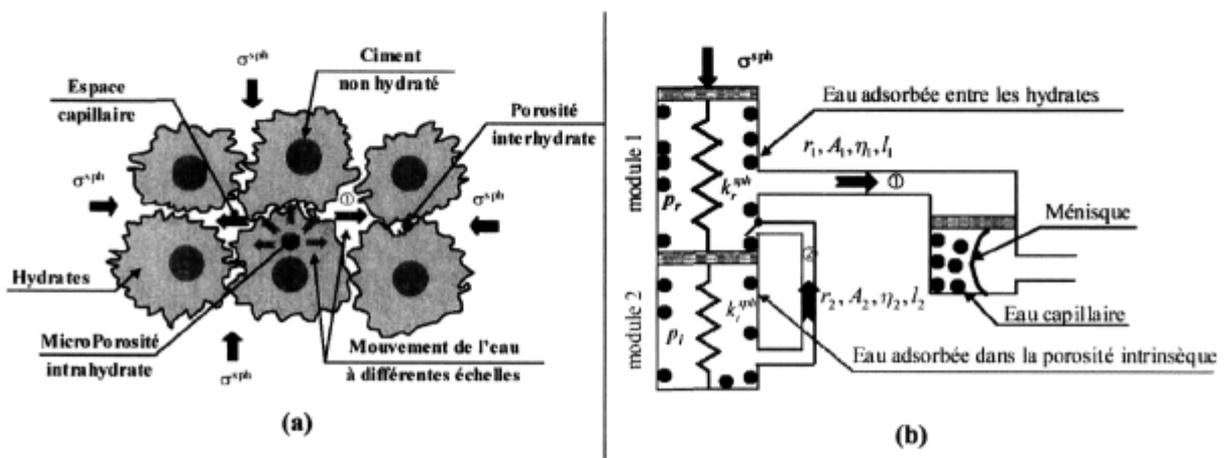


Figure 4-6 : Modélisation physique du fluage propre à court terme (a) reposant sur des mécanismes (b) selon (Benboudjema 2002).

Les contraintes macroscopiques sont donc retransmises à différentes échelles à travers l'assemblage des produits d'hydratation qui entourent les pores capillaires. Un déséquilibre thermodynamique entre les molécules d'eau apparaît et le squelette doit se déformer pour restituer ce déséquilibre, d'où l'apparition d'une déformation de fluage (Ulm 1999; Benboudjema 2002). Le mécanisme de microdiffusion est fortement influencé par l'hydratation. En effet, ce dernier a pour effet d'augmenter le chemin de diffusion. Ceci va jouer sur la cinétique de fluage, et sur le durcissement du solide, ce qui influe sur l'amplitude des déformations. Le caractère vieillissant en amplitude de la déformation viscoélastique peut donc être également associé à une augmentation de volume de la partie solidifiée (Bazant 1977; Bazant et al. 1989a).

4.3.2.2 Fluage à long terme

Aucun des mécanismes cités précédemment ne permet d'expliquer l'amplitude des déformations de fluage propre à long terme. Plusieurs auteurs ont donc proposé la prise en compte d'un mécanisme différent à long terme : le glissement des feuillets de C-S-H (Guénot-Delahaie 1996; Bazant et al. 1997a; Ulm 1999; Benboudjema 2002). L'effet du vieillissement serait lié à la relaxation des micro-contraintes, dans les zones d'adsorption empêchée (Figure 4-7). Cette relaxation a lieu à l'échelle des nanopores dans la pâte de ciment où les liaisons entre les surfaces solides (sur-tendues localement et instables) sont susceptibles de se rompre. Certaines liaisons se reforment dans les zones adjacentes du fait des glissements des feuillets de C-S-H (Benboudjema 2002).

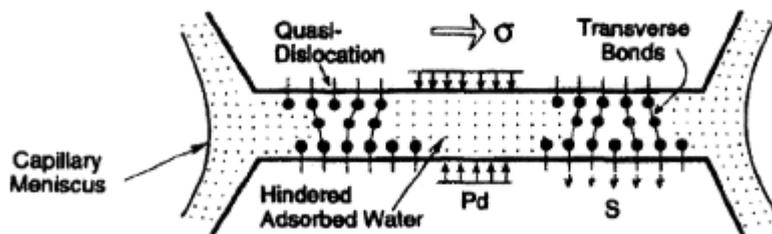


Figure 4-7 : Représentation schématique des micro-contraintes présentes dans les micropores des C-S-H (Bazant et al. 1997a)

La partie déviatorique du fluage propre serait ainsi reliée à des mécanismes de glissement des feuillets de C-S-H dans la nanoporosité, où l'eau joue un rôle de lubrifiant (Figure 4-7).

4.3.2.3 Bilan

Les mécanismes qui sont à l'origine du fluage ne sont pas encore totalement identifiés. La complexité de ces derniers semble apparaître à l'échelle des nanopores par des phénomènes de micro-diffusions et de dislocations. Ces mécanismes peuvent donc affecter ceux qui sont à l'origine du retrait endogène. Le fluage ne devrait donc pas être découplé de ce retrait.

Il a été admis précédemment que pour le retrait endogène, seules les pressions capillaires sont supposées être à l'origine de ces déformations. L'échelle d'apparition des mécanismes du fluage n'étant pas la même que celle des pressions capillaires, il est donc possible de considérer que le fluage est à l'origine du retrait mais que ce dernier n'influe pas sur les déformations visqueuses. Il faut néanmoins garder à l'esprit que cette hypothèse devient moins défendable pour le retrait de séchage où les humidités relatives descendent en dessous de 70%. A ces niveaux d'humidité relative, la microdiffusion d'eau à l'échelle des nanopores affectera à la fois le retrait et le fluage.

Même si les mécanismes énoncés précédemment reste encore à vérifier actuellement, l'utilisation de techniques expérimentales récentes semble apporter des éclairages nouveaux sur le comportement du matériau à une échelle du nanomètre (Ulm et al. 2003; Ulm et al. 2004). Il devient alors possible de travailler sur des passages d'échelles entre le nanoscopique et le macroscopique en passant par le microscopique. Néanmoins, ces techniques n'apportent pas encore tous les éléments nécessaires à la prise en compte de mécanismes à l'origine du fluage.

4.3.3 Utilisation de modèles rhéologiques

La connaissance inexacte des mécanismes qui sont à l'origine du fluage empêche de modéliser de manière explicite ces déformations différées sur une base physique. L'analyse expérimentale des cinétiques de fluage amène à considérer le fluage suivant deux mécanismes avec un mécanisme diffusif pour le court terme et un autre de type dislocation pour le long terme. Des couplages chemo-mécaniques ont été explorés par (Guénot-Delahaie 1996; Ulm 1999), mais la difficulté expérimentale de recherche de ces couplages ont amené les auteurs à considérer un schéma rhéologique simplifié pour le fluage.

L'utilisation de modèles rhéologiques avec la viscoélasticité linéaire vieillissante (Bazant 1977; Carol et al. 1993) permet de prendre en compte des déformations différées visqueuses dans le cadre d'une modélisation. Les comportements à court et à long terme peuvent être alors pris en compte par un assemblage de modèles rhéologiques.

4.3.3.1 Viscoélasticité linéaire

La théorie de la viscoélasticité linéaire (Jurkiewicz 1996; Lemaitre et al. 1996; Couarraze et al. 2000) permet de rendre compte d'un comportement différé dans une loi de comportement mettant en relation la déformation à la contrainte appliquée. La réponse à l'instant t d'un matériau viscoélastique qui a été soumis à l'instant t_1 à une sollicitation constante (en contrainte, σ_1 , ou en déformation ε_1), se décompose en une déformation élastique instantanée et une déformation dite de fluage :

$$\varepsilon(t) = J(t - t_1, t_1) \sigma_1 = J(t, t_1) \sigma_1. \quad [4-3]$$

La fonction de fluage J , [4-3], est une fonction caractéristique du matériau considéré. Pour un matériau vieillissant (comme le béton), la fonction dépend de l'âge t_1 au moment de l'application de la charge et de la durée d'application de cette dernière. Dans le cas où la sollicitation varie dans le temps, la réponse est obtenue en appliquant le principe de superposition de Boltzmann. Pour une sollicitation variant dans le temps, $\sigma(t)$, l'historique de chargement peut être discrétisé par la juxtaposition d'une série de sollicitation d'amplitude $\Delta\sigma(t)$:

$$\varepsilon(t) = J(t, t_1)\sigma_1 + J(t - t_2, t_2)\Delta\sigma(t_2) + J(t - t_3, t_3)\Delta\sigma(t_3) + \dots \quad [4-4]$$

Si $\Delta\sigma(t)$ tend vers zéro, la relation devient :

$$\varepsilon(t) = J(t, t_1)\sigma_1 + \int_{t_1}^t J(t, \tau)d\sigma(\tau) \quad [4-5]$$

En introduisant la dérivée de $\sigma(t)$ par rapport au temps, la forme intégrale du principe de superposition s'écrit :

$$\varepsilon(t) = J(t, t_1)\sigma_0 + \int_{t_1}^t J(t, \tau)\dot{\sigma}(\tau)d\tau \quad [4-6]$$

Afin d'éviter de stocker l'intégration de toute l'histoire de sollicitation d'un problème viscoélastique, la formulation intégrale [4-6] peut être transformée en formulation incrémentale :

$$\varepsilon(t) = \sum_{i=1}^n J(t, t_{\Delta\sigma_i}) \Delta\sigma_i \quad [4-7]$$

L'utilisation de chaîne de Kelvin-Voigt généralisée (Figure 4-8), permet d'écrire la fonction de complaisance J suivant une décomposition en série de Dirichlet :

$$J(t) = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{1}{E_i} \left(1 - e^{-\frac{E_i t}{\eta_i}} \right) \quad [4-8]$$

où E_i et η_i représentent la rigidité et la viscosité élémentaire d'une chaîne de Kelvin-Voigt i , respectivement.

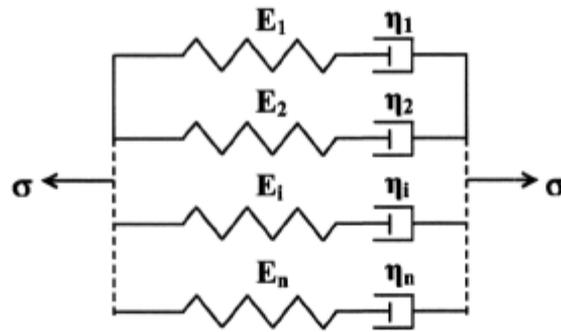


Figure 4-8 : Modèle rhéologique de Kelvin-Voigt généralisés

La décomposition en série de Dirichlet peut être alors réintroduite dans l'équation du principe de superposition de Boltzmann. Après développement, une forme incrémentale est obtenue où les variables $E_i(t)$ et $\eta_i(t)$ sont calculées de sorte que la série de Dirichlet approche au mieux les valeurs du fluage déterminées expérimentalement ou par un modèle réglementaire (Eurocode 2, CEB, ...).

4.3.3.2 Modèles rhéologiques évolutifs

La formulation [4-8] peut être étendue au cas d'un matériau vieillissant, comme le béton, en faisant varier les paramètres de chaque branche (E et η) de la Figure 4-8 en fonction du temps, comme dans (Granger 1995; Razakanaivo 2001). Néanmoins, l'utilisation d'un modèle rhéologique de Kelvin-Voigt avec plusieurs branches pour caler l'évolution vieillissante du fluage devient difficile. Dans la documentation scientifique, plusieurs auteurs utilisent des modèles de fluage propre basés sur des modèles rhéologiques plus simples formés d'un élément de Kelvin-Voigt en série avec un ressort dont les paramètres varient en fonction du degré d'hydratation comme le montre la Figure 4-9 (Hauggaard et al. 1999; Gutsch 2001; De Schutter et al. 2003). Ces modèles permettent de prendre en compte le caractère vieillissant du fluage à travers une raideur et une viscosité évolutives.

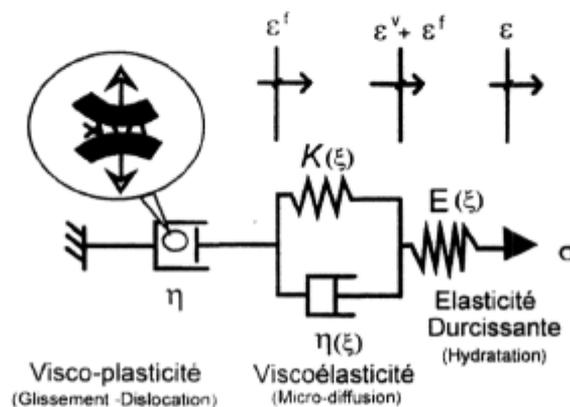


Figure 4-9 : Modélisation du comportement mécanique des bétons au jeune âge pour un ensemble de modèles rhéologiques (Ulm 1999).

L'étude bibliographique précédente a mis en exergue l'existence de deux cinétiques (court et long terme) pour expliquer le fluage. Selon (Ulm 1999), cette approche peut être prise en compte par un

ensemble de modèles rhéologiques évolutifs. L'utilisation du modèle rhéologique de la Figure 4-9 permet de prendre en compte le comportement différé mécanique (élasticité plus fluage) dans le cadre d'une modélisation du comportement au jeune âge des bétons.

Résumé

La réaction d'hydratation engendre une évolution de la microstructure qui se traduit à l'échelle macroscopique par une déformation volumique appelée « déformation endogène ». Cette déformation peut se décomposer en deux parties : un gonflement du squelette lié à la réaction d'hydratation et un retrait endogène dû à la baisse de l'humidité relative, qui engendre des dépressions capillaires, dans le réseau poreux. La modélisation du retrait endogène en tant que déformations viscoélastiques du squelette sous l'action d'une pression capillaire homogénéisée à l'échelle macroscopique dépend du vieillissement des propriétés mécaniques.

L'évolution des propriétés mécaniques dépend également de l'évolution de la réaction d'hydratation. Après quelques heures d'hydratation, un chemin de percolation des phases solides apparaît et traduit l'effet de prise du matériau. A partir de cet instant, le matériau est capable de supporter un chargement. Les propriétés mécaniques sont fortement vieillissantes, mais la complexité de la structure du béton à l'échelle de la microstructure ne permet pas encore d'identifier clairement les mécanismes à l'origine du fluage et de l'élasticité. Une approche basée sur un ensemble de modèles rhéologiques évolutifs permet alors de prendre en compte ce comportement mécanique vieillissant du béton au jeune âge.

PARTIE IV

COMPORTEMENT DU MATERIAU EN CONDITIONS DE RETRAIT RESTREINT

5 Support expérimental de l'étude : Essai R²D²

Quelques équipements spéciaux ont été développés au cours de ces dernières dizaines d'années afin d'étudier le comportement des bétons (ou autre matériau à base cimentaire comme les pâtes de ciment et les mortiers) en conditions de retrait restreint (Paillère et al. 1976; Kovler 1994; Bjøntegaard 1999; Toma 1999; Charron 2003; Altoubat et al. March 2001). L'essai de retrait restreint à déformation différée (R²D²) vise à contrôler la déformation libre d'une éprouvette de béton au cours de son hydratation. Pour y parvenir, un système automatisé applique une contrainte de traction à l'éprouvette, afin qu'elle conserve sa longueur initiale tout au long de l'essai. Le niveau de contrainte imposé évolue dans le temps, puisque la contraction du béton à restreindre croît avec l'hydratation.

La description présentée dans ce qui suit correspond à l'appareil mis au point au cours des travaux de doctorat de (Charron 2003) au CRIB de l'Université Laval à Québec. La Figure 5-1 montre que l'appareil de retrait restreint, entièrement piloté par ordinateur, est composé de deux dispositifs. Le dispositif de retrait libre évalue l'évolution de la déformation libre du matériau, alors que le dispositif de retrait restreint estime quand à lui l'accroissement de la contrainte induite à l'intérieur du matériau lorsque celui-ci est en conditions de déformations gênées.

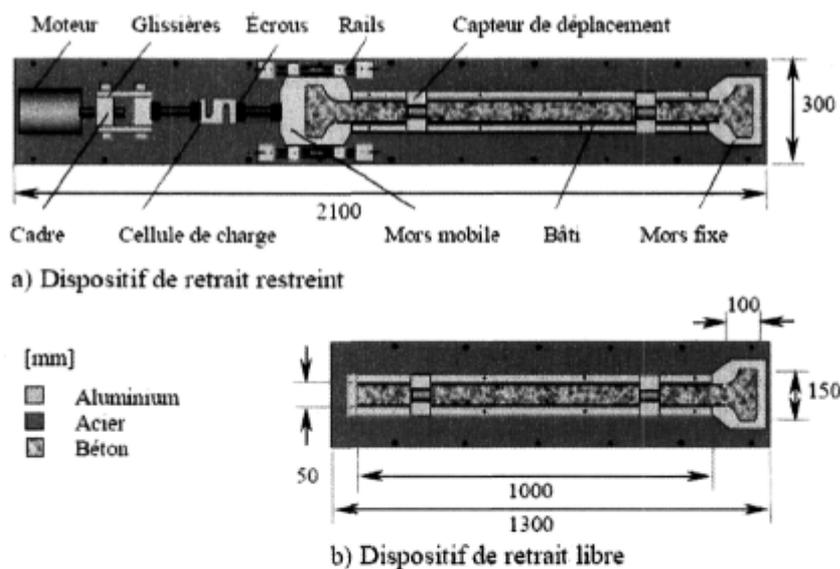


Figure 5-1 : Schématisation générale de l'appareil R²D² contrôlé en température (Charron 2003)

Le développement d'un tel essai permet l'étude de matériaux à base cimentaires (pâtes, mortier et bétons) dans des conditions réelles d'utilisation. Des paramètres de composition peuvent être ainsi identifiés pour limiter le risque de fissuration au jeune âge des bétons.

5.1 Description détaillée d'un essai R²D²

Dans un essai de retrait restreint, le matériau est mis en place directement dans un moule horizontal après le malaxage et scellé (parafilm) pour éviter tout échange hydrique avec le milieu environnant. Peu de temps après la mise en place de ce béton dans le dispositif expérimental, les déformations endogènes du matériau se manifestent à l'échelle macroscopique. Lorsque ces déformations atteignent le seuil défini par l'utilisateur (de l'ordre de quelques $\mu\text{m}/\text{m}$), l'éprouvette est ramenée à sa longueur initiale par le déplacement de l'extrémité mobile du bâti (voir Figure 5-2). Cette opération est effectuée au moyen d'un moteur pas à pas auquel l'extrémité mobile est reliée. La force exercée (compression pour le gonflement et traction pour le retrait), enregistrée par la cellule de force, par le moteur pour ramener l'éprouvette à sa longueur initiale est maintenue tout au long du cycle de déformation subséquent. Sous ce chargement constant, les déformations du béton sont le résultat d'une combinaison de deux phénomènes : les déformations endogènes et de fluage (voir Figure 5-3).

Lorsque l'éprouvette atteint de nouveau le seuil de déformation limite, un second incrément de charge est appliqué à l'aide du moteur pour ramener l'élément en béton à sa longueur initiale. Comme au premier cycle, l'incrément de charge appliquée à l'éprouvette sera maintenu tout au long du cycle de déformation subséquent. La période d'expérimentation, où tous les cycles se succèdent, varie selon les objectifs du programme de recherche.

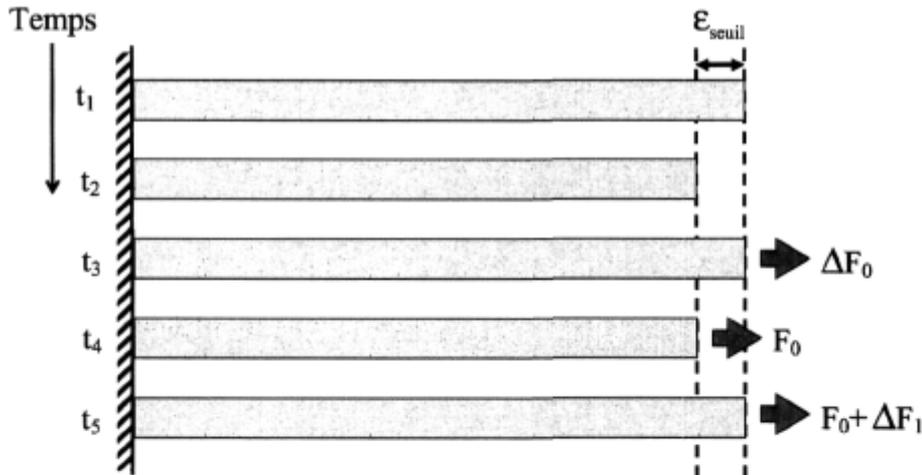


Figure 5-2 : Evolution schématique des déformations d'un béton dans le dispositif de retrait restreint d'un essai R²D².

L'asservissement d'un essai R²D² est entièrement piloté en déformation. D'une part, les incréments de charge surviennent lorsque les déformations restreintes de l'éprouvette atteignent le seuil de déformation fixé (entre 4 et 8 $\mu\text{m}/\text{m}$). D'autre part, entre chacun des incréments de charge, la force appliquée sur l'éprouvette est maintenue constante. Pour respecter cette consigne, le moteur pas à pas fait varier très légèrement la longueur de l'éprouvette. Les déformations associées au maintien du niveau de chargement demeurent généralement inférieures à 0.15 $\mu\text{m}/\text{m}$, soit 2 à 4 % des déformations

qui doivent se manifester pour provoquer un incrément de charge (Charron 2003). Le pilotage de l'essai est donc réalisé de manière à ce que le contrôle du niveau de chargement appliqué à l'éprouvette soit négligeable sur les résultats de l'essai.

Par ailleurs, le matériau mis en place dans le dispositif de retrait libre, où aucune contrainte n'est appliquée sur l'éprouvette au cours de l'essai, permet d'observer l'évolution des déformations endogènes d'un béton en cours d'hydratation (voir Figure 5-3), lorsque celui-ci est maintenu à température constante et qu'aucun transfert d'humidité n'a lieu avec l'extérieur.

En considérant l'hypothèse que le principe de superpositions des contraintes s'applique, il devient possible d'évaluer les évolutions des déformations élastiques, visqueuses et endogènes en combinant les résultats des deux dispositifs de retrait libre et de retrait restreint (voir Figure 5-3). Cette décomposition repose sur l'hypothèse que les déformations peuvent être découplées et qu'elles n'interagissent pas entre elles. Le principe de superposition peut être également considéré comme valable si les deux montages sont soumis aux mêmes historiques hydrique et thermique.

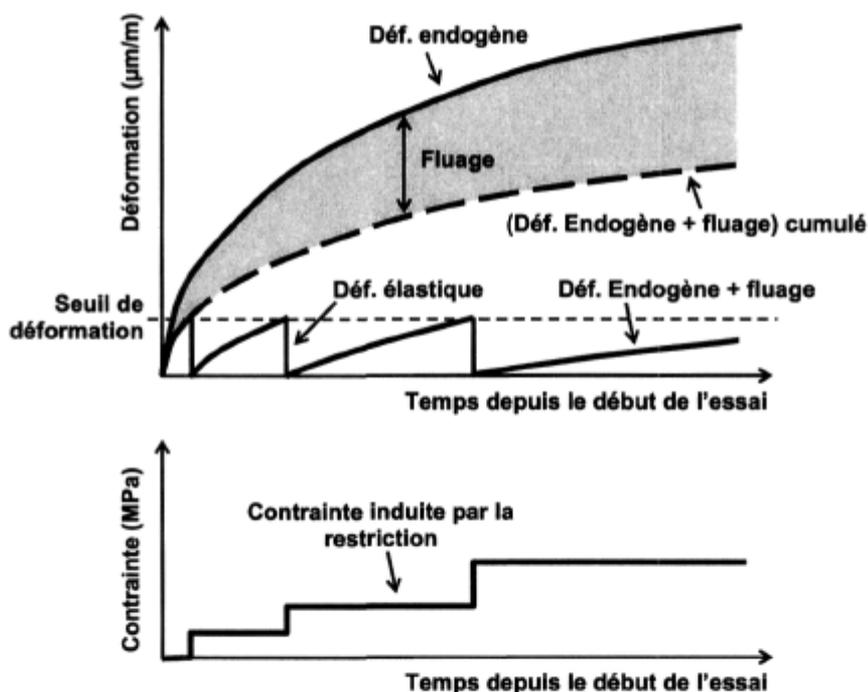


Figure 5-3 : Traitement des déformations d'un essai R²D² grâce à la combinaison des deux dispositifs, schéma adapté de (Charron 2003).

La Figure 5-3 montre que la déformation totale du dispositif de retrait restreint, qui est maintenue à une valeur presque nulle au cours de l'essai, correspond à la somme des déformations élastiques, endogènes et de fluage. La déformation élastique est déterminée par la déformation instantanée qui survient à chaque incrément de charge. Le fluage s'obtient en soustrayant à chaque instant la déformation (endogène + fluage) cumulée dans le dispositif de retrait restreint à la déformation endogène du second dispositif.

Le maintien en conditions isothermes de l'essai est illustré par la Figure 5-4. Le contrôle de la température s'effectue par une circulation d'eau, contrôlée par un bain thermostaté, dans le dispositif. L'échange de température par conduction avec le béton permet ainsi de maintenir une température constante pendant toute la durée d'un essai.

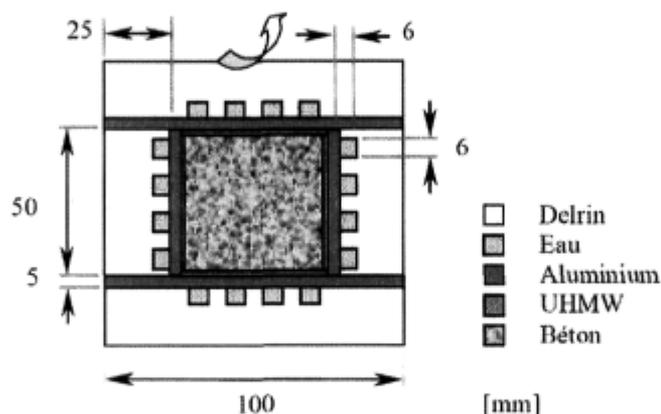


Figure 5-4 : Coupe transversale de l'éprouvette pour le conditionnement en température d'un essai R²D² (Charron 2003).

5.2 Protocole d'essai et qualification de l'expérimentation

La description de l'essai R²D² qui suit se base sur les travaux de (Charron 2003). De plus amples détails sont disponibles dans son mémoire de thèse. Il s'agit ici de faire une brève description de l'utilisation et de l'exploitation d'un tel essai.

5.2.1 Critère de démarrage

Au début de l'essai, le matériau connaît une période de solidification où aucun n'effort n'est appliqué sur l'éprouvette placée dans le dispositif de retrait restreint. Il faut attendre la prise du matériau avant d'imposer une contrainte car, auparavant, le matériau n'a aucune rigidité qui pourrait s'opposer au chargement.

Trois méthodes sont possibles pour déterminer l'instant où la période initiale se termine et que l'asservissement du moteur s'enclenche pour respecter le seuil de déformation. Le choix de la méthode dépend de l'utilisateur de l'essai. Le démarrage de l'essai peut donc s'effectuer en fixant une période de temps, un niveau de déformation ou un niveau de contrainte à atteindre. Dans le cadre de cette étude, où les résultats expérimentaux de l'essai R²D² proviennent de (Bouhlei), le critère de démarrage est fixé à un niveau de contrainte de 0.01 MPa. Lorsque ce niveau de chargement est atteint, le système d'asservissement est déclenché. Dans un cadre théorique de modélisation du comportement au jeune âge des bétons, le seuil de 0.01 MPa correspond à la prise du matériau (chemin de percolation des liaisons mécaniques).

Lorsque le critère de démarrage est atteint, l'asservissement est enclenché et la contrainte va augmenter progressivement en fonction de l'évolution des déformations différées du matériau en conditions restreintes. Dès que les déformations enregistrées dans le dispositif de retrait restreint atteignent la valeur seuil de déformation (de 4 à 8 $\mu\text{m/m}$), un incrément de charge est appliqué pour ramener l'éprouvette à sa longueur initiale (voir précédemment).

5.2.2 Retrait libre

Pendant que l'éprouvette mise en place dans le dispositif de retrait restreint subit des incréments de charge pour simuler des conditions de restriction, le matériau se déforme librement dans l'autre montage. N'ayant aucune restriction, le matériau est libre de se déformer aussi bien en gonflement qu'en retrait dès les premières heures d'hydratation. Sans échange hydrique avec l'extérieur et en conditions isothermes, les déformations observées correspondent aux déformations endogènes (voir section 3).

L'évolution des déformations est calculée en fonction de deux capteurs de déplacements disposés dans chacun des deux dispositifs (voir Figure 5-5). Le mouvement ΔL des capteurs par rapport à deux points de références espacés d'une longueur L permet de connaître la déformation de l'éprouvette suivant l'expression suivante :

$$\varepsilon = \frac{\Delta L_{\text{capteur 2}} - \Delta L_{\text{capteur 1}}}{L} \quad [5-1]$$

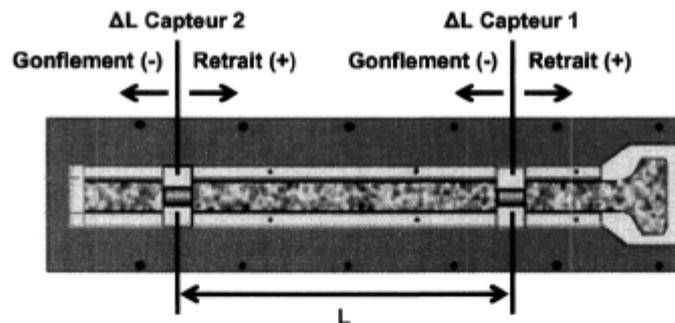


Figure 5-5 : Evolution des déplacements des capteurs d'un essai R²D² (Charron 2003).

5.2.3 Analyse des propriétés mécaniques

Un essai R²D² combine plusieurs déformations qui selon le principe de superposition peuvent être déterminées par différenciation, puisqu'elles sont supposées indépendantes. Ainsi, les déformations enregistrées dans le montage de retrait restreint sont la somme des déformations libre, du fluage, et élastique :

$$\varepsilon^t = (\varepsilon^o + \varepsilon^v) + \varepsilon^{end} \quad [5-2]$$

Les déformations élastiques et de fluage de l'expression [5-2] correspondent aux déformations induites dans le béton sous l'effet du chargement extérieur σ imposé par la restriction du matériau dans l'essai. Ces déformations sont complémentaires aux déformations mécaniques (élasticité + fluage) du matériau sous l'effet de la dépression capillaire (voir section 3.4).

Le module élastique du béton peut être calculé au cours de l'essai pour chaque application d'un incrément de charge (voir Figure 5-3). Le rapport entre l'incrément de charge ($\Delta\sigma$) et la déformation élastique donne le module de Young pour chaque instant. Plus le matériau subit d'incrément de charge et plus la connaissance de l'évolution du module de Young est précise.

L'essai R^2D^2 permet également d'observer l'évolution du fluage des matériaux à base cimentaire en fonction de l'évolution d'un chargement (par incréments de charge). Le fluage peut être déduit de la différence entre la courbe de retrait libre (déf. endogène de la Figure 5-3) et la courbe cumulée des déformations libres plus fluage (def. endogène + fluage cumulé de la Figure 5-3). Sachant que le fluage d'un béton est fortement vieillissant au jeune âge, les propriétés visqueuses du matériau sont donc difficiles à caractériser directement avec un essai R^2D^2 . Le fluage observé à un instant t correspond, en effet, à la somme des déformations visqueuses de tous les incréments de charge appliqués avant t .

6 Comparaison des résultats d'un essai R²D² avec des essais plus conventionnels

La richesse d'analyse du comportement au jeune âge d'un béton dans un essai R²D² a été démontrée précédemment. Cette richesse repose néanmoins sur un comportement complexe du matériau, surtout pour le fluage, et sur le principe de décomposition. Deux éléments importants doivent donc être vérifiés pour l'utilisation d'un tel montage :

- Dans le dispositif de retrait restreint, il faut, premièrement, vérifier que les déformations viscoélastiques soient les mêmes que celles enregistrées dans un autre essai plus conventionnel comme celui de Fluage en Traction Directe de (Bissonnette 1996). Cette vérification permettra de conclure que le matériau est correctement sollicité (dans son axe) et que les déformations apparaissent bien de manière homogène dans toute la section transversale.
- Il faut deuxièmement que la diminution d'humidité relative dans le matériau (autodessiccation) provoquée par l'hydratation soit homogène. La baisse d'humidité relative à l'intérieur du matériau ne doit être provoquée que par l'hydratation et non par un échange hydrique avec l'extérieur. Il est donc important de vérifier avec des essais complémentaires que le scellement du matériau, dans le montage R²D², vis-à-vis du séchage est garanti.

Ainsi, les essais complémentaires permettront de vérifier que les mesures de retrait libre (déformations endogènes), de rigidité (module de Young) et de fluage enregistrées dans le montage R²D² sont en accord avec d'autres essais.

6.1 Démarches de la comparaison

Comme il a été décrit précédemment, l'objectif de cette partie est de vérifier la lecture des déformations endogènes et des déformations viscoélastiques dans le montage R²D². L'utilisation d'essais plus conventionnels pour vérifier ces différents résultats nécessite de travailler sur un matériau évolutif (hydratation), alors que ces essais ont été plutôt adaptés pour l'observation de comportement différé de matériau mature. Pour cette dernière raison, la comparaison des propriétés viscoélastiques se fera sur un matériau mature pour limiter certains problèmes expérimentaux.

Trois bétons différents, propres au projet, sont donc testés dans cette étude de comparaison : C1 0.30, C1 0.40 et C2 0.40 (voir Annexe 1 pour le détail des formulations). Les différents montages utilisés sont décrits de la manière suivante :

- Montage R²D² piloté en contrainte : observation des déformations libres depuis la mise en place du matériau dans le montage et des propriétés mécaniques pour un chargement à 7 jours maintenu constant ;
- Fluage en Traction Directe (FLT) : observation après 24h d'hydratation des déformations libres (endogène et séchage) et des propriétés mécaniques pour un chargement à 7 jours maintenu constant ;
- Presse mécanique : analyse du module de Young pour différentes vitesses de chargement ;
- Montage ASTM : observation après 24h des déformations libres (endogènes et séchage) pour différentes conditions de scellement.

6.2 Utilisation d'un essai de fluage en traction directe

Au cours des dernières décennies, de plus en plus de chercheurs se sont intéressés au comportement des matériaux cimentaires en traction afin d'améliorer la compréhension des mécanismes qui conduisent à la fissuration. Le fluage peut limiter le risque de fissuration de par son effet relaxant des contraintes. La Figure 6-1 décrit le banc d'essai développé au CRIB de l'Université Laval à Québec par (Bissonnette 1996) qui permet de caractériser le comportement viscoélastique en traction de matériaux cimentaires. L'appareil est constitué d'un bâti rigide et d'un dispositif de chargement en traction contrôlé par un système de pression pneumatique (voir Figure 6-1). Deux types d'éprouvettes sont présentes dans le montage : celles chargées et celles libres de se déformer (éprouvettes témoins). Les éprouvettes chargées sont disposées en séries (trois par file de chargement).

La mise en charge des éprouvettes est réalisée au moyen d'un système pneumatique : un vérin contrôlé par un régulateur de pression bute contre l'extrémité d'un bras de levier amplifiant par un facteur de 6 l'effort de traction transmis à la file d'éprouvettes. Le régulateur de pression est doté d'un manomètre, mais la pression est ajustée de façon précise au moyen d'un capteur de force situé à l'extrémité de la file de chargement. Le signal est enregistré par un système d'acquisition de données.

Le mode d'ancrage des éprouvettes a été conçu en vue de minimiser les concentrations de contraintes dans les zones de transferts (voir Figure 6-2).

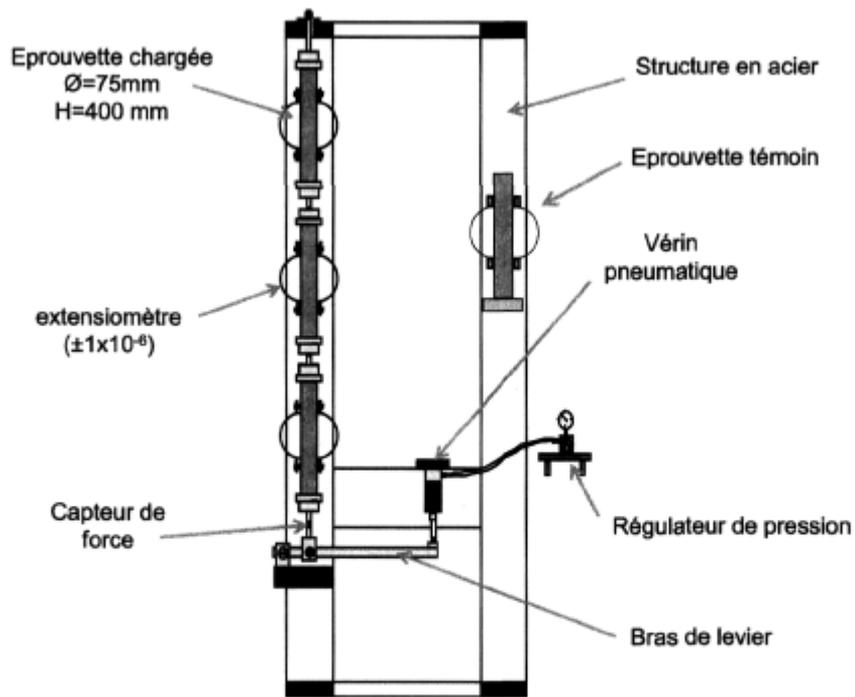


Figure 6-1 : Description du montage de fluage en traction directe (modifiée de (Bissonnette 1996))

La mesure des déformations est effectuée au moyen de demi-anneaux extensométriques (Figure 6-2) reliés à un système d'acquisition de données en continu. Lorsque les points de référence se déplacent l'un par rapport à l'autre, le demi-anneau en aluminium se déforme en flexion. Dans le domaine élastique de l'anneau, la relation entre la déformée de la lamelle et le déplacement diamétral est linéaire. Le coefficient de proportionnalité entre le déplacement et la tension de sortie est déterminé lors de la calibration des capteurs.

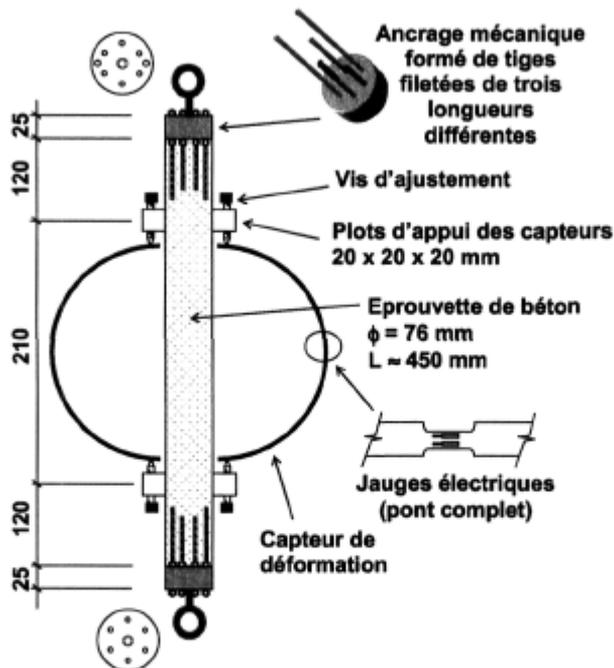


Figure 6-2 : Détails du système d'ancrage et d'instrumentation d'une éprouvette chargée (modifiée de (Bissonnette 1996)).

L'essai de fluage en traction directe consiste à imposer une charge constante aux éprouvettes et à suivre les déformations dans le temps. Pour retrouver la déformation de fluage, il faut retirer la déformation instantanée due au chargement et la variation de longueur mesurée sur les éprouvettes non chargées. Cette technique repose encore une fois sur le principe de superposition des déformations (voir section 5.2) et suppose que chaque phénomène est indépendant de tous les autres.

Pour l'étude des bétons au très jeune âge, cet essai rencontre malheureusement quelques limites, du fait d'une attente de quelques heures après la prise pour démouler les éprouvettes, les préparer et les mettre en place dans le montage. Le début des mesures est pratiquement impossible avant 24 heures d'hydratation. Pour éviter tout échange d'humidité avec l'extérieur du matériau, les éprouvettes ont été néanmoins scellées avec de la cire dès le démoulage à 24 h. Cette procédure permet alors d'observer l'évolution du retrait endogène après 24 h et le fluage propre qui peut se manifester lorsque le matériau est soumis à un chargement extérieur.

6.3 Utilisation du montage R²D² en configuration de chargement constant

L'essai R²D² a été conçu pour simuler le comportement d'un béton en conditions de retrait restreint. Néanmoins, un tel montage peut être également utilisé pour caractériser un matériau sous un chargement constant. L'essai n'est plus piloté en déplacement et une charge constante peut être appliquée à n'importe quel moment. Dans ce cas, la déformation de fluage observée correspond bien à la fonction de complaisance du matériau pour un temps donné.

Le matériau est placé dans les deux dispositifs du montage directement après le malaxage. Aucune restriction n'est imposée au matériau dans le dispositif de retrait restreint pendant les 7 premiers jours d'hydratation. Les déformations libres enregistrées dans les deux montages correspondent ainsi aux déformations endogènes. Au 7^{ème} jour, une charge est appliquée à l'éprouvette dans le dispositif de retrait restreint avec le système d'asservissement. Les conditions de mise en charge du matériau sont contrôlées par la vitesse de rotation du moteur et la force enregistrée par la cellule de charge.

6.4 Comparaison des mesures du fluage et du retrait

Le banc de fluage en traction directe (FTD) développé par (Bissonnette 1996) est utilisé sur une base de comparaison afin de valider les résultats d'un essai effectué dans le montage R²D². Pour s'affranchir de l'évolution importante des propriétés en cours d'hydratation, la comparaison de la lecture des déformations viscoélastiques entre les deux essais est faite sur un matériau mature.

Le chargement a donc lieu après 7 jours d'hydratation et le matériau est scellé dès la fin du malaxage. Les caractéristiques du chargement pour chaque composition sont décrites dans le Tableau 6-1.

Tableau 6-1 : Conditions de chargement du béton dans les deux montages (R²D² et FTD).

Composition		C1 0.40	C2 0.40
Parmètres du matériau à 7j d'hydratation	Résistance à la rupture en traction	3.5 MPa	3.5 MPa
	Contrainte appliquée	1.50 MPa	0.80 MPa
	Niveau de chargement	0.40	0.25

La Figure 6-3 montre que les déformations mécaniques (fluage + élastique) mesurées avec les deux appareils (FTD et R²D²) dénotent une bonne similitude pour les deux compositions testées (C1 0.40 et C2 0.40). Cette similitude indique que la charge appliquée dans le montage R²D² sur le matériau est uniforme et bien dans l'axe de l'éprouvette. Il n'y a donc pas d'effets parasites visibles, comme le confinement (effet des parois) de l'éprouvette dans le montage R²D², sur le déplacement de l'éprouvette dans le montage. Les déformations viscoélastiques observées dans un essai R²D² peuvent donc être supposées réalistes.

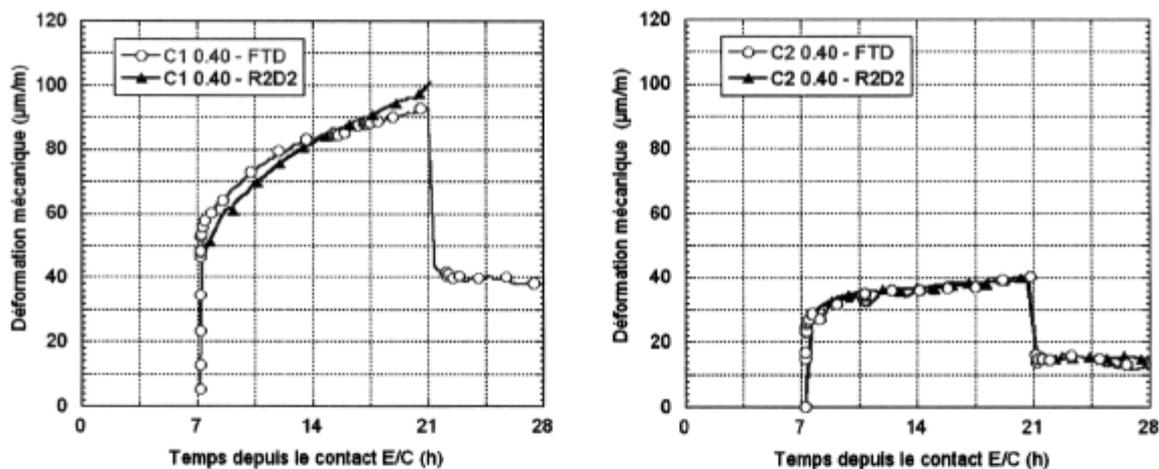


Figure 6-3 : Comparaison de la déformation mécanique (fluage + élastique) entre les deux montages pour les deux bétons (C1 0.40 et C2 0.40).

La vitesse de chargement n'est pas la même entre les essais R²D² et FTD. Une étude de l'influence de cette vitesse sur les propriétés élastiques doit donc être faite. Cette étude complémentaire du module de Young a été effectuée sur la composition C1 0.4 avec l'aide d'une presse mécanique afin d'établir si la vitesse de chargement pouvait influencer la mesure des propriétés élastiques (voir Tableau 6-2). Les résultats du Tableau 6-3 montrent que les différents taux de chargement n'ont pas d'influence sur la valeur expérimentale du module de Young. Ces dernières informations confortent encore la bonne lecture des propriétés mécaniques dans le montage R²D².

Tableau 6-2 : Vitesse de chargement pour chaque essai.

Montage	Taux de chargement	Condition d'essai
R2D2	0.002 à 0.004 MPa/s	Module de Young et Mise en traction
FTD	0.01 à 0.02 MPa/s	Module de Young et Mise en traction
Presse mécanique	0.25 à 0.35 MPa/s	Module de Young et résistance à la compression

Tableau 6-3 : Influence de la vitesse de chargement sur le module de Young dans un essai de traction directe sous presse mécanique pour des éprouvettes identiques à celles de l'essai FTD (composition C1 0.40).

Taux de chargement en MPa/s	Module de Young en traction en MPa
0.0015	30200
0.006	30100
0.023	30500
0.25	29000

L'utilisation des deux montages (R^2D^2 et FTD) permet également d'observer l'évolution des déformations libres. Le matériau mis en place dans le montage R^2D^2 est scellé hydriquement avec un film pour éviter tout échange d'humidité avec l'extérieur. La Figure 6-4 met en valeur le fait que les courbes de déformation endogène enregistrées dans les deux montages affichent une similitude tout à fait satisfaisante au cours d'une période d'observation de 14 jours. Au-delà de cette période, les déformations libres du montage R^2D^2 semblent différer de l'autre montage où les éprouvettes sont complètement scellées avec une couche de quelques millimètres de cire. La Figure 6-4 montre tout de même que l'évolution des déformations libres R^2D^2 est éloignée de la cinétique du retrait de séchage (pas de scellement hydrique après 24h) observée dans le montage FTD.

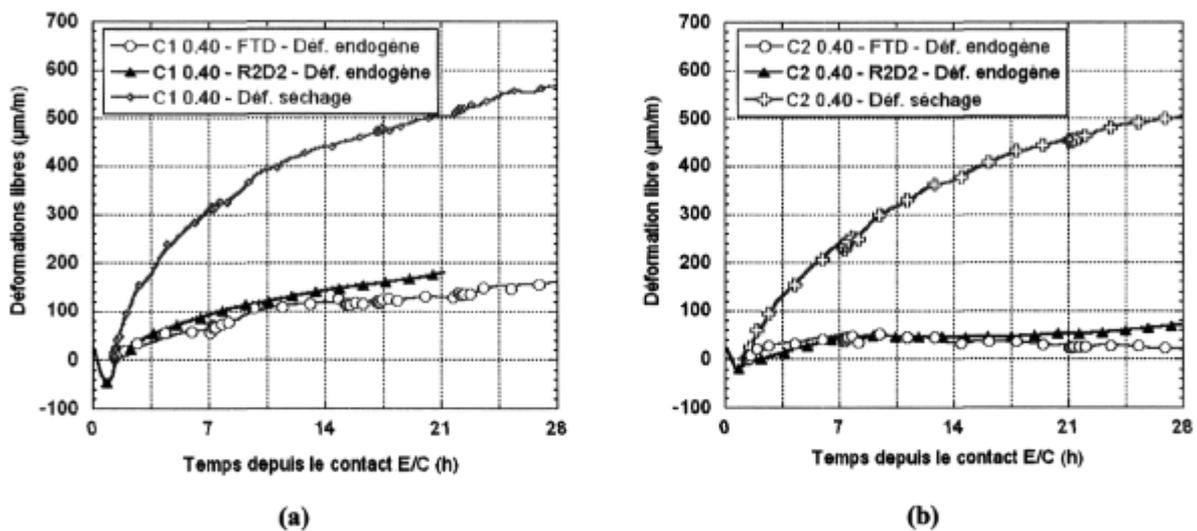


Figure 6-4 : Comparaison des déformations libres entre les deux montages pour les deux compositions C1 0.40 (a) et C2 0.40 (b).

6.5 Analyse approfondie des déformations endogènes

L'étude précédente (comparaison des déformations entre deux montages R^2D^2 et FTD) a montré que les déformations endogènes observées dans l'essai R^2D^2 sont proches de l'essai FTD (essai plus conventionnel) sur les 14 premiers jours d'hydratation, mais pas après. La question suivante consiste donc à tester les conditions de scellement d'un essai avec le support d'un essai normalisé (ASTM C157 au Canada) pour s'assurer qu'il n'y a pas d'échange hydrique dans le montage R^2D^2 avec l'extérieur du matériau. Les essais sont menés selon les normes ASTM C157 sur des prismes de béton de 75*75*285mm où les conditions de scellement sont les mêmes que dans l'essai R^2D^2 dès la mise en place du matériau dans le moule avec un scellement au parafilm (voir Figure 6-5).

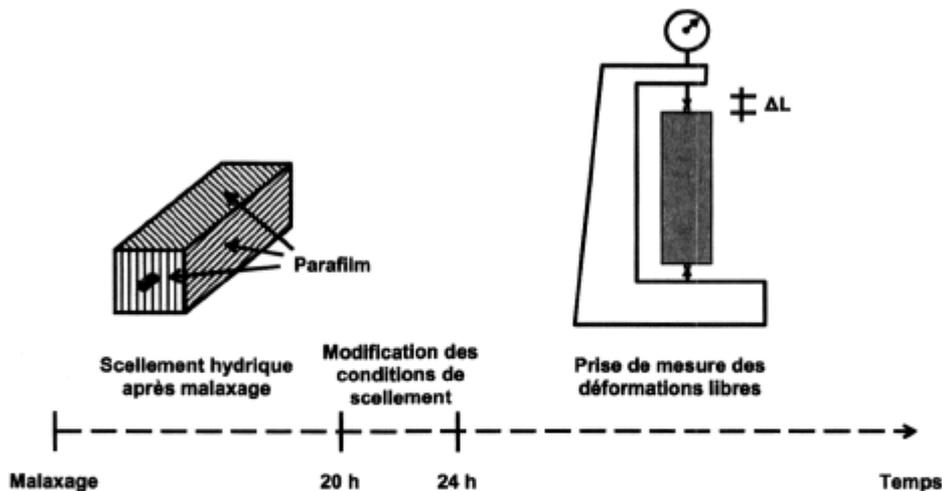


Figure 6-5 : Scellement des échantillons ASTM selon les conditions de mise en place du matériau dans le montage R^2D^2 .

La Figure 6-6 définit les différentes conditions de scellement qui sont testées après 24 heures d'hydratation : aucun scellement pendant toute la durée des mesures (enlèvement du scellement parafilm à 24h), ajout de la cire sur 5 faces (la surface supérieure restant uniquement scellée avec le film) et ajout de la cire sur toutes les faces.

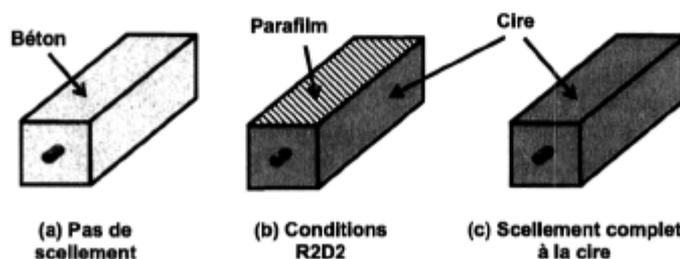


Figure 6-6 : Différentes conditions de scellement des éprouvettes ASTM pour reproduire (a) le retrait de séchage, (b) les déformations libres dans le montage R^2D^2 et (c) les déformations endogènes.

Ces différentes conditions d'essais permettent alors d'observer le retrait de séchage, les déformations libres en conditions d'essai R^2D^2 et les déformations endogènes (pas d'échange hydrique avec

l'extérieur du matériau). Comme le matériau est mis en place dans le moule et scellé avec le film directement après le malaxage, le béton, dans les conditions b et c de la Figure 6-6, ne subit pas de séchage pendant toute la durée de l'essai. En plaçant les prismes dans une salle climatisée (20 °C et 50 % d'HR), il devient alors possible de comparer la lecture des déformations libres et l'évolution de la perte en masse d'un béton C1 0.30 (voir Figure 6-7). Des problèmes expérimentaux dans la prise de mesure des déformations ont engendré une seule série complète de résultats, ceux de la composition C1 0.30.

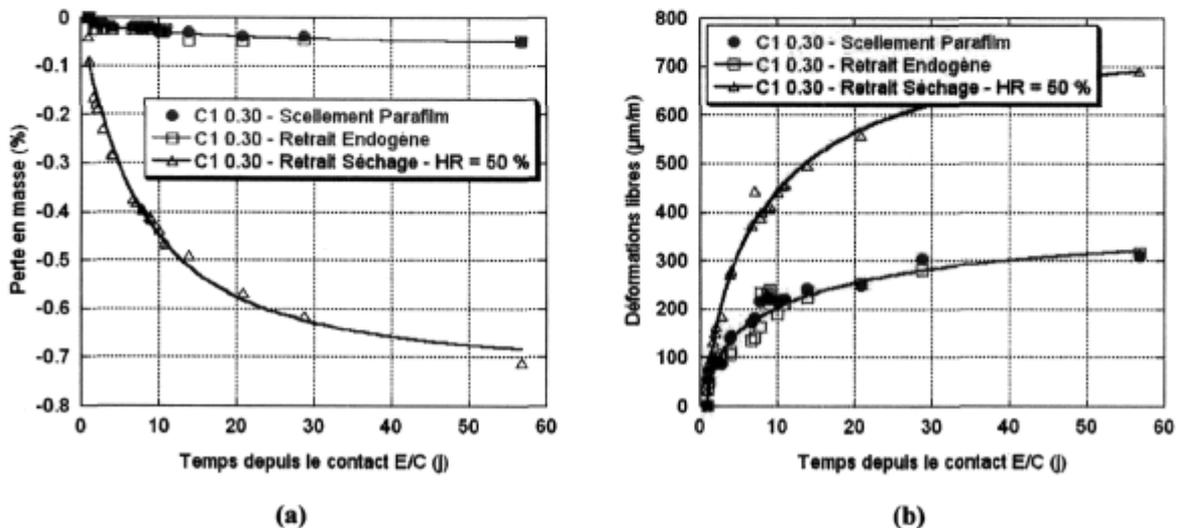


Figure 6-7 : Comparaison, en fonction de conditions d'exposition, (a) de la perte en masse et (b) des déformations libres enregistrée dans un essai ASTM pour un béton C1 0.30.

D'après la Figure 6-7, les conditions de scellement dans le montage R²D² donnent les mêmes déformations et pertes en masse que pour les déformations endogènes (scellement complet à la cire), et ces valeurs sont éloignées de celles obtenues pour les éprouvettes soumises au séchage à 50 % d'humidité relative. La très faible perte en masse des déformations endogènes peut être attribuée à la manipulation des éprouvettes. Cette étude confirme donc que le scellement dans le montage R²D² peut garantir l'isolation hydrique du matériau en cours d'essai.

En conclusion, les comparaisons effectuées démontrent que les conditions d'essai et de mise en place du matériau dans le montage R²D² permettent de mesurer correctement l'évolution dans le temps des déformations endogènes, élastiques et visqueuses des matériaux à base cimentaire, dès les premières heures d'hydratation.

7 Apports de l'essai R²D² dans le cadre d'une modélisation du comportement au jeune âge des bétons

L'essai R²D², décrit précédemment, permet de caractériser expérimentalement le comportement au jeune âge des matériaux à base cimentaire. L'apport de cet essai dans le cadre d'une modélisation du comportement différé des bétons en cours d'hydratation est potentiellement très riche. Il reste néanmoins à définir les bases théoriques de l'analyse pour que l'exploitation soit cohérente et que les couplages soient bien pris en compte.

7.1 Utilisation d'une approche milieu poreux

Le comportement au jeune âge des bétons en conditions de retrait restreint est caractérisé par une combinaison de mécanismes apparaissant à différentes échelles. Dans un premier temps, en conditions isothermes et sans échange hydrique avec l'extérieur du matériau, l'hydratation du ciment engendre une pression de pore qui génère des déformations différées, supposées viscoélastiques, à l'échelle macroscopique. Dans certains cas, un gonflement macroscopique peut apparaître en plus de cette déformation. Lorsque les déformations endogènes sont restreintes à l'échelle macroscopique, une contrainte interne se développe dans le matériau. Cette contrainte est la conséquence du chargement extérieur imposé par le moteur sur l'éprouvette.

La modélisation du comportement au jeune âge des bétons doit prendre en compte ces différents mécanismes. L'approche utilisée par (Coussy 2004) pour adapter les outils classiquement utilisés en mécanique des milieux continus à la description d'un milieu poreux constitués d'un squelette déformable et d'un certain nombre de fluides présents dans l'espace interstitiel devient pertinente. Cette approche permet de prendre en compte à l'échelle macroscopique des mécanismes présents à une échelle microscopique.

L'approche développée par (Coussy 2004) considère donc un Volume Élémentaire Représentatif (VER) du milieu poreux constitué d'un squelette solide et de vides occupés de fluides (voir Figure 7-1). Les caractéristiques du VER sont considérées comme des variables moyennes à l'échelle macroscopique. Cette approche permet ainsi de s'affranchir de la caractérisation précise des paramètres du matériau à l'échelle de la microstructure comme les propriétés mécaniques du squelette.

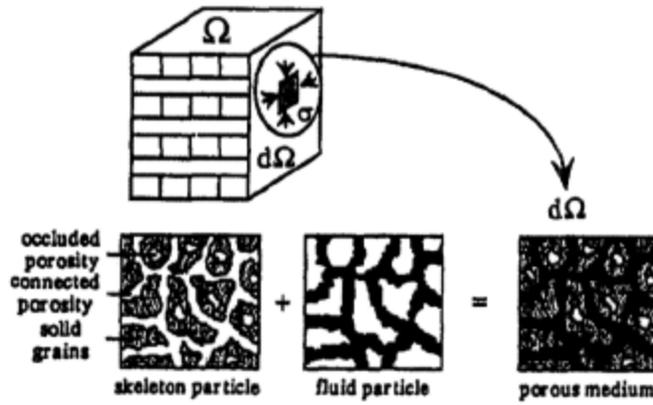


Figure 7-1 : Milieu poreux vu comme la superposition de deux milieux continus (Coussy et al. 1998)

Un des principes fondamentaux de la mécanique des milieux poreux (Gray et al. 2001; Coussy 2004) est de considérer que les contraintes σ exercées sur un milieu poreux sont reprises en partie par la matrice solide (σ_m) et en partie par les fluides interstitiels saturant le réseau poreux (π), comme le montre la relation suivante :

$$\sigma = (1 - n)\sigma_m - n\pi \quad [7-1]$$

Les deux phases, matrice solide et réseau poreux, qui constituent le milieu poreux sont supposées continues. Les proportions volumiques de ces phases sont définies par la porosité eulérienne n (rapport du volume poreux sur le volume total à l'instant t du milieu poreux). L'état de contrainte générée dans la porosité peut être caractérisée par une pression de pore π . Pour des matériaux cimentaires, pour lesquels il est difficile de caractériser le comportement de la matrice solide, l'équation [7-1] est inexploitable et il devient plus évident de travailler avec la notion de contraintes effectives. Cette approche est exprimée par l'équation suivante :

$$\sigma = \sigma' - b\pi \quad [7-2]$$

La contrainte effective, notée σ' , correspond à la partie des contraintes reprise par le squelette responsable des déformations élastiques observables macroscopiquement. Ainsi :

$$\varepsilon^{\text{élastique}} = \frac{\sigma'}{C} \quad [7-3]$$

La déformation élastique engendrée par la contrainte effective dépend d'un module de rigidité macroscopique C . Le paramètre b de l'équation [7-2] est ainsi appelé coefficient de Biot (Biot 1941; Biot 1955) et correspond à un paramètre d'homogénéisation de la pression de pore (π) à l'échelle macroscopique. Lorsque l'humidité relative décroît pour un béton en cours d'hydratation, la pression de pore homogénéisée à l'échelle du VER ($b\pi$) a pour origine la dépression capillaire engendrée par l'apparition d'un volume de vide dans le réseau poreux.

Dans le montage de retrait restreint de l'essai R²D², le matériau est sollicité par un chargement extérieur en même temps que se développe l'hydratation. Le squelette est ainsi soumis à une contrainte effective équivalente à la somme d'une contrainte externe et d'une pression de pore. En utilisant les équations [7-2] et [7-3], la déformation élastique ε^e devient :

$$\varepsilon^e = \frac{\sigma + b\pi}{C} \quad [7-4]$$

Le chargement que peut subir le béton en cours d'hydratation engendre également, à l'échelle macroscopique, une déformation visqueuse ε^v . Comme le montre (Coussy 2004), le fluage observable macroscopiquement dépend de la pression de pore π et du chargement extérieur σ :

$$\varepsilon^v = J^v \otimes (\sigma + \beta\pi) \quad \text{avec} \quad \phi^v = \beta\varepsilon^v \quad [7-5]$$

En considérant une pression effective σ'' , différente de σ' , l'expression précédente [7-5] devient :

$$\varepsilon^v = J^v \otimes \sigma'' \quad \text{avec} \quad \sigma'' = \sigma + \beta\pi \quad [7-6]$$

L'équation [7-5] montre que la déformation de fluage macroscopique dépend d'une fonction de complaisance J^v du squelette à l'échelle macroscopique :

$$J^v = \frac{K_{\beta}}{C} \quad \text{où} \quad J = J^e + J^v = \frac{1 + K_{\beta}}{C} \quad [7-7]$$

À l'échelle macroscopique, une déformation de gonflement peut être observée lorsque le béton se déforme librement (voir section 3.3). Une analogie avec la dilatation thermique (Coussy 2004) permet de prendre en compte ce gonflement dans le cadre d'une modélisation milieu poreux comme une déformation ε^g proportionnelle au degré d'hydratation ξ via un coefficient de dilatation chimique α :

$$\varepsilon^g = \alpha\xi \quad [7-8]$$

Les déformations différées d'un béton au jeune âge correspondent donc à la somme d'une déformation viscoélastique du squelette sous l'action d'une pression macroscopique, avec dans certains cas, une déformation de gonflement macroscopique :

$$\varepsilon^f = \varepsilon^g + \varepsilon^e + \varepsilon^v \quad [7-9]$$

7.2 Analyse des déformations dans les deux dispositifs d'un essai R²D²

L'approche milieu poreux détaillée précédemment permet d'analyser l'essai R²D² d'une manière propre où les deux montages sont soumis à des pressions effectives macroscopiques différentes. Dans

le dispositif de retrait libre, le matériau n'est sollicité que par une pression de pore qui est à l'origine des déformations viscoélastiques observables macroscopiquement. Dans certains cas, un gonflement peut apparaître qui est supposé indépendant de ces pressions de pore. Dans l'autre montage, la restriction du matériau en déplacement est à l'origine de l'apparition d'un chargement extérieur qui se traduit à l'échelle du VER par une contrainte σ . La contrainte effective prend alors en compte la contrainte provoquée par le chargement extérieur et les pressions de pore créées dans le réseau poreux. La différence entre les deux montages en terme de déformation permet alors de connaître l'évolution des déformations viscoélastiques du matériau uniquement dues à la contrainte imposée par le chargement extérieur.

L'analyse d'un essai R^2D^2 permet ainsi de rechercher l'évolution des propriétés mécaniques du squelette. Etant donné que les propriétés mécaniques du matériau sont connues par la différence des deux montages, il suffit alors de connaître l'évolution des pressions de pores à l'échelle macroscopique pour pouvoir prédire le retrait d'autodessiccation. La comparaison entre la prédiction et les résultats expérimentaux pourrait peut-être apporter quelques éléments de compréhension sur l'évolution du gonflement macroscopique (artéfact expérimental ou gonflement chimique ?).

7.3 Approche choisie pour une modélisation du béton sur la base des milieux poreux

Un essai R^2D^2 permet donc l'observation des couplages chimique et mécanique du matériau en cours d'hydratation. Le cadre théorique des milieux poreux procure ainsi des outils permettant de modéliser le comportement macroscopique des bétons au jeune âge sur la base de mécanismes actifs à l'échelle microscopique.

Le modèle développé permettrait alors de prendre en compte le retrait endogène comme une conséquence macroscopique des pressions de pore. Un possible gonflement macroscopique peut être également pris en compte dans le modèle via une expression mathématique reliant cette déformation à l'avancement de la réaction d'hydratation. Le fluage macroscopique qui est attribué au squelette du milieu poreux peut être déterminé par un essai R^2D^2 en utilisant le principe de superposition et de découpage des déformations. Cette décomposition des déformations suppose qu'au niveau du VER, elles n'interagissent pas entre elles. Sans chargement extérieur, les déformations viscoélastiques à l'échelle macroscopique sont uniquement dues aux pressions de pores générées dans le réseau poreux suite à l'hydratation du ciment avec l'eau.

Dans le cadre des milieux poreux, la prise en compte des couplages chimio-poro-visco-élastiques des bétons au jeune âge dépend de plusieurs variables d'état (degré d'hydratation ξ , pression de pore π , contrainte σ induite par un chargement extérieur, déformation de fluage ϵ^v) via l'énergie libre ψ suivante :

$$\psi = \psi(\xi, \pi, \sigma, \varepsilon^v) \quad [7-10]$$

Le choix des variables d'état précédentes [7-10] dépend de l'utilisation d'un essai R²D² où la déformation totale est observée. La déformation libre dans le montage sans restriction dépend de l'avancement de la réaction d'hydratation, des pressions de pores et du fluage. Dans l'autre montage, la restriction du matériau engendre une contrainte qui peut être prise en compte dans le chargement que subit le squelette à l'échelle du VER.

Résumé

Un essai R^2D^2 est un support important à l'analyse expérimentale du comportement des bétons soumis au retrait restreint en cours d'hydratation. Cet essai permet d'observer à l'échelle macroscopique les évolutions des déformations endogènes et des propriétés mécaniques du matériau. Les conditions de mesures de ces différentes propriétés du matériau ont pu être validées avec d'autres essais plus conventionnels.

L'utilisation de l'essai en configuration de retrait restreint permet d'observer le comportement du matériau dans des conditions réelles d'utilisation. Le développement d'un modèle basé sur la théorie des milieux poreux permet également d'utiliser l'essai R^2D^2 pour caractériser plusieurs paramètres théoriques comme le comportement viscoélastique vieillissant des bétons.

Les utilisations de l'essai R^2D^2 et d'une approche de type « milieu poreux » fournissent alors les bases pour une modélisation du comportement au jeune âge des bétons. Une approche basée sur deux échelles d'observation (réseau poreux et volume macroscopique) et sur un comportement chimio-poro-visco-élastique du squelette doit être à la base d'un modèle de prédiction des déformations endogènes en cours d'hydratation.

A l'échelle macroscopique du Volume Élémentaire Représentatif, plusieurs variables doivent donc être prises en compte : le caractère chimique de la réaction d'hydratation dans l'évolution du milieu poreux, la pression de pore engendrée par la dépression capillaire, la contrainte induite par le chargement extérieur et la déformation de fluage.

PARTIE V

MODELISATION MILIEU POREUX DU COMPORTEMENT AU JEUNE AGE DES BETONS

8 Approche thermodynamique du problème

Comme cela a été rappelé dans les chapitres précédents, le comportement au jeune âge des bétons en conditions de retrait restreint est contrôlé par des mécanismes qui se développent au sein de la microstructure du matériau en mettant en jeu trois phases : solide, liquide et gazeuse. Pour modéliser ce comportement complexe, le cadre de la thermodynamique des milieux poreux réactifs (Coussy 2004) est utilisé. Cette approche a déjà fait l'objet de plusieurs applications pour le béton : modélisation du retrait de dessiccation des bétons (Lassabatere 1994; Coussy et al. 2004) et modélisation du comportement mécanique des bétons en cours d'hydratation (Guénot-Delahaie 1996; Ulm 1999; Cervera et al. 1999a; Cervera et al. 1999b; Sercombe et al. 2000; Richard 2004).

8.1 Hypothèses de base pour la modélisation

Soit un élément de volume élémentaire représentatif du matériau. Ce système est caractérisé par la superposition d'un squelette (matrice solide plus réseau poreux) et d'une solution interstitielle. A l'échelle du VER, plusieurs hypothèses sont prises en compte pour modéliser le comportement au jeune âge des bétons. Même si celles-ci ont déjà fait l'objet de discussions dans les chapitres précédents, il s'agit ici d'en faire un bref rappel :

- Le milieu est isotrope ;
- Le matériau est en conditions scellées (pas d'échange d'humidité avec l'extérieur) et en conditions isothermes ;
- Les déformations sont petites et additives ;
- Les diverses réactions d'hydratation sont représentées par une réaction équivalente ;
- La réaction d'hydratation est uniforme à travers le VER ;
- Les déformations mécaniques n'influencent pas la réaction d'hydratation ;
- Le fluage peut être représenté par un modèle rhéologique (un élément de Kelvin-Voigt pour le fluage à court terme et un amortisseur pour le fluage à long terme) ;
- Le comportement mécanique (élasticité et fluage) du béton est supposé le même en traction qu'en compression ;
- Le matériau peut subir un gonflement endogène sans chargement.

Les développements qui suivent se basent sur les principes de la thermodynamique des processus irréversibles (Lemaitre et al. 1996) et de la mécanique des milieux poreux (Coussy 2004). Le domaine

d'application du modèle considère que le matériau est sollicité dans son domaine linéaire de comportement où il n'y a pas d'endommagement. De plus, le modèle considère qu'il y a eu percolation des phases solides pour $t > t_0$. Cet instant t_0 est appelé « prise du matériau ». Antérieurement, le squelette n'est pas considéré comme un matériau solide pouvant supporter un chargement (interne ou externe).

8.1.1 Partition des déformations

En accord avec la Figure 8-1 et les observations d'autres auteurs (Hua et al. 1995; Barcelo et al. 2005), la déformation macroscopique totale du béton au jeune âge dans des conditions scellées peut s'exprimer de la manière suivante :

$$\varepsilon'(t) = \varepsilon^e(t) + \varepsilon^v(t) + \varepsilon^g(t) \quad [8-1]$$

La déformation totale ε' correspond donc à la somme d'une déformation viscoélastique ε^v , due aux chargements interne et externe, et d'un gonflement de nature endogène ε^g . La particularité et l'originalité de l'approche développée dans ce travail sont que le retrait endogène est considéré comme la conséquence du comportement viscoélastique du squelette vieillissant du milieu poreux sous l'action d'une contrainte de compression induite par une pression de pore π .

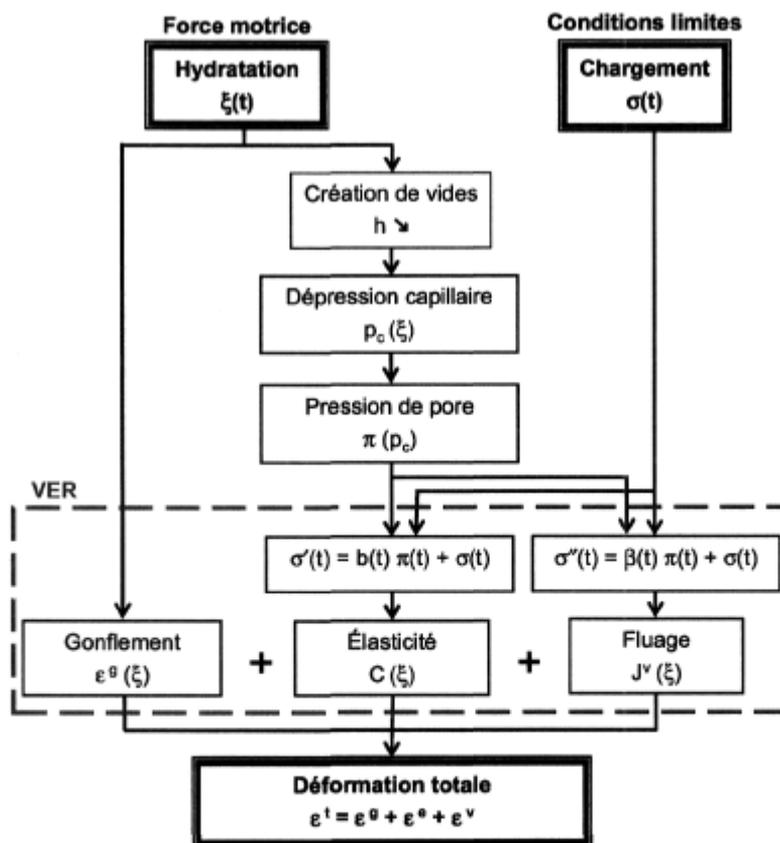


Figure 8-1 : Représentation schématique du comportement au jeune âge des bétons basée sur une approche de type milieu poreux.

En accord avec plusieurs auteurs (Ulm et al. 1998; Ulm 1999), le fluage est décomposé en deux parties : fluage à court terme (ε^{ct}) et fluage à long terme (ε^{lt}). Même si à l'échelle d'observation du problème, aucun mécanisme n'est ainsi considéré pour le fluage, le comportement visqueux du squelette est représenté par un modèle rhéologique prenant en compte les cinétiques à court terme et à long terme.

8.1.2 Comportement viscoélastique du milieu poreux

Un milieu poreux soumis à un chargement externe σ et une pression de pore π engendre des déformations viscoélastiques pour le squelette, ε^{ve} , et pour la porosité, ϕ^{ve} . Les parts visqueuses, ε^v et ϕ^v , et élastiques, ε^e et ϕ^e , de ces déformations sont définies de la manière suivante :

$$\varepsilon^{ve} = \varepsilon^v + \varepsilon^e \quad \text{avec} \quad \varepsilon^v = \varepsilon^{fct} + \varepsilon^{flt} \quad [8-2]$$

$$\phi^{ve} = \phi^e + \phi^v \quad [8-3]$$

D'après (Coussy 2004), la déformation visqueuse apparente ε^v peut être également définie comme la somme de déformations différées de la matrice solide ε_s^v et de la porosité ϕ^v :

$$\varepsilon^v = (1 - \phi_0)\varepsilon_s^v + \phi^v \quad \text{avec} \quad \phi^v = \beta\varepsilon^v \quad [8-4]$$

Où β représente la part de déformation visqueuse du squelette attribué à la variation de porosité et ϕ_0 correspond à la porosité initiale avant chargement.

Si la déformation différée du squelette est uniquement due à la variation de porosité (voir Figure 8-2), alors la matrice solide est considérée comme incompressible et $\beta = 1$:

$$\varepsilon^v = (1 - \phi_0)\varepsilon_s^v + \varepsilon^v \quad \text{soit} \quad (1 - 1)\varepsilon^v = (1 - \phi_0)\varepsilon_s^v \quad \text{et} \quad \varepsilon_s^v = 0 \quad [8-5]$$

Lorsque $\beta = \phi_0$, la variation de porosité est équivalente à la déformation de la matrice solide (voir Figure 8-2). Ces deux déformations sont également équivalentes à la déformation macroscopique du squelette, comme le montre l'expression suivante :

$$\varepsilon^v = (1 - \phi_0)\varepsilon_s^v + \phi_0\varepsilon^v \quad \text{soit} \quad (1 - \phi_0)\varepsilon^v = (1 - \phi_0)\varepsilon_s^v \quad \text{et} \quad \varepsilon^v = \varepsilon_s^v \quad [8-6]$$

S'il est théoriquement possible d'avoir $\beta = 0 = \phi$ comme le montre le schéma de la Figure 8-2, (Coussy 2004) définit un intervalle de variation pour β :

$$\phi_0 < \beta < 1 \quad [8-7]$$

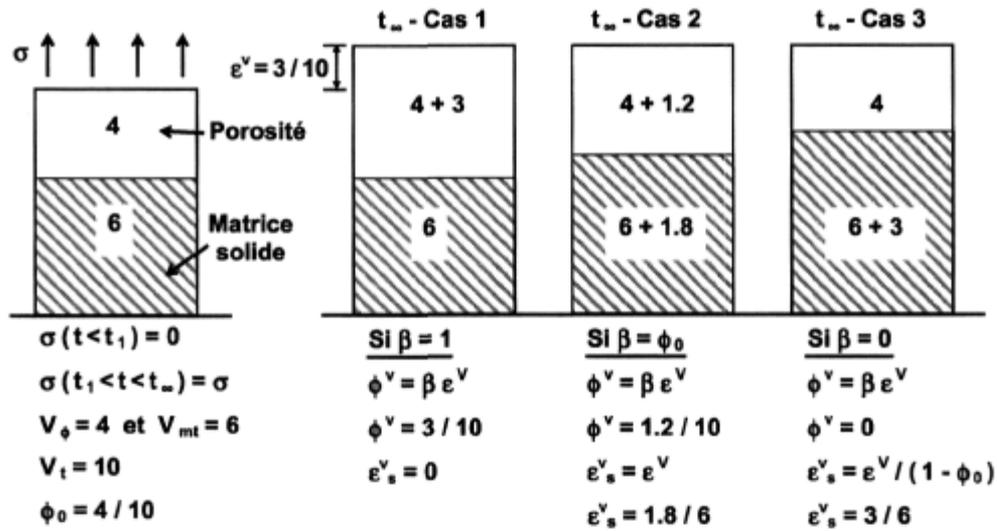


Figure 8-2 : Représentation schématique des déformations visqueuses d'un milieu poreux soumis à une contrainte σ .

8.2 Approche thermodynamique

Selon (Coussy 2004), l'inégalité de Clausius-Duhem pour un milieu poreux réactif fermé non saturé s'exprime sous la forme suivante :

$$\dot{\varphi} = \sigma d\epsilon + \pi d\phi - d\psi \geq 0 \quad [8-8]$$

Où φ est le potentiel de dissipation intrinsèque associé au comportement irréversible du squelette, ψ est l'énergie libre spécifique du milieu poreux qui dépend de variables d'état externes (ϵ) et internes (ϕ , ϵ^{fct} , ϵ^{flt} , ξ), σ est la contrainte qui résulte des forces externes appliquées sur le milieu poreux, ϵ est la déformation totale du squelette observable macroscopiquement, π est la pression de pore exercée par le fluide sur la matrice solide suite à la diminution de l'humidité relative provoquée par la réaction d'hydratation et ϕ est la porosité totale (phase liquide + phase gazeuse) qui diminue au fur et à mesure que progresse l'hydratation du ciment.

Sur le plan énergétique, la contrainte σ est associée à la déformation observable ϵ alors que la pression de pore π est associée à la porosité ϕ du matériau. L'énergie libre associée au système est définie de la manière suivante :

$$\psi = \psi(\epsilon, \epsilon^{fct}, \epsilon^{flt}, \phi, \phi^{fct}, \phi^{flt}, \xi) = W_{pr}(\epsilon - \epsilon^v, \phi - \phi^v, \xi) + W_{eb}(\epsilon^v, \xi) \quad [8-9]$$

Avec

- W_{pr} est le potentiel réduit et W_{eb} l'énergie bloquée qui n'est pas dissipée instantanément.

- Le degré d'hydratation ξ définit le taux d'avancement de la réaction équivalente associée à la formation des hydrates.
- ε^v est la déformation visqueuse totale du squelette ($\varepsilon^v = \varepsilon^{fct} + \varepsilon^{fl}$), qui prend en compte le fluage à court terme (ε^{fct}) avec un élément de Kelvin-Voigt et le fluage à long terme (ε^{fl}) avec un amortisseur.
- ϕ^v est la variation volumique visqueuse totale de la porosité ($\phi^v = \phi^{fct} + \phi^{fl}$), qui est définie comme proportionnelle à la déformation totale visqueuse du squelette (voir équation [8-4]).

L'énergie libre [8-9] peut également s'écrire sous sa forme différentielle en fonction des variables d'état :

$$d\psi = \frac{\partial W_{pr}}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v)} d(\varepsilon - \varepsilon^v) + \frac{\partial W_{pr}}{\partial(\phi - \phi^v)} d(\phi - \phi^v) + \frac{\partial(W_{pr} + W_{eb})}{\partial\xi} d\xi + \frac{\partial W_{eb}}{\partial\varepsilon^v} d\varepsilon^v \quad [8-10]$$

L'équation [8-8] peut être réécrite sous la forme suivante :

$$\varphi = \sigma d(\varepsilon - \varepsilon^v) + \sigma d\varepsilon^v + \pi d(\phi - \phi^v) + \pi d\phi^v - d\psi \geq 0 \quad [8-11]$$

En introduisant [8-10] dans [8-11], la dissipation intrinsèque du squelette devient :

$$\begin{aligned} \varphi = & \left(\sigma - \frac{\partial W_{pr}}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v)} \right) d(\varepsilon - \varepsilon^v) + \sigma d\varepsilon^v + \left(\pi - \frac{\partial W_{pr}}{\partial(\phi - \phi^v)} \right) d(\phi - \phi^v) \\ & + \pi d\phi^v - \frac{\partial(W_{pr} + W_{eb})}{\partial\xi} d\xi - \frac{\partial W_{eb}}{\partial\varepsilon^v} d\varepsilon^v \geq 0 \end{aligned} \quad [8-12]$$

Dans le cas réversible, la relation [8-12] se réduit aux équations d'états suivantes :

$$\sigma = \frac{\partial W_{pr}}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v)} \quad ; \quad \pi = \frac{\partial W_{pr}}{\partial(\phi - \phi^v)} \quad [8-13]$$

En présence de mécanismes dissipatifs, l'équation [8-12] devient dans le cas général :

$$\varphi = \sigma d\varepsilon^v + \pi d\phi^v + A_\xi d\xi - \frac{\partial W_{eb}}{\partial\varepsilon^v} d\varepsilon^v \geq 0 \quad \text{avec} \quad A_\xi = -\frac{\partial(W_{pr} + W_{eb})}{\partial\xi} \quad [8-14]$$

Soit :

$$\varphi = \left(\sigma + \beta\pi - \frac{\partial W_{eb}}{\partial\varepsilon^v} \right) d\varepsilon^v + A_\xi d\xi = \varphi_s + \varphi_\rightarrow \geq 0 \quad [8-15]$$

Avec φ_s qui correspond à la dissipation d'énergie du squelette liée au fluage et φ_{\rightarrow} qui représente la dissipation liée à la réaction chimique de l'hydratation.

Pour prendre en compte d'une manière différente les couplages physico-chimiques, il est utile d'introduire la transformée de Legendre-Fenchel W^* de W_{pr} définie par :

$$W^* = \pi(\phi - \phi^v) - W_{pr} \quad \text{avec} \quad W^* = W^*(\varepsilon - \varepsilon^v, \pi, \xi) \quad [8-16]$$

Dès lors, l'introduction de [8-16] dans [8-10] donne :

$$d\psi = \pi d(\phi - \phi^v) + (\phi - \phi^v) d\pi - \frac{\partial W^*}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v)} d(\varepsilon - \varepsilon^v) - \frac{\partial W^*}{\partial \pi} d\pi - \frac{\partial(W^* - W_{eb})}{\partial \xi} d\xi + \frac{\partial W_{eb}}{\partial \varepsilon^v} d\varepsilon^v \quad [8-17]$$

En introduisant l'équation précédente [8-17] dans [8-11], la dissipation intrinsèque du squelette s'exprime sous la forme suivante :

$$\varphi = \left(\sigma + \frac{\partial W^*}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v)} \right) d(\varepsilon - \varepsilon^v) + \sigma d\varepsilon^v + \pi d\phi^v - \left(\phi - \phi^v - \frac{\partial W^*}{\partial \pi} \right) d\pi + \frac{\partial(W^* - W_{eb})}{\partial \xi} d\xi - \frac{\partial W_{eb}}{\partial \varepsilon^v} d\varepsilon^v \quad [8-18]$$

En comparant avec [8-13], les équations d'état réciproques deviennent :

$$\sigma = - \frac{\partial W^*}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v)} \quad ; \quad \phi - \phi^v = \frac{\partial W^*}{\partial \pi} \quad [8-19]$$

Et la dissipation [8-14] s'exprime toujours de la même manière :

$$\varphi = \left(\sigma + \beta\pi - \frac{\partial W_{eb}}{\partial \varepsilon^v} \right) d\varepsilon^v + A_\xi d\xi = \varphi_s + \varphi_{\rightarrow} \geq 0 \quad \text{avec} \quad A_\xi = \frac{\partial(W^* - W_{eb})}{\partial \xi} \quad [8-20]$$

Les équations d'état [8-19] et [8-20] permettent alors d'exprimer les couplages chimio-poro-visco-élastiques sous forme incrémentale :

$$d\sigma = \frac{\partial \sigma}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v)} d(\varepsilon - \varepsilon^v) + \frac{\partial \sigma}{\partial \pi} d\pi + \frac{\partial \sigma}{\partial \xi} d\xi = - \frac{\partial^2 W^*}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v)^2} d(\varepsilon - \varepsilon^v) - \frac{\partial^2 W^*}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v) \partial \pi} d\pi - \frac{\partial^2 W^*}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v) \partial \xi} d\xi \quad [8-21]$$

$$\begin{aligned}
d(\phi - \phi^v) &= \frac{\partial(\phi - \phi^v)}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v)} d(\varepsilon - \varepsilon^v) + \frac{\partial(\phi - \phi^v)}{\partial\pi} d\pi + \frac{\partial(\phi - \phi^v)}{\partial\xi} d\xi \\
&= \frac{\partial^2 W^*}{\partial\pi \partial(\varepsilon - \varepsilon^v)} d(\varepsilon - \varepsilon^v) + \frac{\partial^2 W^*}{\partial\pi^2} d\pi + \frac{\partial^2 W^*}{\partial\pi \partial\xi} d\xi
\end{aligned} \tag{8-22}$$

$$\begin{aligned}
dA_\xi &= \frac{\partial A_\xi}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v)} d(\varepsilon - \varepsilon^v) + \frac{\partial A_\xi}{\partial\pi} d\pi + \frac{\partial A_\xi}{\partial\xi} d\xi + \frac{\partial A_\xi}{\partial\varepsilon^v} d\varepsilon^v \\
&= \frac{\partial^2 W^*}{\partial\xi \partial(\varepsilon - \varepsilon^v)} d(\varepsilon - \varepsilon^v) + \frac{\partial^2 W^*}{\partial\xi \partial\pi^2} d\pi + \frac{\partial^2 W^*}{\partial\xi^2} d\xi - \frac{\partial^2 W_{eb}^*}{\partial\xi \partial\varepsilon^v} d\varepsilon^v
\end{aligned} \tag{8-23}$$

Les différentes équations d'état [8-21], [8-22] et [8-23] mettent en exergue des symétries de Maxwell sur le potentiel W^* de la manière suivante :

$$\begin{aligned}
\frac{\partial\sigma}{\partial\pi} &= -\frac{\partial^2 W^*}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v)\partial\pi} = -\frac{\partial(\phi - \phi^v)}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v)} ; \quad \frac{\partial\sigma}{\partial\xi} = -\frac{\partial^2 W^*}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v)\partial\xi} = -\frac{\partial A_\xi}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v)} \\
\frac{\partial(\phi - \phi^v)}{\partial\xi} &= \frac{\partial^2 W^*}{\partial(\varepsilon - \varepsilon^v)\partial\xi} = \frac{\partial A_\xi}{\partial\pi}
\end{aligned} \tag{8-24}$$

Le comportement au jeune âge des matériaux à base cimentaire est ainsi défini par un système d'équations qui prend en compte un certain nombre de couplages :

$$d\sigma = C d(\varepsilon - \varepsilon^v) - b d\pi - C\alpha d\xi \tag{8-25}$$

$$d(\phi - \phi^v) = b d(\varepsilon - \varepsilon^v) + \frac{d\pi}{N} - \chi d\xi \tag{8-26}$$

$$dA_\xi = C\alpha d(\varepsilon - \varepsilon^v) - \chi d\pi - L d\xi + \kappa d\varepsilon^v \tag{8-27}$$

8.2.1 Définition de l'évolution des déformations élastiques durcissantes

L'équation d'état [8-25] exprime la loi d'évolution des contraintes à travers les couplages poro-chimio-mécaniques suivants :

$$d\sigma + b d\pi = d\sigma' = C d(\varepsilon - \varepsilon^v - \alpha\xi) \tag{8-28}$$

Les différents coefficients de l'équation [8-28] sont :

- $C = \partial\sigma / \partial(\varepsilon - \varepsilon^v)$; le tenseur de rigidité correspond à la raideur instantanée du squelette sous l'action d'un chargement externe (σ) lorsque les variations de pression de pore et du degré d'hydratation sont nulles. D'un point de vue phénoménologique, cette rigidité est souvent

exprimée en fonction du temps car elle évolue en fonction de l'avancement de la réaction d'hydratation. Un couplage fort chimio-mécanique est introduit par la dépendance $C(\xi)$.

- $b = \partial\sigma / \partial\pi$; le coefficient de Biot représente le coefficient d'homogénéisation des pressions de pores. Sans chargement externe ($d\sigma = 0$) et sans gonflement ($d\alpha\xi = 0$), le coefficient de Biot correspond à la proportion de déformations élastiques observées à l'échelle macroscopique ($d\varepsilon - d\varepsilon^v$) dues aux pressions de pore ($d\pi$). Ce coefficient dépend donc de l'évolution de la réaction d'hydratation, car le volume élémentaire représentatif du réseau poreux à l'échelle microscopique évolue dans le temps.
- α correspond à un coefficient de dilatation chimique fonction du degré d'hydratation en analogie avec le coefficient de dilatation thermique pour la température. $C\alpha = d\sigma / d\xi$ représente ainsi la compression σ induite par la dilatation chimique du squelette (pour une variation du degré d'hydratation) lorsque cette dernière est empêchée et qu'il n'y a pas de variation de pression de pore et de déformation totale. Dans l'approche développée dans ce rapport, la déformation chimique ($\alpha d\xi = d\varepsilon^s$) exprime l'évolution du gonflement qui peut apparaître dans les premières heures d'hydratation. Les déformations de gonflement doivent donc être exprimées en fonction de l'évolution du degré d'hydratation.

Par analogie avec le coefficient de dilatation thermique (Coussy 2004), le coefficient α dans la relation [8-28] est considéré comme un coefficient de dilatation chimique. La prise en compte de ce paramètre permet d'introduire le gonflement macroscopique du squelette comme une déformation fonction de l'évolution de l'hydratation indépendante des déformations mécaniques (élasticité et fluage) du squelette, des pressions de pore qui peuvent apparaître dans le réseau poreux ou des contraintes induites par un chargement extérieur. Lorsque le matériau est en conditions de retrait restreint sans création de volume de vide dans le réseau poreux (pas d'autodessiccation), l'apparition d'un gonflement tel qu'il est décrit dans la relation [8-29] peut engendrer des contraintes.

La mécanique des milieux poreux fait dès lors apparaître le concept de contrainte effective, notée σ' dans l'équation [8-28]. Cette contrainte effective est responsable des déformations élastiques observables macroscopiquement :

$$d\sigma' = C d(\varepsilon - \varepsilon^{fc} - \varepsilon^{ft} - \varepsilon^g) = C d\varepsilon^e \quad [8-29]$$

Cette dernière peut être schématisée par le modèle rhéologique donné sur la Figure 8-3.

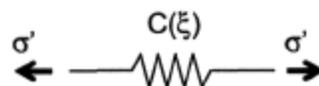


Figure 8-3 : Représentation du comportement élastique par un modèle rhéologique évolutif.

8.2.2 Evolution de la porosité

L'équation d'état [8-26] décrit la loi d'évolution des pressions de pore en fonction des différentes variables d'état :

$$d\phi - \beta d\varepsilon^v = b d(\varepsilon - \varepsilon^v) + \frac{d\pi}{N} - \chi d\xi \quad [8-30]$$

Les différents coefficients sont :

- $\chi = \partial(\phi - \phi^v) / \partial\xi$ correspond au coefficient de dilatation volumique chimique de la porosité lorsqu'il n'y a pas de variation de déformation macroscopique et de pression de pore. Il s'agit de l'effet du degré d'hydratation sur l'évolution volumique de la porosité.
- $1/N = \partial(\phi - \phi^v) / \partial\pi$; il s'agit de l'inverse du module de Biot qui relie la pression de pore à la porosité lorsqu'il n'y a pas de variation de déformation macroscopique et du degré d'hydratation.

Après développement de l'équation [8-30], l'évolution incrémentale de la porosité dépend du chargement (interne et externe) et de la réaction d'hydratation :

$$d\phi = b d\varepsilon + (\beta - b) d\varepsilon^v + \frac{d\pi}{N} - \chi d\xi \quad [8-31]$$

Dans une première approche, les effets de la déformation totale et des pressions internes peuvent être considérés comme négligeables par rapport à l'évolution de la porosité en fonction de l'avancement de l'hydratation :

$$\phi(\varepsilon) \ll \phi(\xi) \quad \text{et} \quad \phi(\pi) \ll \phi(\xi) \quad [8-32]$$

La variation de porosité dépend donc uniquement de l'évolution de la réaction d'hydratation.

$$d\phi = -\chi d\xi \quad [8-33]$$

L'évolution de la porosité dépend à la fois de la contraction de la matrice solide, CLC², (χ_1) et d'une consommation d'eau pour former les hydrates³ (χ_2). Etant donné que les variables χ_1 et χ_2 sont des coefficients, l'évolution de la porosité dépend de ces deux derniers :

² CLC : Contraction Le Chatelier appelée également Retrait Chimique (voir Partie I2.1.2).

$$\chi = \chi(\chi_1, \chi_2) \quad [8-34]$$

8.2.3 Evolution de la réaction d'hydratation

L'affinité chimique de la réaction d'hydratation peut être déterminée en fonction des couplages chimio-poro-visco-élastiques selon l'expression [8-27] :

$$dA_\xi = -\chi d\pi - \alpha C d(\epsilon - \epsilon^v) - L d\xi + \kappa d\epsilon^v \quad [8-35]$$

Avec les coefficients suivants :

- $L = \partial A_\xi / \partial \xi$ est une constante d'équilibre de l'hydratation. En conditions isothermes, l'évolution de la réaction d'hydratation n'est gouvernée que par la réaction elle-même.
- $\kappa = \partial A_\xi / \partial \epsilon^v$ représente le déséquilibre thermodynamique induit par le fluage.

Les couplages directs chimio-visqueux sont négligés mais peuvent exister de manière indirecte via l'évolution des paramètres du modèle rhéologique du fluage en fonction de l'hydratation. L'effet des pressions de pores sur l'évolution du degré d'hydratation est également négligé. L'expression [8-35] indique qu'en conditions isothermes le taux d'évolution de l'hydratation est uniquement fonction du degré d'hydratation lui-même.

$$dA_\xi = -L d\xi = \lambda(\xi, \xi_\infty, k) \quad [8-36]$$

D'après (Cervera et al. 1999a), la fonction affine A_ξ liée à l'avancement de l'hydratation par une fonction λ qui dépend du degré d'hydratation ξ , d'une valeur finale d'hydratation ξ_∞ et de plusieurs propriétés du matériau k (comme la composition ou le type de ciment). Le taux d'évolution du degré d'hydratation dépend donc de plusieurs variables :

$$d\xi = -\frac{\lambda(\xi, \xi_\infty, k)}{L} \quad [8-37]$$

Pour connaître la loi d'évolution du degré d'hydratation, il faut résoudre l'équation [8-37] où tous les paramètres sont dépendants du degré d'hydratation. Une fonction normale \tilde{A}_ξ affine est ainsi introduite pour caractériser la cinétique macroscopique d'hydratation :

³ χ_2 dépend du ciment, mais une valeur d'environ 0.23g d'eau liée / g de ciment hydraté semble acceptée dans la documentation scientifique (voir Partie II.3.2).

$$\frac{d\xi}{dt} = \tilde{A}_\xi \quad [8-38]$$

Les difficultés expérimentale et théorique pour connaître l'évolution du degré d'hydratation conduisent à l'introduction d'une fonction de lissage des résultats expérimentaux :

$$\xi(t) = a_\xi \exp\left[-\left(\frac{b_\xi}{t}\right)^{c_\xi}\right] \quad \text{avec } a_\xi = \xi_{\max} \quad [8-39]$$

Connaissant l'évolution du degré d'hydratation, il devient possible d'exprimer l'affinité de la réaction en fonction de la vitesse d'hydratation :

$$\tilde{A}_\xi(\xi) = \frac{d\xi}{dt} \quad [8-40]$$

8.2.4 Evolution des déformations de fluage

L'utilisation de l'équation [8-20] uniquement pour le fluage conduit à l'expression suivante :

$$\left(\sigma + \beta\pi - \frac{\partial W_{eb}}{\partial \varepsilon^{fct}}\right) d\varepsilon^{fct} + \left(\sigma + \beta\pi - \frac{\partial W_{eb}}{\partial \varepsilon^{flt}}\right) d\varepsilon^{flt} \geq 0 \quad [8-41]$$

Le fluage est pris en compte dans la modélisation du comportement au jeune âge des bétons par un ensemble de modèles rhéologiques, comme le montre la Figure 8-4, avec un élément de Kelvin-Voigt pour le fluage à court terme et un amortisseur pour le fluage à long terme.

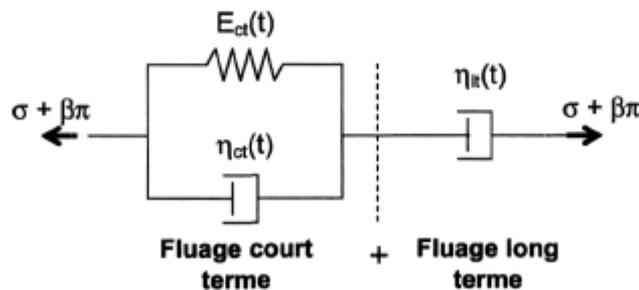


Figure 8-4 : Modèle rhéologique en série pour décrire le comportement viscoélastique du milieu poreux.

La prise en compte du modèle rhéologique de la Figure 8-4 conduit également aux identités suivantes :

$$\frac{\partial W_{eb}}{\partial \varepsilon^{fct}} = E_{ct} \varepsilon^{fct} \quad \text{et} \quad \frac{\partial W_{eb}}{\partial \varepsilon^{flt}} = 0 \quad [8-42]$$

Soit l'inéquation [8-41] devient :

$$(\sigma + \beta\pi - E_{ct}\varepsilon^{fct})d\varepsilon^{fct} + (\sigma + \beta\pi)d\varepsilon^{flt} \geq 0 \quad [8-43]$$

La dissipation du fluage impose de prendre en compte des lois d'évolution complémentaires pour respecter le second principe de la thermodynamique :

$$\sigma + \beta\pi - E_{ct}\varepsilon^{fct} = \frac{\partial D^v}{\partial \dot{\varepsilon}^{fct}} \quad \text{et} \quad \sigma + \beta\pi = \frac{\partial D^v}{\partial \dot{\varepsilon}^{flt}} \quad [8-44]$$

Un potentiel de dissipation doit ainsi être postulé pour la partie visqueuse (Coussy 2004). La prise en compte du fluage par un modèle rhéologique (voir schéma de la Figure 8-4) impose l'écriture du potentiel de la manière suivante :

$$D^v(\dot{\varepsilon}^{fct}, \dot{\varepsilon}^{flt}) = \frac{1}{2}\eta_{ct}(\dot{\varepsilon}^{fct})^2 + \frac{1}{2}\eta_{lt}(\dot{\varepsilon}^{flt})^2 \quad [8-45]$$

L'utilisation des équations de [8-44] à [8-42] donne l'évolution des lois complémentaires pour le fluage de la manière suivante :

$$\sigma + \beta\pi = \eta_{ct}\dot{\varepsilon}^{fct} + E_{ct}\varepsilon^{fct} \quad \text{et} \quad \sigma + \beta\pi = \eta_{lt}\dot{\varepsilon}^{flt} \quad [8-46]$$

Il est possible d'exprimer la déformation de fluage pour un chargement maintenu constant à partir de t' selon l'équation [8-47].

$$\varepsilon^v(t) = \varepsilon^{fct}(t) + \varepsilon^{flt}(t) = (\sigma + \beta\pi)[J^{ct}(t, t') + J^{lt}(t, t')] \quad [8-47]$$

Avec comme fonction de complaisance pour le court terme J^{ct} :

$$J^{ct}(t, t') = \left[\frac{1}{E_{ct}} \left(1 - e^{-\left(\frac{t-t'}{\tau}\right)} \right) \right] \quad [8-48]$$

Et pour le long terme J^{lt} :

$$J^{lt}(t, t') = \frac{b_{lt}}{a_{lt} + 1} \left(t^{a_{lt} + 1} - (t')^{a_{lt} + 1} \right) \quad \text{avec} \quad j^{lt}(t, t') = \frac{1}{\eta_{lt}(t)} \quad \text{et} \quad \eta_{lt}(t) = \frac{1}{b_{lt}t^{a_{lt}}} \quad [8-49]$$

Cette approche du comportement visqueux du fluage basée sur la description faite par (Coussy 2004) permet de considérer le squelette du milieu poreux comme un matériau poro-visco-élastique. Sous l'action d'une contrainte homogénéisée à l'échelle du VER, la déformation de fluage s'exprime de la manière suivante :

$$\varepsilon^v = J^v \otimes (\sigma + \beta p) = (J^{cl} + J^h) \otimes (\sigma + \beta p) \quad [8-50]$$

Dans le cas où la sollicitation varie dans le temps, la réponse est obtenue en appliquant le principe de superposition de Boltzmann⁴, [8-51]. Pour simplifier l'écriture mathématique, la formulation intégrale [8-51] peut être transformée en une formulation incrémentale.

$$\varepsilon^v(t) = \int_{\tau=0}^t J^v(t-\tau) \frac{\partial \sigma^n}{\partial \tau} d\tau \quad \text{avec} \quad \sigma^n = \sigma + \beta p \quad [8-51]$$

$$\varepsilon^v(t) = \int_0^t J^v(t,\tau) d\sigma^n(\tau) = \sum_{i=1}^{NC} J^v(t, t^{\Delta\sigma^n_i}) \Delta\sigma^n_i \quad [8-52]$$

$$\varepsilon^v(t) = \sum_{i=1}^{NC} \Delta\sigma^n_i \left[\frac{1}{E_{cl}(t^{\Delta\sigma^n_i})} \left(1 - e^{-\left(\frac{t-t^{\Delta\sigma^n_i}}{\tau}\right)} \right) + \frac{b_H}{a_H + 1} \left(t^{a_H+1} - (t^{\Delta\sigma^n_i})^{a_H+1} \right) \right] \quad [8-53]$$

8.3 Evolutions théoriques du milieu poreux et des pressions de pore

L'évolution du matériau dépend de l'avancement de la réaction d'hydratation et de la composition du matériau. L'équation de conservation de la masse pilote l'évolution de la microstructure du milieu poreux de par la quantité d'eau consommée à la formation des hydrates, le volume de vide, la porosité, le degré de saturation en eau, etc.

8.3.1 Eau consommée par l'hydratation, évolution de la porosité et de la saturation

La conservation de la masse d'eau libre m_e pour un milieu poreux peut s'exprimer sous la forme suivante, en fonction du flux d'eau vers l'extérieur w et de la quantité d'eau liée m_{el} consommée pour former les hydrates :

$$\frac{dm_e}{dt} = -\text{div} w - \dot{m}_{el} \quad [8-54]$$

Pour un milieu poreux fermé (pas d'échange hydrique avec le milieu environnant), et en condition isotherme, l'hypothèse est faite de considérer que la consommation est uniforme à travers tout le

⁴ Le principe de Boltzman suppose que la matrice solide a un comportement viscolélastique linéaire et que la déformation de fluage peut être représentée par une superposition de la déformation différée de chaque incrément de charge.

matériau et que, ainsi, $div w = 0$. La conservation de la masse pour l'eau libre n'est donc que fonction de la quantité d'eau liée nécessaire à la formation des hydrates :

$$m_e(t) = m_e(t=0) - m_{el}(t) = m_e(t=0) - \xi(t) \cdot \chi_2 \cdot m_c(t=0) \quad [8-55]$$

$$V_e(t) = \frac{m_e(t)}{\rho} \quad [8-56]$$

Le temps t_0 correspond à la prise du matériau, soit au moment où apparaît une percolation des phases solides. Dès la prise du matériau, la contraction Le Chatelier engendre un volume de vide dans le réseau poreux si celui-ci est fermé. Auparavant, les déformations macroscopiques sont égales à la contraction Le Chatelier. L'évolution dans le temps du volume poreux V_ϕ est liée à l'évolution du volume de vide V_v (lié au retrait chimique) et du volume d'eau évaporable V_e :

$$V_\phi(t) = V_e(t) + V_v(t) = \frac{m_e(t)}{\rho} + \xi(t) \cdot \chi_1 \cdot m_c(t=0) \quad [8-57]$$

Soit la porosité ϕ qui dépend des évolutions du volume poreux V_ϕ et du volume total V_t :

$$\phi = \frac{V_\phi(t)}{V_t(t=0)} \quad [8-58]$$

L'évolution du degré de saturation en eau libre S_l peut donc être ainsi déterminée en fonction du volume poreux V_ϕ et de la quantité d'eau libre V_e présente dans le réseau poreux :

$$S_l = \frac{V_e}{V_\phi(t)} \quad [8-59]$$

Sans apport d'eau de l'extérieur du matériau, l'évolution du degré de saturation n'est que fonction de l'évolution de la réaction d'hydratation.

8.3.1.1 Formation de la matrice solide

La formation de la matrice solide, qui dépend de l'avancement de l'hydratation, correspond à la somme des produits d'hydratation, du ciment anhydre et des granulats. Tous ces composés donnent une matrice solide ayant un comportement visco-élastique vieillissant. Dans l'approche développée, cette matrice est considérée comme homogène et continue. Comme l'a mis en valeur Le Chatelier, les produits d'hydratation V_h sont inférieurs aux produits de départ ($V_c + V_e$) :

$$V_h < V_e(t=0) + V_c(t=0) \quad [8-60]$$

Cette contraction du matériau peut être expérimentalement mesurée dans un essai appelé Retrait Chimique (voir section 2.1.2). Le volume total de la matrice solide V_{mt} correspond donc à la somme des produits d'hydratation V_h , des granulats V_g et du ciment non hydraté V_{ca} , voir équation [8-61].

$$V_{mt} = V_h + V_{ca} + V_g \quad [8-61]$$

Il convient d'ajouter que la déformation macroscopique du milieu poreux affecte l'évolution volumique de la matrice solide si b et β sont inférieurs à 1. Néanmoins et dans le cadre de cette étude, l'effet des déformations macroscopiques sont négligeables devant l'effet de l'hydratation sur l'évolution volumique du milieu poreux (voir section 8.2.2 pour l'effet des déformations macroscopiques sur l'évolution de la porosité).

8.3.2 Concept de pression de pore

Comme il a été décrit précédemment, le milieu poreux est vu comme une superposition de deux milieux continus : solide et fluide. L'équation de conservation de la masse contrôle l'évolution en eau libre du réseau poreux. La réaction d'hydratation engendre une diminution de la quantité d'eau libre et l'apparition d'un volume de vide (Contraction Le Chatelier) qui se traduit par une diminution progressive de l'humidité relative dans le réseau poreux. Les conséquences de cette diminution sont analogues à celles du séchage où l'eau libre migre vers l'extérieur du matériau (Coussy et al. 1998; Baroghel-Bouny et al. 1999). Le réseau poreux est donc progressivement non saturé (Lassabatere 1994; Coussy et al. 2004; Georgin et al. 2004).

La modélisation de matériaux qui sont partiellement saturés en eau liquide, comme c'est le cas pour l'autodessiccation, nécessite la prise en compte du concept de pression de pore équivalente π . Ce concept a été récemment présenté par O. Coussy (Coussy 2004; Coussy et al. 2004). La pression de pore équivalente π [8-62] peut être décomposée en deux parties : la pression moyenne de fluide, p^* [8-63], qui est liée à la pression partielle des phases liquide et gazeuse, et la somme des énergies de surface U (liquide - gaz, liquide - solide et gaz - solide) [8-64]. Soit :

$$\pi = p^* - U \quad [8-62]$$

La pression moyenne de fluide est directement liée à la pression partielle des phases liquide et gazeuse comme le montre l'expression suivante :

$$p^* = S_l p_l + S_g p_g \quad [8-63]$$

- Où S_l : saturation en eau du réseau poreux
 $S_g = 1 - S_l$: saturation en gaz du réseau poreux
 p_l : pression de la phase liquide dans le réseau poreux

p_g : pression de gaz dans le réseau poreux

Dans (Coussy 2004; Coussy et al. 2004), la somme des énergies de surface, définie comme une fonction de la saturation S_l , est déterminée à partir de la courbe reliant la pression capillaire p_c à la saturation S_l . Soit :

$$U(S_l) = \int_{S_l} p_c(S_l) dS_l \quad [8-64]$$

En dérivant l'équation [8-62], la pression de pore sous forme incrémentale devient :

$$d\pi = dp^* - dU = -S_l dp_c + dp_g \quad [8-65]$$

En considérant que la variation de pression de gaz est négligeable, la variation de pression de pore dépend alors uniquement de la variation de pression capillaire et de la saturation, soit :

$$d\pi = -S_l dp_c \quad \text{si} \quad dp_g = 0 \quad [8-66]$$

La dernière équation met en valeur l'importance de la connaissance de l'évolution des pressions capillaires en fonction de l'hydratation du matériau. Cette pression dépend des évolutions de la quantité d'eau libre présente dans le réseau poreux et de la distribution poreuse (voir Figure 8-5). L'évolution de la distribution poreuse permet alors de déterminer la pression capillaire en fonction d'un rayon de ménisque via la loi de Laplace.

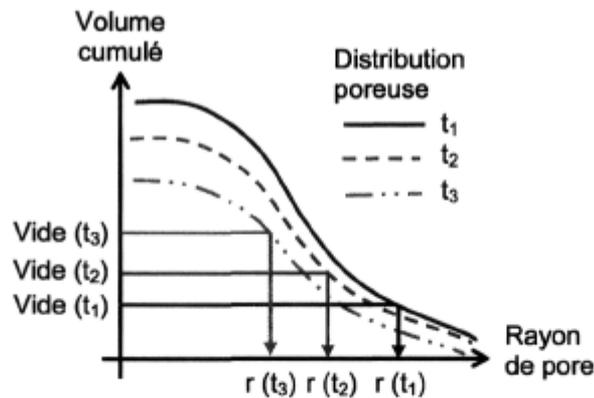


Figure 8-5 : Pression capillaire fonction du rayon de ménisque via une étude de la distribution poreuse en fonction du temps

L'utilisation combinée d'essais de calorimétrie basse température et porosimétrie par intrusion au mercure [Lory 2005] permet d'avoir la meilleure idée de l'évolution de la distribution poreuse du matériau au jeune âge, et par conséquent, de connaître le rayon de ménisque équivalent au volume de vide créé par l'autodessiccation (voir section 2.2.3). Au jeune âge et pour un béton scellé hydriquement, la création de vides engendrée par la consommation d'eau des hydrates provoque une

dépression capillaire qui dépend à tout instant d'un rayon de ménisque propre à une distribution poreuse et à une saturation comme le montre la Figure 8-6.

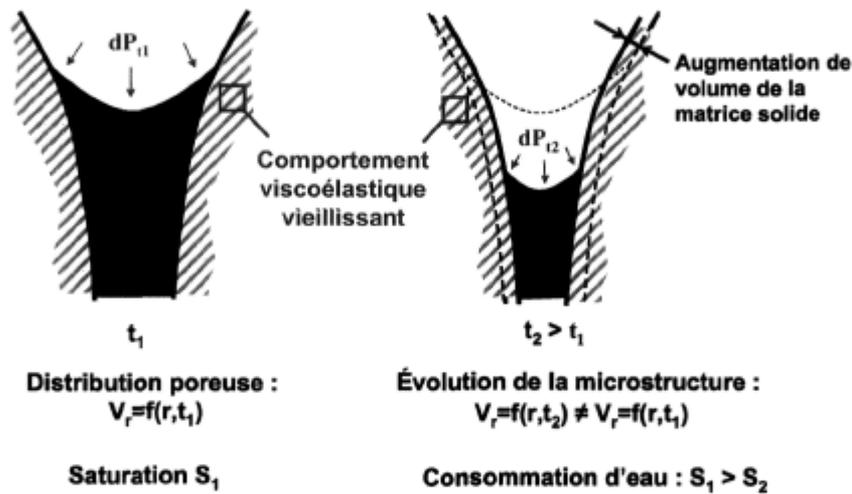


Figure 8-6 : Représentation schématique du double effet de l'hydratation sur la dépression capillaire.

8.4 Identification des paramètres du modèle

Le modèle prédictif décrit précédemment permet de simuler l'évolution des déformations différées d'un béton au jeune âge sous l'action d'un chargement externe en plus d'une pression de pore engendrée par la réaction d'hydratation. Les différents paramètres du modèle à caler pour une composition donnée sont :

- Evolution chimique du milieu poreux
 - $\xi(t)$: évolution du degré d'hydratation en fonction du temps
 - χ_1 : variable qui relie l'évolution de la Contraction Le Chatelier au degré d'hydratation
 - $V(r)$: évolution de la distribution poreuse en fonction du degré d'hydratation
- Evolution des propriétés mécaniques du squelette :
 - $C(\xi)$: module de Young macroscopique du squelette
 - $J^v(t)$: évolution de la fonction de complaisance en fonction du fluage à court terme $J^{ct}(t)$ et du fluage à long terme $J^h(t)$
- Propriétés macroscopiques du VER :
 - α : variable qui relie le gonflement macroscopique ϵ^g au degré d'hydratation
 - $b(t)$: évolution du coefficient de Biot qui relie la pression de pore à la déformation élastique macroscopique
 - $\beta(t)$: approximation de la part de déformation du fluage attribuée à la porosité

9 Identification des paramètres du modèle

L'identification des paramètres du modèle de type milieu poreux repose sur l'apport de plusieurs essais. L'Annexe 2 montre les étapes à franchir pour caler l'ensemble des paramètres du modèle. Dans les couplages chimio-poro-visco-élastiques, la réaction d'hydratation gouverne les évolutions de la microstructure et des propriétés mécaniques du béton. La prédiction du degré d'hydratation et des relations avec les autres caractéristiques se révèle donc importante.

A travers un exemple, un béton de type C1 0.40 (voir Annexe 1 pour les caractéristiques et Annexe 3 pour l'évolution des paramètres du modèle), la caractérisation des paramètres sera faite à deux échelles, celle du réseau poreux et celle macroscopique (échelle du VER), afin de prédire correctement les déformations endogènes enregistrées dans un essai R^2D^2 .

9.1 Relations pâte – mortier – béton

Le calage de l'ensemble des paramètres du modèle pour un béton devrait s'effectuer sur des essais mettant en jeu ce dernier. Néanmoins, les conditions expérimentales ne permettent pas de mettre en place tous les essais pour un béton. Pour cette dernière raison, il est alors indispensable de caractériser l'évolution d'un béton avec l'aide d'essais supplémentaires réalisés sur des pâtes de ciment ou des mortiers. Ces contraintes expérimentales conduisent à des choix pour le développement d'un modèle.

Premièrement, il n'existe pratiquement pas d'étude sur l'évolution du degré d'hydratation du béton par rapport à une pâte de ciment ou un mortier. Un essai de caractérisation du degré d'hydratation s'opère sur un échantillon représentatif de petite taille. Pour cette dernière raison, le degré d'hydratation des bétons n'est que très rarement mesuré (Kada-Benameur et al. 1997). La majorité des auteurs considère donc que l'évolution du degré d'hydratation d'un béton est la même que celle d'une pâte de ciment ou d'un mortier (Cervera et al. 1999a; Neville 2000).

Dans ses travaux de recherche (Bresson 2005) a montré que la composition du matériau à base cimentaire peut avoir une influence sur l'évolution du degré d'hydratation. Cette différence est particulièrement présente dans les 24 premières heures d'hydratation (voir Figure 9-1). Durant cette période, les granulats ont un rôle important sur l'avancement de la réaction d'hydratation. Par la suite, la cinétique d'hydratation est très proche. Cette dernière remarque conduit, dans le cadre de la modélisation de cette étude, à choisir que l'évolution du degré d'hydratation ne dépend que du ciment et du rapport E/C. L'évolution de l'hydratation est alors la même pour une pâte de ciment, du mortier ou du béton.

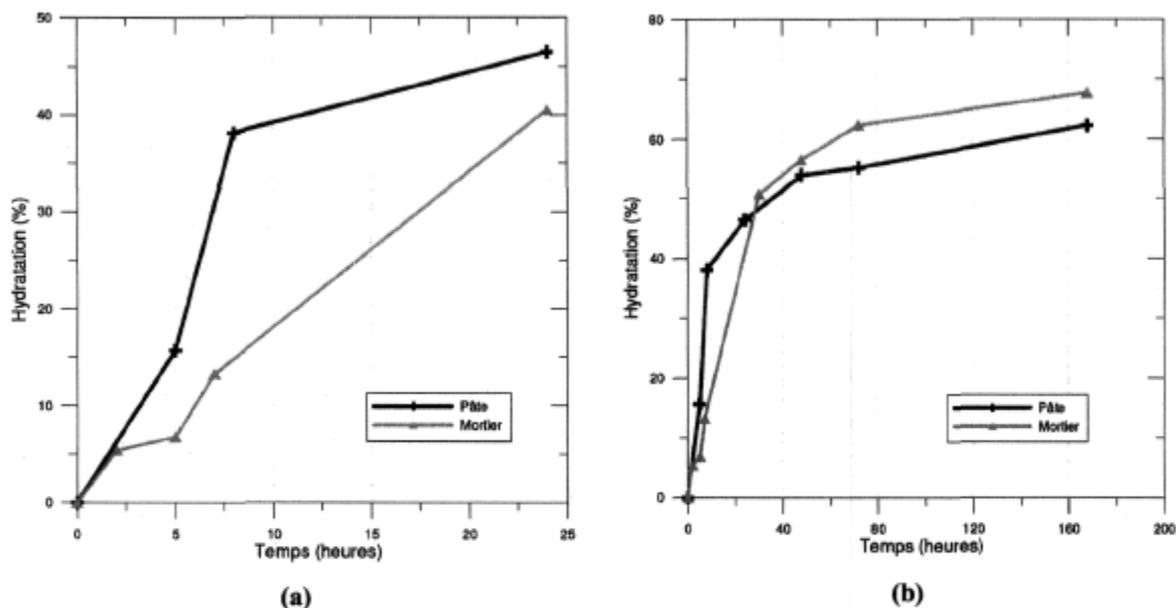


Figure 9-1 : Différences d'évolutions du degré d'hydratation entre un mortier et une pâte de ciment pour un ciment C1 de rapport E/C = 0.40 (a) sur 24 h et (b) sur 7 jours, d'après (Bresson 2005).

Deuxièmement, l'hypothèse précédente amène à la remarque que les liaisons qui apparaissent au cours de l'hydratation entre la pâte de ciment et les granulats auraient alors une influence sur l'évolution des propriétés mécaniques. Ainsi donc, le comportement viscoélastique vieillissant du squelette n'est pas le même entre un mortier et un béton même si l'évolution du degré d'hydratation est identique.

La Contraction Le Chatelier qui est une conséquence macroscopique de la formation des hydrates ne peut dépendre que du ciment et du rapport E/C. Cette contraction est donc considérée comme proportionnelle à la quantité de pâte présente dans le matériau.

Pour finir, les granulats affectent probablement l'évolution de la distribution poreuse entre un mortier et un béton. A défaut de plus d'informations expérimentales, il est choisi dans le cadre de cette étude de considérer que l'amplitude de la distribution poreuse, qui dépend également du ciment et du rapport E/C, dépend de la quantité de ciment entre un mortier et un béton.

Le problème de représentativité d'un échantillon de béton pour la détermination de l'évolution de certaines propriétés du matériau conduit donc à prendre en compte un certain nombre d'hypothèses schématisées par la Figure 9-2. La proportion de pâte de ciment est un paramètre important pour appliquer les résultats d'une pâte de ciment (ou d'un mortier) à un béton.

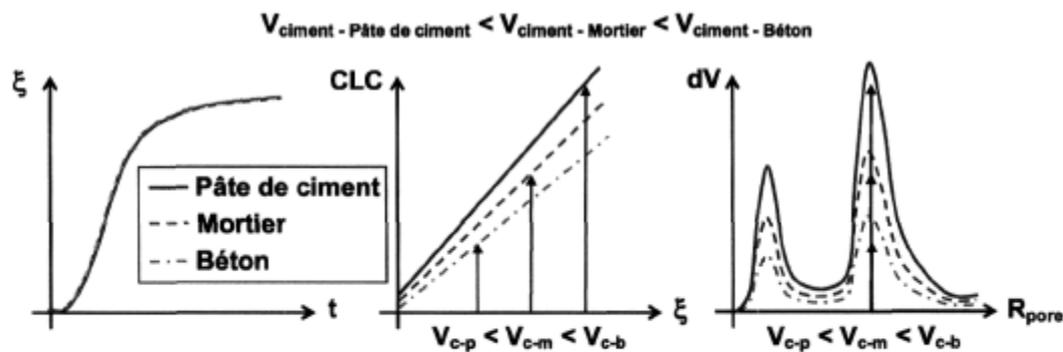


Figure 9-2 : Représentation schématique de la différence entre une pâte de ciment, un mortier et un béton sur le degré d'hydratation, la contraction Le Chatelier et la distribution poreuse

9.2 Rapport volumique de la composition approximée

Le comportement au jeune âge des matériaux cimentaires est fortement dépendant de l'évolution de la microstructure que compose le milieu poreux. La réaction d'hydratation est à l'origine de la formation d'une matrice solide et d'une diminution de l'humidité relative à l'intérieur du réseau poreux. L'identification des paramètres dépend de la proportion volumique de départ des constituants. Sans tenir compte du volume de vide apparaissant lors du malaxage et de la quantité faible de superplastifiant, une approche simplifiée permet de représenter le béton après malaxage comme la somme de volumes d'eau, de ciment et de granulats. Avec une approche simplifiée comme le montre le Tableau 9-1, la porosité initiale du béton est de $\phi(\xi = 0) = 0.18$ au début de l'hydratation.

Tableau 9-1 : Approche simplifiée du rapport volumique d'un béton avant malaxage soit pour $t = 0$.

	Masse (kg)	Masse volumique (kg/L)	Volume (L)	Volume pour 100L de béton
Ciment	$m_c = 435$	$d_c = 3.15$	$V_c = 138.1$	$R_c = 14.4$
Eau	$m_e = 174$	$d_e = 1.00$	$V_e = 174.0$	$R_e = 18.1$
Granulats	$m_g = 1748$	$d_g = 2.70$	$V_g = 647.4$	$R_g = 67.5$
Total :			$V_t = 959.5$	$R_t = 100.0$

Dans le cadre de cette étude et d'un point de vue volumique, les granulats ne subissent aucun changement. A l'inverse, la matrice solide va évoluer en fonction de la formation des hydrates. Cette évolution, sans échange hydrique avec l'extérieur, conduit à une diminution du degré de saturation en eau du réseau poreux. Avec une quantité d'eau liée par gramme de ciment hydraté (0.23 g / g de ciment hydraté), il est possible de connaître les évolutions, en fonction du degré d'hydratation, du volume de vide, de la masse de ciment hydraté, du volume d'eau liée, du volume d'eau évaporable, de la porosité et du degré de saturation.

9.3 Evolution de la microstructure du matériau en cours d'hydratation

En conditions isothermes, la fonction qui caractérise la cinétique macroscopique d'hydratation peut être approximée par une loi exponentielle [9-1] à partir d'essais de calorimétrie isotherme comme le montre la Figure 9-3.a.

$$\xi(t) = a_{\xi} \exp \left[- \left(\frac{b_{\xi}}{t} \right)^{c_{\xi}} \right] \quad [9-1]$$

Le retrait chimique R^{ch} , appelé également Contraction Le Chatelier, est exprimé par rapport au degré d'hydratation par une fonction linéaire comme le montrent la Figure 9-3.b et la relation suivante :

$$R^{ch}(\xi < t_0) = a_{ch} \xi \quad \text{et} \quad R^{ch}(\xi > t_0) = a_{CLC} \xi + b_{CLC} \quad [9-2]$$

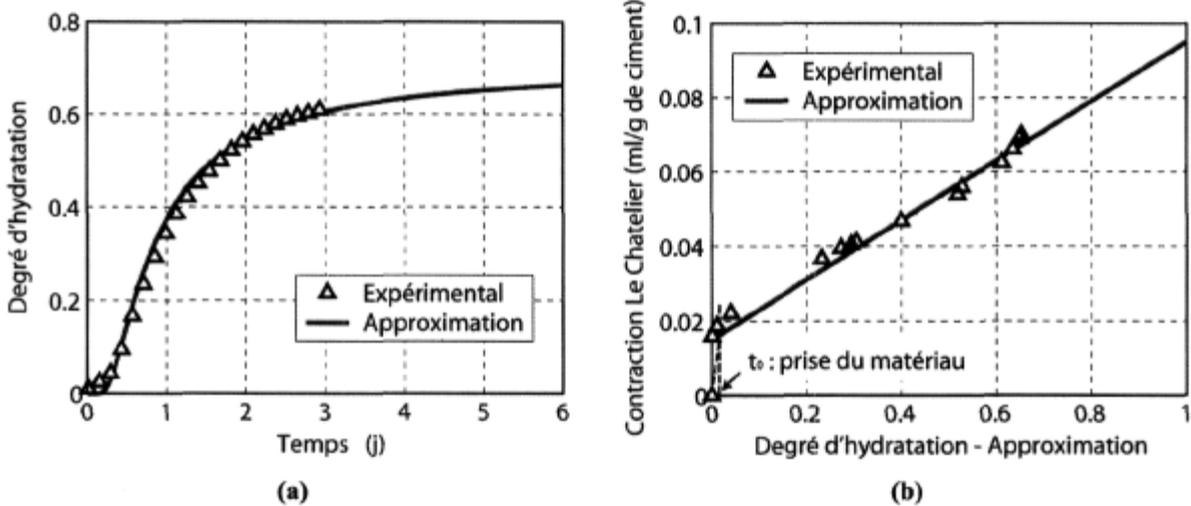


Figure 9-3 : Evolutions (a) du degré d'hydratation en fonction du temps et (b) du retrait chimique en fonction du degré d'hydratation pour une pâte de ciment faite avec un ciment C1 et un rapport E/C de 0.40, à partir des résultats expérimentaux de (Bresson 2005).

Les évolutions du degré d'hydratation et du retrait chimique influent forcément sur l'évolution du milieu poreux que compose un béton comme le montre la Figure 9-4. Connaissant leurs évolutions, les diminutions de la porosité et du degré de saturation peuvent être exprimées par les équations suivantes :

$$V_{\phi}(\xi) = V_e(\xi) + V_v(\xi) \quad [9-3]$$

$$S_i(\xi) = \frac{V_e(\xi)}{V_{\phi}(\xi)} = \frac{V_e(\xi)}{V_e(\xi) + V_v(\xi)} \quad [9-4]$$

Avec

$$V_v(\xi) = [R^{ch}(\xi) - R^{ch}(t_0)] * R_c * d_c = a_{CLC} (\xi - \xi(t_0)) * R_c * d_c \quad [9-5]$$

$$m_{el}(\xi) = m_{ch}(\xi) * E_L \quad E_L = 0.23 \text{ g / g ciment hydraté} \quad [9-6]$$

$$m_{ch}(\xi) = R_c * \xi * d_c \quad [9-7]$$

$$V_e(\xi) = R_E - \frac{m_{el}(\xi)}{\rho} \quad [9-8]$$

L'évolution volumique des hydrates peut être également exprimée de la manière suivante :

$$V_h(\xi) = \xi * R_c + \frac{m_{el}(\xi)}{\rho} - V_v \quad [9-9]$$

La porosité diminue en fonction du degré d'hydratation. L'eau présente dans le réseau diminue également en fonction de la formation des hydrates, car la quantité d'eau liée augmente. Ces deux dernières évolutions entraînent une diminution progressive du degré de saturation en eau du matériau (voir Figure 9-4 et Figure 9-5). Cette diminution est à l'origine de la progression des dépressions capillaires qui dépendent de la distribution poreuse.

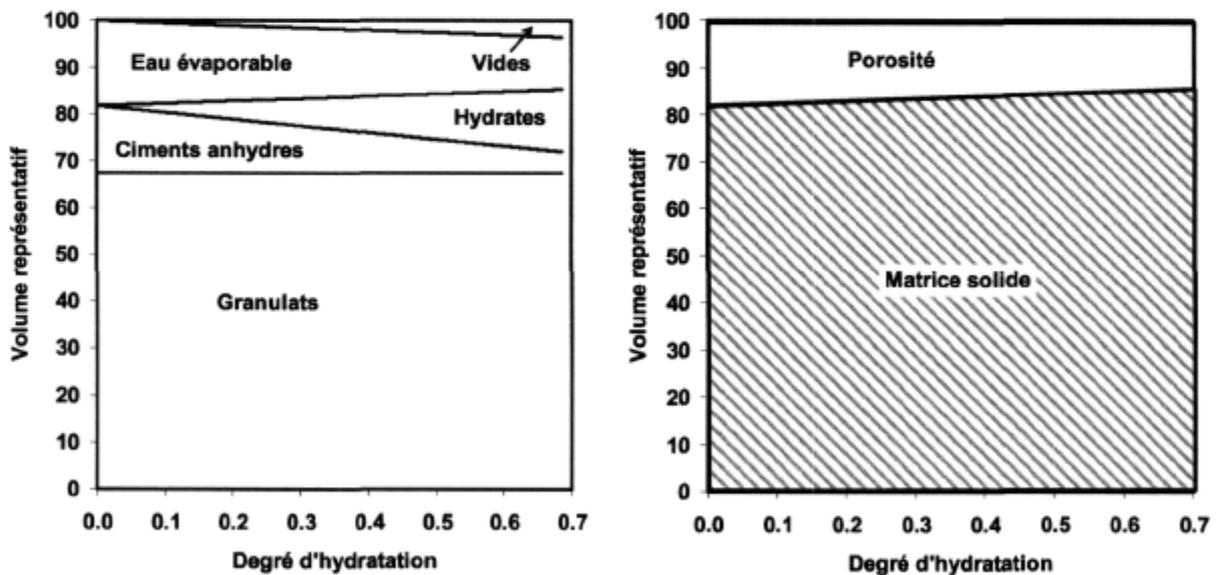


Figure 9-4 : Evolution volumique de la microstructure d'un béton C1 0.40, pour la matrice solide et pour le réseau poreux.

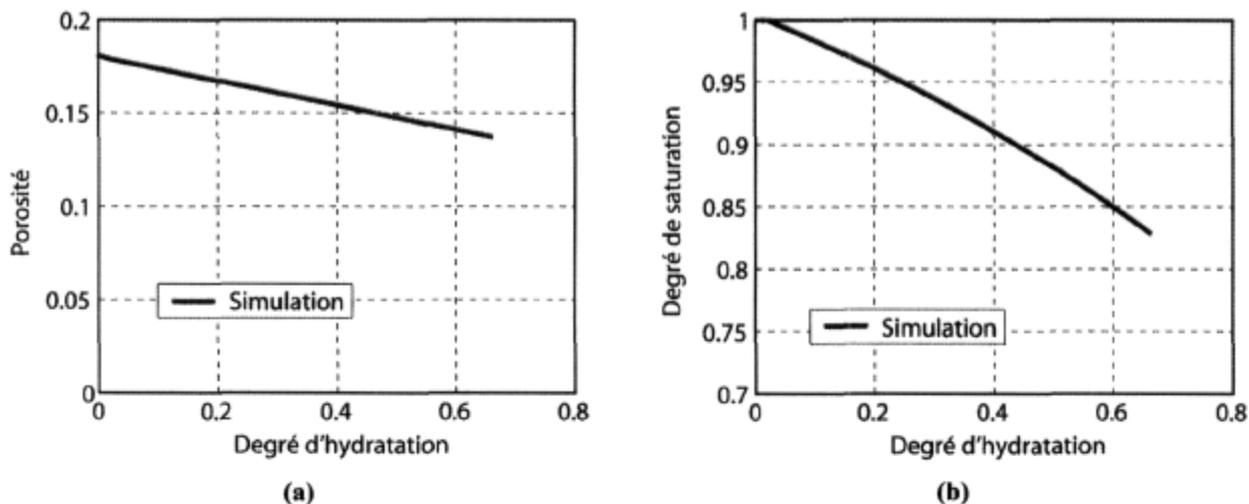


Figure 9-5 : Evolution de la porosité (a) et du degré de saturation en eau (b) du béton en fonction du degré d'hydratation pour un béton C1 0.40.

9.4 Détermination de l'origine des pressions de pores

Les pressions de pores proviennent, dans le cas d'un milieu poreux réactif isolé hydriquement du milieu extérieur, de la dessiccation du matériau provoquée par la contraction Le Chatelier. Cette dernière engendre un volume de vide dans le réseau poreux. Connaissant le volume de vide à un instant donné et la distribution poreuse au même instant, il est possible de déterminer le rayon de pore critique en-deçà duquel les pores sont saturés.

9.4.1 Importance de la couche d'eau adsorbée dans la dessiccation des bétons

Dans le cadre de cette étude, la dessiccation qui apparaît dans le réseau poreux peut être représentée par le schéma de la Figure 9-6, avec la présence d'une couche d'eau adsorbée. Le rayon de ménisque effectif (R_m) est donc plus faible que le rayon de pore (R_p) où apparaît l'interface entre les phases liquide et gazeuse. Il est ainsi supposé que tous les pores de rayon inférieurs à R_m sont saturés d'eau. Pour l'évolution de la distribution poreuse, il devient important de différencier le volume cumulé de pores (V_p) et le volume cumulé de vides (V_m).

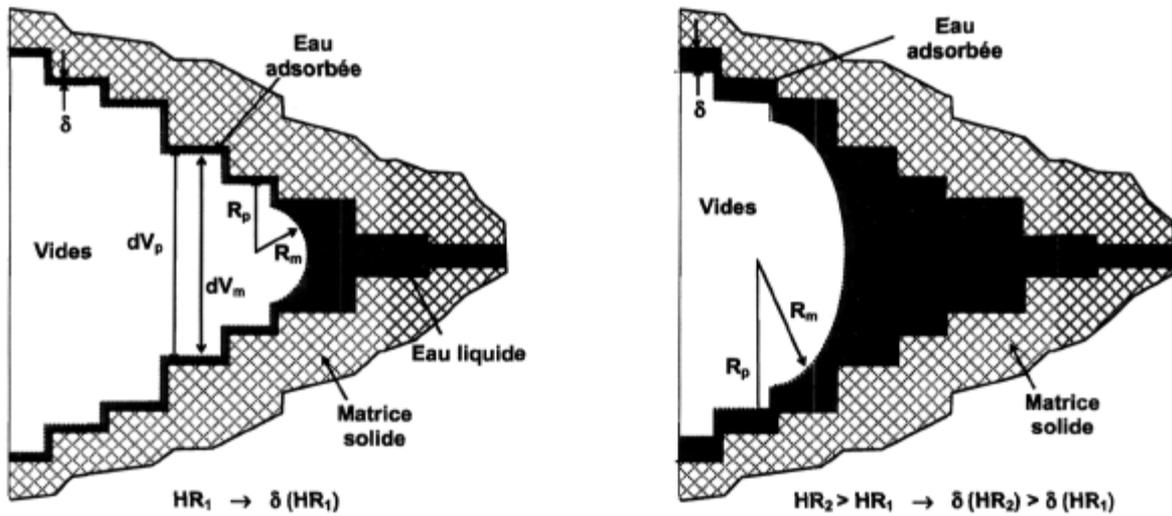


Figure 9-6 : Représentation schématique de la dessiccation dans un réseau poreux pour deux humidités relatives différentes.

Le passage entre les distributions poreuses $V_p(R_p)$ et $V_m(R_m)$ est possible avec une approche simple qui permet de prendre en compte l'évolution de la couche d'eau adsorbée. Selon (Bentz et al. 1998) et la Figure 9-7, l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée δ peut donc évoluer de la manière suivante en fonction de l'humidité relative h (voir section 2.2.4):

$$\delta(h) = 0.395 - 0.189 \ln(-\ln(h)) \quad [9-10]$$

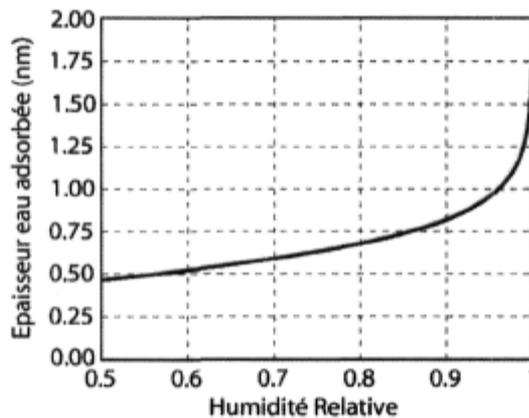


Figure 9-7 : Evolution de la couche d'eau adsorbée en fonction de la baisse d'humidité relative d'après (Bentz et al. 1998).

Pour une humidité relative donnée, le rayon de pore total R_T est donc égal à la somme d'un rayon de ménisque R_m (Loi de Kelvin de la section 3.2.1) et d'une couche d'eau adsorbée t :

$$R_p(h) = R_m(h) + \delta(h) \quad [9-11]$$

En supposant que le volume poreux discrétisé $dV_p(R_p)$ peut être modélisé par une succession de cylindres, [9-12], le volume de vides $dV_m(R_m)$ peut être déduit de la manière suivante :

$$\text{Volume total : } dV_p = \pi R_p^2 L_p \quad [9-12]$$

$$\text{Longueur équivalente : } L_p = \frac{dV_p}{\pi R_p^2} \quad [9-13]$$

$$\text{Volume d'eau adsorbée : } dV_e = (\pi R_p^2 - \pi R_m^2) L_p = (\pi R_p^2 - \pi R_m^2) \frac{dV_p}{\pi R_p^2} \quad [9-14]$$

$$\text{Volume de vides : } dV_m = dV_p - dV_e \quad [9-15]$$

Ce calcul permet d'obtenir la distribution poreuse cumulée et le rayon de ménisque pour un volume de vide donné comme le montre la Figure 9-8.

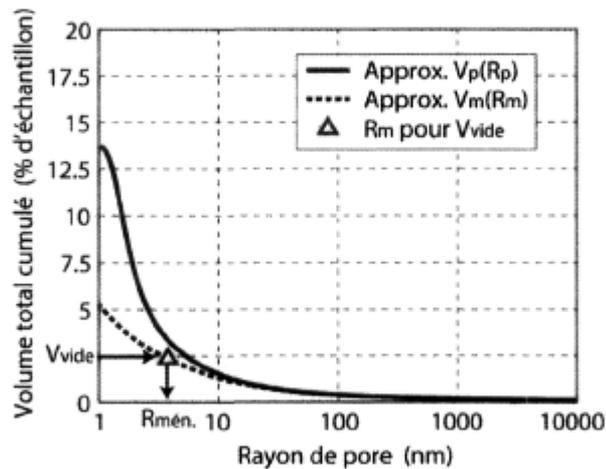


Figure 9-8 : Détermination de la distribution poreuse $V_m(R_m)$ en fonction de $V_p(R_p)$, à partir de l'évolution de l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée, pour connaître le rayon de ménisque R_m correspondant à un volume de vide V_{vide} .

9.4.2 Utilisation d'essai sur mortier pour connaître l'évolution poreuse d'un micro béton

Les essais de calorimétrie à basse température sont effectués sur des échantillons de mortier. L'appareil de mesure n'accepte que des échantillons de petite taille. Une hypothèse est faite de considérer que les granulats n'ont donc pas d'influence sur l'évolution de la distribution poreuse. L'hypothèse consiste donc à ne prendre en compte que la quantité de ciment comme différence d'amplitude (rapport de proportions des différentes compositions) entre les distributions poreuses cumulées d'un mortier et d'un béton (voir Figure 9-9). Avec cette hypothèse, les granulats sont noyés dans la matrice solide.

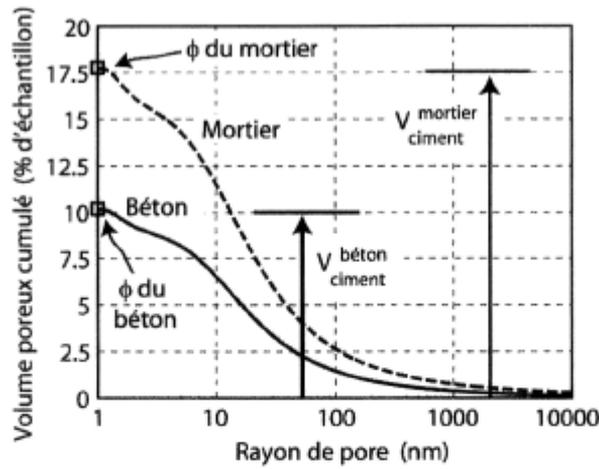


Figure 9-9 : Différences de distributions poreuses cumulées (en fonction du volume de ciment de la composition) entre un mortier et un béton pour un même type de ciment et un même rapport E/C.

9.4.3 Approximation de l'évolution de la distribution poreuse par deux fonctions

L'évolution de la distribution poreuse cumulée s'approche également d'une expression mathématique donnée dans (Baroghel-Bouny et al. 1999) pour exprimer la pression capillaire en fonction du degré de saturation. Dans le cadre de cette étude, la variable V/D , avec V pour volume poreux, représente le degré de saturation et le logarithme du rayon de pore $\ln(R)$ la pression capillaire :

$$\ln r(V) = M(\xi) \left[\left(\frac{V}{D(\xi)} \right)^{-m(\xi)} - 1 \right]^{\left(\frac{1}{m(\xi)} \right)} \quad [9-16]$$

Les coefficients M , D et m de l'expression [9-16] offrent la possibilité d'exprimer l'évolution d'une distribution poreuse en fonction de l'avancement de la réaction d'hydratation. De plus, les résultats expérimentaux de (Lory 2005), voir section 2.2.3, mettent en valeur l'existence de deux pics de porosité. Du point de vue de la modélisation, la porosité d'un béton sera donc décomposée en deux porosités : la porosité capillaire V^{Cap} et la porosité des hydrates (pores de gel) V^{Hyd} . La Figure 9-10.a montre que pour prendre en compte cette complexité, deux fonctions, basée sur l'expression [9-16], sont utilisées :

$$\ln r(V^{Cap}) = M^c(\xi) \left[\left(\frac{V}{V_\phi(\xi) - D(\xi)} \right)^{-m^c(\xi)} - 1 \right]^{\left(\frac{1}{m^c(\xi)} \right)} \quad [9-17]$$

$$\ln r(V^{Hyd}) = M^h(\xi) \left[\left(\frac{V}{D(\xi)} \right)^{-m^h(\xi)} - 1 \right]^{\left(\frac{1}{m^h(\xi)} \right)} \quad [9-18]$$

L'expression mathématique de l'évolution de deux porosités (pores de gel et capillaires) permet d'avoir un volume total cumulé du réseau poreux égal au volume de porosité théorique V_ϕ (voir équation [9-3]) tout au long de l'hydratation. Par conséquent, quel que soit le degré d'hydratation, le volume de porosité V_ϕ déterminé théoriquement par le modèle est égal à la somme du volume cumulé des capillaires et du volume cumulé des pores de gel (voir Figure 9-10.b).

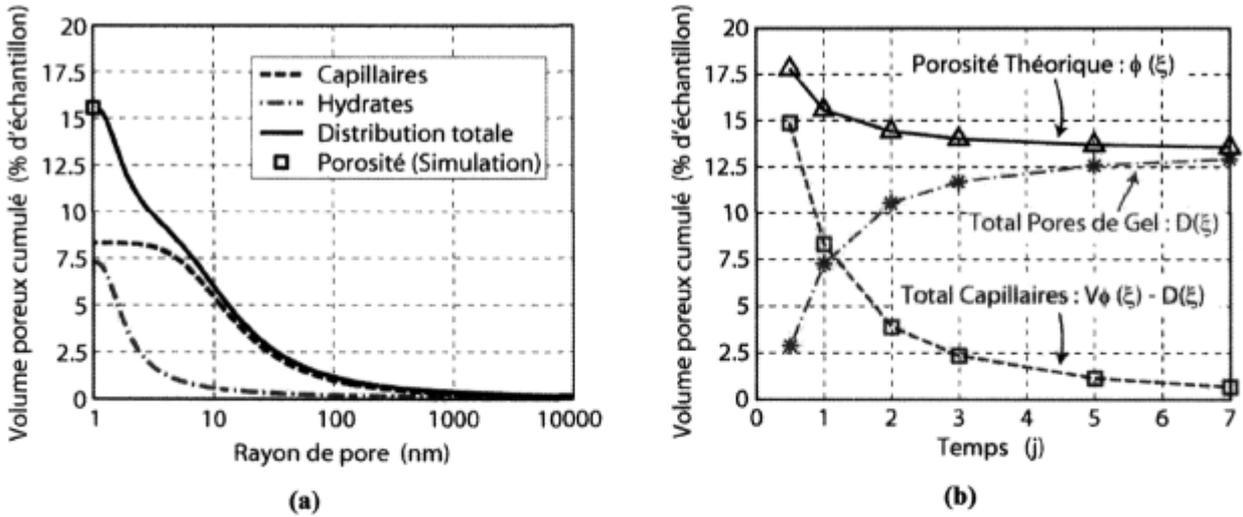


Figure 9-10 : Représentation du volume poreux total comme en une superposition de deux porosités (pores de gel et capillaires).

Le volume total $V_\phi(r)$ doit être exprimé en fonction du rayon de pore. Une interpolation numérique est effectuée pour passer d'une expression du rayon de pore en fonction du volume à une expression du volume de pore en fonction du rayon. Le volume total cumulé de porosité correspond ainsi à la somme de la porosité des capillaires et des pores de gel :

$$V_\phi(r) = V^{Hyd}(r) + V^{Cap}(r) \quad [9-19]$$

En faisant varier les coefficients de l'équation (M^C , M^H , D , m^C et m^H) en fonction du degré d'hydratation, [9-20], [9-24] et [9-21], il est possible d'obtenir une évolution de la distribution poreuse en fonction du degré d'hydratation et par conséquent du temps comme le montre la Figure 9-11. Ainsi pour la distribution poreuse des capillaires, certains paramètres de l'équation [9-17] varient de la manière suivante :

$$M^C(\xi) = M^C_{\max} - M^C_{\min} * \xi = M^C_{\max} - M^C_{\min} * \exp\left[-\left(\frac{b_\xi}{t}\right)^{c_\xi}\right] \quad [9-20]$$

$$m^C(\xi) = m^C_{\max} + m^C_{\min} * \xi = m^C_{\max} + m^C_{\min} * \exp\left[-\left(\frac{b_\xi}{t}\right)^{c_\xi}\right] \quad [9-21]$$

Concernant la distribution poreuse des hydrates, certains paramètres de l'équation [9-18] varient également de la manière suivante :

$$M^H(\xi) = M^H_{\max} - M^H_{\min} * \xi = M^H_{\max} - M^H_{\min} * \exp\left[-\left(\frac{b_\xi}{t}\right)^{c_\xi}\right] \quad [9-22]$$

$$m^H(\xi) = m^H_{\max} + m^H_{\min} * \xi = m^H_{\max} + m^H_{\min} * \exp\left[-\left(\frac{b_\xi}{t}\right)^{c_\xi}\right] \quad [9-23]$$

Un dernier paramètre des équations [9-17] et [9-18] permet de faire le lien entre les deux porosités. Ce paramètre D évolue de la manière suivante :

$$D(\xi) = D_m * \exp\left[-\left(\frac{b_\xi}{t}\right)^{c_\xi}\right] \quad [9-24]$$

Le choix des paramètres des équations [9-20], [9-24] et [9-21] permet d'obtenir une évolution de la distribution poreuse totale cumulée théorique en fonction du temps comme le montre la Figure 9-11.

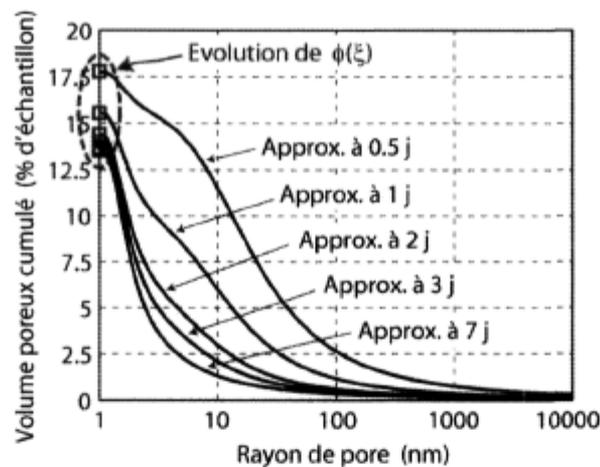


Figure 9-11 : Evolution de la distribution poreuse en fonction du degré d'hydratation

La Figure 9-12 montre comment les résultats expérimentaux de distribution poreuse (calorimétrie basse température et porosimétrie par intrusion au mercure) obtenus par (Lory 2005) sont approximés en fonction du temps.

Le manque d'informations sur la distribution poreuse de la calorimétrie basse température pour un rayon de pore supérieur à 10nm est expliqué par la Figure 2-8 de la section 2.2.3. En effet, celle-ci montre que le rayon de pore ne peut pas être précisément obtenu pour un diamètre supérieur à 10 nm. L'équation qui relie le rayon de pore à la température dans cette zone est très exponentielle. L'initiation de la glace qui apparaît autour de $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$ est la principale raison du volume discrétisé

important juste après cette initiation sur la Figure 2-8.b. Il est néanmoins possible de supposer que la valeur du volume total de glace à un rayon de pore de 10 nm est proche de la réalité. La répartition de la porosité, en fonction du rayon, au dessus de cette dernière valeur n'est cependant pas exacte.

Il est également supposé que la porosimétrie par intrusion au mercure donne une bonne information de la distribution poreuse pour des rayons de pore supérieurs à 10nm. En dessous de cette valeur, plusieurs problèmes expérimentaux (voir section 2.2.3) peuvent engendrer une mauvaise information de la répartition des pores. La Figure 9-12 montre ainsi que la combinaison des deux essais fournit ainsi une description détaillée de l'évolution du réseau poreux sur une gamme de pores allant de 1 nm à 1000 nm. Pour la suite de l'étude, l'analyse de la distribution poreuse repose donc sur la combinaison de ces deux méthodes : MIP et CBT. La porosimétrie par intrusion au mercure (MIP) est utilisée pour la description du réseau poreux pour des pores de tailles importantes allant de 10 nm à 1000 nm, là où la porosité est peu affectée par le séchage préalable de l'échantillon et les fortes pressions du mercure lors de l'essai, alors que la calorimétrie basse température permet d'avoir une description précise de la porosité pour des pores de petites tailles (de 1 nm à 10 nm).

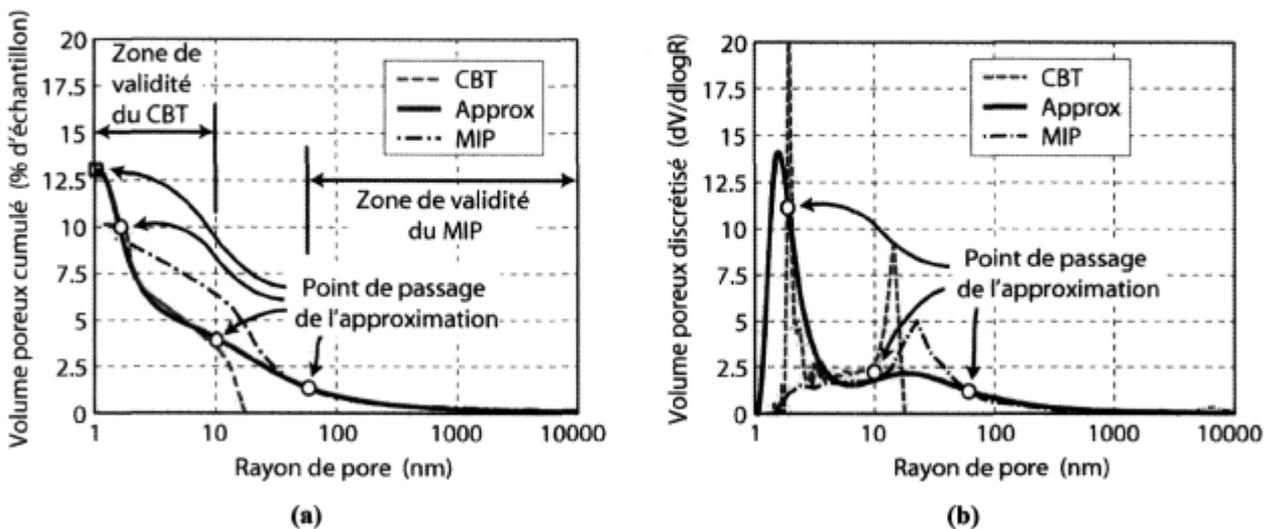
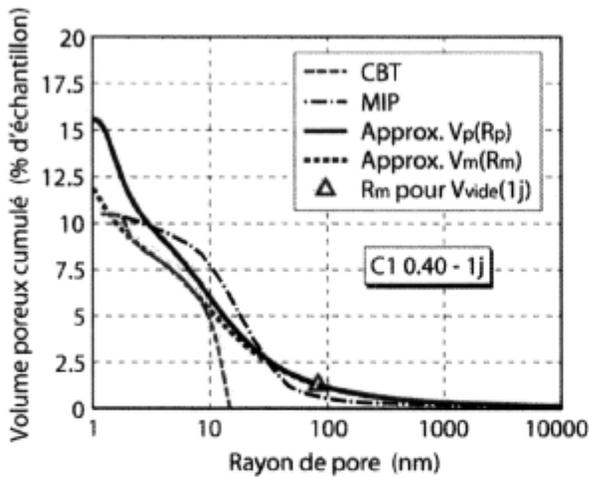


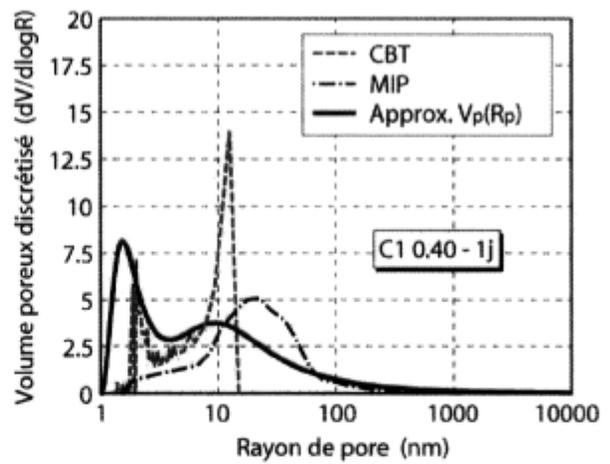
Figure 9-12 : Approximation de la distribution poreuse à un temps donné en fonction des résultats des essais de calorimétrie basse température et de l'intrusion au mercure.

9.4.4 Approximation des résultats expérimentaux de distribution poreuse

La démarche expliquée précédemment (Figure 9-12) est adoptée pour chaque échéance (1 jour, 3 jours, 5 jours et 7 jours) afin de chercher l'évolution théorique de la distribution poreuse qui se rapproche le plus des résultats expérimentaux. Cette évolution de la distribution poreuse théorique n'est pas idéale car il s'agit de trouver une évolution des différents paramètres (en fonction du temps) qui permette de passer le plus près possible des résultats expérimentaux pour chaque échéance.

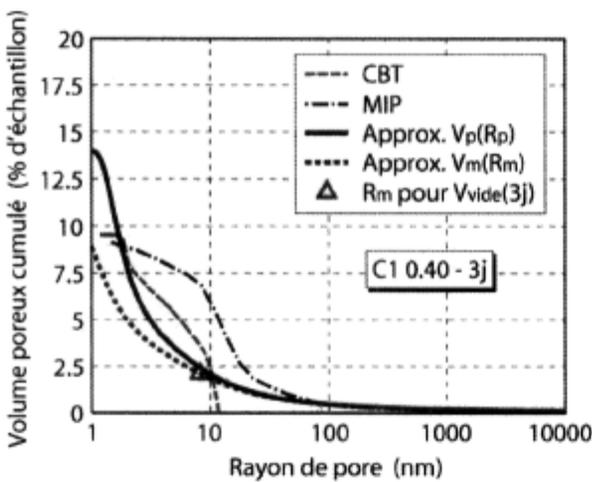


(a)

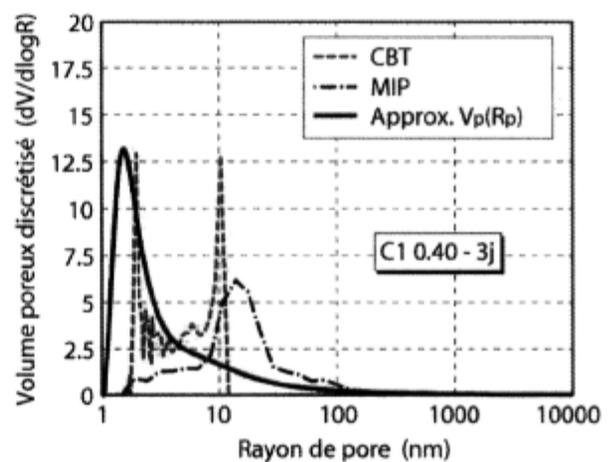


(b)

Figure 9-13 : Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.40 à 1 jour en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier.

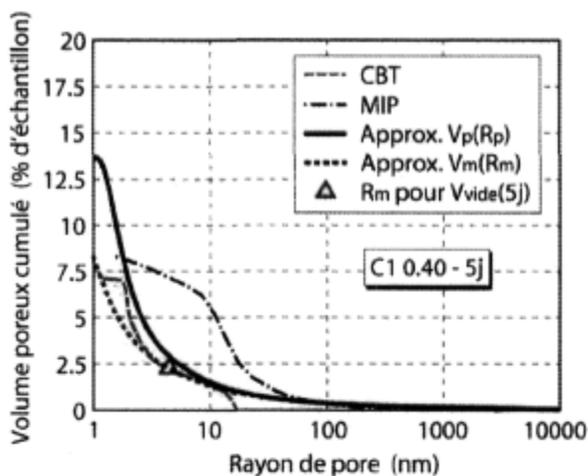


(a)

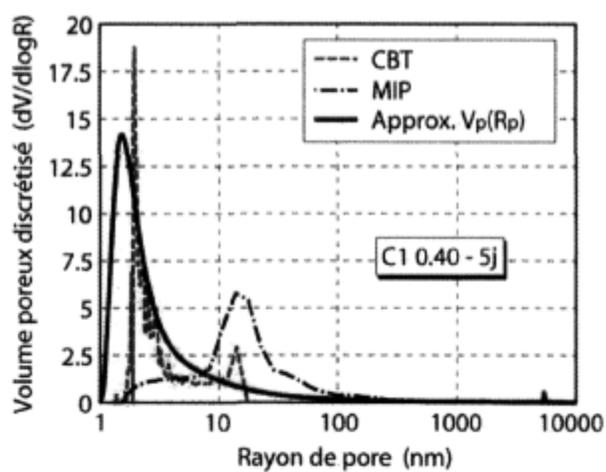


(b)

Figure 9-14 : Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.40 à 3 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier.

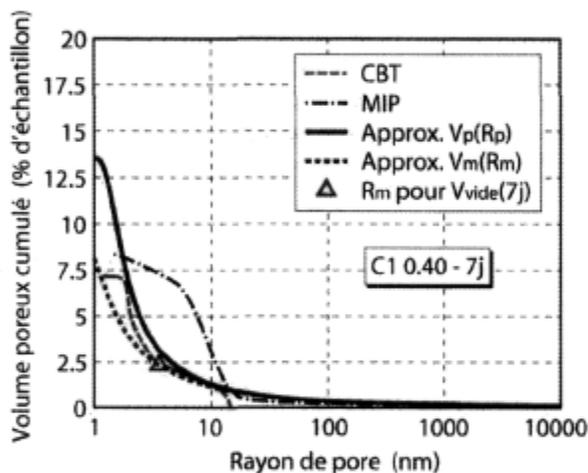


(a)

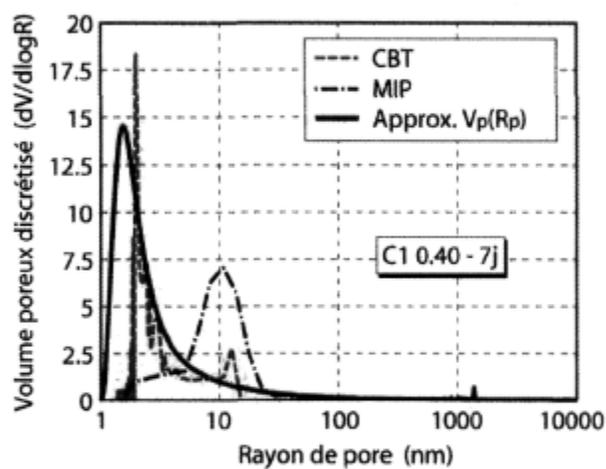


(b)

Figure 9-15 : Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.40 à 5 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier.



(a)



(b)

Figure 9-16 : Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.40 à 7 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier.

Les différentes approximations montrent que les données expérimentales des essais de calorimétrie à basse température et de porosimétrie par intrusion de mercure ne permettent pas d'obtenir un volume poreux total cumulé proche de la valeur théorique du volume poreux total théorique V_{ϕ} . L'écart s'amplifie au fur et à mesure de l'avancement de la réaction d'hydratation. La Figure 9-17 permet de mettre en évidence une relation de proportionnalité entre l'écart de porosité totale (expérimentale/modélisation) et le degré d'hydratation.

Cette remarque montre que l'essai CBT donne une bonne information de la distribution poreuse sur une certaine plage de rayon de pore (de 2 à 10 nm). L'eau adsorbée dans la porosité des hydrates (pores de gel) qui ne peut pas geler complètement même à des températures fortement négatives

(Zuber 2002) est responsable, au moins en partie, de l'écart observé. Le manque de volume poreux pour la porosimétrie par intrusion au mercure peut être expliqué par un problème de pénétration du mercure dans les pores où le rayon est très faible (Diamond 2000).

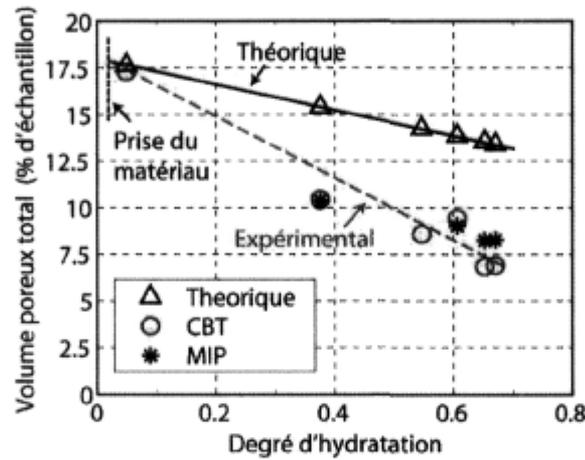


Figure 9-17 : Comparaison entre les évolutions théorique (modélisation) et expérimentale (calorimétrie basse température et intrusion au mercure) du volume poreux total pour la composition C1 0.40 en fonction du degré d'hydratation.

9.4.5 Détermination de l'évolution des dépressions capillaires

Les pressions de pore responsables du retrait endogène sont dues à la dépression capillaire provoquée par la dessiccation du matériau. Il est possible de rechercher le rayon de ménisque en deçà duquel tous les pores de taille inférieure à ce rayon sont saturés d'eau. La distribution poreuse permet de relier le volume cumulé au rayon de pore. Le rayon de ménisque correspond par contre au rayon d'interface entre l'eau libre et le vide, en prenant en compte une épaisseur de couche d'eau adsorbée. Comme il a été défini précédemment, la relation V_m en fonction de R_m est déterminée après que la distribution poreuse a été calée.

Connaissant ainsi les évolutions dans le temps de la distribution poreuse, du volume de vides, de la porosité et de la saturation, les pressions capillaires, peuvent être déterminées à partir du rayon de ménisque afin obtenir l'évolution d'un retrait endogène. Grâce à l'équation de Laplace (voir section 3.2.1), l'évolution de la dépression capillaire peut être déterminée en fonction de la diminution du rayon de ménisque (Figure 9-18.a). La Figure 9-18.b montre quant à elle l'évolution des pressions capillaires en fonction de la distribution poreuse approximée.

$$p_c = p_g - p_l = \frac{2\gamma}{R_m} \cos \theta \quad [9-25]$$

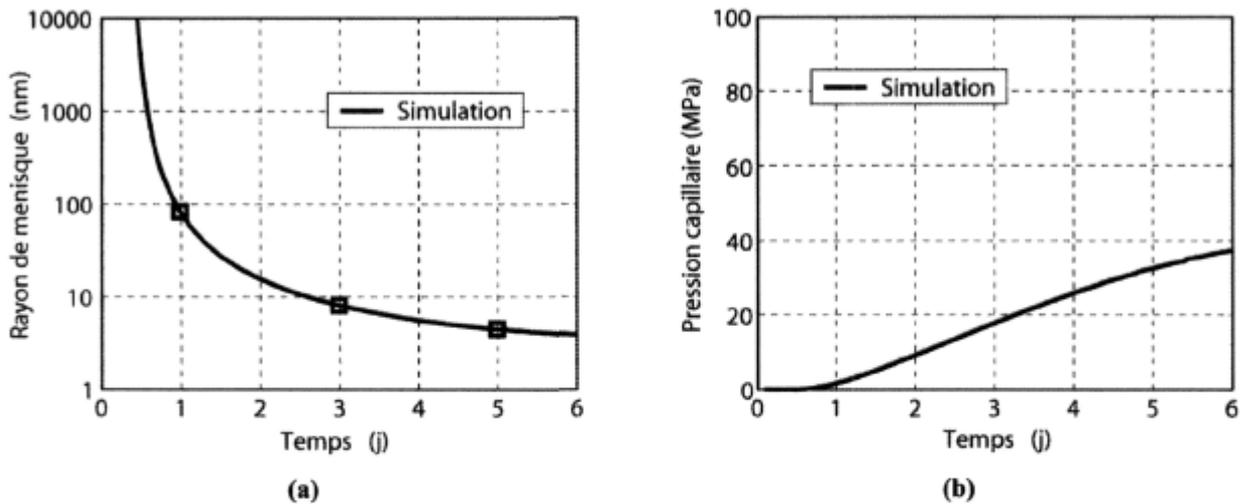


Figure 9-18 : Evolutions (a) du rayon de ménisque et (b) des pressions capillaires d'un béton C1 0.40 à partir de l'évolution de la distribution poreuse théorique.

Lorsque le béton est considéré comme un milieu poreux réactif, le retrait endogène est la déformation viscoélastique macroscopique du squelette sous l'effet de pressions de pores. Après avoir approximé l'évolution du milieu poreux qui conduit aux pressions capillaires, il devient maintenant indispensable de connaître l'évolution des propriétés mécaniques.

9.5 Approximation du comportement viscoélastique avec un essai R^2D^2

Un essai R^2D^2 permet d'observer les évolutions, en cours d'hydratation, des déformations endogènes lorsque le matériau est libre de se déformer (montage libre de la Figure 9-19) et des contraintes dans le matériau lorsque ce dernier est restreint en déformation (montage restreint de la Figure 9-19).

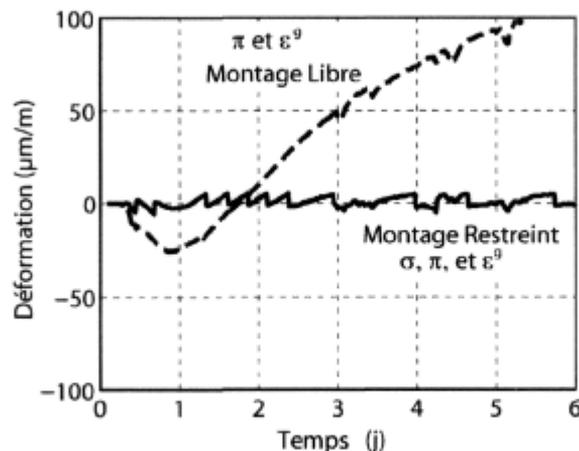


Figure 9-19 : Comparaison des conditions de sollicitations du matériau dans chaque montage (libre et restreint) d'un essai R^2D^2 .

Comme le montre la Figure 9-19, les déformations observées dans le dispositif de retrait restreint sont la somme de déformations endogènes, dues aux pressions de pore π et au gonflement endogène ϵ^g , et de déformations mécaniques dues aux contraintes σ engendrées par la restriction du matériau. La différence entre les deux dispositifs en terme de déformation permet alors de connaître l'évolution des déformations mécaniques (élasticité + fluage) uniquement dues à la contrainte σ (voir Figure 9-20).

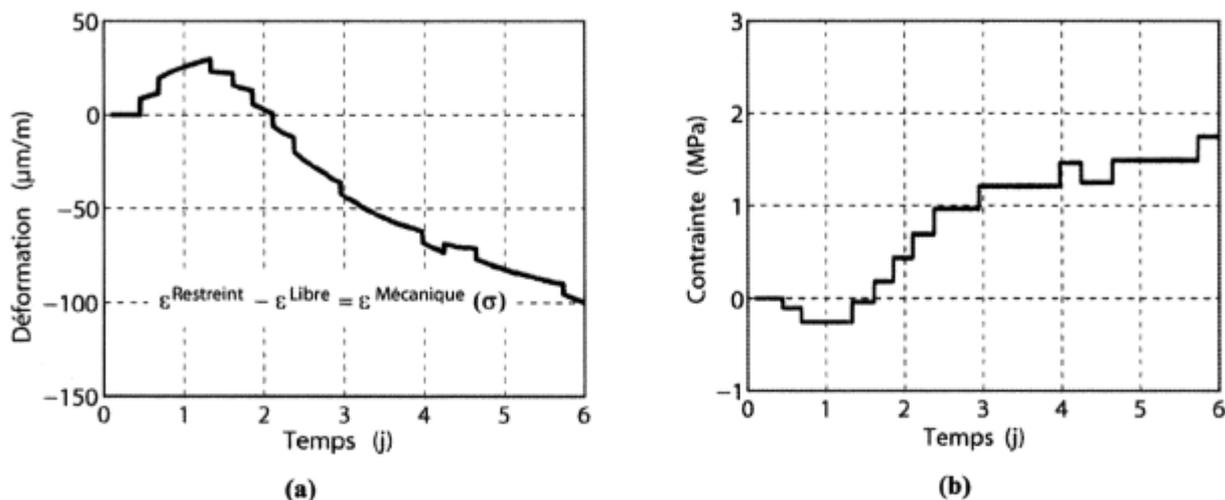


Figure 9-20 : Evolution (a) des déformations mécaniques sous l'action (b) d'une contrainte σ dues à la restriction du matériau dans d'un essai R^2D^2 .

Même si les mécanismes qui sont à l'origine des déformations viscoélastiques ne sont pas encore totalement connus, une approche basée sur l'utilisation de modèles rhéologiques permet néanmoins d'approximer les résultats expérimentaux des essais R^2D^2 . Le chargement extérieur d'un béton engendre une contrainte σ qui est à l'origine de déformations mécaniques. Sous l'action d'une contrainte σ , la Figure 9-21 montre que les déformations mécaniques peuvent être décomposées en une somme d'une déformation élastique, d'une déformation de fluage à court terme et d'une déformation de fluage à long terme.

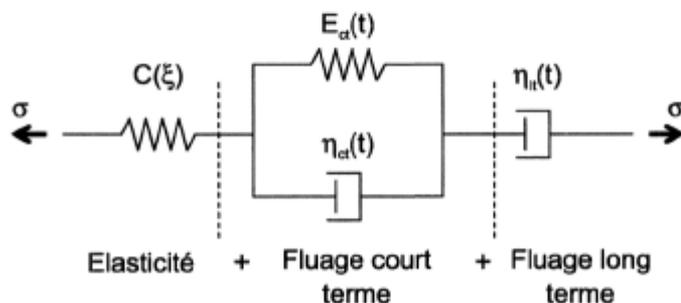


Figure 9-21 : Représentation par un modèle rhéologique du comportement mécanique d'un béton sous l'action d'une contrainte σ .

La combinaison de ces différents modèles rhéologiques permet de modéliser les déformations différées sous l'action d'un chargement : un ressort pour l'élasticité durcissante instantanée, un

élément de Kelvin-Voigt (un ressort en parallèle avec un amortisseur) pour le fluage vieillissant à court terme et pour finir un amortisseur vieillissant pour le fluage à long terme.

Si pour chaque incrément de contrainte d'un essai R^2D^2 , Figure 9-20.b, il est possible de calculer la rigidité instantanée du matériau, l'évolution du comportement visqueux est par contre plus complexe à rechercher de par son caractère vieillissant.

9.5.1 Approximation de l'évolution du module de Young dans un essai R^2D^2

Le module de Young peut être exprimé en fonction de la connaissance expérimentale de l'évolution du degré d'hydratation selon deux approches possibles. La plus simple consisterait à prendre une relation linéaire entre le module de Young et le degré d'hydratation, sans tenir compte du fait que le matériau ne peut pas avoir de rigidité avant le point de percolation des phases solides (De Schutter et al. 2003; Torrenti et al. 2005). Cette approche ne semble pas la plus appropriée, comme le montre la Figure 9-22.

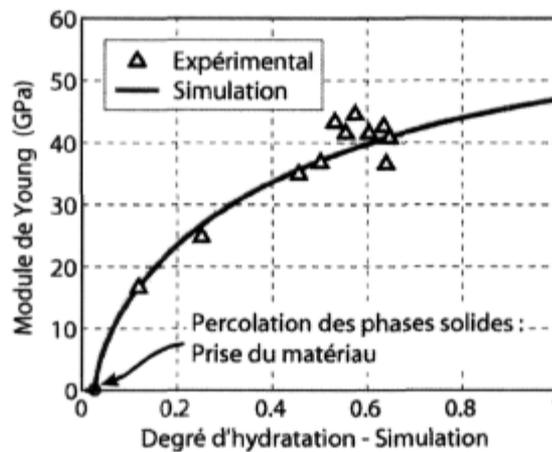


Figure 9-22 : Evolution du module de Young pour chaque incrément de contrainte dans un essai R^2D^2 pour un béton C1 0.40, à partir des résultats expérimentaux de (Bouhlef 2006).

Il semble donc plus logique pour cette raison de considérer une relation non linéaire dans la modélisation du comportement élastique des bétons au jeune âge (voir Figure 9-22). L'évolution du module de Young peut donc être caractérisée par l'expression suivante :

$$C(\xi) = a_{YG} \left[1 + \left(\frac{b_{YG}}{\xi - d_{YG}} \right)^{c_{YG}} \right]^{\frac{c_{YG}}{2}} \quad [9-26]$$

La prise en compte d'un seuil de percolation (valeur « d_{YG} » dans [9-26]) des phases solides est plus réaliste. De plus, les résultats expérimentaux ne montrent pas de relation linéaire entre le module de Young et le degré d'hydratation.

9.5.2 Détermination des propriétés visqueuses avec un montage R²D²

La caractérisation du fluage pour un béton sollicité au jeune âge par des incréments de contrainte est complexe. L'évolution vieillissante des propriétés visqueuses, selon les principes de la viscoélasticité linéaire, ne peut être caractérisée à différentes échéances que pour des chargements maintenus constants. Dans un essai R²D², les contraintes évoluent par palier et le fluage, à un instant donné, correspond à la somme des déformations différées de tous les incréments de chargement précédant cet instant. Néanmoins, l'utilisation de modèles rhéologiques pour le fluage permet de décomposer ce dernier en deux parties :

$$\varepsilon^v(t) = [J^{el}(t, t_\sigma) + J^h(t, t_\sigma)] \otimes (\sigma) \quad [9-27]$$

9.5.2.1 Utilisation du montage R²D² pour un essai de fluage à chargement constant

En supposant que le fluage à long terme J^h ne dépend que de l'âge du matériau au moment du chargement (voir section 4.3), il devient plus simple de rechercher les propriétés visqueuses totales d'un béton dans un essai R²D². Pour cela, il est nécessaire dans un premier temps d'effectuer un essai de fluage pour un chargement maintenu constant. Le fluage à long terme correspond alors à la droite asymptotique à long terme de la Figure 9-23.

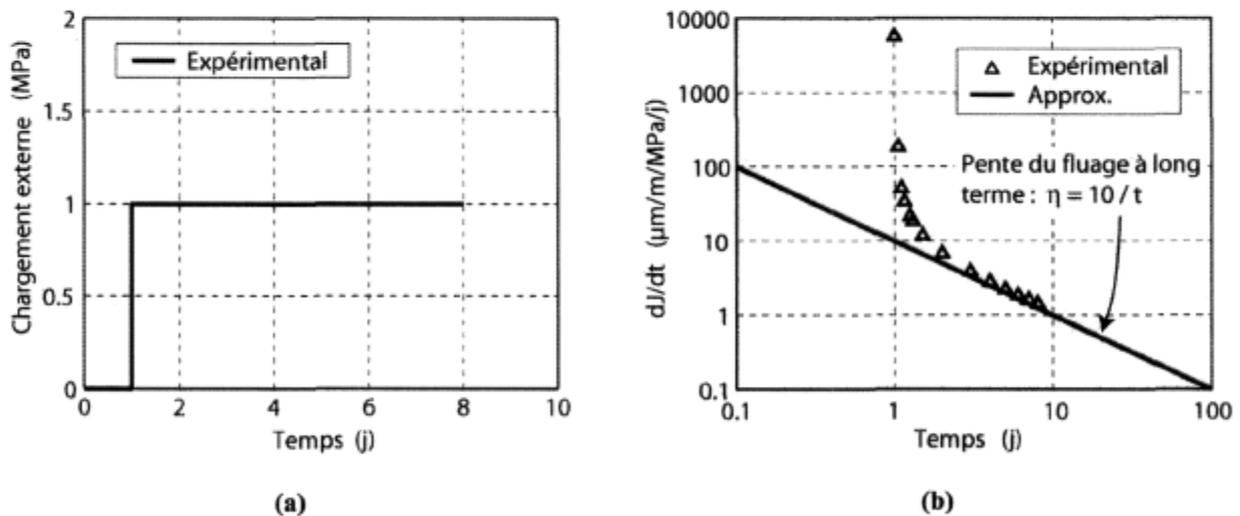


Figure 9-23 : (a) Essai de chargement constant à partir de $t_0 = 1$ j dans le montage R²D² pour déterminer (b) l'évolution de la vitesse de complaisance dJ/dt à long terme.

Avec un essai de fluage à charge constante où le chargement est appliqué le plus tôt possible (1 jour par exemple), le taux de complaisance à long terme tend rapidement vers une asymptote (voir Figure 9-23) dont l'expression est la suivante :

$$j^h(t, t') = \frac{1}{\eta_h(t)} \quad \text{avec} \quad \eta_h(t) = \frac{1}{b_h t^{a_h}} \quad [9-28]$$

Soit le fluage à long terme :

$$J^h(t, t_\sigma) = \frac{b_h}{a_h + 1} \left(t^{a_h+1} - (t_\sigma)^{a_h+1} \right) \quad [9-29]$$

Les paramètres de la fonction de complaisance J^h du fluage à long terme peuvent ainsi être déterminés expérimentalement avec un essai de chargement constant. Cet essai a été effectué dans le montage R^2D^2 où l'asservissement maintient la charge constante (voir section 6.3 pour plus de détails sur la procédure). La Figure 9-24 montre que les résultats obtenus dans cette étude sont proches des valeurs de fluage à long terme publiés dans d'autres travaux (Laplante 1993) pour des bétons ordinaire et de haute performance. Dans une première approche, la pente de $\eta=10/t$ sera retenue pour caler tous les paramètres de fluage, quels que soient le type de ciment (C1 et C2) et les rapports E/C (0.30 et 0.40).

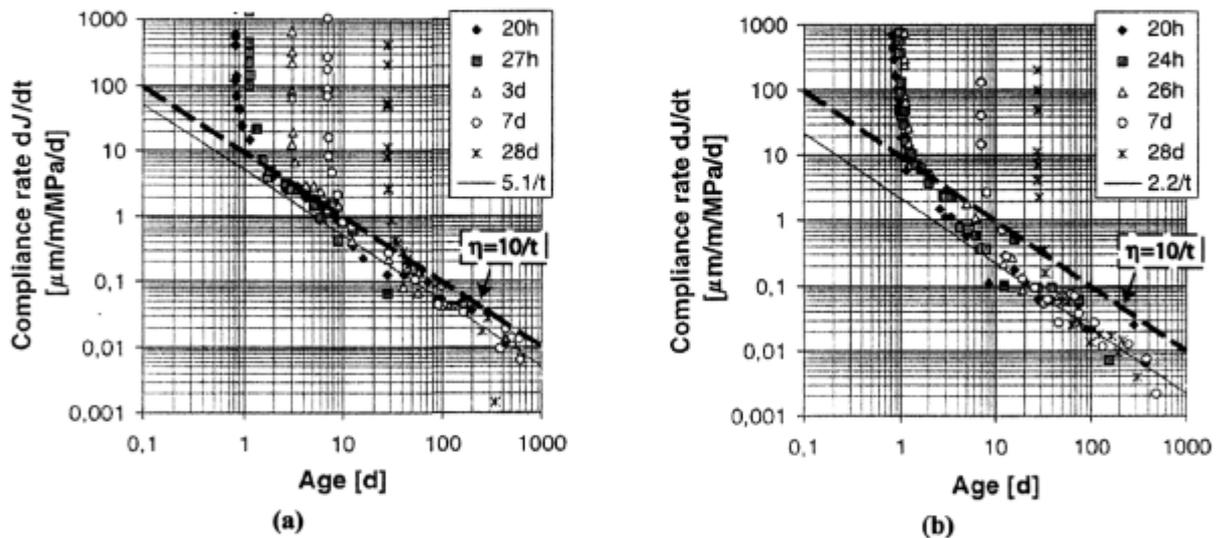


Figure 9-24 : Taux de complaisance expérimentaux mesurés sur un béton ordinaire ($E/C=0.50$) et sur un béton de haute performance ($E/C=0.33$) d'après les résultats de (Laplante 1993) cité par (Ulm et al. 1998).

Les deux figures précédentes montrent que la pente de $\eta=10/t$ est plus importante que celles obtenues par (Laplante 1993), mais l'ordre de grandeur reste acceptable.

9.5.2.2 Utilisation d'un essai R^2D^2 pour déterminer les propriétés du fluage à court terme

La connaissance de l'évolution des propriétés du fluage à long terme d'un béton permet ensuite de déterminer le reste des propriétés du modèle rhéologique (fluage à court terme) dans un essai R^2D^2 en conditions de retrait restreint (incrément de contrainte). Le fluage à court terme est représenté par un élément de Kelvin-Voigt :

$$J^{ct}(t, t_\sigma) = \frac{1}{E_{ct}(t_\sigma)} \left(1 - e^{-\left(\frac{t-t_\sigma}{\tau}\right)} \right) \quad [9-30]$$

Avec

$$E_{ct}(t) = a_{ct} \exp\left[-\left(\frac{b_{ct}}{t}\right)^{c_{ct}}\right] \quad \text{et} \quad \tau(t) = a_\tau \exp\left[-\left(\frac{b_\tau}{t}\right)^{c_\tau}\right] \quad [9-31]$$

Les évolutions des paramètres E_{ct} et τ des équations [9-30] et [9-31] sont déterminées en fonction de l'approximation des déformations viscoélastiques totales d'un essai R²D² par palier de chargement comme le montre la Figure 9-25.

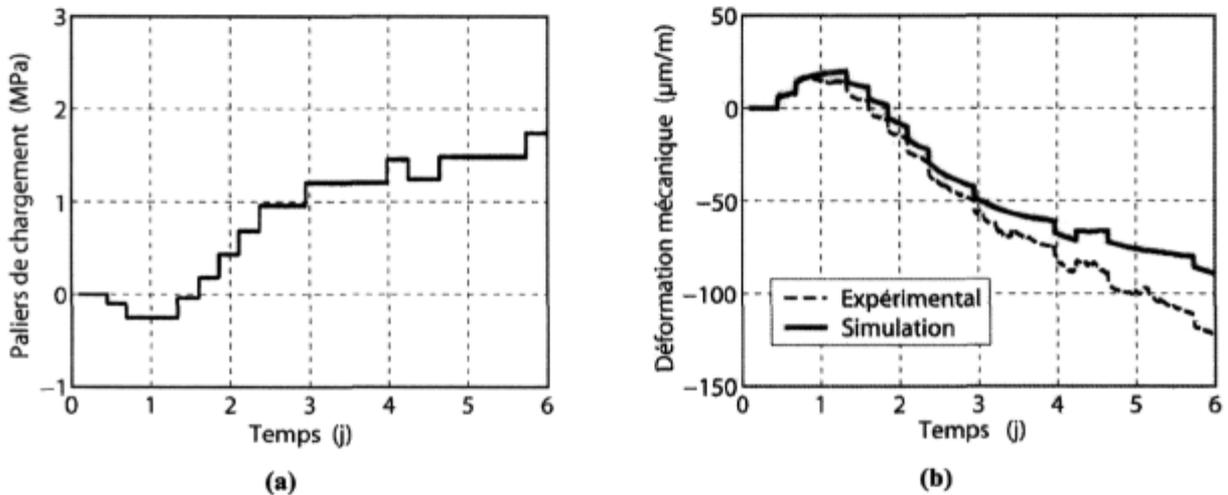


Figure 9-25 : (a) Développement des contraintes suites à la restriction du matériau et évolution (b) des déformations mécaniques d'un essai R²D² pour un béton C1 0.40, à partir des résultats expérimentaux de (Bouhlef 2006).

La connaissance de l'évolution de l'ensemble des paramètres du modèle rhéologique (voir Figure 9-21) utilisé pour modéliser le comportement visqueux des bétons au jeune âge permet d'observer le vieillissement de la fonction de complaisance.

La Figure 9-26 montre ainsi l'évolution théorique de la fonction de complaisance d'un béton pour différents chargements maintenus constants (0.5 jour, 1 jour, 2 jours et 4 jours). L'évolution de la fonction de complaisance à 1 jour peut être comparée avec les données expérimentales provenant de l'essai de fluage à charge constante utilisé précédemment (voir Figure 9-23).

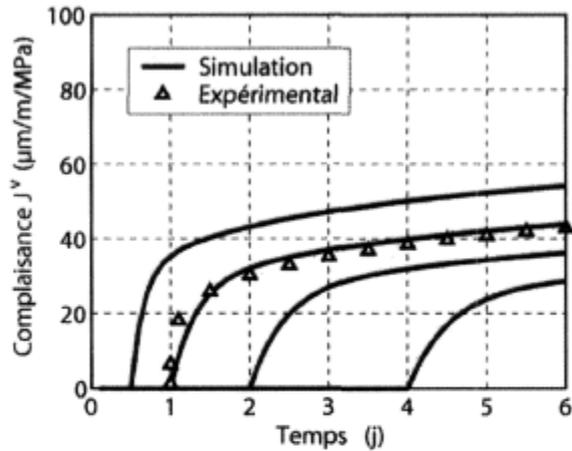


Figure 9-26 : Evolution de la partie fluage de la fonction de complaisance d'un béton C1 0.40.

9.6 Analyse des déformations endogènes

Les déformations endogènes sont la somme d'un gonflement macroscopique et d'un retrait endogène. Actuellement, il est pratiquement impossible de prédire l'évolution d'un possible gonflement des bétons en cours d'hydratation au niveau macroscopique. A l'inverse, le retrait endogène correspond à la réponse viscoélastique du squelette sous l'action d'une pression de pore.

9.6.1 Contribution des pressions de pore aux déformations visco-élastiques macroscopiques du VER

Les propriétés viscoélastiques du squelette ont été déterminées à l'échelle macroscopique en fonction de la contrainte qui se développe dans un essai R^2D^2 lorsque le matériau est en condition de retrait restreint. La prédiction des déformations endogènes dépend de l'homogénéisation des pressions de pore à l'échelle du VER. Dans le processus d'homogénéisation, les déformations élastiques du milieu poreux sous l'effet d'une pression de pore sont fonction d'un coefficient de Biot (b) alors que les déformations visqueuses sont fonction d'un paramètre supplémentaire (β) qui exprime la part de fluage macroscopique attribuée à la porosité. L'approximation de l'évolution de ces deux derniers paramètres (b et β) ne peut se faire que sur le retrait libre d'un essai R^2D^2 ϵ^{ed} qui s'exprime sous la forme suivante :

$$\epsilon^{end}(t) = \epsilon^s(t) + \epsilon^e(t) + \epsilon^v(t) \quad [9-32]$$

Avec :

$$\epsilon^s(t) = \alpha \xi(t) \quad [9-33]$$

$$\varepsilon^e(t) = \sum_{i=1}^{NC} b_i \Delta\pi_i \frac{1}{C(t_{\Delta\pi_i})} \quad [9-34]$$

$$\varepsilon^v(t) = \sum_{i=1}^{NC} \beta_i \Delta\pi_i \left[\frac{1}{E_{ci}(t_{\Delta\pi_i})} \left(1 - e^{-\left(\frac{t-t_{\Delta\pi_i}}{\tau}\right)} \right) + \frac{b_{ii}}{a_{ii} + 1} \left(t^{a_{ii}+1} - (t_{\Delta\pi_i})^{a_{ii}+1} \right) \right] \quad [9-35]$$

La difficulté expérimentale de recherche de deux paramètres (b et β) avec un seul essai (déformation libre dans le montage R^2D^2) engendre la prise en compte d'une hypothèse restrictive sur le comportement viscoélastique du milieu poreux :

$$\beta = b \quad [9-36]$$

Comme il est admis dans (Coussy 2004) que β peut varier dans un intervalle allant de ϕ à 1, l'égalité [9-36] induit une condition particulière sur le coefficient de Biot :

$$\phi < b < 1 \quad [9-37]$$

La prise en compte du comportement viscoélastique comme une conséquence macroscopique des contraintes effectives ($\sigma + b\pi$) appliquées sur le squelette (voir Figure 9-27) conduit au fait que le coefficient de Biot est égal à β .

L'intervalle de validité du coefficient de Biot est un résultat important du développement de cette hypothèse. Si $b = 1$, les déformations macroscopiques sont uniquement dues à la variation de porosité. La matrice solide est considérée comme incompressible. Lorsque $b = \phi$, la variation de porosité est équivalente à la déformation de la matrice solide. Ces deux déformations sont également équivalentes à la déformation macroscopique du squelette.

Le comportement viscoélastique d'un béton au jeune âge, vu comme un milieu poreux, est représenté par le modèle rhéologique de la Figure 9-27.

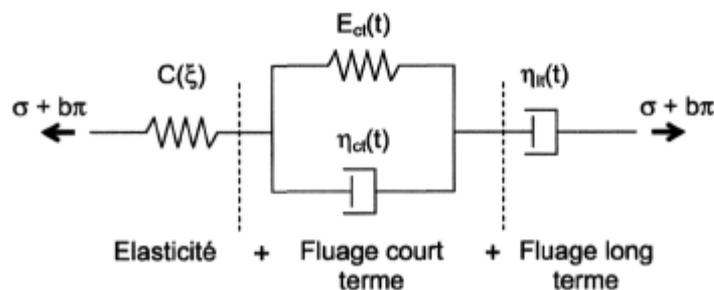


Figure 9-27 : Représentation du comportement mécanique par un modèle rhéologique évolutif.

Cette approche du comportement visqueux du fluage permet de considérer le squelette comme un matériau poro-visco-élastique. Sous l'action d'une contrainte effective $(\sigma + b\pi)$, les déformations viscoélastiques s'expriment de la manière suivante :

$$\varepsilon^{ve}(t) = \sum_{i=1}^{NC} \Delta\sigma'_i \left[\frac{1}{C(t_{\Delta\sigma'_i})} + \frac{1}{E_{ci}(t_{\Delta\sigma'_i})} \left(1 - e^{-\left(\frac{t-t_{\Delta\sigma'_i}}{\tau}\right)} \right) + \frac{b_{fi}}{a_{fi} + 1} \left(t^{a_{fi}+1} - (t_{\Delta\sigma'_i})^{a_{fi}+1} \right) \right] \quad [9-38]$$

9.6.2 Retrait endogène et gonflement

La diminution de l'humidité relative dans le réseau poreux due à l'apparition d'un volume de vide (conséquence de la formation des hydrates) ne peut conduire qu'à des déformations volumiques de retrait. Ce retrait est expliqué dans cette étude par le mécanisme de dépression capillaire. Néanmoins, un gonflement apparaît pour le béton C1 0.40 dans les premières heures d'hydratation (voir Figure 9-28.a) alors que le matériau est isolé hydriquement de son environnement extérieur.

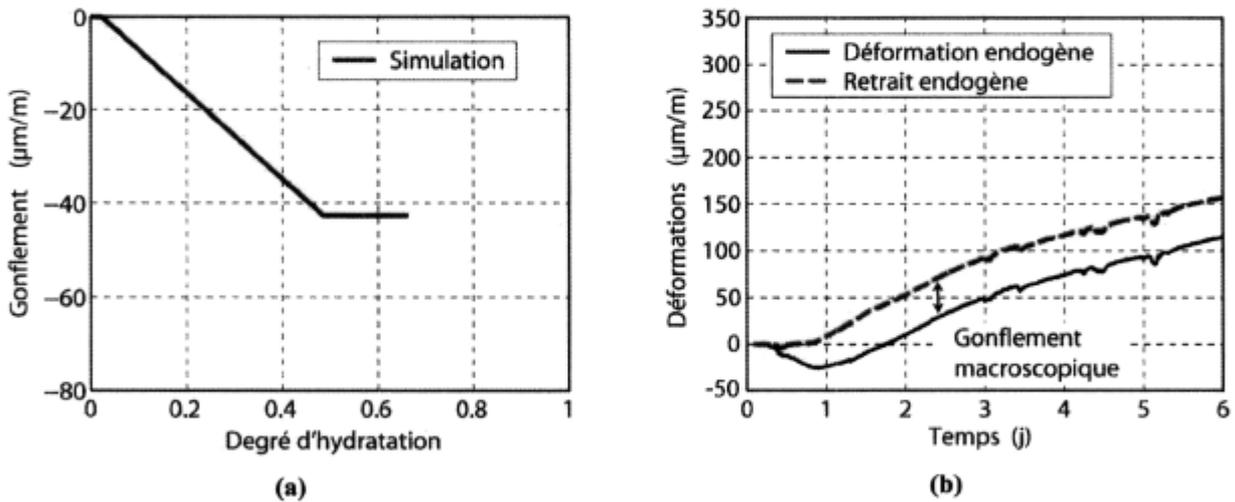


Figure 9-28 : Approximation de l'évolution du gonflement macroscopique (a) pour obtenir le retrait d'autodessiccation expérimental (b) pour un béton C1 0.40 d'après les résultats expérimentaux de (Bouhlef 2006).

N'ayant pas d'informations pour expliquer l'origine de cette déformation, une hypothèse consiste à déterminer une évolution et une amplitude d'un gonflement macroscopique à partir des déformations endogènes de telle sorte que le retrait endogène ne soit que du retrait comme le montre la Figure 9-28.a. Pour rester cohérent avec le développement d'un modèle milieu poreux appliqué au comportement au jeune âge des bétons (voir section 8.2.1), le gonflement est caractérisé par la relation linéaire suivante :

$$\varepsilon_{in}^g(\xi) = a_{gf} \xi \quad \text{jusqu'à } t = d_{gf} \quad \rightarrow \text{Après } \varepsilon_{in}^g(\xi) = \varepsilon_{in}^g(t = d_{gf}) \quad [9-39]$$

La relation linéaire [9-39] choisie pour caractériser l'évolution du gonflement en fonction du degré d'hydratation est représentée par la Figure 9-28.b. Cette dilatation est une déformation linéique. Pour avoir une déformation volumique, la relation [9-39] devient :

$$\varepsilon^r(\xi) = \alpha \xi \quad \text{Avec} \quad \alpha = 3 a_{gr} \quad [9-40]$$

Pour garder l'hypothèse que cette déformation a pour origine un comportement chimique des hydrates, il est possible que le gonflement stoppe à partir d'un certain degré d'hydratation (Baron et al. 1982). Une détermination plus précise de l'évolution de ce gonflement mériterait néanmoins une étude approfondie.

9.6.3 Coefficient de Biot

Le coefficient de Biot (b) représente le coefficient d'homogénéisation des pressions de pores à l'échelle macroscopique et doit varier dans un domaine défini par l'équation [9-36], où $\phi < b < 1$. Le retrait endogène correspond alors à la déformation viscoélastique du squelette sous l'action d'une pression de pore homogénéisée ($b\pi$) :

$$\varepsilon^{re}(t) = J \otimes b\pi \quad [9-41]$$

Et en appliquant le principe de superposition de Boltzmann, l'équation précédente devient :

$$\varepsilon^{re}(t) = \sum_{i=1}^{NC} b_i \pi_i \left[\frac{1}{C(t_i)} + \frac{1}{E_{cr}(t_i)} \left(1 - e^{-\left(\frac{t-t_i}{\tau}\right)} \right) + \frac{b_{li}}{a_{li} + 1} \left(t^{a_{li} + 1} - (t_i)^{a_{li} + 1} \right) \right] \quad [9-42]$$

Les déformations observées dans un essai R^2D^2 sont mesurées dans une direction et correspondent à des déformations linéiques. Dans une première approche, le passage entre une déformation volumique ε^{re} et linéique ε_{lin}^{re} repose sur le principe que le béton a un comportement isotrope et que la pression π est volumique :

$$\varepsilon_{lin}^{re}(t) = \frac{\varepsilon^{re}(t)}{3} \quad [9-43]$$

En fonction du choix de l'évolution du coefficient de Biot, l'approximation du retrait endogène ε_{lin}^{re} est plus ou moins proche des données expérimentales (voir Figure 9-29.a). Le meilleur résultat apparaît lorsque le coefficient de Biot évolue linéairement comme le montre la Figure 9-29.

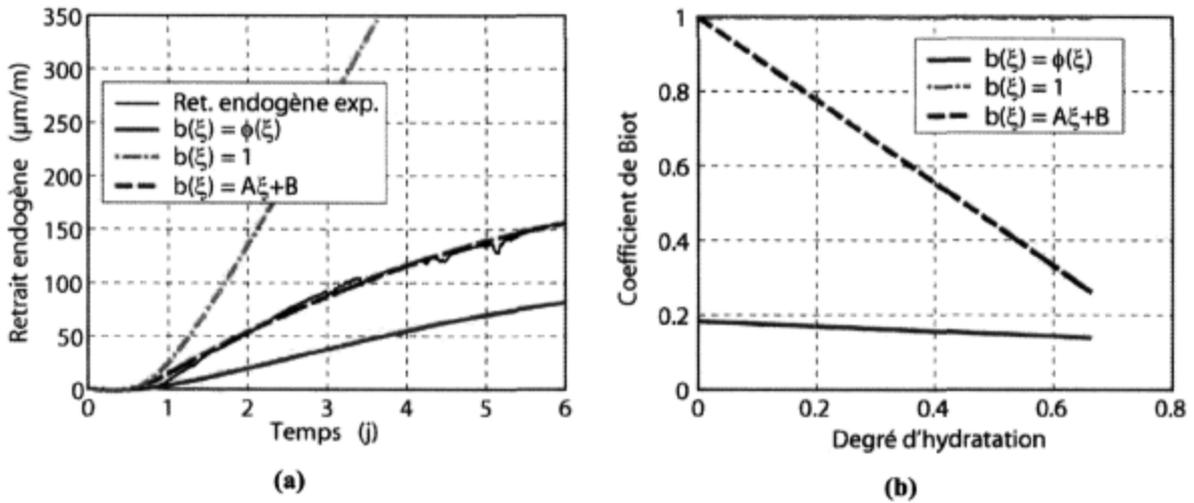


Figure 9-29 : (a) Evolutions de retrait endogène en fonction du temps pour différents coefficients de Biot et (b) évolutions des coefficients de Biot en fonction du degré d'hydratation pour un béton C1 0.40.

La précision de la simulation des déformations endogènes dépend donc du choix de l'évolution du coefficient de Biot. Le meilleur résultat apparaît pour l'évolution suivante :

$$b(\xi) = a_b \xi + b_b \quad \text{avec} \quad b_b = 1 \quad [9-44]$$

La valeur A de l'équation [9-44] est déterminée de telle sorte que les déformations endogènes simulées soient les plus proches possibles des valeurs expérimentales :

$$a_b = \frac{b(\xi_\infty) - 1}{\xi_\infty} \quad \text{avec} \quad b(\xi_\infty) = \frac{\varepsilon_{\text{exp}}^{re}(\xi_\infty)}{\varepsilon_{b=1}^{re}(\xi_\infty)} \quad [9-45]$$

Cette évolution (voir Figure 9-29.b) du coefficient de Biot est cohérente pour plusieurs raisons :

- $b(\xi = 0) = 1$: lorsque l'hydratation d'un béton n'a pas commencé, la matrice solide n'a pas de cohésion puisqu'il n'existe pas de liaison entre les différents grains (granulat et ciment anhydre). Le comportement du béton est assimilable au comportement d'un sol où la matrice solide est considérée comme incompressible. La déformation macroscopique ne peut être attribuable qu'à une variation volumique de la porosité.
- $\phi < b(\xi) = 1$: en cours d'hydratation, la matrice solide se structure et se rigidifie. Le comportement mécanique du milieu poreux n'est plus le même qu'un sol. Lorsque le béton est sollicité par un chargement interne (pression de pore) ou externe (restriction dans le montage R^2D^2), les déformations macroscopiques du squelette sont attribuables à des variations volumiques de la matrice solide et de la porosité.

- $\phi < b(\xi = \infty)$: lorsque l'hydratation du béton est stoppée, le coefficient de Biot est toujours supérieur à la porosité. Cette remarque met en évidence le fait que les déformations macroscopiques du squelette sont attribuables en plus majeure partie à la variation de porosité. La Figure 9-29.b montre également que la valeur finale de b se rapproche de la porosité ϕ . Cette remarque doit être approfondie pour être comparée avec les résultats de (Hua 1995).

Il devient maintenant intéressant d'appliquer l'approche précédente (calage de l'ensemble des paramètres du modèle) sur quatre compositions différentes pour les 2 ciments (C1 et C2) et pour les 2 rapports E/C (0.3 et 0.4). Cette étude pourra fournir des éléments d'explications sur la différence de comportement entre ces différentes compositions.

9.7 Bilan de l'approximation des paramètres du modèle

Le comportement du milieu poreux peut être schématisé par la Figure 9-30. Cette simplification du schéma de la Figure 8-1 met en évidence l'importance de la contrainte effective sur les déformations différées.

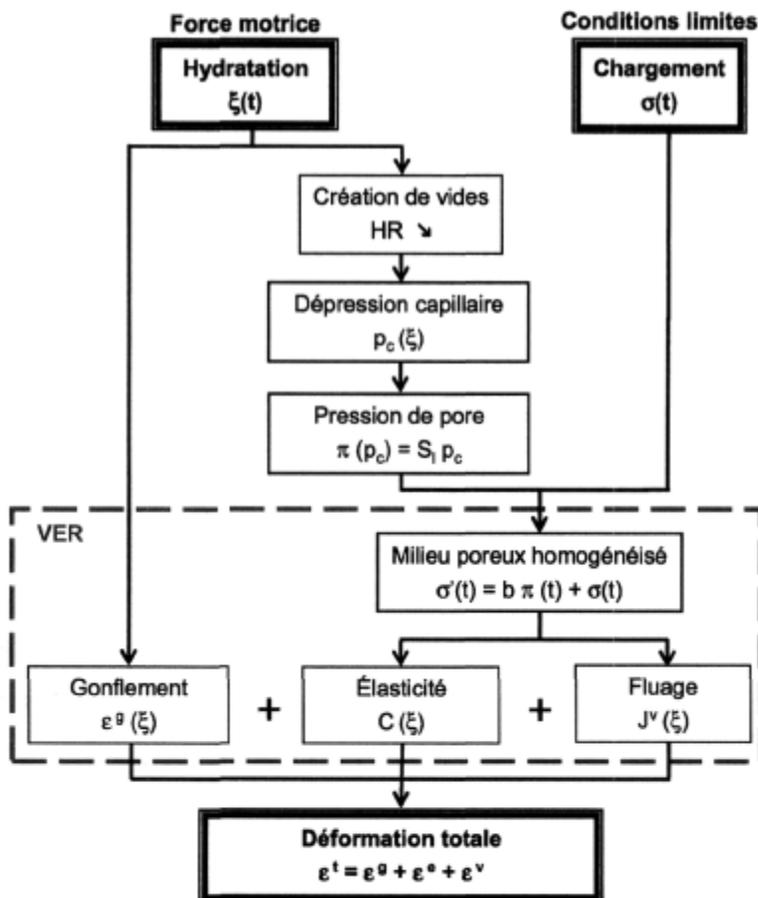


Figure 9-30 : Représentation schématique du comportement au jeune âge des bétons en considérant que les déformations viscoélastiques macroscopiques sont celles du squelette sous l'action d'une contrainte effective σ' .

L'approximation des différents paramètres du modèle a lieu sur des essais particuliers et dans des conditions particulières. Certaines restrictions expérimentales ont engendré les choix suivants :

- $\xi(t)$: degré d'hydratation (essai de calorimétrie isotherme) ;
- χ_1 : variable qui relie l'évolution de la Contraction Le Chatelier avec l'hydratation (essai de retrait chimique) ;
- χ_2 : quantité d'eau liée par gramme de ciment hydraté (valeurs bibliographiques) ;
- $C(\xi)$: module de Young macroscopique de la matrice solide (déterminé pour chaque palier d'un essai R²D²) ;
- $J^c(t)$: fonction de complaisance du fluage à court terme (approximé sur un essai R²D² avec des paliers de chargement) ;
- $J^l(t)$: fonction de complaisance du fluage à long terme (pente du fluage à long terme sur un essai R²D² à charge constante) ;
- $V(r)$ en fonction du temps : approximation de la distribution poreuse en fonction du temps (essais de calorimétrie à basse température et porosimétrie par intrusion au mercure) ;
- $\varepsilon^s(\xi)$: approximation du gonflement sur un essai de déformation libre ;
- $b(t) = \beta(t)$: détermination de l'évolution du coefficient de Biot pour approximer au mieux les valeurs expérimentales du retrait endogène (déformations libres dans un essai R²D²).

En plus de ces variables, il est nécessaire d'avoir la composition du matériau et le chargement externe comme données d'entrée du modèle pour prédire l'évolution dans le temps des déformations différées.

Résumé

L'approximation des différents paramètres du modèle développé sur la base de la mécanique des milieux poreux montre toute l'importance de l'hydratation dans le comportement au jeune âge des bétons. Le béton peut ainsi être vu comme la superposition d'un squelette poreux et de fluide occupant l'espace poreux. Cette approche permet de montrer que l'hydratation engendre une pression de pore responsable du retrait endogène, suite à l'autodessiccation du matériau.

L'hydratation du ciment avec l'eau est à l'origine de l'évolution importante de la distribution poreuse et des propriétés mécaniques macroscopiques. L'utilisation d'une approche de type milieu poreux permet d'approximer les différents paramètres avec peu d'essais dont le principal est l'essai R^2D^2 . Ce dernier permet de rechercher la plupart des paramètres macroscopiques qui correspondent aux propriétés du Volume Élémentaire Représentatif du matériau.

Pour finir, l'approximation des paramètres du VER à partir d'un essai R^2D^2 conduit à un choix restrictif mais intéressant sur le comportement viscoélastique du squelette. En effet, l'approche développée dans ce travail arrive à l'hypothèse que les déformations viscoélastiques macroscopiques du milieu poreux correspondent aux déformations élastiques et visqueuses du squelette sous l'effet d'une contrainte effective. Cette contrainte effective σ' est la somme d'une contrainte extérieure σ et d'une contrainte de pore homogénéisée $b\pi$. Le coefficient de Biot est recherché à partir du retrait endogène expérimental lorsque tous les autres paramètres du modèle sont connus. L'évolution de ce paramètre d'homogénéisation des pressions de pore à l'échelle du VER dépend de l'avancement de la réaction d'hydratation passant d'une valeur unitaire, $b_{\xi=0} = 1$, où le matériau n'a pas de cohésion mécanique, à une valeur finale proche de la porosité ϕ .

PARTIE VI

INFLUENCE DU CIMENT ET DU RAPPORT E/C SUR LE COMPORTEMENT AU JEUNE AGE DES BETONS

10 Utilisation d'une approche mécanique des milieux poreux

L'objectif de cette partie est de comparer deux types de ciment (C1 et C2) pour deux rapports E/C (0.30 et 0.40). Dans des conditions isothermes et sans échange hydrique avec l'extérieur, cette étude permettra de mettre en valeur des paramètres (voir Annexe 3 pour le détail des évolutions des paramètres du modèle pour chaque composition) liés au matériau qui ont le plus d'influence sur le comportement au jeune âge des matériaux à base cimentaire, comme les propriétés mécaniques ou la microstructure.

10.1 Influence du ciment et du rapport E/C

Pour caractériser l'influence du rapport E/C, le comportement au jeune âge de deux types de béton est comparé, l'un se rapprochant d'un béton ordinaire (E/C=0.40) et l'autre d'un béton de haute performance (E/C=0.30). Plusieurs études, comme (Charron 2003), ont déjà montré que le comportement différé dans les premiers jours d'hydratation n'est pas le même pour ces deux types de matériaux.

Deux types de ciments ayant des teneurs en C_3A différentes sont également utilisés. La teneur en C_3A affecte la vitesse d'hydratation de la pâte de ciment (Bresson 2005) et l'évolution des déformations endogènes (Bouhlef 2006). Par conséquent, l'étude cherchera à analyser l'influence de la minéralogie du ciment sur l'évolution de la microstructure, et par conséquent, sur les déformations différées.

Les compositions des différents mélanges de béton sont similaires (volume de pâte, nature des granulats) pour chaque rapport E/C et type de ciment. Les dosages en superplastifiant varient selon le mélange et sont déterminés de manière à obtenir une maniabilité satisfaisante (affaissement compris entre 80 et 120 mm sans ressuage).

10.2 Choix de certains paramètres

Les choix des paramètres retenus lors de l'étude d'identification précédente sont appliqués aux quatre compositions. Il s'agit d'une approche simple qui permettra de mettre en évidence les paramètres matériaux qui ont une influence sur le comportement au jeune âge des matériaux à base cimentaire.

Sans essai complémentaire disponible, l'évolution du fluage à long terme est estimée avec la même expression pour toutes les compositions, quels que soient le ciment et le rapport E/C. Cette évolution

est caractérisée par l'asymptote à long terme du taux de complaisance : $dJ'' / dt = 10 / t$. Même si ce choix est très discuté, la Figure 9-24 montre que cette évolution du fluage à long terme est proche d'autres données expérimentales pour différents rapports E/C.

Pour les quatre compositions, une expression linéaire caractérise la relation entre la contraction Le Chatelier et le degré d'hydratation. L'évolution du module de Young en fonction du degré d'hydratation est représentée par une relation non linéaire où la rigidité ne peut apparaître qu'à partir de la prise du matériau.

La quantité d'eau liée par gramme de ciment hydraté, 0.23 g d'eau / g de ciment hydraté (voir section 1.3.2), est la même quels que soient le ciment et le rapport E/C. Dans la réalité, la quantité d'eau liée dépend du ciment et de l'évolution des différentes phases de ce dernier. Néanmoins, cette approche simple, qui ne nécessite pas d'essais supplémentaires complexes, permet de prédire de façon satisfaisante l'évolution du degré d'hydratation (Bresson 2005).

Le matériau est contrôlé en température dès la fin du malaxage pour être maintenu à une température constante de 20°C pendant tout l'essai. Sans échange hydrique avec l'extérieur du matériau pendant tout l'essai, la dessiccation du béton apparaît de manière homogène à travers tout le matériau. Ce comportement uniforme permet d'analyser le comportement différé d'un béton à l'échelle du volume élémentaire représentatif, sans passer par l'étude d'un élément de structure.

Sans données expérimentales et théoriques, le gonflement macroscopique est choisi comme proportionnel au degré d'hydratation. Ce dernier est choisi comme inexistant après 2 jours d'hydratation.

Il est également important de noter que la prédiction des déformations endogènes n'est valable qu'après la prise t_0 du béton, où le matériau est suffisamment rigide pour supporter un chargement (interne pour la pression de pore ou externe lorsque le retrait est restreint).

11 Evolution de la microstructure d'un béton

L'évolution du milieu poreux d'un béton dépend du rapport E/C et de la nature du ciment. Ces différents paramètres de composition ont une influence sur les évolutions du degré d'hydratation, de la contraction Le Chatelier, des propriétés mécaniques et, par conséquent, des déformations endogènes. Cette partie du rapport montrera alors comment les dépressions capillaires peuvent être à l'origine de la différence d'évolution du retrait endogène pour chaque composition. Avec une approche simple, il est démontré par la suite que la différence de dépressions capillaires provient plus de l'évolution de la distribution poreuse que du volume de vide qui se crée dans le réseau poreux.

11.1 Evolution du milieu poreux

Comme il a été détaillé dans d'autres parties de ce rapport, la composition hétérogène d'un béton peut être représentée par un milieu poreux vu comme la superposition d'une matrice solide et d'un réseau poreux plus ou moins saturé d'eau. L'évolution du squelette poreux dépend alors de la réaction d'hydratation, Figure 11-1.a, et par conséquent de la contraction Le Chatelier, Figure 11-1.b. Les forces motrices des différentes compositions évoluent de manière assez proche. Même si l'amplitude du retrait chimique est différente (voir Figure 11-2), le taux d'évolution du volume de vide (pente des fonctions de la Figure 11-1.b) dans le réseau est pratiquement le même quel que soit le béton considéré.

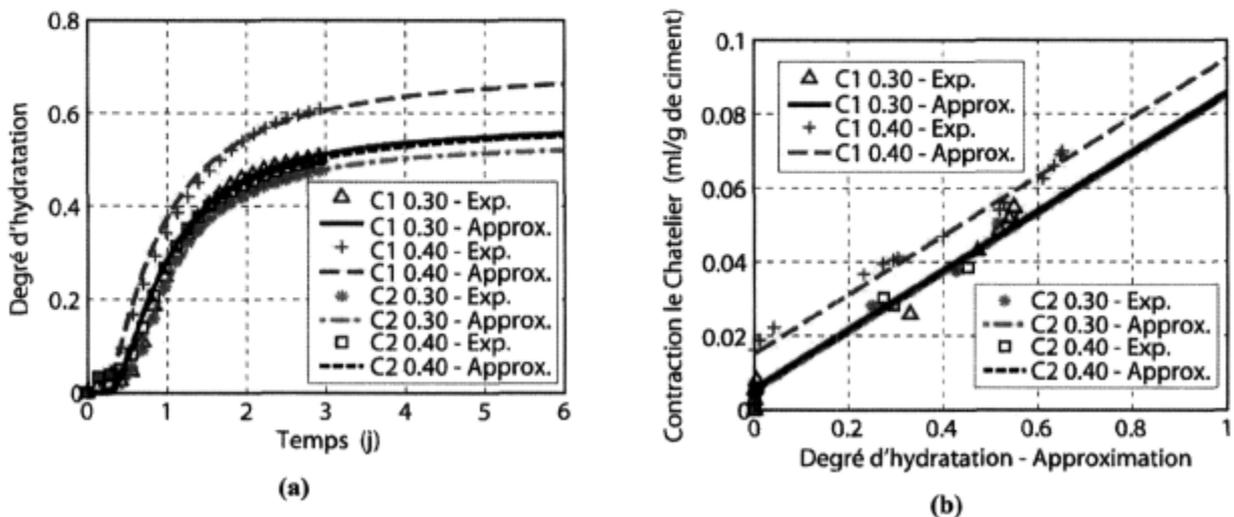


Figure 11-1 : Influence du ciment et du rapport E/C sur l'évolution du degré d'hydratation (a) et du retrait chimique (b).

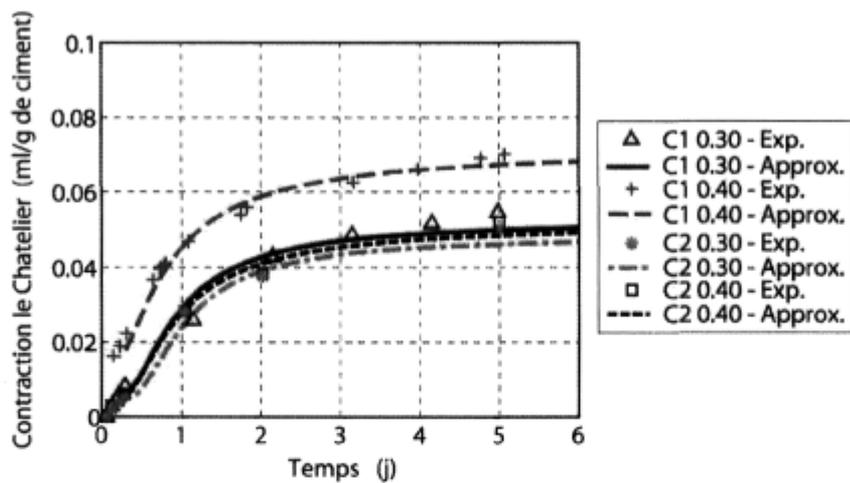


Figure 11-2 : Influence du ciment et du rapport E/C sur l'évolution de la contraction Le Chatelier en fonction du temps.

L'évolution de la porosité en fonction du temps ou du degré d'hydratation, pour chaque composition, est pratiquement identique pour un même rapport E/C (voir Figure 11-3). Ces résultats peuvent s'expliquer par l'expression [9-3] de l'évolution de la porosité où cette dernière dépend de l'avancement de la réaction d'hydratation. En effet, dans cette expression, la porosité dépend des évolutions volumiques de l'eau évaporable et des vides, qui dépendent eux aussi du degré d'hydratation.

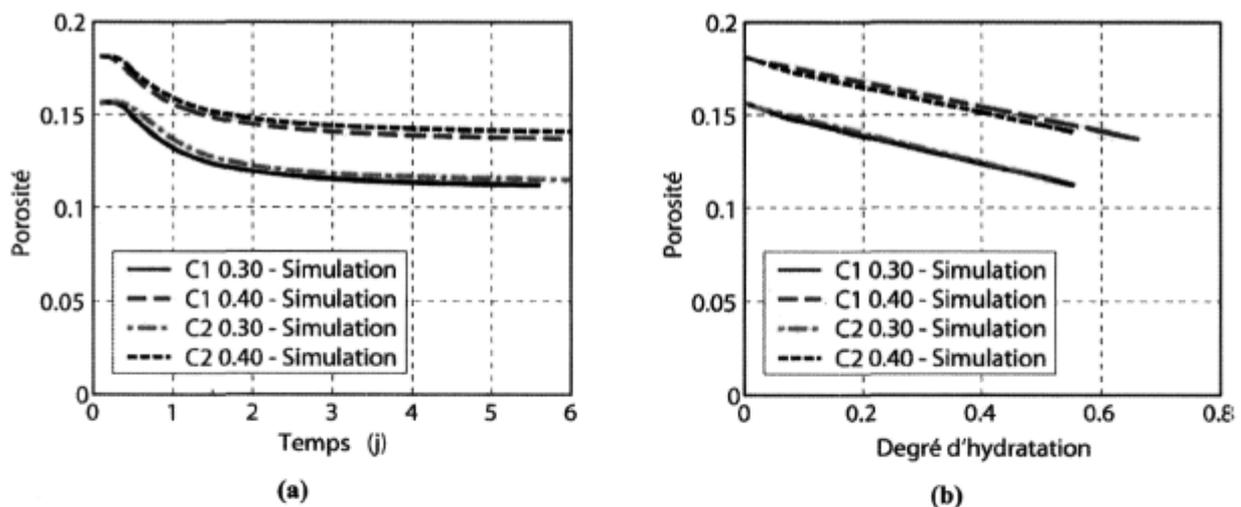


Figure 11-3 : Influence du ciment et du rapport E/C sur l'évolution de la porosité (a) et du degré de saturation en eau (b) en fonction du temps.

L'évolution du degré de saturation en fonction du temps dépend du ciment et du rapport E/C (voir Figure 11-4). L'évolution de cette saturation en fonction du degré d'hydratation montre néanmoins une faible différence pour un même rapport E/C. Ce résultat s'explique de la même manière que pour la porosité où tous les paramètres de l'équation [9-4] dépendent du degré d'hydratation. De plus, le taux de variation de la contraction Le Chatelier par rapport au degré d'hydratation est pratiquement le même expérimentalement pour tous les compositions étudiées dans ce mémoire (voir Figure 11-1.b).

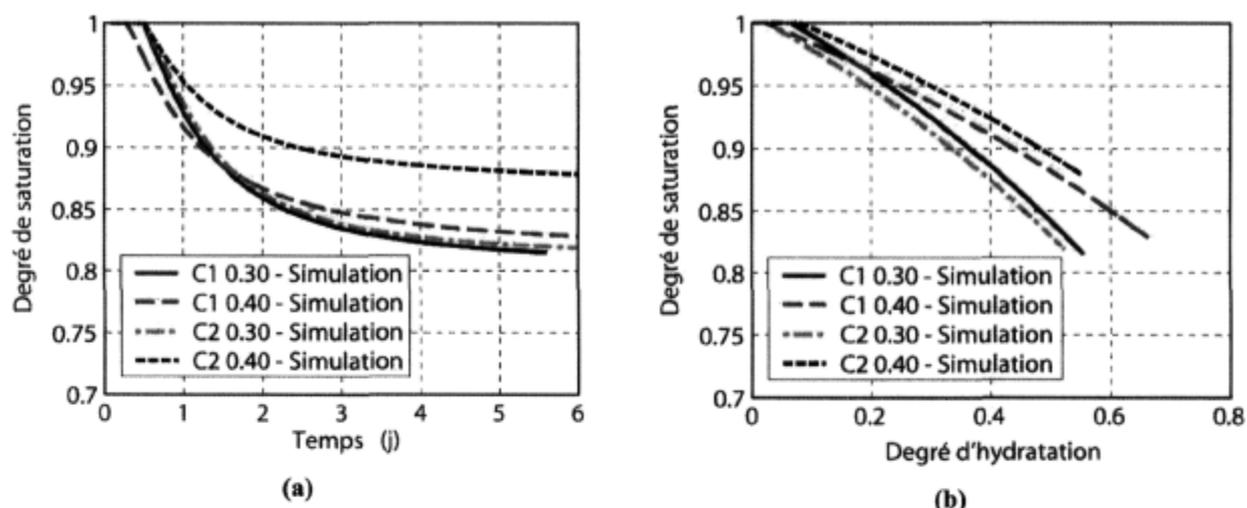


Figure 11-4 : Influence du ciment et du rapport E/C sur l'évolution de la porosité (a) et du degré de saturation en eau (b) en fonction du degré d'hydratation.

Même si le développement du milieu poreux dépend de l'avancement de la réaction d'hydratation et de la progression de la contraction Le Chatelier, les évolutions de la porosité et de la saturation en fonction du degré d'hydratation ne dépendent pratiquement que du rapport E/C. La différence d'amplitude entre deux rapports E/C s'explique par la différence de proportion des compositions étudiées. La quantité de ciment n'est pas la même entre une composition de rapport E/C 0.30 et une autre de rapport E/C 0.40.

Etant donné que l'évolution microstructurale (porosité et degré de saturation) d'un béton dépend de l'avancement de la réaction d'hydratation, les déformations endogènes devraient alors dépendre également de cette réaction. Pourtant, les résultats de la Figure 11-5.a montrent que l'évolution des déformations endogènes en fonction du degré d'hydratation ne permet pas d'expliquer les différences d'évolution de ces déformations en fonction du type de ciment ou du rapport E/C (voir Figure 11-5.b).

Les résultats de la Figure 11-5.b sont bien en accord avec plusieurs auteurs (Tazawa et al. 1995a; Baroghel-Bouny et al. 2006). Le rapport E/C et la nature du ciment ont une influence sur l'évolution des déformations endogènes. Les effets de ces paramètres matériaux sur les déformations macroscopiques des matériaux à base cimentaire ne sont pas encore totalement connus.

La réaction d'hydratation est la force motrice du comportement au jeune âge des bétons et celle-ci entraîne la création d'un volume de vide (contraction Le Chatelier) dans le réseau poreux. Ce volume gazeux engendre des pressions capillaires qui sont à l'origine du retrait endogène. La différence d'évolution des déformations endogènes (voir Figure 11-5.b) ne peut alors s'expliquer en grande partie que par une différence d'évolution des propriétés mécaniques et/ou des pressions capillaires. Ces dernières peuvent être fonction de la distribution poreuse qui évolue avec la réaction d'hydratation (Lory 2005).

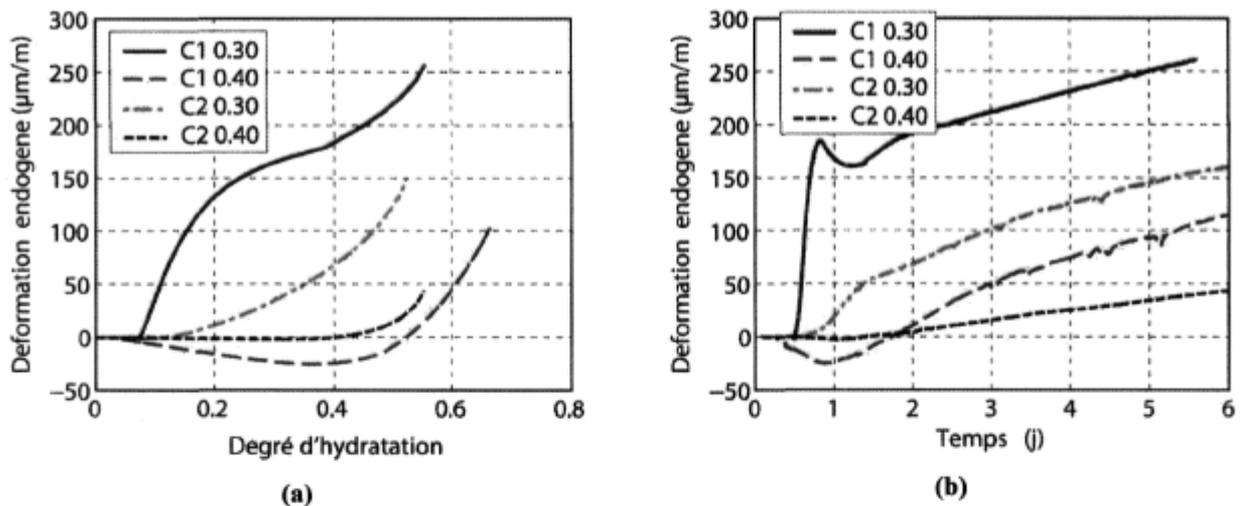


Figure 11-5 : Influence du ciment et du rapport E/C sur l'évolution des déformations endogènes en fonction de l'avancée de la réaction d'hydratation (a) et du temps (b).

11.2 Evolution de la distribution poreuse

La Figure 11-6 montre clairement que l'évolution de la distribution poreuse peut en grosse partie être à l'origine de la différence d'évolution des déformations endogènes entre chaque composition. Deux constats importants peuvent être faits à partir de cette figure :

- Premièrement, le ciment C1 engendre une porosité plus fine que le ciment C2 quels que soient le rapport E/C et l'âge du matériau.
- Deuxièmement, le rapport E/C joue considérablement sur l'évolution de la distribution poreuse. Plus le rapport est faible et plus la distribution poreuse tend rapidement vers des pores de petite taille.

La Figure 11-6 montre que les distributions poreuses n'évoluent pratiquement plus après quelques jours d'hydratation. Ce constat est bien évidemment fonction du degré d'hydratation. Les équations qui permettent d'approximer l'évolution des distributions poreuses sont fonction du degré d'hydratation. Dès que le taux d'hydratation diminue, la distribution poreuse n'évolue pratiquement plus. Le détail des calages de l'évolution de la distribution poreuse pour les compositions C1 0.30, C2 0.40 et C2 0.30 sont disponibles en Annexe 4.

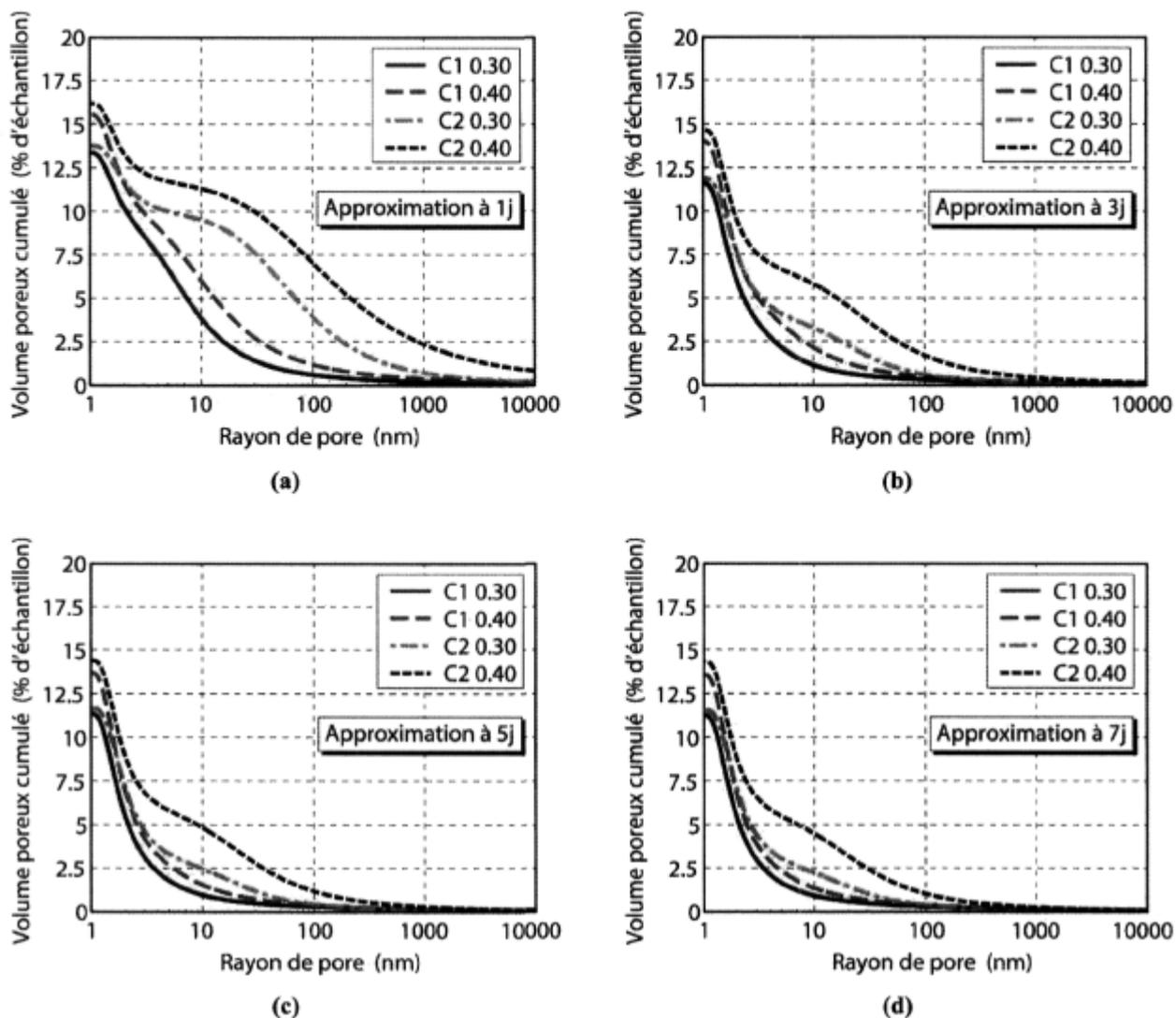


Figure 11-6 : Influence du ciment et du rapport E/C sur les distributions poreuses approximées à (a) 1 jour, (b) 3 jours, (c) 5 jours et (d) 7 jours.

La représentation de l'évolution de la distribution poreuse théorique en fonction du degré d'hydratation (voir Figure 11-7) montre que pour un même ciment, un béton ayant un plus faible rapport E/C aura toujours plus de pores de petites tailles. La Figure 11-7 montre également que la différence de répartition des pores de la structure poreuse entre deux ciments, pour un même rapport E/C, existe toujours en fonction de l'avancement de la réaction d'hydratation.

Que ce soit en terme d'évolution temporelle (Figure 11-6) ou chimique (Figure 11-7), la distribution poreuse dépend réellement du type de ciment et du rapport E/C.

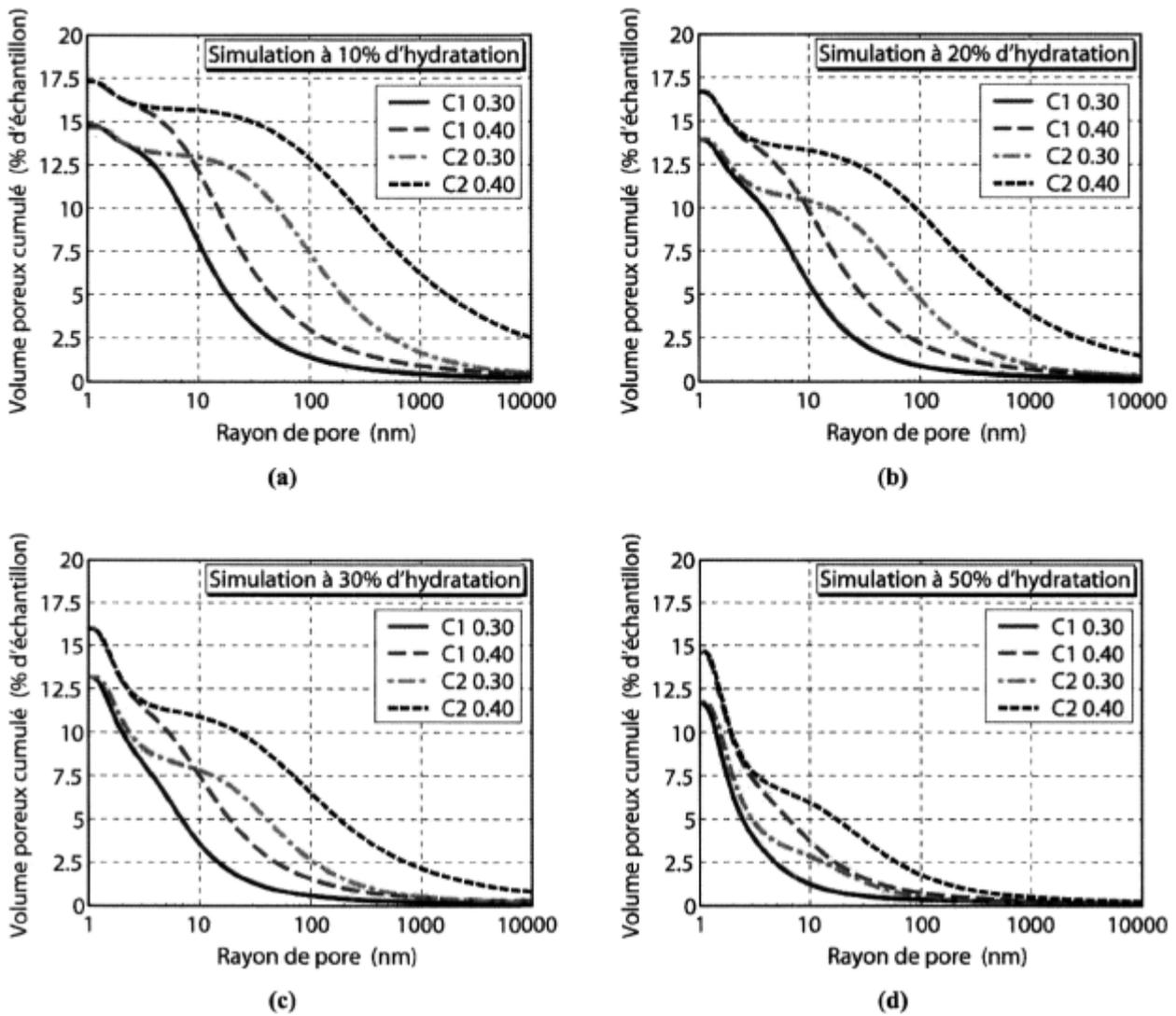


Figure 11-7 : Influence du ciment et du rapport E/C sur les distributions poreuses simulées à (a) 10 %, (b) 20 %, (c) 30 % et (d) 50 % d'hydratation.

11.3 Influence de la distribution poreuse sur les pressions capillaires

La différence d'évolution des distributions poreuses conduit alors à une différence de rayon de ménisque entre chaque composition en fonction du temps, alors que pour un même rapport E/C, le volume de vide qui apparaît dans le réseau poreux est pratiquement le même. La loi de Laplace, équation [9-25], permet de connaître l'évolution, en fonction du temps, du rayon de ménisque (voir Figure 11-8.a) en fonction du volume de vide et de la distribution poreuse. De même, la baisse de l'humidité relative (voir Figure 11-8.b) dans le réseau peut être calculée à partir de la relation Kelvin-Laplace de l'équation [3-7].

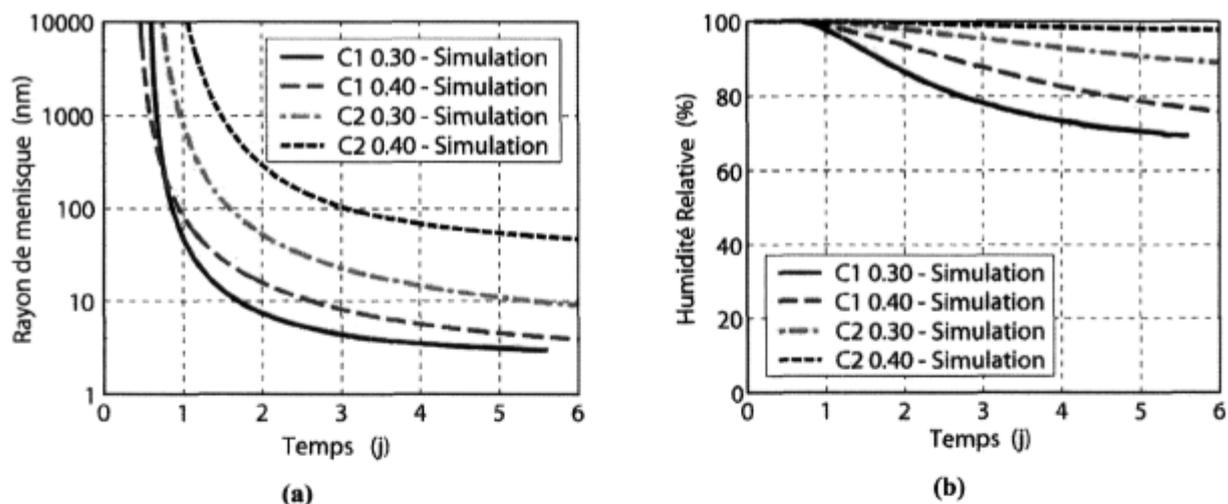


Figure 11-8 : Evolutions (a) du rayon de ménisque pour chaque composition responsable de la (b) baisse de l'humidité relative.

Les résultats de la Figure 11-8.b apportent des éléments de compréhension supplémentaires sur le comportement au jeune âge des bétons et, plus particulièrement l'autodessiccation :

- La diminution plus importante de l'humidité relative dans la porosité pour des bétons de rapport E/C de 0.30 par rapport à ceux de rapport 0.40 peut expliquer la différence d'évolution de la réaction d'hydratation. En dessous d'une certaine humidité relative, l'hydratation ne peut plus continuer (Hua 1995). La Figure 11-8.b peut alors expliquer la différence d'évolution du degré d'hydratation (voir Figure 11-1.a) entre deux rapports E/C et deux types de ciment : plus le rapport E/C est faible, plus l'humidité relative décroît, plus le degré d'hydratation final est faible ;
- La baisse de l'humidité relative est plus importante pour un rapport E/C plus faible (voir Figure 11-8.b). Ce résultat est en accord avec plusieurs auteurs (Hua 1995; Jiang et al. 2005) ;
- La baisse de l'humidité relative dépend également de la nature du ciment et pas seulement du rapport E/C. La Figure 11-8.b montre clairement que la minéralogie d'un ciment peut affecter de manière importante l'intensité de la baisse de l'humidité relative provoquée par l'autodessiccation.

La différence d'évolution de la distribution poreuse pour chaque composition est à l'origine de la différence d'amplitude du rayon d'interface entre la phase liquide et gazeuse. Ceci se traduit par une différence d'intensité des pressions capillaires comme le montre la Figure 11-9.

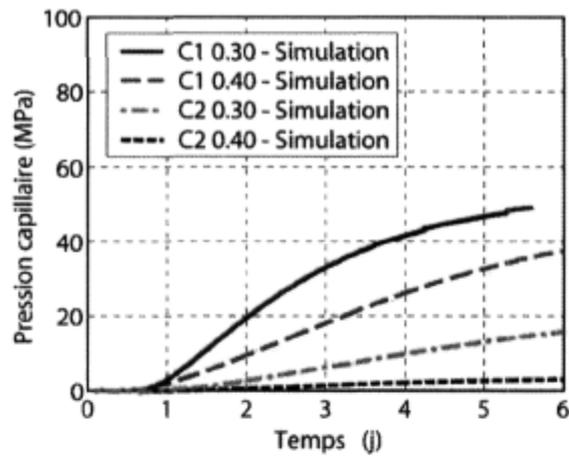


Figure 11-9 : Influence du ciment et du rapport E/C sur le développement des dépressions capillaires dans les réseaux poreux du béton en fonction du temps.

La Figure 11-9 montre également qu'un béton composé du ciment C1 engendre des pressions capillaires plus importantes que pour un ciment C2. Le rapport E/C joue également un rôle important sur le développement de ces pressions capillaires, car plus le rapport est faible et plus les pressions capillaires sont importantes.

12 Influence sur les propriétés mécaniques

L'analyse de l'évolution de la microstructure pour chaque composition a permis de conclure que les pressions capillaires n'évoluent pas de la même manière en fonction du temps. Il s'agit maintenant de voir l'influence du ciment et du rapport E/C sur le développement des propriétés mécaniques. Cette étude apportera des éléments de compréhension supplémentaires sur les différences de déformations endogènes entre chaque composition.

12.1 Détermination des déformations mécaniques à partir d'un essai R^2D^2

Les propriétés mécaniques sont déterminées à partir d'un essai R^2D^2 par paliers de chargement (voir Figure 12-1). La précision de l'approximation dépend en partie du nombre de paliers de chargement. En effet, si le nombre est très faible comme pour la composition C2 0.40 (voir Figure 12-1), la précision de l'évolution de la fonction de complaisance est plus importante (Figure 12-2). A l'inverse, la composition C1 0.3 (voir Figure 12-1) est soumise à un grand nombre de paliers de charge durant les premières heures d'hydratation, il est difficile d'aller rechercher une bonne approximation du comportement visqueux. Concernant l'évolution du module de Young, plus le nombre de paliers de chargement est important, et plus l'approximation de l'évolution de ce paramètre est pertinente.

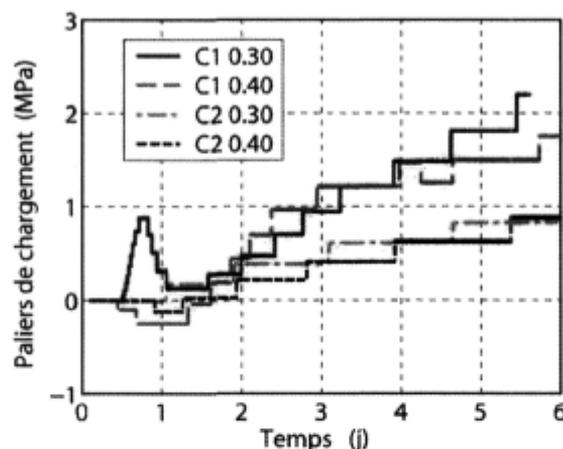


Figure 12-1 : Influence du ciment et du rapport E/C sur le développement des contraintes dans un essai R^2D^2 .

La précision de la détermination des paramètres du modèle viscoélastique vieillissant dépend donc du nombre de paliers de charge. Malheureusement, ce dernier dépend des conditions d'essais, puisque l'incrément de charge est piloté par l'évolution des déformations (voir section 5). Il devient donc

important de se demander s'il est judicieux de rechercher les paramètres de modèle mécanique d'un béton au jeune âge avec un essai R²D². La précision des résultats serait plus pertinente avec un essai piloté en chargement.

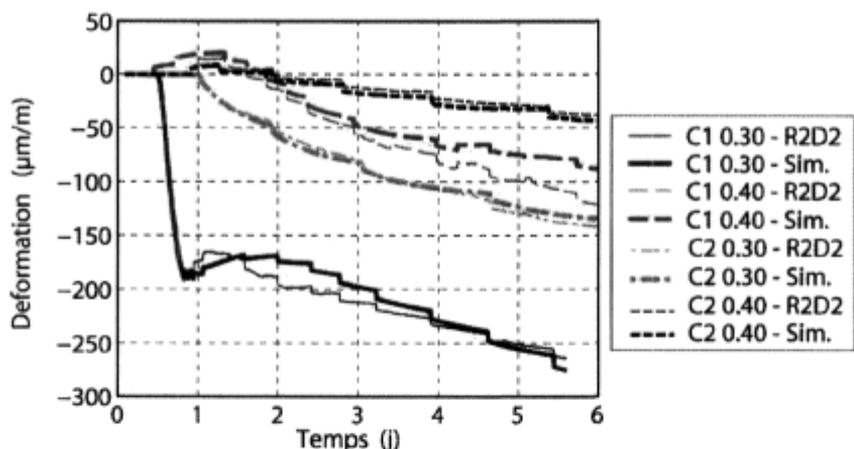


Figure 12-2 : Evolutions des déformations mécaniques (élasticité + fluage) dues au développement des contraintes dans un essai R²D².

12.2 Module de Young

La rigidité qui se développe dans le matériau est fonction de la réaction d'hydratation. Tant que la percolation des phases solides (prise du matériau) n'apparaît pas, le matériau n'a pas de rigidité. Un essai R²D² permet de connaître à la fois le moment où la prise survient mais également l'évolution expérimentale de la rigidité instantanée. Pour chaque incrément de charge, il est possible de déterminer le module de Young comme le montre la Figure 12-3.

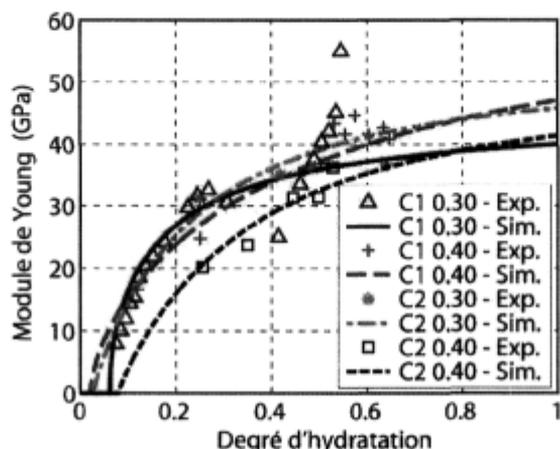


Figure 12-3 : Influence du ciment et du rapport E/C sur l'évolution du module de Young.

Comme le montre la Figure 12-3, la relation entre le module Young et le degré d'hydratation est bien non linéaire quel que soit le ciment ou le rapport E/C. Il existe très peu de différence d'évolution de la rigidité selon le type de ciment et le rapport E/C. Ce faible écart renforce le fait que la différence

d'évolution, tant en amplitude qu'en cinématique, des déformations endogènes entre chaque composition peut être expliquée principalement par des évolutions différentes de la pression capillaire.

12.3 Fonction de complaisance

Si l'influence du type de ciment et du rapport E/C sur le développement du module de Young des bétons est faible, les propriétés visqueuses sont fortement dépendantes de la composition du matériau. La Figure 12-4 montre en effet que plus le rapport E/C est faible, plus le vieillissement du fluage en amplitude est important. Le vieillissement du fluage dépend vraiment de la composition du béton et non du degré d'hydratation comme le montre la Figure 12-5.

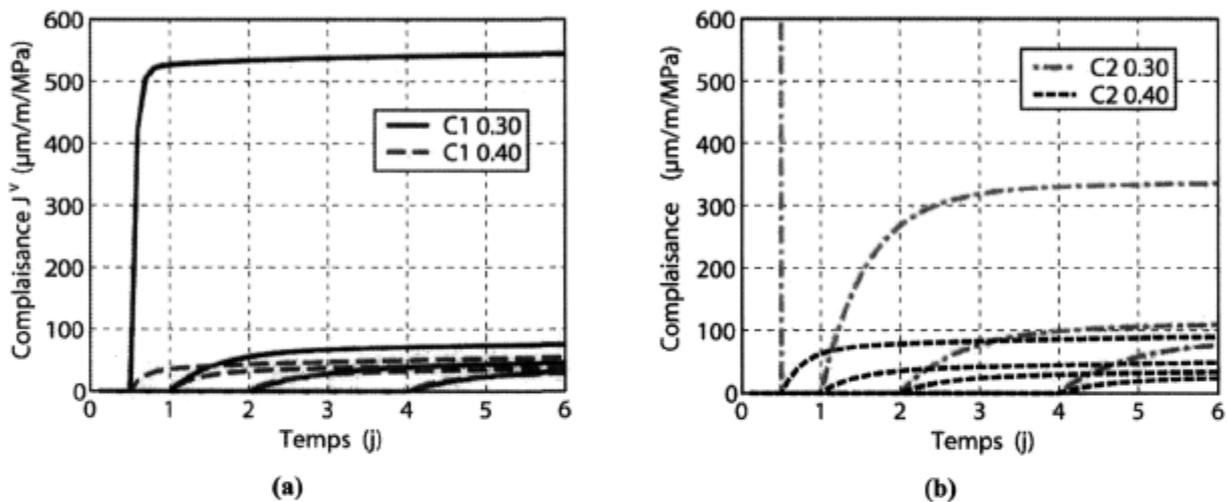
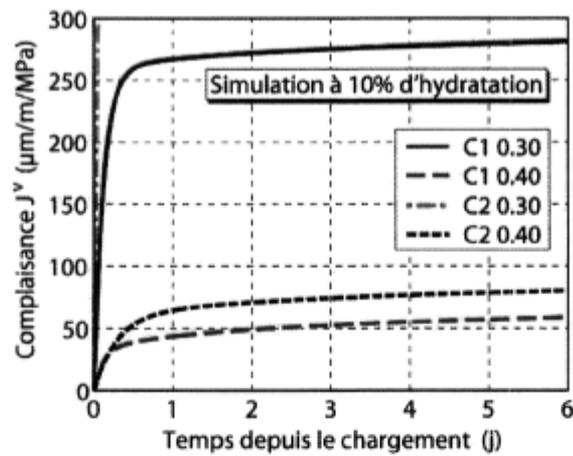


Figure 12-4 : Influence du ciment et du rapport E/C sur le vieillissement de la fonction de complaisance.

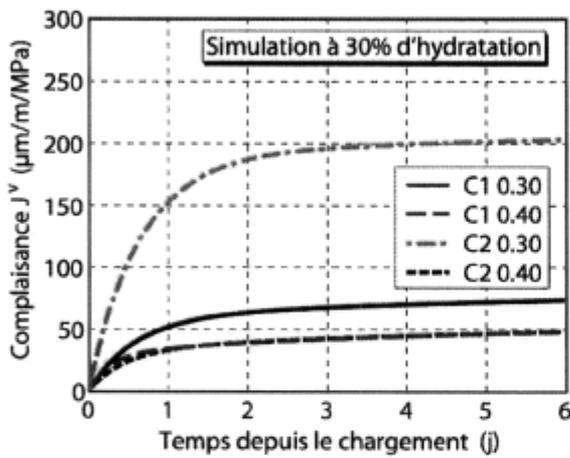
La recherche des paramètres du modèle rhéologique appliqué au fluage à partir des résultats d'un essai R^2D^2 met en évidence le fait que les bétons de faible rapport E/C ont une amplitude du fluage plus importante dans les premières heures d'hydratation. Après plusieurs jours d'hydratation, cette amplitude du fluage devient néanmoins plus faible pour un rapport E/C de 0.30 que pour un rapport E/C de 0.40. Ces résultats sont en accord avec des observations expérimentales de (Ulm 1999) sur des bétons sollicités en compression (voir section 4.3.1) : le fluage d'un béton ordinaire (E/C de 0.50) est supérieur en amplitude à celui d'un béton à hautes performances (E/C de 0.33) sauf lorsque ce dernier est chargé au très jeune âge.

L'amplitude importante du fluage au très jeune âge peut expliquer la différence de déformations endogènes pendant les premières heures d'hydratation entre un béton de rapport E/C de 0.30 et un autre de rapport E/C de 0.40, pour un même type de ciment. En effet, pour les bétons de faibles rapports E/C, les pressions de pore sont plus importantes et apparaissent plus rapidement. Avec un comportement visqueux aussi important en amplitude dès la prise du matériau, il devient évident que les déformations viscoélastiques qui en résultent seront très importantes. Il faut néanmoins prendre en considération que les fonctions de complaisance sont déduites des essais par palier de chargement. Des

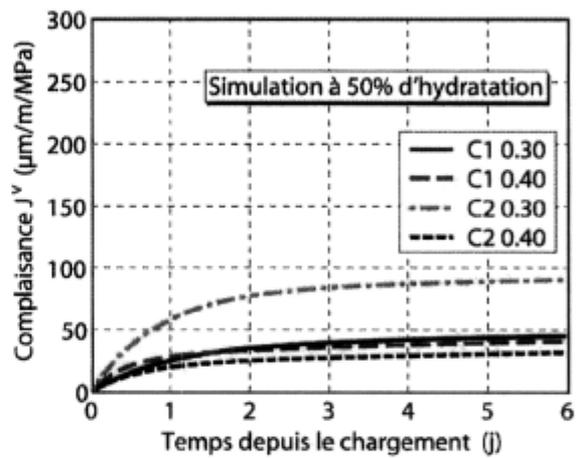
essais complémentaires à charge constante seraient nécessaires pour valider l'utilisation d'un essai R^2D^2 lors de la détermination des paramètres du modèle rhéologique.



(a)



(b)



(c)

Figure 12-5 : Vieillessement de la fonction de complaisance pour des chargements unitaires (a) à 10 % d'hydratation, (b) à 30 % d'hydratation et (c) à 50 % d'hydratation.

13 Analyse des déformations endogènes

Le retrait endogène peut être prédit en fonction des propriétés mécaniques et des pressions de pores (issues des pressions capillaires) qui se développent dans le réseau poreux. Il reste pour cela à déterminer les évolutions respectives du coefficient de Biot et du gonflement.

13.1 Prise en compte d'un gonflement endogène

Le choix de l'évolution du gonflement macroscopique est subjectif et exprimé en fonction du degré d'hydratation. L'explication et la prédiction du gonflement apparaissant pendant les premières heures d'hydratation demandent une étude approfondie qui ne fait pas partie de ce rapport. Il est néanmoins important de prendre en compte une valeur de gonflement, car ce dernier engendre des contraintes de compression dans les premiers paliers de chargement d'un essai de retrait restreint de type R^2D^2 (voir Figure 12-1).

Les évolutions du gonflement (voir Figure 13-1) sont recherchées à partir des déformations endogènes enregistrées dans le dispositif de retrait libre d'un essai R^2D^2 pour que le retrait endogène ne soit que du retrait (voir Figure 13-2). Plus d'explications sont disponibles dans la section 9.6.2 de ce document. L'amplitude du gonflement dépend du type de ciment. Afin de conserver la cohérence du mécanisme à l'origine du gonflement, soit l'hydratation du ciment, l'amplitude de cette déformation doit dépendre de la quantité de ce ciment. Ce choix explique la différence d'amplitude du gonflement pour deux bétons utilisant le même type de ciment (voir Figure 13-1).

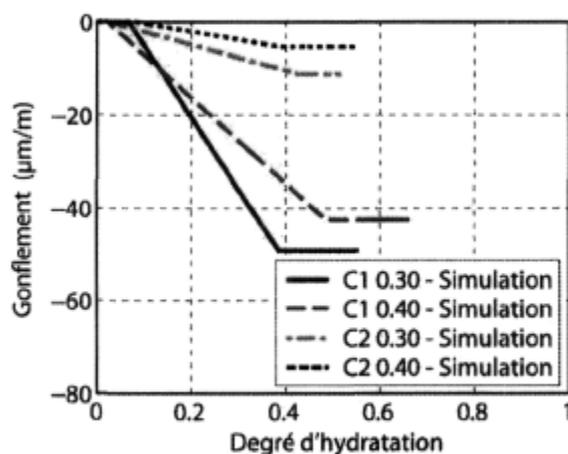


Figure 13-1 : Evolution du gonflement en fonction du ciment et du rapport E/C.

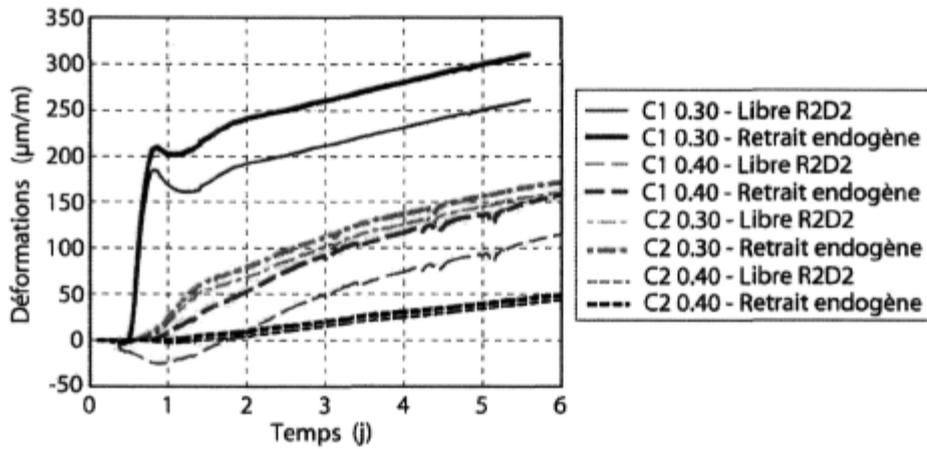


Figure 13-2 : Différence, pour chaque composition, entre le retrait endogène et les déformations endogènes (libre R²D²) en fonction de la prise en compte d'un gonflement.

La prise en compte d'un gonflement macroscopique affecte principalement les bétons utilisant du ciment de type C1, soit les compositions C1 0.40 et C1 0.30. Pour le deuxième type de ciment (C2), le choix de l'évolution du gonflement n'influe pratiquement pas sur les déformations différées.

13.2 Evolution du coefficient de Biot en fonction du retrait endogène

La prédiction du retrait endogène dépend de la connaissance de l'évolution du coefficient de Biot. Comme il a été souvent décrit dans ce rapport, le retrait endogène correspond aux déformations différées viscoélastiques du squelette sous l'action d'une pression de pore ($b\pi$). Le choix d'une évolution du coefficient de Biot (voir Figure 13-3) de $b(\xi)=A\xi+B$, comme expliquée dans la Partie 9.6.3, montre que les résultats de la simulation, pour au moins deux des quatre compositions (C1 0.30 et C2 0.30), ne sont pas très proches des données expérimentales dans les premiers jours d'hydratation (voir Figure 13-4).

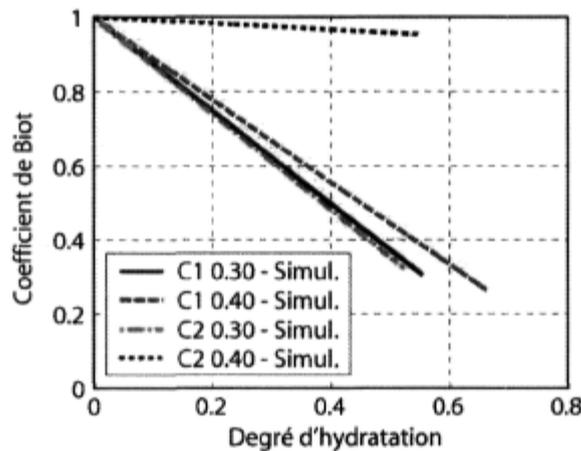


Figure 13-3 : Evolution du coefficient de Biot de chaque béton pour les deux types de ciment et les deux rapports E/C.

Néanmoins, la Figure 13-3 montre que l'évolution du coefficient de Biot est très proche pour les deux compositions ayant un rapport E/C de 0.30. Ces deux évolutions du coefficient de Biot sont également proches de celle de la composition C1 0.40. Les résultats de la Figure 13-3 montrent à l'inverse que l'évolution du coefficient de Biot pour la composition C2 0.40 diffère énormément des autres compositions. La faible évolution des pressions capillaires (voir Partie 11.3) pour cette composition peut expliquer la difficulté d'appliquer l'approche développée dans ce mémoire pour approximer le retrait endogène de ce mélange.

Des essais complémentaires (différentes proportions de mélange) seraient alors nécessaires pour savoir si la valeur finale du coefficient de Biot peut dépendre d'un paramètre physique (comme la porosité ou la quantité d'hydrates formés) et/ou du type de ciment.

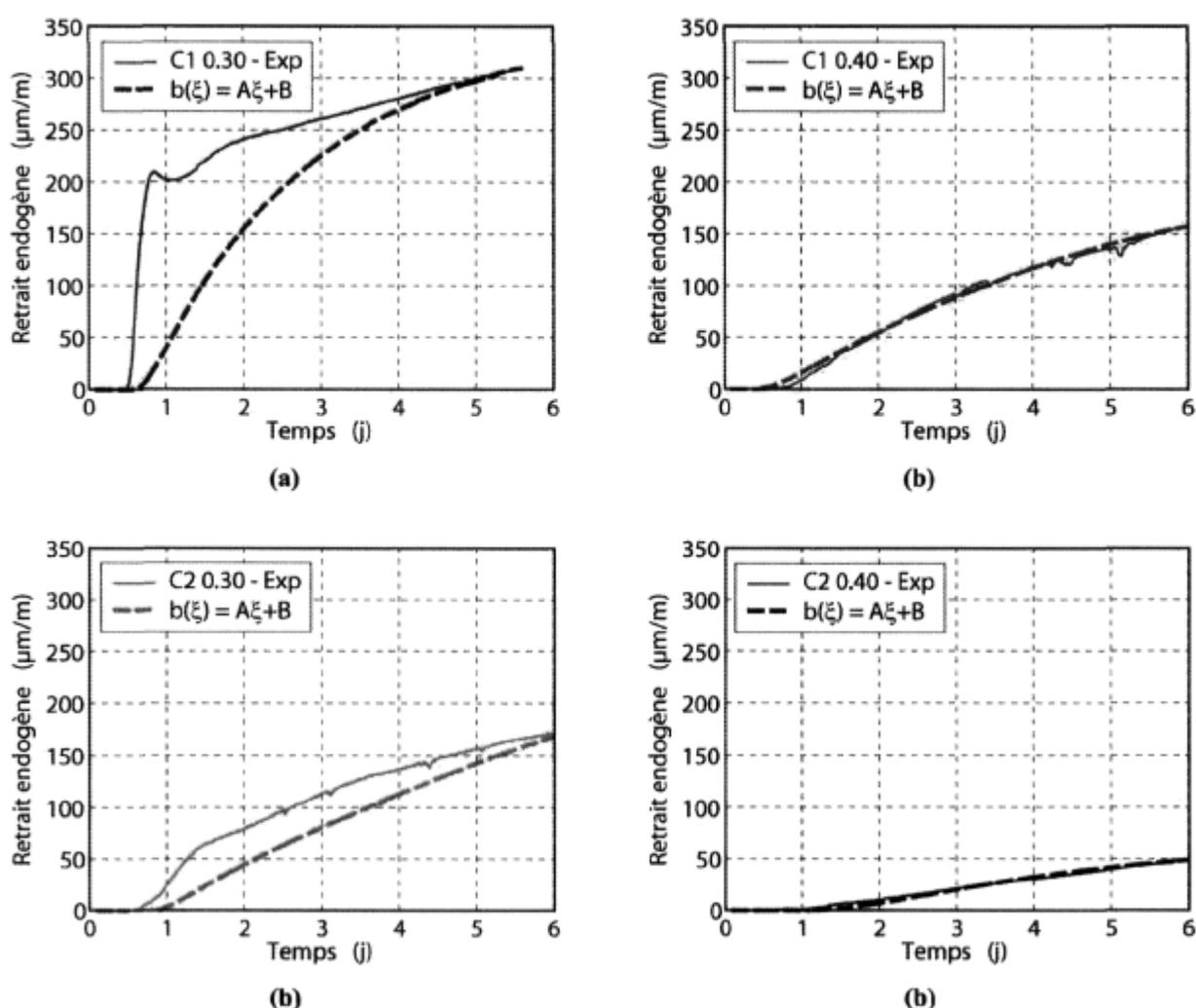


Figure 13-4 : Evolution du retrait endogène en fonction des données expérimentales et du coefficient de Biot pour les deux types de ciment et les deux rapports E/C.

13.3 Sensibilité du comportement des bétons dans les premières heures d'hydratation

Une étude supplémentaire sur l'évolution de la pression permet d'apporter des compléments d'informations sur l'analyse des déformations endogènes au très jeune âge où il existe un écart plus ou moins important pour certaines compositions entre la simulation et les résultats expérimentaux (voir Figure 13-4). En effet, une étude de sensibilité de l'évolution des pressions de pore met en évidence l'importance des premières heures d'hydratation qui suivent la prise du matériau où les évolutions de la distribution poreuse et des propriétés mécaniques sont très vieillissantes. Une faible différence d'évolution des pressions de pore peut conduire à des différences d'amplitude importantes de la prédiction du retrait endogène (voir Figure 13-5).

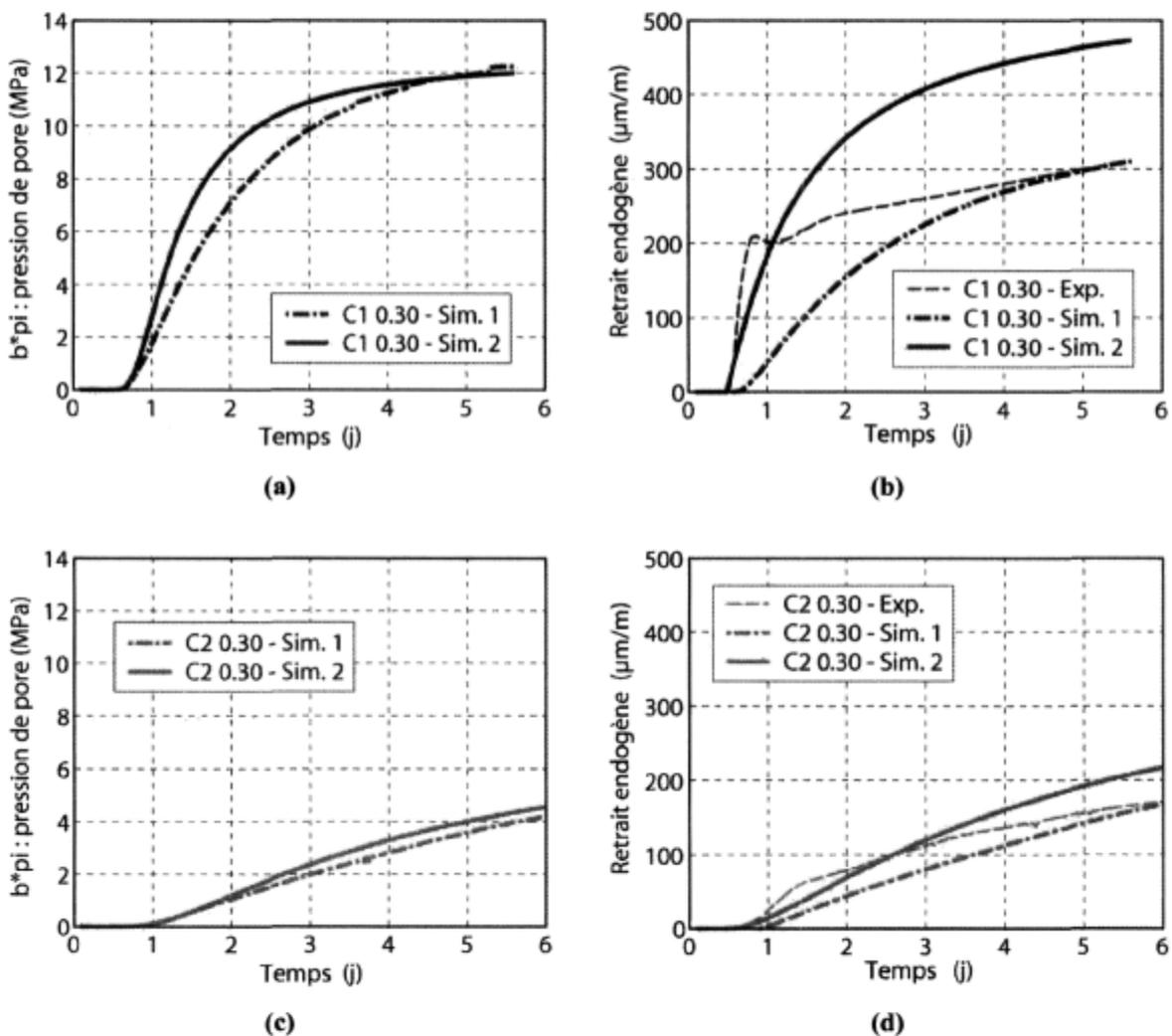


Figure 13-5 : Influence de l'évolution des pressions de pore sur la prédiction du retrait endogène pour les deux bétons de rapport E/C 0.30.

Des approximations relatives de l'évolution de la distribution poreuse et des propriétés mécaniques dans les premières heures d'hydratation peuvent ainsi conduire à une appréciation plus ou moins

pertinente des évolutions des pressions de pore et du retrait endogène au très jeune âge. L'évolution du coefficient de Biot dépend alors de la sensibilité de cette approximation.

Cette remarque sur la sensibilité de l'approche, dans les premières heures d'hydratation qui suivent la prise du matériau, montre toute l'importance d'une campagne d'essais en fonction du degré d'hydratation plutôt que du temps. Par exemple, des essais menés à 20, 40, 50 et 60 % d'hydratation seront plus précis qu'à 1, 2, 3, et 4 jours pour l'étude du comportement au jeune âge des matériaux à base cimentaire. Néanmoins, il faut noter que la recherche de la distribution poreuse durant les premières heures d'hydratation est très difficile. Les conditions expérimentales ne permettent souvent pas de tester les échantillons au très jeune âge. Ce défi reste à combler.

Résumé

L'approximation des différents paramètres du modèle pour différents mélanges montre tout l'intérêt de l'utilisation d'une approche milieu poreux. Cette approche met en valeur certains paramètres du matériau qui ont une influence très importante sur le comportement au jeune âge des bétons. Une relation de proportionnalité entre les déformations endogènes et l'évolution de la réaction d'hydratation ne permet pas de mettre en avant ces paramètres matériaux. A l'inverse, l'approche développée dans ce travail montre toute l'importance du rapport eau sur ciment et de la minéralogie du ciment sur l'évolution des pressions de pore (distributions poreuses différentes) et sur l'évolution des propriétés mécaniques.

Plusieurs difficultés ressortent de cette étude :

- Connaissance des paramètres du fluage : l'approximation des paramètres de fluage avec un essai R^2D^2 ne fournit pas assez de précision sur le vieillissement de la fonction de complaisance durant les premières heures d'hydratation suivant la prise du matériau. Cette imprécision peut engendrer de fortes différences d'amplitude du retrait endogène.
- Evolution de la distribution poreuse : l'analyse expérimentale de la distribution poreuse au très jeune âge est très difficile. Ce manque d'informations est à l'origine de l'imprécision du calage de l'évolution théorique de la distribution poreuse dans les premières 24 heures d'hydratation.
- Evolution du coefficient de Biot : la recherche de l'évolution du coefficient de Biot est complexe, car la précision de l'évolution de paramètre dépend de la connaissance de la distribution poreuse et des propriétés mécaniques, qui sont plus ou moins bien approximés au très jeune âge.

Globalement, la forte réactivité des bétons pendant les 24 premières heures suivant le contact entre l'eau et le ciment est provoquée par l'évolution rapide de l'hydratation durant cette période. Les conséquences structurelles sont très importantes et conditionnent l'évolution des déformations endogènes pendant plusieurs jours. Les difficultés expérimentales pour caractériser l'ensemble des paramètres du modèle dès la prise du matériau restent encore un défi. Cette difficulté s'observe dans l'approximation des évolutions de la distribution poreuse, du fluage et du coefficient de Biot.

PARTIE VII

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Conclusions

L'étude développée dans ce rapport a porté sur la modélisation du comportement différé des bétons au jeune âge en conditions de retrait restreint. L'objectif de ce travail a été de développer des outils numériques capables de prédire et comprendre le comportement différé des bétons dans les premiers jours d'hydratation. Il s'agit d'un enjeu majeur pour minimiser, sinon limiter, les problèmes de fissuration précoce dans les matériaux cimentaires à faible rapport E/C. L'étude s'est limitée à des chargements mécaniques modérés en conditions isothermes et sans échange hydrique avec l'extérieur du matériau.

Les deux premiers chapitres ont mis en évidence le fait que le comportement au jeune âge des bétons s'avère complexe puisque de nombreux phénomènes, encore mal compris, agissent de façon plus ou moins couplés à différentes échelles d'observation du matériau. D'une part, le mélange entre le ciment et l'eau conduit à la formation d'hydrates et à une évolution du squelette poreux que forme le béton. Sans échange hydrique avec l'extérieur du matériau, l'hydratation provoque l'apparition d'un volume gazeux qui engendre une diminution de l'humidité relative interne. Ce phénomène d'autodessiccation engendre un retrait endogène. Les mécanismes qui sont à l'origine de ce retrait endogène sont plus ou moins connus, mais surtout contestés dans la communauté scientifique. Les conditions d'application de cette étude concernent des niveaux d'humidité relative ne diminuant pas sous les 70 %. Un intervalle de variation compris entre 70 % et 100 % permet de justifier que la dépression capillaire est le principal mécanisme du retrait endogène. La réaction d'hydratation ne provoque qu'une diminution de l'humidité relative et aucun des mécanismes responsables de ce retrait de dessiccation ne peut expliquer le gonflement macroscopique observé pendant les premières heures d'hydratation. Il devient donc indispensable de définir les déformations endogènes comme la somme d'un gonflement chimique macroscopique provoqué par la réaction d'hydratation et d'un retrait endogène correspondant à la déformation viscoélastique de la matrice solide du béton sous l'action d'une pression de pore induite par la dépression capillaire.

En conditions de retrait restreint, les déformations endogènes engendrent des contraintes qui peuvent excéder la résistance du matériau. Un essai de retrait restreint (R^2D^2) permet d'étudier le comportement du béton dès les premières heures d'hydratation qui suivent la prise du matériau. L'utilisation de deux montages et l'exploitation du principe de superpositions permettent d'obtenir expérimentalement les déformations libres endogènes ainsi que l'évolution des propriétés mécaniques viscoélastiques. L'utilisation d'un chargement extérieur fournit les derniers éléments permettant d'identifier tous les paramètres du modèle.

Afin de décrire le comportement différé du béton au jeune âge, la troisième partie de ce mémoire propose une modélisation basée sur des mécanismes physico-chimiques à l'origine des déformations endogènes. Les mécanismes choisis sont ceux qui sont en accord avec des résultats expérimentaux à l'échelle microscopique (où se produisent ces mécanismes), ainsi qu'à l'échelle macroscopique où les effets de ces mécanismes sont observés (déformations différées mesurées). La modélisation des déformations différées est ainsi basée sur une approche unifiée d'une réaction chimique, du fluage, de l'élasticité et d'une pression de pore. Il est donc supposé que le retrait endogène est induit par les déformations viscoélastiques du squelette sous l'effet des pressions de pores générées dans le réseau poreux par la dépression capillaire. La manifestation du retrait est donc en partie une conséquence du fluage.

Le modèle a été implanté dans le logiciel Matlab. Cette implantation rend possible l'approximation des paramètres et la prédiction du comportement différé des bétons en fonction de l'avancement de la réaction d'hydratation et d'un chargement extérieur.

Le modèle développé a été ensuite utilisé pour analyser l'influence du ciment et du rapport E/C sur le comportement au jeune âge des matériaux à base cimentaire. La confrontation entre les simulations et les résultats expérimentaux, à l'échelle d'un volume élémentaire représentatif du matériau a montré que le modèle permet de mettre en valeur un nombre important de caractéristiques du comportement intrinsèque du béton : vieillissement des propriétés viscoélastiques, retrait chimique, distribution poreuse, etc. En conditions isothermes et sans échange hydrique avec l'extérieur, des leviers matériaux ont pu être mis en valeur et recherchés avec une procédure expérimentale basée principalement sur l'essai R^2D^2 .

- Importance du rapport E/C et du ciment sur le développement du réseau poreux :

Le rapport E/C a une influence sur la cinétique de développement du réseau poreux. Plus le rapport est faible et plus la microstructure se développe rapidement vers des pores de faible taille. Ce développement rapide est la cause d'une apparition rapide d'une dépression capillaire. Le type de ciment a également une influence importante sur l'évolution de la distribution poreuse. Dans le cadre de cette étude et pour une même composition, l'influence du type de ciment sur la formation du réseau poreux est à l'origine de la différence de dépression capillaire pour un même volume de vide provoqué par l'autodessiccation. Cette différence de rayon de ménisque est la cause principale de l'écart d'amplitude du retrait endogène entre deux ciments pour un même rapport E/C.

- Importance du rapport E/C et du ciment sur l'évolution des propriétés mécaniques :

Pour les ciments et les rapports E/C analysés dans cette étude, l'évolution expérimentale du module de Young est similaire quelle que soit la composition. A l'inverse, le rapport E/C joue un rôle important sur le fluage durant les premiers jours d'hydratation. Dans le cadre de cette étude, l'approximation de

la fonction de complaisance à partir d'un essai par palier de chargement montre que le vieillissement du fluage est beaucoup plus important pour un rapport E/C plus faible. Cette déduction théorique montre qu'un béton composé d'un rapport E/C de 0.30 peut engendrer un fluage 5 à 10 fois plus important en amplitude que pour un rapport E/C de 0.40 lorsqu'il est chargé dans les premières heures d'hydratation qui suivent la prise du matériau. Dans le cadre de cette étude et pour les matériaux étudiés, l'amplitude de fluage est similaire entre deux ciments pour un même rapport E/C.

La différence de retrait endogène entre deux rapports E/C pour un même ciment s'explique par deux effets. La distribution poreuse plus fine engendre de fortes pressions capillaires dès les premières heures d'hydratation. Avec un fluage très important en amplitude dans le même temps, les déformations différées qui en résultent ne peuvent être que plus importantes pour un rapport E/C de 0.30 que pour un rapport E/C de 0.40.

L'approche développée dans le cadre de la mécanique des milieux poreux apporte une aide au développement et à l'amélioration des outils expérimentaux. Cette étude a permis de mettre en évidence l'effet de la distribution poreuse et du fluage sur le comportement différé des bétons au jeune âge. Un essai R²D² pourrait être modifié afin de comparer plusieurs compositions sur un même historique de chargement.

Perspectives

Au-delà des résultats prometteurs qui ont été obtenus dans cette étude, des perspectives apparaissent ainsi bien sur le plan de l'expérience que de la modélisation pour mieux appréhender le comportement différé du béton dans des conditions d'exposition plus complexes.

- Perspectives expérimentales :

Un essai R²D² fournit des informations très importantes sur le comportement au jeune âge des bétons en conditions de retrait restreint. L'approche milieu poreux fait ressortir dans cet essai plusieurs paramètres du modèle comme les évolutions des propriétés mécaniques et du coefficient de Biot. Concernant les propriétés mécaniques, la qualité de l'approximation peut dépendre du nombre de paliers de chargement. Lorsque l'amplitude des déformations endogènes est faible, la restriction du matériau en déplacement (retrait restreint) n'engendre que de faibles contraintes et très peu de paliers (voir composition C1 0.40 de la Figure 12-1). Le nombre de paliers et l'amplitude du chargement extérieur ne sont pas contrôlables lorsque l'essai est piloté avec un seuil de déplacement. Une analyse des déformations différées avec un contrôle du montage R²D² selon un historique de chargement prédéfini à l'avance ne permet plus d'observer le matériau en conditions de retrait restreint, mais ce contrôle du chargement serait à la base d'une comparaison plus rapide des propriétés mécaniques pour différentes compositions. Un pilotage en chargement du montage R²D² ouvrirait également d'autres

perspectives expérimentales, comme l'analyse des propriétés mécaniques en traction aussi bien qu'en compression pour des charges constantes ou des historiques de contraintes plus complexes.

Cette étude montre l'intérêt d'une prise en compte du fluage sur le comportement au jeune âge des bétons. Néanmoins, il reste encore des aspects expérimentaux à développer pour bien prendre en compte des mécanismes présents à une échelle nanoscopique. L'approche développée dans cette étude repose sur le découplage du fluage en deux cinétiques. Cette description permet de simplifier l'approximation de l'évolution du fluage des bétons sur deux essais uniquement. Il semble donc important de procéder à deux essais systématiques dans le montage R²D² pour bien connaître le comportement au jeune âge des bétons. Un essai de fluage à charge constante donne la pente du taux de complaisance à long terme, la fonction de complaisance à 1 jour et le temps de prise du matériau. Connaissant la résistance en fonction du temps grâce à des essais mécaniques en parallèle, un essai piloté selon un historique de chargement défini au préalable, permet ainsi d'avoir un nombre minimum de points expérimentaux pour l'évolution du module de Young dans l'essai R²D² et un nombre adéquat de paliers pour le fluage.

L'approximation de la fonction de fluage d'un béton repose sur le découpage du fluage en deux cinétiques et sur le principe de superposition des déformations visqueuses dans le montage de retrait restreint d'un essai R²D². Il reste néanmoins à valider cette approche sur une caractérisation complète de l'évolution de la fonction de complaisance pour des chargements constants à différentes échéances. La comparaison entre cette évolution de la fonction de complaisance et celle obtenue avec seulement deux essais R²D² devient indispensable à la validation du fluage. La caractérisation complète du fluage en traction et en compression pour une même composition permettrait également de vérifier qu'un essai R²D² permette de caractériser l'évolution des propriétés de fluage en traction, et que ces propriétés sont utilisables pour prédire les déformations visqueuses en compression (pression de pore appliquée sur le squelette).

L'évolution du coefficient de Biot nécessite encore des essais complémentaires. Ces essais doivent être faits sur des matériaux à différents rapports volumes de granulats par rapport aux volumes de pâte (ciment + eau). Cette étude permettrait peut-être alors de voir si ce coefficient peut se rapprocher d'un paramètre matériau telle que la porosité. Cette étude devrait se faire avec une campagne d'essais complémentaires sur l'évolution de la distribution poreuse avant 1 jour d'hydratation où il y a un manque d'information sur la répartition des pores dans le réseau poreux dans les premières heures d'hydratation qui suivent la prise du matériau.

L'approximation de la distribution poreuse nécessite également des essais complémentaires pour vérifier que la calorimétrie basse température donne la bonne information sur la répartition des pores dans les rayons de faibles tailles. Les résultats expérimentaux montrent que pour une distribution de pores de grandes tailles (composition C2 0.40 de l'annexe 4), la calorimétrie basse température et l'intrusion au mercure donnent pratiquement la même information sur la répartition des pores en dessous de 20 nm. A l'inverse, une différence importante existe lorsque le réseau poreux est composé

de pores de faibles tailles (composition C1 0.30 de la partie 9.4.4). Des essais d'isotherme de désorption pourraient être alors utilisés pour vérifier (via la loi de Laplace-Kelvin) où se situe le rayon d'équilibre entre la phase liquide et gazeuse pour différentes humidités relatives. Un essai d'isotherme de désorption donne la perte en masse d'eau en fonction de l'humidité. Connaissant la distribution poreuse, cette perte en masse d'eau peut être utilisée pour connaître le rayon de ménisque R_m et l'humidité relative correspondante via la loi de Laplace-Kelvin. Même si cette analyse expérimentale ne peut se faire que sur un matériau mature, la comparaison entre cette humidité relative obtenue à partir de la distribution poreuse et celle mesurée lors d'un essai de désorption permettrait de valider l'approche utilisée pour approximer la distribution poreuse.

La caractérisation de l'ensemble des paramètres du modèle se fait sur différents matériaux à base cimentaire : pâte de ciment, mortier et béton. Le passage entre ces différentes compositions repose sur des hypothèses simplificatrices. Une caractérisation de l'ensemble des paramètres du modèle sur chaque composition permettrait de valider ces hypothèses.

Pour finir, les conclusions de cette étude reposent sur l'utilisation de deux types de ciment (C1 et C2) et deux rapports E/C. Etendre l'étude à d'autres types de ciment, d'autres rapports E/C et d'autres compositions (volume de granulats) apporterait des éléments complémentaires de compréhension sur le comportement des matériaux cimentaires au jeune âge.

- Perspectives de modélisation :

L'approche développée dans cette étude repose sur une prise en compte d'un fluage linéaire vieillissant décomposé en deux cinétiques. Cette approche simplifie l'approximation expérimentale des paramètres, mais ne prend pas en compte le caractère irréversible du fluage à long terme (Ulm 1999; Benboudjema 2002). Une modification de l'évolution de certains paramètres du modèle rhéologique du fluage apporterait des éléments supplémentaires dans ce sens.

L'analyse de la distribution poreuse permet de connaître l'évolution des pores d'hydrate comme ceux des capillaires. Si le fluage peut être relié à des mécanismes de diffusion à travers différentes échelles du matériau, il devrait être possible de relier l'analyse de cette distribution poreuse avec le fluage à court terme et à long terme.

Les conditions isothermes engendrent une hydratation homogène à travers tout le matériau. Avec un chargement en une dimension, la modélisation des déformations différées peut se faire à l'échelle d'un volume élémentaire représentatif du matériau. Cette approche en 1D n'est plus valable lorsque le béton subit des variations de température ou d'humidité relative aux frontières du matériau. Une implantation numérique du problème devient indispensable à la résolution des équations du modèle. Dans un premier temps, l'implantation numérique doit se faire en conditions isothermes et sans échange hydrique avec l'extérieur du matériau. Cette approche permettrait de valider le modèle lors

d'un passage d'une modélisation à l'échelle du point matériau à l'échelle 2D, sachant que l'implantation numérique d'un modèle milieu poreux commence à apparaître dans des codes de calcul (Chavant 2001; Chavant 2001).

Lorsque les conditions limites en température ou en humidité relative varient, le problème devient plus complexe et des couplages doivent apparaître dans les lois de comportement :

- La température joue plusieurs rôles importants sur l'évolution de la microstructure (Bentz 1995; Cervera et al. 2002; Hattel et al. 2003; Coussy et al. 2004) via l'hydratation du ciment et, conséquemment, sur les propriétés mécaniques (Bazant et al. 1985; Bazant et al. 2004). Le développement d'essais (degré d'hydratation, retrait chimique, distribution poreuse et R^2D^2) pour différentes conditions isothermes permettrait de caler l'ensemble des paramètres du modèle en fonction du temps et de la température. Une comparaison entre le modèle prédictif et des résultats expérimentaux avec variation de température (déformations enregistrées dans un essai R^2D^2) montrerait la validité d'une telle approche.
- L'humidité relative pourrait dans un premier temps n'intervenir que dans la conservation de la masse d'eau à l'échelle du VER, par une baisse ou une augmentation de la saturation en eau. La diminution de l'humidité relative à des valeurs inférieures à 70 % ne permet plus de considérer la pression capillaire comme le seul mécanisme responsable du retrait de dessiccation. Le rayon de ménisque d'équilibre entre les phases liquide et gazeuse pourrait alors se situer dans la porosité des hydrates où les pressions de disjonction et les tensions superficielles jouent un rôle important (Beltzung et al. 2005; Beltzung et al. 2005).

Une démarche méthodique simplifiée permettrait alors d'arriver à un modèle de prédiction du comportement au jeune âge des matériaux à base cimentaire dans des conditions réalistes, proche de la vie d'une structure en béton. La prise en compte des forces ioniques, qui dépendent de la chimie du ciment, pourrait être alors considérée.

La simulation du béton dans des conditions plus réalistes conduit néanmoins à l'évaluation du risque de fissuration du matériau (Hellmich et al. 1999a; De Schutter 2001). La prise en compte de l'endommagement de la matrice solide devient donc indispensable (Nechnech 2000). En conditions de retrait restreint ou lorsque les gradients d'humidité sont importants, la limite en traction du béton peut être atteinte rapidement. Le matériau s'endommage et le comportement mécanique devient plus complexe.

L'approche développée dans cette étude considère la matrice solide comme un milieu homogène. Le comportement mécanique des interfaces entre les différents composés de cette matrice n'est pas pris en compte, même s'il existe de manière implicite dans le comportement mécanique du squelette. Dans

la réalité, le comportement est plus complexe et une prise en compte de l'hétérogénéité de la matrice solide serait peut-être plus adaptée.

PARTIE VIII

ANNEXES

A1 : Compositions des matériaux

Formulation des mortiers

Types de ciment	C1		C2	
	0.30	0.40	0.30	0.40
Rapport E/C				
Nom	M C1 0.30	M C1 0.40	M C2 0.30	M C2 0.40
$M_{\text{Ciment}} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	745	641	745	641
$M_{\text{Eau}} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	207.3	253.5	217.4	253
$M_{\text{Sable}} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	1313	1323	1321	1323
Superplastifiant (ml / kg ciment)	31	6.7	11.7	7.5

Formulation des bétons

Types de ciment	C1		C2	
	0.30	0.40	0.30	0.40
Rapport E/C				
Nom	C1 0.30	C1 0.40	C2 0.30	C2 0.40
$M_{\text{Ciment}} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	500	435	500	435
$M_{\text{Eau}} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	150	174	150	174
$M_{\text{Sable}} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	874	874	874	874
$M_{\text{Pierre}} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	874	874	874	874
Dosage en SP (ml/kg de ciment)	31	6.7	11.7	7.5

Le dosage en superplastifiant de type naphthalène des formulations de mortier est basé sur celui des bétons, où le critère principal est la maniabilité (affaissement de $100\text{mm} \pm 20\text{mm}$). La teneur en air est égale à 4% pour chacun des mélanges. Pour l'étude des mortiers, le granulat est un sable d'Ottawa (Quartz) alors que pour les bétons, il s'agit de sable (0-5mm) et de pierre (5-10mm).

Deux types de ciment, dont les analyses chimiques sont les suivantes, sont testés pour voir leur influence sur le comportement au jeune âge des bétons.

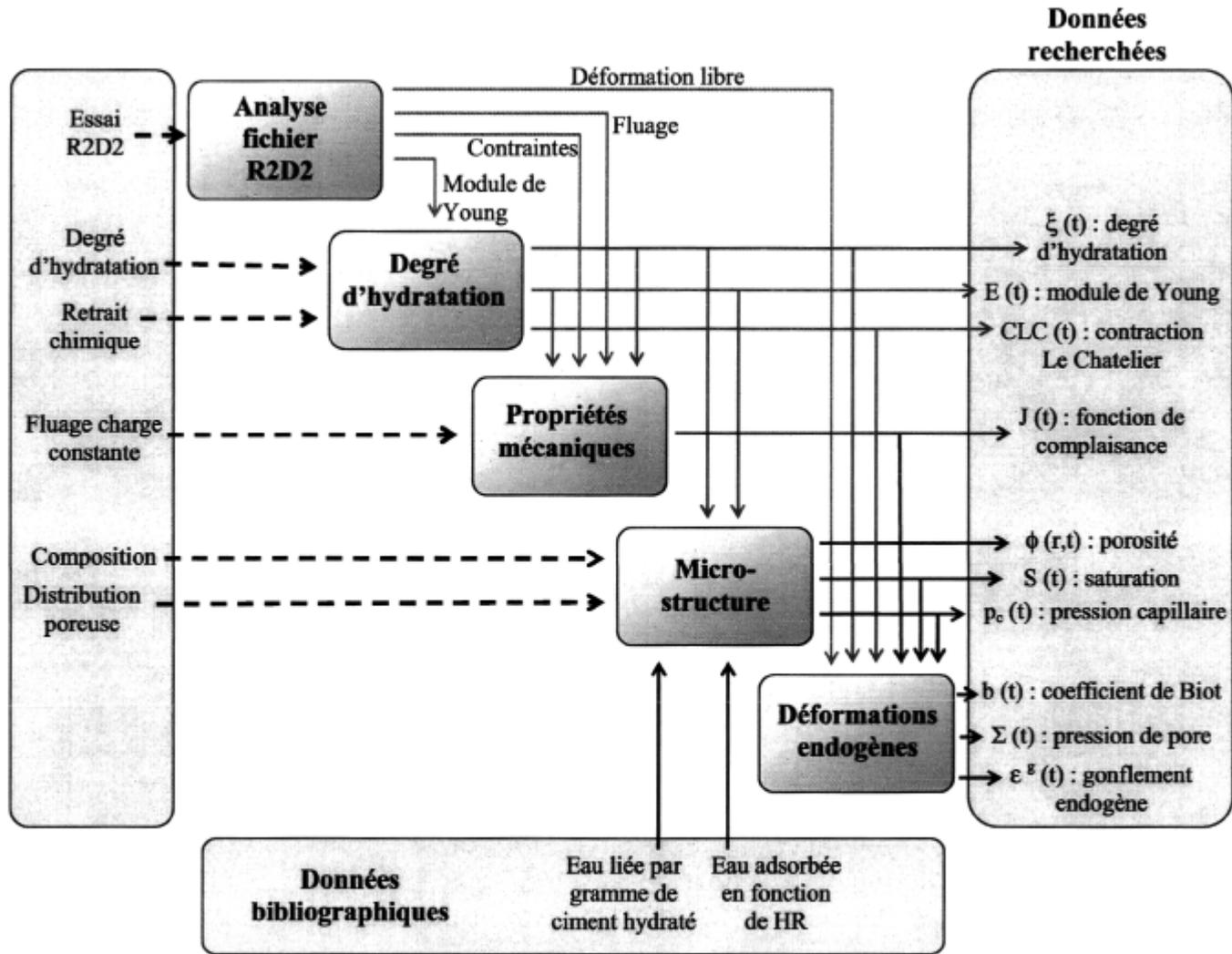
Constituants des ciments, teneur de chacune des phases pour les trois types de ciment et surface spécifique des ciments

Constituant (%)	Ciment C1	Ciment C2
SiO ₂	19.09	22.04
Al ₂ O ₃	5.05	3.57
TiO ₂	0.25	0.2
P ₂ O ₅	0.22	0.03
Fe ₂ O ₃	2.33	3.73
CaO	61.65	63.16
MgO	2.58	2.97
Na ₂ O	0.29	0.1
K ₂ O	0.87	0.42
Mn ₂ O ₃	0.06	0.07
SrO	0.24	0.03
SO ₃	4.05	2.15
LOI	2.89	1.11
Na ₂ O éq.	0.86	0.37

Phases (%)	Ciment C1	Ciment C2
C ₃ S	57	54
C ₂ S	12	22
C ₃ A	9	3
C ₄ AF	7	11

	Ciment C1	Ciment C2
Surface Spécifique (m ² /kg)	393	376

A2 : Schématisation des calages du modèle



A3 : Evolutions des différents paramètres du modèle

Evolution des paramètres liés à l'hydratation

Degré d'hydratation : $\xi(t) = a \exp\left[-\left(\frac{b}{t}\right)^c\right]$

Composition	a	b	c
C1 - 0.30	0.58	0.80	1.60
C1 - 0.40	0.71	0.70	1.30
C2 - 0.30	0.54	0.90	1.80
C2 - 0.40	0.58	0.80	1.50

Contraction le Chatelier : $CLC(\xi) = a\xi + b$

Composition	a	b
C1 - 0.30	0.08	0.006
C1 - 0.40	0.08	0.015
C2 - 0.30	0.08	0.005
C2 - 0.40	0.08	0.005

Module de Young : $E(\xi) = a \left[1 + \left(\frac{b}{\xi - d} \right)^c \right]^{\frac{c}{2}}$

Avec d_{YG} = prise du matériau

Composition	a	b	c	d
C1 - 0.30	45000	0.25	1.00	0.061
C1 - 0.40	65000	0.80	1.10	0.022
C2 - 0.30	52000	0.30	1.30	0.026
C2 - 0.40	50000	0.40	1.30	0.080

Evolution des paramètres du modèle rhéologique pour le fluage

Fluage court terme : $J^{ct} = \frac{1}{E_{ct}(t_{\sigma'})} \left(1 - e^{-\left(\frac{t-t_{\sigma'}}{\tau}\right)} \right)$

Module de rigidité : $E_{ct}(t) = a \exp \left[-\left(\frac{b}{t}\right)^c \right]$

Taux : $\tau(t) = a \exp \left[-\left(\frac{b}{t}\right)^c \right]$

Composition	a	b	c
C1 - 0.30	32000	0.80	2.20
C1 - 0.40	40000	0.20	2.00
C2 - 0.30	13000	1.15	2.50
C2 - 0.40	55000	0.60	1.30

Composition	a	b	c
C1 - 0.30	1.00	0.80	2.20
C1 - 0.40	0.60	0.70	1.00
C2 - 0.30	1.00	0.50	0.90
C2 - 0.40	0.70	0.50	0.90

Fluage long terme : $J^{lt} = \frac{b}{a+1} \left(t^{a+1} - (t_{\sigma'})^{a+1} \right)$

Composition	a	b
C1 - 0.30	-1.0001	1.E-05
C1 - 0.40	-1.0001	1.E-05
C2 - 0.30	-1.0001	1.E-05
C2 - 0.40	-1.0001	1.E-05

Evolution des paramètres liés aux pressions de pores

Gonflement : $\varepsilon^s(\xi) = a\xi$ jusqu'à $t = d \rightarrow$ Après $\varepsilon^s(\xi) = \varepsilon^s(t = d)$

Composition	a	d
C1 - 0.30	155	1.40
C1 - 0.40	92	1.50
C2 - 0.30	28	2.00
C2 - 0.40	17	1.50

Distribution poreuse :

Capillaires	M_{\min}	M_{\max}	Dm	m_{\min}	m_{\max}
C1 - 0.30	1.0	2.5	11.2	1.3	0.0
C1 - 0.40	1.0	3.0	13.6	1.3	0.0
C2 - 0.30	2.0	5.0	10.0	1.2	0.0
C2 - 0.40	3.0	6.5	10.0	1.3	0.0

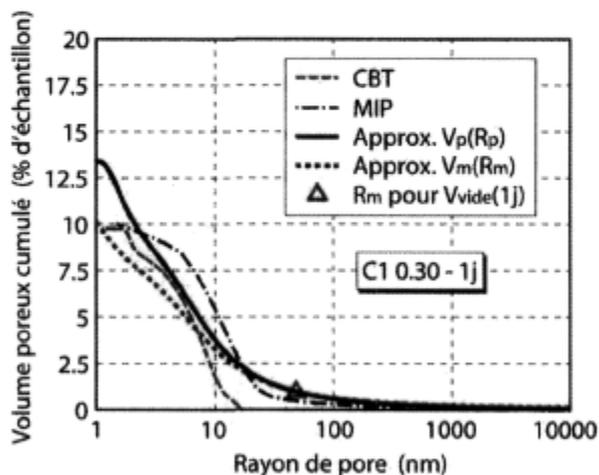
Hydrates	M_{\min}	M_{\max}	dm	m_{\min}	m_{\max}
C1 - 0.30	0.0	0.5	-	1.6	0.0
C1 - 0.40	0.0	0.5	-	1.6	0.0
C2 - 0.30	0.0	0.6	-	1.5	0.0
C2 - 0.40	0.0	0.5	-	1.5	0.0

Coefficient de Biot : $b(\xi) = A\xi + B$

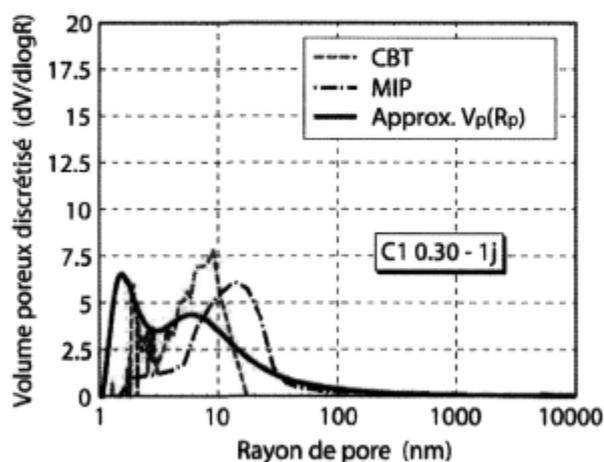
Composition	A	B	$b(\xi_{\max})$
C1 - 0.30	-1.25	1.00	0.30
C1 - 0.40	-1.11	1.00	0.26
C2 - 0.30	-1.29	1.00	0.32
C2 - 0.40	-0.08	1.00	0.95

A4 : Approximation des distributions poreuses

Composition C1 0.30

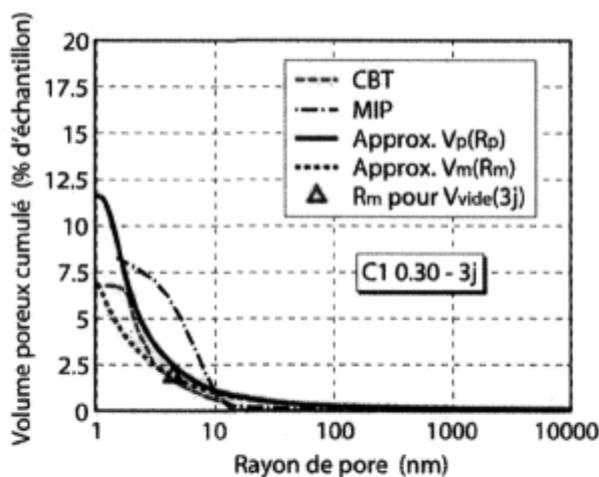


(a)

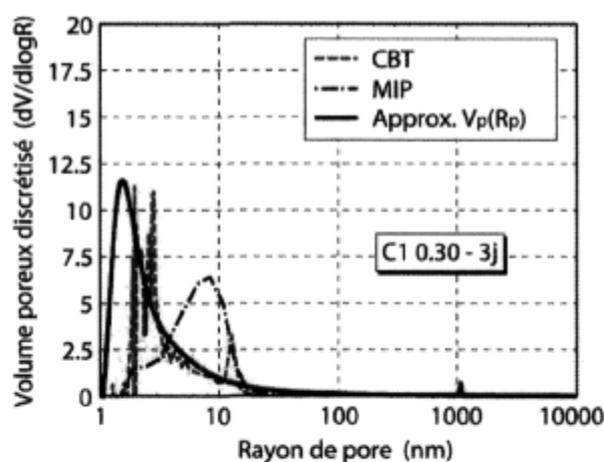


(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.30 à 1 jour en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier

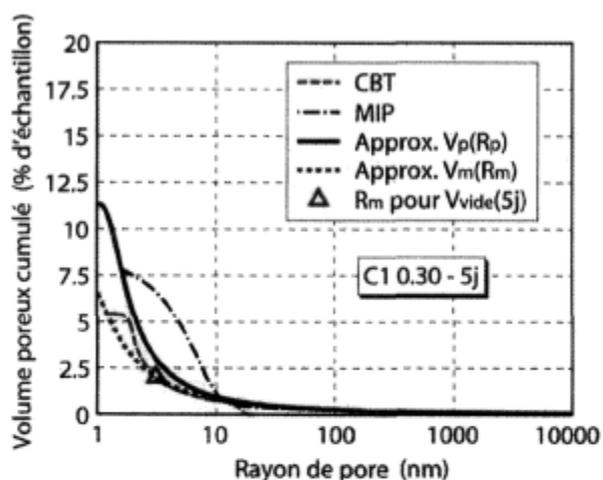


(a)

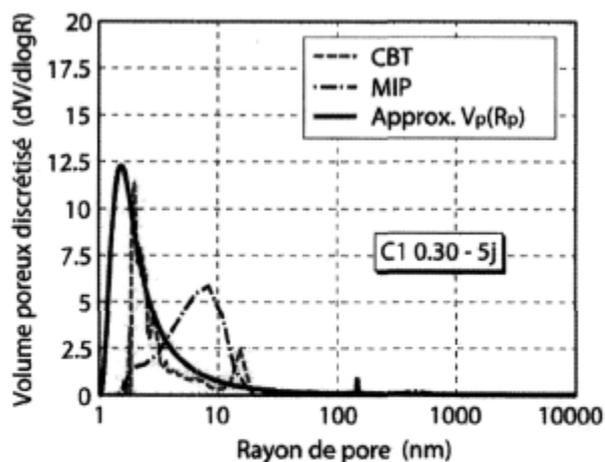


(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.30 à 3 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier

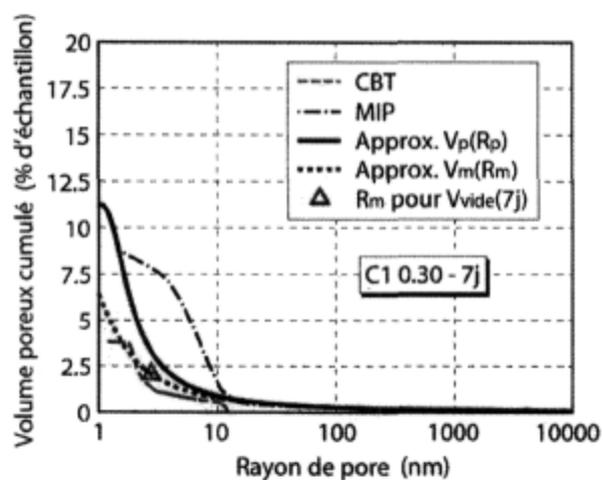


(a)

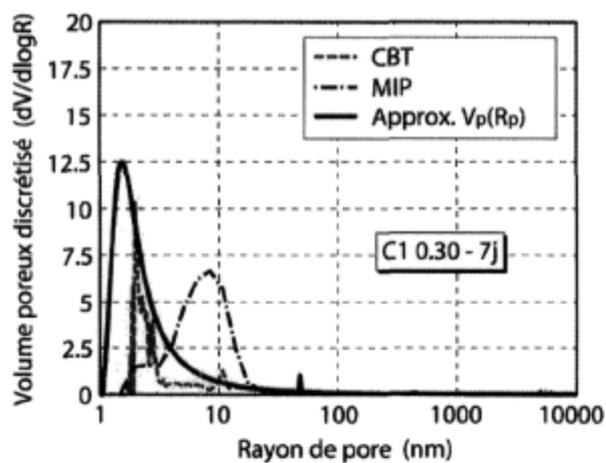


(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.30 à 5 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier



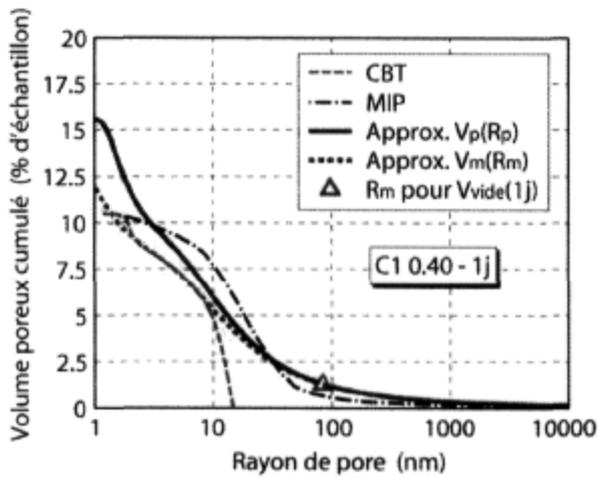
(a)



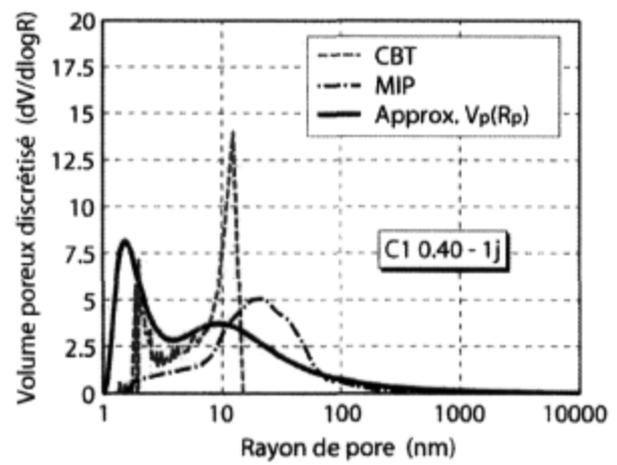
(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.30 à 7 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier

Composition C1 0.40

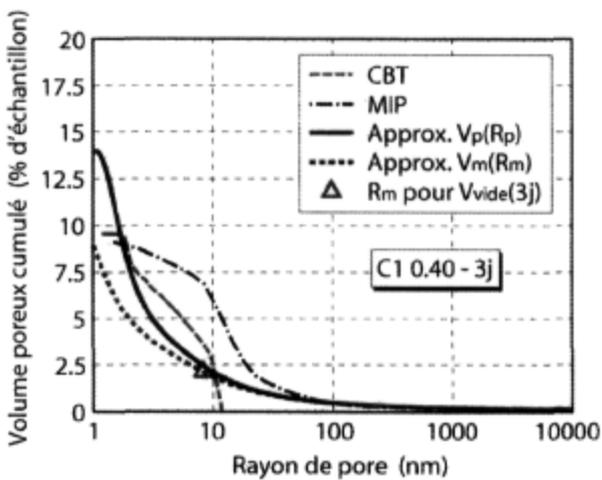


(a)

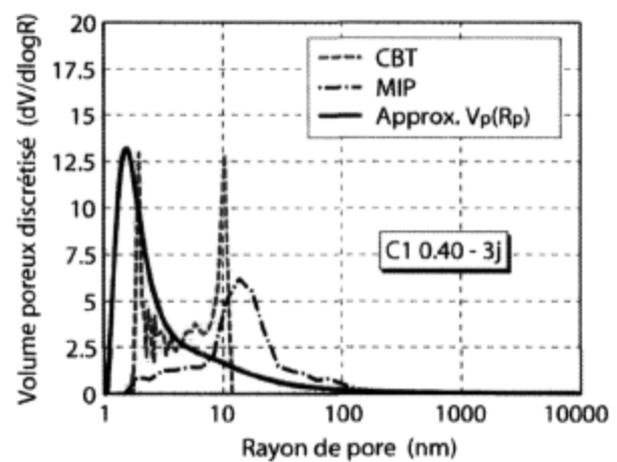


(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.40 à 1 jour en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier.

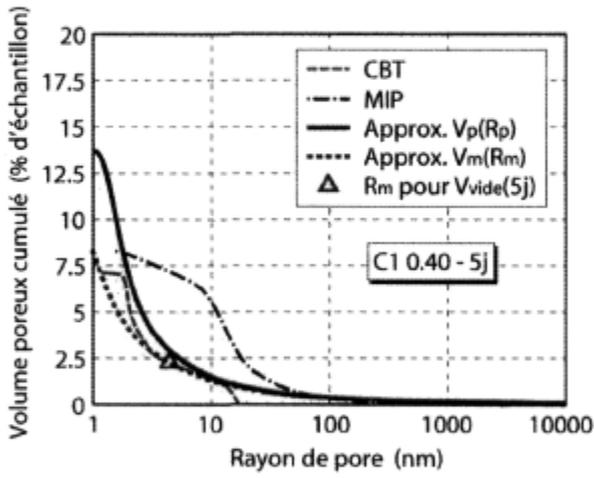


(a)

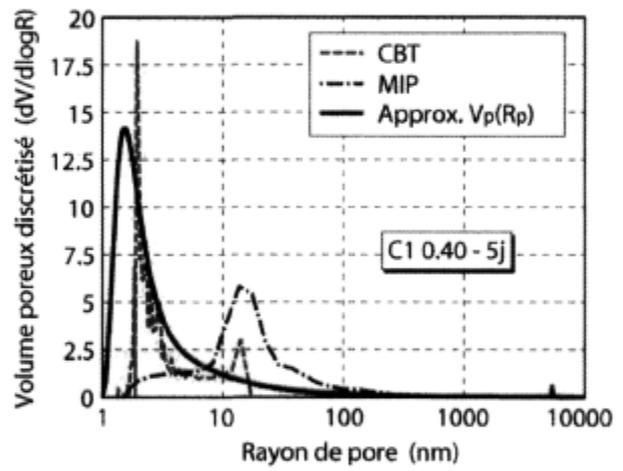


(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.40 à 3 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier.

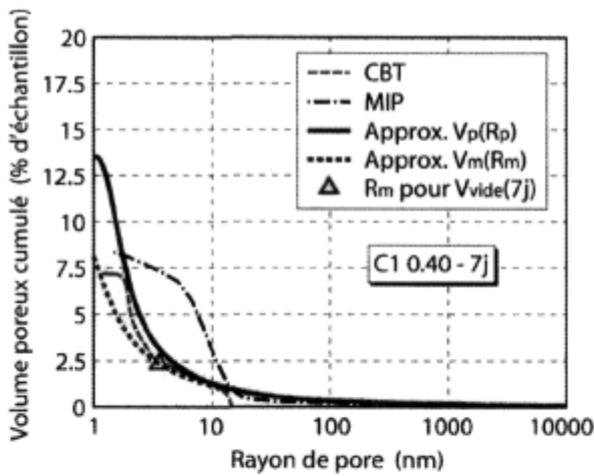


(a)

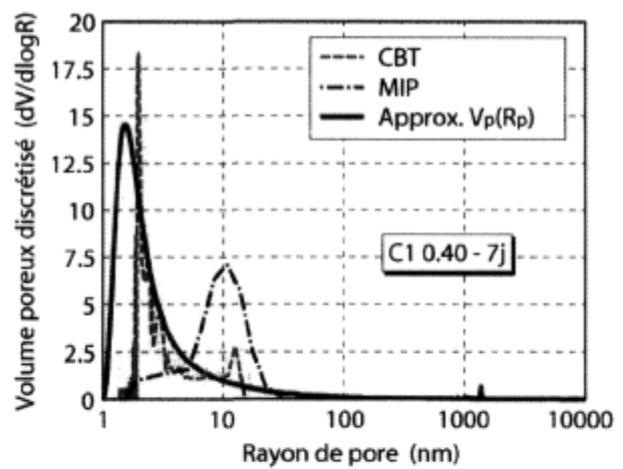


(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.40 à 5 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier.



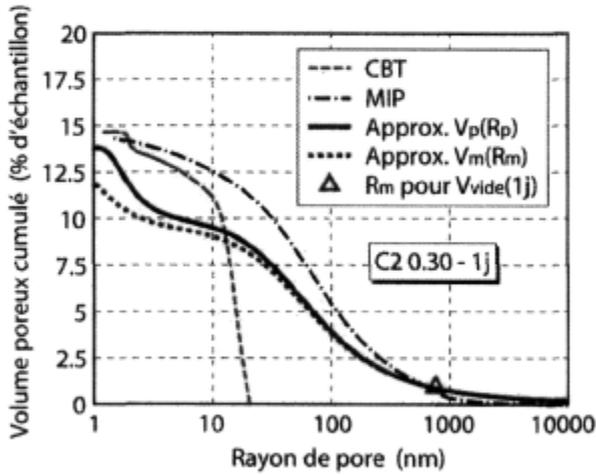
(a)



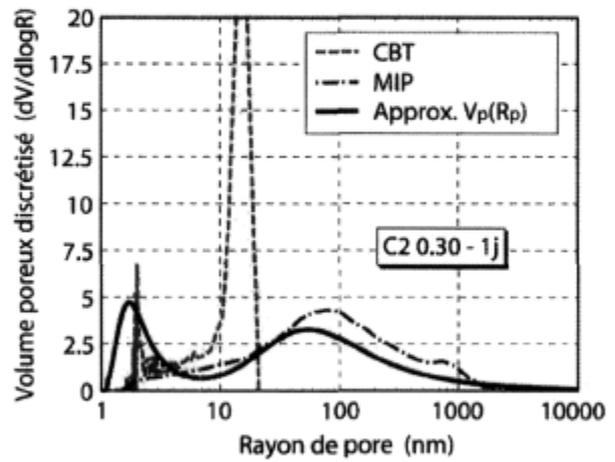
(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C1 0.40 à 7 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier.

Composition C2 0.30

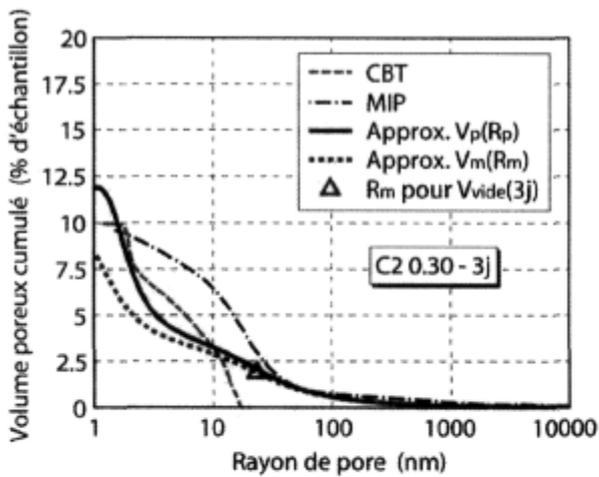


(a)

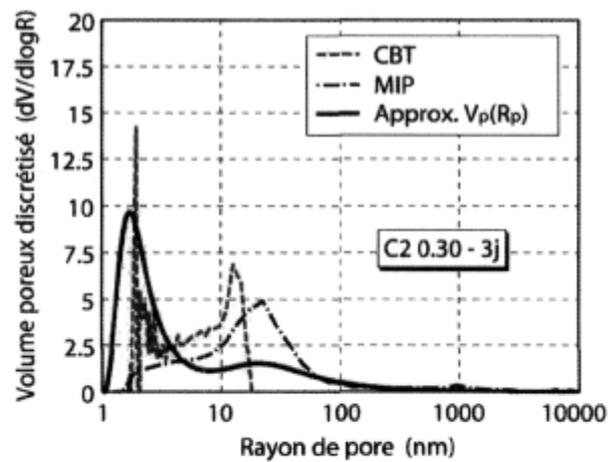


(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C2 0.30 à 1 jour en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier

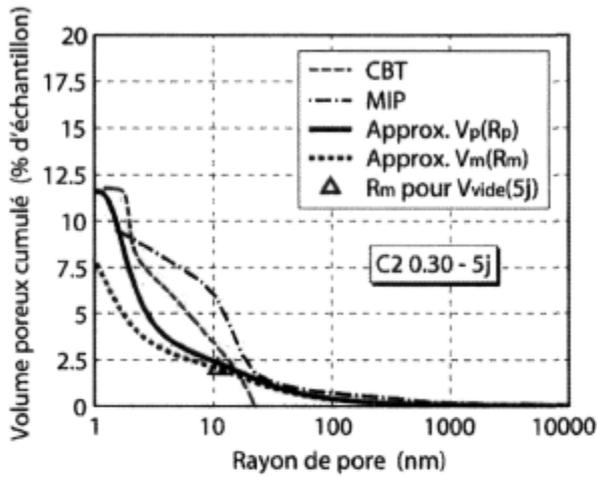


(a)

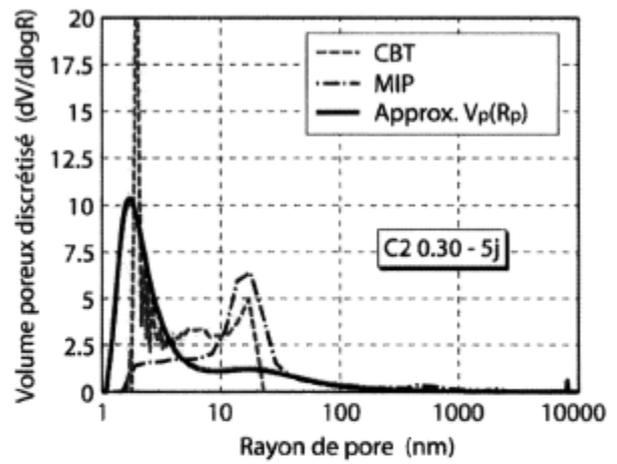


(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C2 0.30 à 3 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier

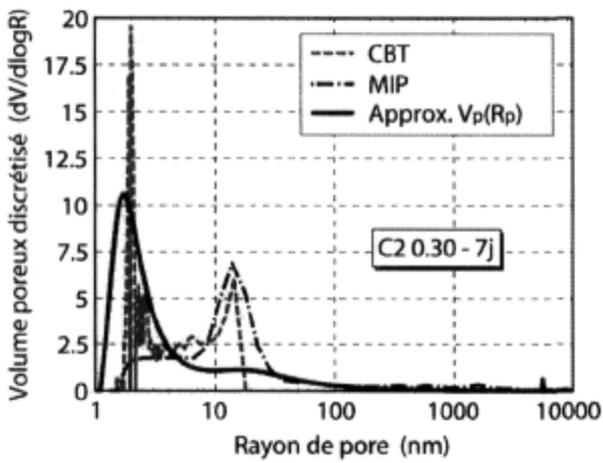


(a)

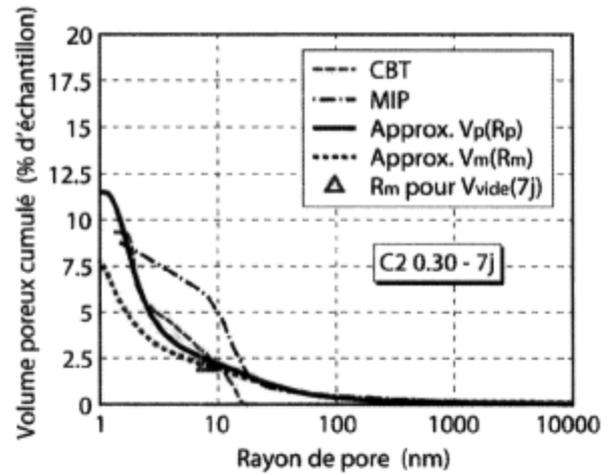


(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C2 0.30 à 5 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier



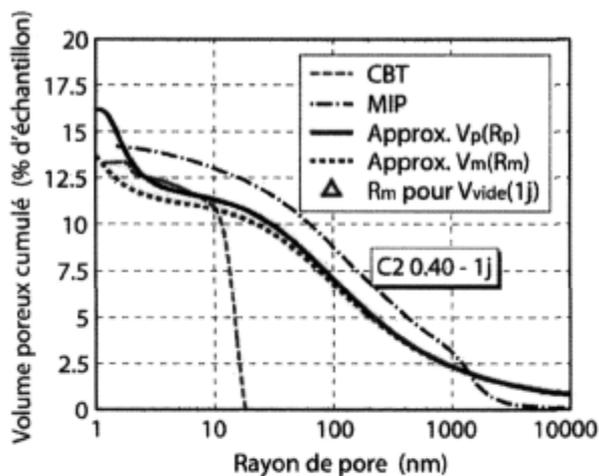
(a)



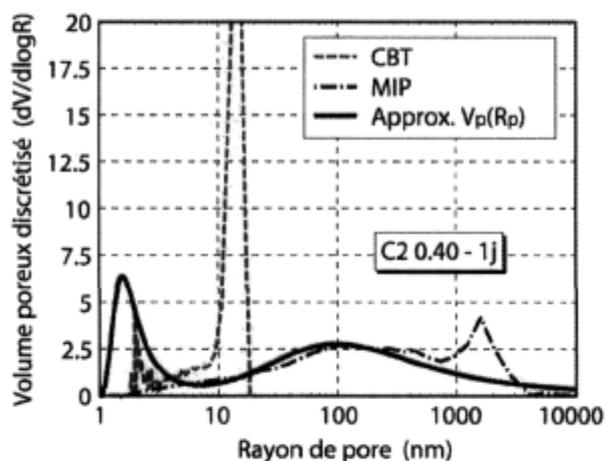
(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C2 0.30 à 7 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier

Composition C2 0.40 :

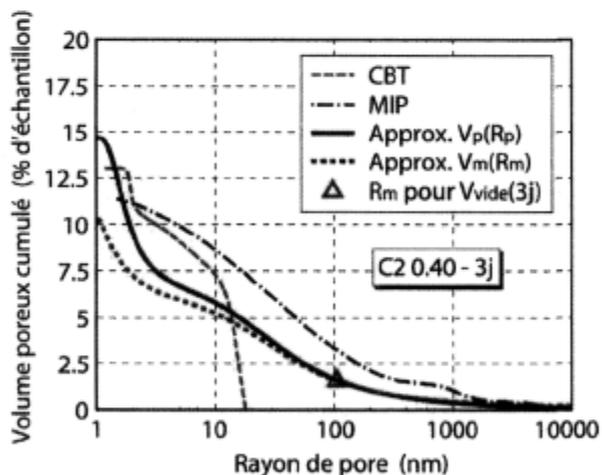


(a)

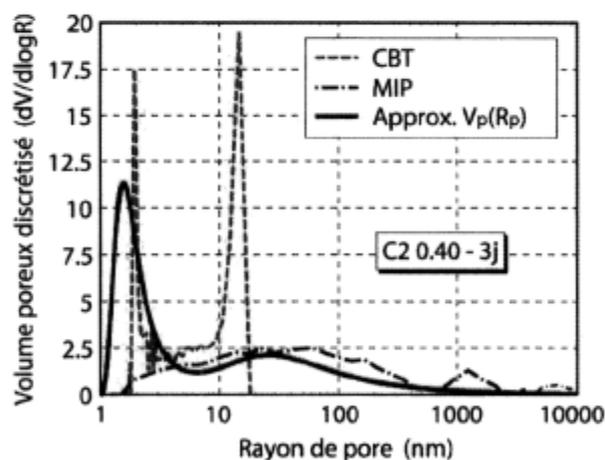


(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C2 0.40 à 1 jour en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier

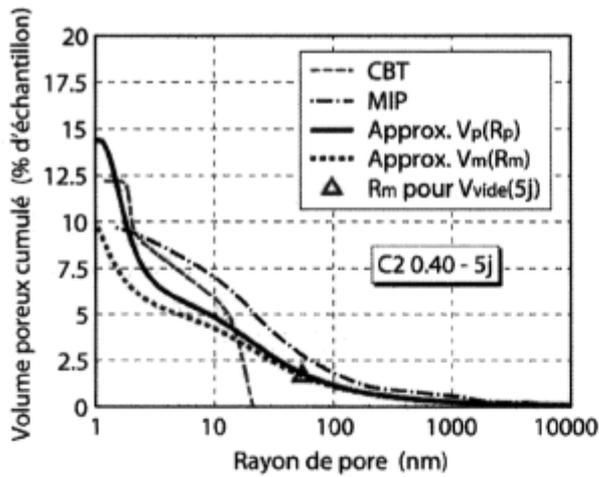


(a)

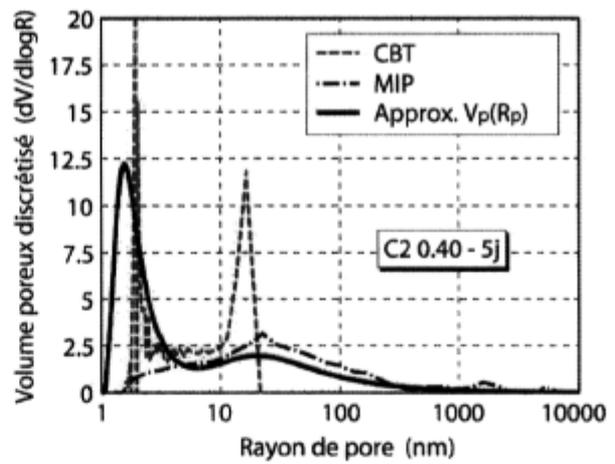


(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C2 0.40 à 3 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier

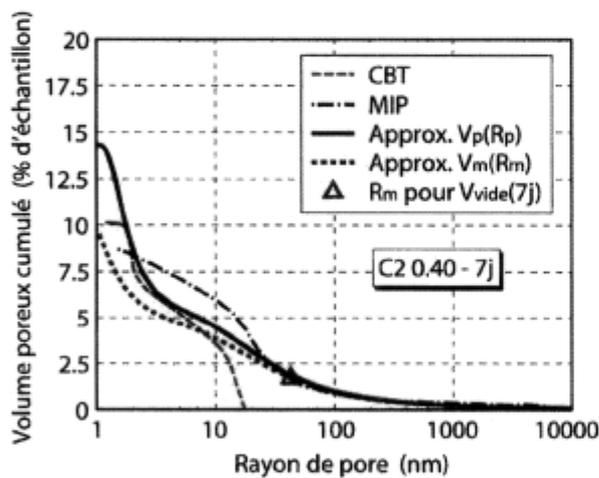


(a)

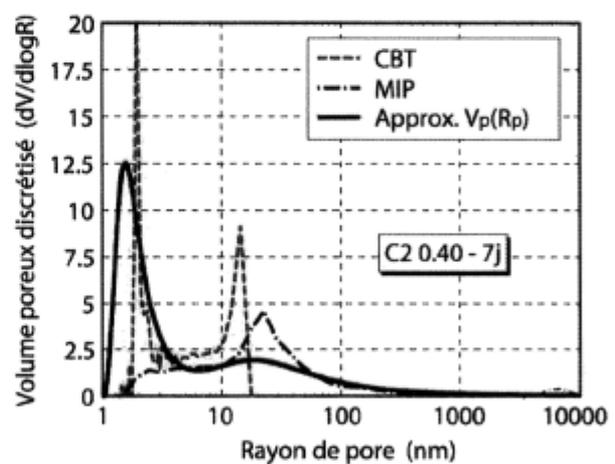


(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C2 0.40 à 5 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier



(a)



(b)

Evolution de la distribution poreuse (a) cumulée et (b) discrétisée pour un béton C2 0.40 à 7 jours en fonction des résultats expérimentaux de (Lory 2005) obtenus pour un mortier

A5 : Table des notations

La liste qui suit répertorie l'ensemble des notations utilisées dans ce mémoire dans l'ordre d'apparition.

ε^e	Déformation élastique observable macroscopiquement sous chargement	Intro
ε^v	Déformation visqueuse observable macroscopiquement sous chargement	Intro
ε^{end}	Déformation libre du matériau observable macroscopiquement sans chargement extérieur	Intro
ε^t	Déformation totale du matériau observable macroscopique sous chargement	Intro
ξ	Degré d'hydratation d'un ciment	Chap. 1
Q	Chaleur dégagée par l'hydratation d'un ciment	Chap. 1
t	Temps	Chap. 1
q_i	Chaleur dégagée pour l'hydratation complète de la phase i d'un ciment	Chap. 1
P_i	Pourcentage de la phase i présente dans un ciment	Chap. 1
m_{el}	Masse d'eau liée chimiquement aux hydrates qui est non évaporable	Chap. 1
m_e	Masse d'eau présente dans le réseau poreux qui est évaporable	Chap. 1
m_{ch}	Masse de ciment hydraté	Chap. 1
m_{ca}	Masse de ciment anhydre	Chap. 1
V_h	Volume d'hydrate formé	Chap. 2
V_e	Volume d'eau évaporable	Chap. 2
V_{ca}	Volume de ciment anhydre	Chap. 2
ΔV	Diminution du volume absolu total des hydrates (appelée contraction Le Chatelier)	Chap. 2
t_0	Instant où la prise du matériau a lieu	Chap. 2
V_ϕ	Volume poreux	Chap. 2
V_v	Volume de vide	Chap. 2
V_t	Volume total apparent du milieu poreux	Chap. 2
ϕ	Porosité lagrangienne	Chap. 2

ρ	Masse volumique de l'eau	Chap. 2
S_l	Degré de saturation en eau	Chap. 2
P_m	Pression de mercure lors d'un essai d'intrusion au mercure	Chap. 2
γ_m	Tensions superficielles à l'interface mercure/vide	Chap. 2
θ_m	Angle de mouillage du mercure	Chap. 2
r_{mv}	Rayon de ménisque à l'interface mercure/vide	Chap. 2
w	Flux de masse d'eau à travers la surface normale du VER	Chap. 2
δ	Epaisseur de l'eau adsorbée à la surface des pores	Chap. 2
h	Humidité relative	Chap. 2
ϵ^{rd}	Retrait endogène	Chap. 3
ϵ^B	Gonflement chimique observable macroscopiquement sans chargement	Chap. 3
R_c	Résistance à la compression d'un béton	Chap. 3
R_{c28}	Résistance à la compression d'un béton à 28 jours d'hydratation	Chap. 3
p_g	Pression de la phase gazeuse	Chap. 3
p_l	Pression de l'eau liquide	Chap. 3
p_c	Pression capillaire due à la présence d'une interface eau/vapeur d'eau	Chap. 3
γ	Tension superficielle de l'interface eau/vapeur d'eau	Chap. 3
R_m	Rayon de ménisque à l'interface eau/vapeur d'eau	Chap. 3
θ	Angle de mouillage de l'eau	Chap. 3
M	Masse molaire de l'eau	Chap. 3
R	Constante des gaz parfaits	Chap. 3
T	Température absolue	Chap. 3
Σ^S	Contrainte macroscopique issue des dépressions capillaires responsable du retrait endogène	Chap. 3
J	Fonction de complaisance	Chap. 3
Π_{disj}	Pression de disjonction	Chap. 3
Π_{vdw}	Pression électromagnétique due aux forces de Van der Waals	Chap. 3
Π_{elec}	Pression électrostatique due à la formation d'une double couche électrique	Chap. 3

Π_{str}	Pression de disjonction due aux forces structurales	Chap. 3
C	Module de Young (Rigidité instantanée)	Chap. 4
K_{fl}	Coefficient de fluage	Chap. 4
σ	Contrainte due aux sollicitations mécaniques exercées par l'extérieur sur le VER	Chap. 4
E_i	Rigidité d'un élément de Kelvin-Voigt	Chap. 4
η_i	Viscosité d'un élément de Kelvin-Voigt	Chap. 4
n	Porosité eulérienne	Chap. 7
σ_m	Contrainte que subit la matrice solide d'un milieu poreux	Chap. 7
π	Pression de pore	Chap. 7
σ'	Contrainte effective responsable des déformations élastiques observables macroscopiquement	Chap. 7
b	Coefficient de Biot	Chap. 7
β	Proportion de la déformation visqueuse macroscopique du squelette attribuée à une variation de la porosité	Chap. 7
J^e	Partie élastique (instantanée) de la fonction de complaisance	Chap. 7
J^v	Partie visqueuse de la fonction de complaisance	Chap. 7
ϕ^v	Variation volumique visqueuse de la porosité	Chap. 7
α	Coefficient de dilatation chimique	Chap. 7
ψ	Energie libre spécifique du milieu poreux	Chap. 7
ϵ^{ve}	Déformation viscoélastique macroscopique	Chap. 8
ϕ^{ve}	Variation volumique viscoélastique de la porosité	Chap. 8
ϵ^{fct}	Déformation de fluage à court terme	Chap. 8
ϵ^{flt}	Déformation de fluage à long terme	Chap. 8
ϵ_s^v	Déformation visqueuse de la matrice solide	Chap. 8
ϕ_0	Porosité avant chargement	Chap. 8
ϕ	Potentiel de dissipation intrinsèque du squelette	Chap. 8
ϕ^{fct}	Variation volumique visqueuse à court terme de la porosité	Chap. 8
ϕ^{flt}	Variation volumique visqueuse à long terme de la porosité	Chap. 8

W_{pr}	Potentiel réduit de l'énergie libre	Chap. 8
W_{eb}	Energie bloquée de l'énergie libre	Chap. 8
A_{ξ}	Fonction affine caractérisant la variable force thermodynamique associée au degré d'hydratation	Chap. 8
φ_s	Dissipation d'énergie du squelette liée au fluage	Chap. 8
φ_{\rightarrow}	Dissipation d'énergie du squelette liée à la réaction d'hydratation	Chap. 8
W^*	Transformée de Legendre-Fenchel du potentiel réduit de l'énergie libre	Chap. 8
χ	Coefficient de dilatation volumique chimique de la porosité	Chap. 8
χ_1	Coefficient de dilatation volumique chimique de la porosité lié à la contraction Le Chatelier	Chap. 8
χ_2	Coefficient de dilatation volumique chimique de la porosité lié à la consommation d'eau pour former les hydrates	Chap. 8
N	Module de Biot	Chap. 8
L	Constante d'équilibre de l'hydratation	Chap. 8
κ	Déséquilibre thermodynamique de l'hydratation induit par le fluage	Chap. 8
λ	Fonction qui caractérise le taux d'évolution de la réaction d'hydratation	Chap. 8
k	Propriétés du matériau ayant une influence sur l'évolution du degré d'hydratation	Chap. 8
\tilde{A}_{ξ}	Fonction affine caractérisant le taux d'évolution de la réaction d'hydratation	Chap. 8
a_{ξ}	Coefficient permettant de décrire l'évolution du degré d'hydratation	Chap. 8
b_{ξ}	Coefficient permettant de décrire l'évolution du degré d'hydratation	Chap. 8
c_{ξ}	Coefficient permettant de décrire l'évolution du degré d'hydratation	Chap. 8
D^v	Potentiel de dissipation du fluage	Chap. 8
η_{ct}	Variable caractérisant l'amortisseur du fluage à court terme	Chap. 8
η_{lt}	Variable caractérisant l'amortisseur du fluage à long terme	Chap. 8
E_{ct}	Variable caractérisant le ressort du fluage à court terme	Chap. 8
J^{ct}	Fluage à court terme de la fonction de complaisance	Chap. 8
J^{lt}	Fluage à long terme de la fonction de complaisance	Chap. 8
a_{lt}	Coefficient caractérisant l'évolution du fluage à long terme	Chap. 8

b_{lt}	Coefficient caractérisant l'évolution du fluage à long terme	Chap. 8
V_{mt}	Volume de la matrice solide	Chap. 8
V_g	Volume de granulat	Chap. 8
p^*	Pression moyenne de fluide	Chap. 8
U	Somme des énergies de surface liquide/gaz, liquide/solide et gaz/solide	Chap. 8
S_g	Degré de saturation en gaz	Chap. 8
d_c	Masse volumique du ciment	Chap. 9
d_e	Masse volumique de l'eau	Chap. 9
d_g	Masse volumique des granulats	Chap. 9
R_c	Rapport volumique du ciment par rapport au volume total d'un béton	Chap. 9
R_e	Rapport volumique de l'eau par rapport au volume total d'un béton	Chap. 9
R_g	Rapport volumique des granulats par rapport au volume total d'un béton	Chap. 9
R^{ch}	Retrait chimique d'un ciment	Chap. 9
a_{CLC}	Coefficient caractérisant l'évolution du retrait chimique	Chap. 9
b_{CLC}	Coefficient caractérisant l'évolution du retrait chimique	Chap. 9
E_L	Masse d'eau liée pour un gramme de ciment hydraté	Chap. 9
V_p	Volume de pore cumulé pour tous les rayons de pores supérieurs à R_p	Chap. 9
R_p	Rayon de pore	Chap. 9
V_m	Volume de vide cumulé pour un rayon de ménisque	Chap. 9
R_m	Rayon de ménisque	Chap. 9
L_p	Longueur équivalente d'un cylindre de volume dV_p pour un rayon de pore R_p	Chap. 9
V^{Cap}	Proportion du volume poreux total considéré dont les pores sont de grandes tailles	Chap. 9
V^{Hyd}	Proportion du volume poreux total considéré dont les pores sont de petites tailles	Chap. 9
M^C	Coefficient caractérisant la distribution poreuse des pores de grandes tailles	Chap. 9
M^H	Coefficient caractérisant la distribution poreuse des pores de petites tailles	Chap. 9
m^C	Coefficient caractérisant la distribution poreuse des pores de grandes tailles	Chap. 9
m^H	Coefficient caractérisant la distribution poreuse des pores de petites tailles	Chap. 9
D	Volume poreux total des pores de petites tailles	Chap. 9

M_{\max}^C	Coefficient caractérisant l'évolution de la distribution poreuse des pores de grandes tailles	Chap. 9
M_{\min}^C	Coefficient caractérisant l'évolution de la distribution poreuse des pores de grandes tailles	Chap. 9
m_{\max}^C	Coefficient caractérisant l'évolution de la distribution poreuse des pores de grandes tailles	Chap. 9
m_{\min}^C	Coefficient caractérisant l'évolution de la distribution poreuse des pores de grandes tailles	Chap. 9
M_{\max}^H	Coefficient caractérisant l'évolution de la distribution poreuse des pores de petites tailles	Chap. 9
M_{\min}^H	Coefficient caractérisant l'évolution de la distribution poreuse des pores de petites tailles	Chap. 9
m_{\max}^H	Coefficient caractérisant l'évolution de la distribution poreuse des pores de petites tailles	Chap. 9
m_{\min}^H	Coefficient caractérisant l'évolution de la distribution poreuse des pores de petites tailles	Chap. 9
D_m	Coefficient caractérisant l'évolution du volume total des pores de petites tailles	Chap. 9
a_{YG}	Coefficient caractérisant l'évolution du module de Young	Chap. 9
b_{YG}	Coefficient caractérisant l'évolution du module de Young	Chap. 9
c_{YG}	Coefficient caractérisant l'évolution du module de Young	Chap. 9
d_{YG}	Coefficient caractérisant l'évolution du module de Young et la prise du matériau	Chap. 9
a_{ct}	Coefficient caractérisant l'évolution de la rigidité d'un élément de Kelvin-Voigt pour le fluage à court terme	Chap. 9
b_{ct}	Coefficient caractérisant l'évolution de la rigidité d'un élément de Kelvin-Voigt pour le fluage à court terme	Chap. 9
c_{ct}	Coefficient caractérisant l'évolution de la rigidité d'un élément de Kelvin-Voigt pour le fluage à court terme	Chap. 9
a_{τ}	Coefficient caractérisant l'évolution de l'amortisseur d'un élément de Kelvin-Voigt pour le fluage à court terme	Chap. 9
b_{τ}	Coefficient caractérisant l'évolution de l'amortisseur d'un élément de Kelvin-Voigt pour le fluage à court terme	Chap. 9

c_τ	Coefficient caractérisant l'évolution de l'amortisseur d'un élément de Kelvin-Voigt pour le fluage à court terme	Chap. 9
ε_{lin}^g	Gonflement macroscopique en 1D	
a_{gf}	Coefficient caractérisant l'évolution du gonflement	Chap. 9
d_{gf}	Coefficient caractérisant l'évolution du gonflement	Chap. 9
ε^{re}	Retrait endogène volumique	Chap. 9
ε_{lin}^{re}	Retrait endogène en 1D	Chap. 9
a_b	Coefficient caractérisant l'évolution du coefficient de Biot	Chap. 9
b_b	Coefficient caractérisant l'évolution du coefficient de Biot	Chap. 9

PARTIE IX

RÉFÉRENCES

- Acker, P., "Swelling, shrinkage and creep: a mechanical approach to cement hydration," *Materials and Structures*, 37, 237-243, 2004
- Acker, P. and F.-J. Ulm, "Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements," *Nuclear Engineering and Design*, 203, 143-158, 2001
- Ai, H., J. F. Young and G. W. Scherer, "Thermal Expansion Kinetics: Method to Measure Permeability of Cementitious Materials: II, Application to Hardened Cement Pastes," *Journal of the American Ceramic Society*, 84, 2, 385-391, 2001
- Aitcin, P.-C., N. Neville and P. Acker, "Les différents types de retrait du béton," *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 215, 41-51, 1998
- Al-Kubaisy, M. A. and A. G. Young, "Failure of Concrete under sustained tension," *Magazine of Concrete Research*, 27 (92), 171-178, 1975
- Altoubat, S. A. and D. A. Lange, *Early age stresses and creep-shrinkage interaction of restrained concrete*, FAA Center of Excellence for Airport Technology Report N° 14, Urbana, Illinois: Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, March 2001
- Badmann, R., N. Stockhausen and M. J. Setzer, "The statistical thickness and the chemical potential of adsorbed water films," *J. Coll. Interface*, 82, 534-542, 1981
- Barcelo, L., "Influence des caractéristiques des ciments sur la structuration et le comportement dimensionnel des matériaux cimentaires au jeune âge", Thèse de doctorat, Cachan, ENS Cachan - LMT, 2001, 293 p.
- Barcelo, L., M. Moranville and B. Clavaud, "Autogenous shrinkage of concrete: a balance between autogenous swelling and self-desiccation," *Cement and Concrete Research*, 35, 177-183, 2005
- Baroghel-Bouny, V., M. Mainguy, T. Lassabatere and O. Coussy, "Characterisation and identification of equilibrium and transfert moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials," *Cement and Concrete Research*, 29, 1225-1238, 1999
- Baroghel-Bouny, V., P. Mounanga, A. Khelidj, A. Loukili and N. Rafaï, "Autogenous deformations of cement pastes Part II. W/C effects, micro-macro correlations, and threshold values," *Cement and Concrete Research*, 36, 123-136, 2006
- Baron, J. and R. Sauterey. *Le béton hydraulique. Connaissance et pratique*, Paris, France, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1982, 560

- Bazant, Z. P., "Thermodynamics of hindered adsorption and its implications for hardened cement paste and concrete," *Cement and Concrete Research*, 2, 1, 1-16, 1972
- Bazant, Z. P., "Viscoelasticity of solidifying porous material - concrete," *Journal of the engineering mechanics division*, 103, EM6, 1049-1067, 1977
- Bazant, Z. P. *Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete*, New York, John Wiley & Sons Ltd, 1988,
- Bazant, Z. P., "Prediction of concrete creep and shrinkage: past, present and future," *Nuclear Engineering and Design*, 203, 27-38, 2001
- Bazant, Z. P. and J. C. Chern, "Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism," *Materials and Structures*, 18, 103, 1-20, 1985
- Bazant, Z. P., G. Cusatis and L. Cedolin, "Temperature Effect on Concrete Creep Modeled by Microprestressing-Solidification Theory," *Journal of engineering mechanics*, 130, 6, 691-699, 2004
- Bazant, Z. P., A. B. Hauggaard, S. Baweja and F.-J. Ulm, "Microprestressing-solidification theory for concrete creep. I: Aging and drying effects," *Journal of engineering mechanics*, 123, 11, 1188-1194, 1997a
- Bazant, Z. P. and S. Prasanna, "Solidification theory for concrete creep. I: Formulation," *Journal of engineering mechanics*, 115, 8, 1691-1703, 1989a
- Beltzung, F., "Approche colloïdale du retrait des matrices cimentaires", PhD thesis, Zurich, Ecole Polytechnique Fédérale de Zurich, 2004, 17 p.
- Beltzung, F. and F. H. Wittmann, *Colloidal Mechanisms of Hygral Volume Change of Hardened Cement Paste, Creep, shrinkage and durability of concrete and concrete structures - CONCREEP7*, G. Pijaudier-Cabot, B. Gérard and P. Acker, Nantes, France, 2005
- Beltzung, F. and F. H. Wittmann, "Role of disjoining pressure in cement based materials," *Cement and Concrete Research*, 35, 2364-2370, 2005
- Benboudjema, F., "Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires", Thèse de doctorat, Marne la Vallée, Université de Marne-La-Vallée, UFR de Sciences et Technologies, 2002, 258 p.
- Benboudjema, F., F. Meftah, G. Heinfling, F. Le Maou and J. M. Torrenti, Effets différés - Fluage et retrait, In *Comportement mécanique du béton*, J.-M. Reynouard and G. Pijaudier-Cabot, Paris, Hermes Science - Lavoisier, 2005
- Bentur, A., Early age shrinkage and cracking in cementitious systems, *International RILEM Workshop on Shrinkage of Concrete - Shrinkage 2000*, V. Baroghel-Bouny and P.-C. Aitcin, Paris, France, RILEM, 2000

- Bentur, A., S.-I. Igarashi and K. Kovler, "Prevention of autogenous shrinkage in high-strength concrete by internal curing using wet lightweight aggregates," *Cement and Concrete Research*, 31, 1587-1591, 2001
- Bentz, D. P., *A three-dimensional cement hydration and microstructure program. I. Hydration rate, heat of hydration, and chemical shrinkage*, NISTIR 6269, Gaithersburg, Maryland, US, NIST Building and Fire Research Laboratory, 1995
- Bentz, D. P., *A three-dimensional cement hydration and microstructure development modelling package. Version 2.0*, NISTIR 6269, Gaithersburg, Maryland, US, NIST Building and Fire Research Laboratory, 2000
- Bentz, D. P., E. J. Garboczi and D. A. Quenard, "Modelling drying shrinkage in reconstructed porous materials: application to porous Vycor glass," *Modelling Simul. Mater. Sci. Eng.*, 6, 211-236, 1998
- Bernard, O., F.-J. Ulm and E. Lemarchand, "A multiscale micromechanics-hydration model for the early-age elastic properties of cement-based materials," *Cement and Concrete Research*, 33, 8, 1293-1309, 2003
- Berthollet, A., "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, Villeurbanne, INSA de Lyon, 2003, 406 p.
- Biot, M. A., "General theory of three-dimensional consolidation," *Journal of applied physics*, 12, 155-164, 1941
- Biot, M. A., "Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid," *Journal of applied physics*, 26, 2, 182-185, 1955
- Bissonnette, B., "Le fluage en traction un aspect important de la problématique des réparations minces en béton", PhD thesis, Québec, Université Laval, Faculté des sciences et de génie - Département de génie civil, 1996, 290
- Bissonnette, B., J. Marchand, J. P. Charron, A. Delagrave and L. Barcelo, Early Age Behavior of Cement-Based Materials, In *Materials Science of Concrete VI*: 243-326, 2000
- Bissonnette, B., P. Pierre and M. Pigeon, "Influence of Key parameters on drying shrinkage of cementitious materials," *Cement and Concrete Research*, 29, 1655-1662, 1999
- Bjøntegaard, Ø., "Thermal Dilatation and Autogenous Deformation as Driving Forces to Self-Induced Stresses in High Performance Concrete", Doctorat thesis, Trondheim, The Norwegian University of Science and Technology, Dept. of Structural Engineering, 1999, 256 p.
- Bjøntegaard, Ø., T. A. Hammer and E. J. Sellevold, "On the measurement of free deformation of early age cement paste and concrete," *Cement and Concrete Composites*, 26, 427-435, 2004
- Bouhlef, M., "Vers une meilleure compréhension du comportement thermique et viscoélastique des bétons au jeune âge", PhD thesis, Québec, Laval University, En cours

- Bouhlef, M., "Vers une meilleure compréhension du comportement thermique et viscoélastique des bétons au jeune âge", PhD (in preparation), Laval University, 2005,
- Bouhlef, M., "Vers une meilleure compréhension du comportement thermique et viscoélastique des bétons au jeune âge", PhD (in preparation), Laval University, 2006,
- Bresson, A., "Influence de la minéralogie sur le comportement des mortiers de ciment au jeune âge", Maîtrise en Génie Civil, Québec, Laval University, 2005, 197 p.
- Brouwers, H. J. H., "The work of Powers and Brownnyard revisited: Part 1," *Cement and Concrete Research*, 34, 1697-1716, 2004
- Brown, M. D., G. Sellers, K. Folliard and D. Fowler, *Restrained shrinkage cracking of concrete bridge decks: state-of-the-art review*, Report 4098-1, USA, Center for transportation Research - The University of Texas at Austin, 2001
- Brown, P. W., D. Shi and J. P. Skalny, Porosity/permeability relationships, In *Concrete microstructure, porosity and permeability*, D. M. Roy, P. W. Brown, D. Shi, B. E. Sheetz and W. May, Washington, Materials Research Laboratory - The Pennsylvania State University: 43-75, 1993
- Buil, M. and J.-P. Ollivier, Conception des bétons: la structure poreuse, In *La durabilité des bétons*, J. Baron and J. P. Ollivier, Paris, Presse ENPC, 1992
- Byfors, J., "Plain concrete at early ages", PhD thesis, Stockholm, Royal institute of technology, Department of building materials, 1980, 345 p.
- Carol, I. and Z. P. Bazant, "Viscoelasticity with aging caused by solidification of nonaging constituent," *Journal of engineering mechanics*, 119, 11, 2252-2269, 1993
- Cervera, M., R. Faria, J. Oliver and T. Prato, "Numerical modelling of concrete curing, regarding hydration and temperature phenomena," *Computers and Structures*, 80, 1511-1521, 2002
- Cervera, M., J. Oliver and T. Prato, "Thermo-chemo-mechanical model for concrete. I: hydration and aging," *Journal of engineering mechanics*, 125, 9, 1018-1027, 1999a
- Cervera, M., J. Oliver and T. Prato, "Thermo-chemo-mechanical model for concrete. II: Damage and Creep," *Journal of engineering mechanics*, 125, 9, 1028-1039, 1999b
- Chanvillard, G. *Le matériau béton: connaissances générales*, Lyon, ALEAS Editeur, 1999,
- Charron, J. P., "Contribution à l'étude du comportement au jeune âge des matériaux cimentaires en conditions de déformations libre et restreinte", PhD thesis, Québec, Université Laval, Département Génie Civil, 2003, 332 p.
- Chavant, C., *Modèles de comportement THHM*, R7.01.11, EDF/Code_Aster, 2001
- Chavant, C., *Modélisations THHM. Généralités et algorithmes*, R7.01.10, EDF/Code_Aster, 2001
- Couarraze, G. and J.-L. Grossiord. *Initiation à la rhéologie*, Paris, Tec. & doc., 2000, 300 p.

- Coussy, O. Poro Mechanics, England, John Wiley & Sons, 2004,
- Coussy, O., P. Dangla, T. Lassabatere and V. Baroghel-Bouny, "The equivalent pore pressure and the swelling and shrinkage of cement-based materials," *Materials and Structures*, 37, 265, 15 - 30, 2004
- Coussy, O., R. Eymard and T. Lassabatere, "Constitutive modeling of unsaturated drying deformable materials," *Journal of engineering mechanics*, 124, 6, 658-667, 1998
- Coussy, O. and T. Lassabatere, Couplages thermo-hydro-chimico-mécaniques en milieu poreux. Application aux structures en béton aux jeunes âges et aux structures de stockage, *Congrès Français de Thermiques, SFT*, Presqu'île de Giens, France, 2004
- D'Aloia, L., "Détermination de l'énergie d'activation apparente du béton dans le cadre de l'application de la méthode du temps équivalent à la prévision de la résistance en compression au jeune âge: approches expérimentales mécanique et calorimétrique, simulations numériques", These de doctorat, Vaux en Velin, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Département génie civil et bâtiment, 1998, 511 p.
- De Schutter, G., "Modelling of early age thermal cracking in hardening concrete including creep and softening behaviour," *Concrete Science and Engineering*, 3, 146-150, 2001
- De Schutter, G., "Fundamental study of early age concrete behaviour as a basis for durable concrete structures," *Materials and Structures*, 35, 15-21, 2002
- De Schutter, G. and K. Kovler, Short-term mechanical properties, In *Early age cracking in cementitious systems*, A. Bentur, RILEM TC-181 EAS Committee: 126-135, 2003
- De Schutter, G. and K. Kovler, Visco-elastic response, In *Early age cracking in cementitious systems*, A. Bentur, RILEM TC-181 EAS Committee: 126-135, 2003
- De Schutter, G. and L. Taerwe, "Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete," *Materials and Structures*, 29, 335-344, 1996
- Diamond, S., "Mercury porosimetry - An inappropriate method for the measurement of pore size distributions in cement-based materials," *Cement and Concrete Research*, 30, 10, 1517-1525, 2000
- Fafard, M., M. T. Boudjelal, B. Bissonnette and A. Cloutier, "Three-Dimensional Viscoelastic Model with Nonconstant Coefficients," *Journal of engineering mechanics*, 127, 8, 808-815, 2001
- Feldman, R. F. and P. J. Sereda, "A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties," *Matériaux et Constructions*, 1, 6, 509-520, 1968
- Feylessoufi, A., F. Cohen Tenoudji, V. Morin and P. Richard, "Early ages shrinkage mechanisms of ultra-high-performance cement-based materials," *Cement and Concrete Research*, 31, 1573-1579, 2001
- Folliot, A. and M. Buil, La structuration progressive de la pierre de ciment, In *Le béton hydraulique - Connaissance et pratique*, J. Baron and R. Sauterey, Paris, Presse de l'ENPC, 1982

- Gaidis, J. M. and E. M. Gartner, Hydration Mechanisms II, In *Materials Science of Concrete II*, J. Skalny and Westerville, American Ceramic Society, 1991
- Gartner, E. M., J. M. Gaidis and W. R. Grace, Hydration Mechanisms, I, In *Materials Science of Concrete*, American Ceramic Society, 1989
- Georgin, J.-F., J. Ambroise, J. Pera and J.-M. Reynouard, Optimisation des chapes vis-à-vis du phénomène de curling, *Cinquième édition des Journées scientifiques du Regroupement Francophone pour la Recherche et la Formation sur le béton*, Liège, Belgique, 2004
- Granger, L., "Comportement différé du béton dans les enceintes nucléaires: analyse et modélisation", Thèse de doctorat, Paris, Ecole des Ponts et Chaussées, 1995, 398 p.
- Granger, L. and Z. P. Bazant, "Effect of Composition on basic Creep of Concrete and Cement Paste," *Journal of engineering mechanics*, 121, 11, 1261-1270, 1995
- Gray, W. G. and B. A. Schrefler, "Thermodynamic approach to effective stress in partially saturated porous media," *European Journal of applied Mechanics in Solids*, 20, 521-538, 2001
- Guénot-Delahaie, I., "Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre du béton", Thèse de doctorat, Paris, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996, 165 p.
- Gutsch, A.-W., *Viscoelastic behaviour of Early Age Concrete*, IPACS Report BE96-3843/2001, Sweden, Department of Civil & Mining Engineering, Division of Structural Engineering, 2001
- Hansen, T. C., "Physical structure of hardened cement paste. A classical approach," *Materials and Structures*, 19, 114, 423-436, 1986
- Haouas, A., V. Lamour, F. Benboudjema and M. Moranville, Nouvelle méthode de caractérisation et d'analyse du comportement des mortiers industriels au jeune âge, *Cinquième édition des Journées scientifiques du Regroupement Francophone pour la Recherche et la Formation sur le béton*, Liège, Belgique, 2004
- Hattel, J. H. and J. Thorborg, "A numerical model for predicting the thermomechanical conditions during hydration of early-age concrete," *Applied Mathematical Modelling*, 27, 1-26, 2003
- Hauggaard, A. B., L. Damkilde and P. F. Hansen, "Transitional thermal creep of early age concrete," *Journal of engineering mechanics*, 125, 4, 458-465, 1999
- Hellmich, C., F.-J. Ulm and H. A. Mang, "Multisurface Chemoplasticity. I: Material Model for Shotcrete," *Journal of engineering mechanics*, 125, 6, 692-701, 1999a
- Hua, C., *Analyses et modélisations du retrait d'autodessiccation de la pâte de ciment durcissante*, LCPC OA 15 - Issu du rapport de thèse de l'ENPC, Paris, 1995
- Hua, C., P. Acker and A. Ehrlacher, "Analyses and models of the autogenous shrinkage of hardening cement paste. I. Modelling at macroscopic scale," *Cement and Concrete Research*, 25, 7, 1457-1468, 1995
- Igarashi, S.-I., A. Bentur and K. Kovler, "Autogenous shrinkage and induced restraining stresses in high-strength concretes," *Cement and Concrete Research*, 30, 1701-1707, 2000

- Jensen, M. O. and P. F. Hansen, "Autogenous deformation and RH-change in perspective," *Cement and Concrete Research*, 31, 1859-1865, 2001
- Jiang, Z., Z. Sun and P. Wang, "Autogenous relative humidity change and autogenous shrinkage of high-performance cement pastes," *Cement and Concrete Research*, 35, 1539-1545, 2005
- Jurkiewicz, B., "Analyse et modélisation du comportement différé des ouvrages constitués de plusieurs matériaux", Thèse de doctorat, Clermont-Ferrand, France, Université Blaise Pascal, 1996,
- Kada-Benameur, H., B. Duthoit, G. Lejeune and P. Acker, "Dispositif d'étude de la cinétique d'hydratation des bétons par calorimétrie isotherme," *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 210, 31-40, 1997
- Kovler, K., "Testing system for determining the mechanical behaviour of early age concrete under restrained and free uniaxial shrinkage," *Materials and Structures*, 27, 324-330, 1994
- Lachemi, M., H. Mesbah, N. Petrov and P.-C. Aitcin, Minimizing Autogenous Shrinkage and Early Age Cracking in High Performance Concrete Structures, *Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials*, F.-J. Ulm, Z. P. Bazant and F. H. Wittmann, Cambridge, USA, Elsevier, 2001
- Laplante, P., "Propriétés mécaniques des bétons durcissants: analyse comparée des bétons classiques et à très hautes performances", Thèse de doctorat, Paris, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France, 1993, 299 p.
- Lassabatere, T., "Couplages hydromécaniques en milieu poreux non saturé avec changement de phase - Application au retrait de dessiccation", Thèse de doctorat, Paris, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1994, 224 p.
- Lemaitre, J. and J.-L. Chaboche. *Mécanique des matériaux solides*, Paris, Dunod, 1996,
- LeRoy, R., "Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances", Thèse de Doctorat, Paris, Ecole des Ponts et Chaussées, 1996, 343 p.
- Lory, F., "Evaluation de la distribution poreuse d'un matériau cimentaire au jeune âge par thermoporométrie", Rapport de Master de Recherche, Cachan, ENS Cachan, 2005,
- Lura, P., "Autogenous deformation and internal curing of concrete", PhD thesis, Netherlands, Delft University, 2003, 208 p.
- Lura, P., M. O. Jensen and K. van Breugel, "Autogenous shrinkage in high-performance cement paste: an evaluation of basic mechanisms," *Cement and Concrete Research*, 33, 223-232, 2003
- Marchand, J., *Cours de Durabilité du béton - 3ème cycle*, Québec, Canada, Université Laval, 2005
- Morency, M., B. Bissonnette and A. M. Vaysburd, Sensibilité à la fissuration des matériaux de réparation pour le béton: développement et validation d'une méthode d'essai, *Cinquième édition des Journées scientifiques du Regroupement Francophone pour la Recherche et la Formation sur le béton*, Liège, Belgique, 2004

- Mounanga, P., A. Khelidj, A. Loukili and V. Baroghel-Bouny, "Predicting Ca(OH)₂ content and chemical shrinkage of hydrating cement pastes using analytical approach," *Cement and Concrete Research*, 34, 255-265, 2004
- Nechnech, W., "Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées", Thèse de doctorat, Villeurbanne, INSA de Lyon, 2000, 207 p.
- Neville, A. M. Propriétés des bétons, Paris, Eyrolles, 2000, 810 p.
- Neville, A. M., D. W.H and B. J.J. Creep of plain and structural concrete, London, Construction Press, 1983, 361 p.
- Olson, R. A., C. M. Neubauer and H. M. Jennings, "Damage to the pore structure of hardened portland cement paste by mercury intrusion," *Journal of american ceramic society*, 80, 2454-2458, 1997
- Østergaard, L., D. A. Lange, S. A. Altoubat and H. Stang, "Tensile basic creep of early-age concrete under constant load," *Cement and Concrete Research*, 31, 12, 1895-1899, 2001
- Paillère, A. M. and J. J. Serrano, "Appareil d'étude de la fissuration du béton," *Bulletin de Liaison Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 83, 29-38, 1976
- Perez, F., *Le gonflement ettringitique*, Rapport interne, CRIB, Université Laval, Québec, 1999
- Persson, B., "Experimental studies on shrinkage of high-performance concrete," *Cement and Concrete Research*, 28, 7, 1023-1036, 1998
- Persson, B., "Correlating laboratory and field tests of creep in high-performance concrete," *Cement and Concrete Research*, 31, 389-395, 2001
- Powers, T. C. and T. L. Brownyard, "Studies of the Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste," *ACI Journal*, Proc, 43, 1946
- Princigallo, A., P. Lura, K. van Breugel and G. Levita, "Early development of properties in a cement paste: A numerical and experimental study," *Cement and Concrete Research*, 33, 7, 1013-1020, 2003
- Protière, Y., "Les bétons exposés au gel - Formation de glace et développement de contraintes internes", PhD thesis, Québec, Université Laval, En cours
- Razakanaivo, A., *Relation de comportement de Granger pour le fluage propre du béton*, R7.01.01, EDF/Code_Aster, 2001
- Reichenauer, G., "Extracting the pore size distribution of compliant materials from nitrogen adsorption," *Colloids and Surfaces*, 187-188, 41-50, 2001
- Richard, D., "Aspects thermomécaniques de la modélisation par éléments finis du préchauffage électrique d'une cuve de Hall-Héroult: Lois constitutives, conception orientée-objet et validation", PhD thesis, Québec, Université Laval, 2004, 201 p.

- Roy, D. M., P. W. Brown, D. Shi, B. E. Scheetz and W. May, *Concrete Microstructure - Porosity and Permeability*, SHRP-C-628, Materials Research Laboratory - The Pennsylvania State University, 1993
- Sellevoid, E. J. and H. Justnes, High strength concrete binders. Part B: Nonevaporable water, self-desiccation, and porosity of cement pastes with condensed silica fume, *4th CANMET/ACI Intl. Conference on Fly ash, silica fume, and self-desiccation during hydration*, Istanbul, Turkey, 1992
- Sercombe, J., C. Hellmich, F.-J. Ulm and H. A. Mang, "Modeling of Early-Age Creep of Shotcrete. 1: Model and Model Parameters," *Journal of engineering mechanics*, 126, 3, 284-291, 2000
- Sierra, R., "Répartition des différentes formes d'eau dans la structure des pâtes pures de C3S et de ciment Portland," *Bulletin de Liaison Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 117, 77-81, 1982
- Tamtsia, B. T., J. J. Beaudoin and J. Marchand, "The early age short-term creep of hardening cement paste: load-induced hydration effects," *Cement and Concrete Composites*, 26, 481-489, 2004
- Tazawa, E. and S. Miyazawa, "Influence of cement and admixture on autogenous shrinkage of cement paste," *Cement and Concrete Research*, 25, 2, 281-287, 1995a
- Tazawa, E., S. Miyazawa and T. Kasai, "Chemical shrinkage and autogenous shrinkage of hydrating cement paste," *Cement and Concrete Research*, 25, 2, 288-292, 1995b
- Therrien, J., "Etude de l'évolution des propriétés de transfert hygrométrique d'un mortier au jeune âge", Thèse de maîtrise (MSc), Québec, Université Laval, Département génie civil, 2001, 185 p.
- Toma, G., "Comportement des bétons au jeune âge", Thèse de doctorat, Québec, Université Laval, 1999,
- Torrenti, J. M., *Comportement mécanique du béton: bilan de six années de recherche*, Rapport du LCPC - OA23, 1996
- Torrenti, J. M. and F. Benboudjema, "Mechanical threshold of cementitious materials at early age," *Materials and Structures*, 38, 277, 299-304, 2005
- Tritsch, N., D. Darwin and J. Browning, *Evaluating shrinkage and cracking behavior of concrete using restrained ring and free shrinkage tests*, SM Report n°77, The University of Kansas Center for Research, Inc., 2005
- Ulm, F.-J., *Couplages thermo-chémomécaniques dans les bétons - Un premier bilan*, Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, 1999
- Ulm, F.-J. and P. Acker, "Le point sur le fluage et la recouvrance des bétons," *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Spécial XX, Réf 4170, 73-82, 1998
- Ulm, F.-J., G. Constantinides and F. H. Heukamp, "Is concrete a poromechanics material? A multiscale investigation of poroelastic properties," *Materials and Structures*, 37, 43-58, 2004

- Ulm, F.-J. and O. Coussy, "Strength growth as chemo-plastic hardening in early age concrete," *Journal of engineering mechanics*, 122, 12, 1123-1132, 1996
- Ulm, F.-J. and O. Coussy, "Couplings in early-age concrete: from material modeling to structural design," *International Journal of Solids and Structures*, 35 (31-32), 4295-4311, 1998
- Ulm, F.-J., E. Lemarchand and F. H. Heukamp, "Elements of chemomechanics of calcium leaching of cement-based materials at different scales," *Engineering Fracture Mechanics*, 70, 871-889, 2003
- van Breugel, K., "Numerical simulation of hydration and microstructural development in hardening cement-based materials (I) Theory," *Cement and Concrete Research*, 25, 2, 319-331, 1995
- van Breugel, K., *Hydration of Cement-Based Systems. Aspects of hydration of cement-based systems and possibilities to quantify the evolution of hydration processes*, IPACS report 2.1-T1, Sweden, Department of Civil & Mining Engineering Division of Structural Engineering, 2001
- van Breugel, K., *Stress predictions in hardening concrete. The role of microstructural development*, IPACS Report, 2001
- Vichit-Vadakam, W. and G. W. Scherer, "Measuring permeability and stress relaxation of young cement paste by beam bending," *Cement and Concrete Research*, 33, 1925-1932, 2003
- Vocka, R., C. Gallé, M. Dubois and A. D. J. Haymet, "Mercury intrusion porosimetry and hierarchical structure of cement pastes - theory and experiment," *Cement and Concrete Research*, 30, 521-527, 2000
- Waller, V., "Relations entre composition des bétons, exothermie en cours de prise et résistance en compression", Thèse de doctorat, Paris, ENPC, 2000, 300 p.
- Wittmann, F. H., "Surface tension shrinkage and strength of hardened cement paste," *Matériaux et Constructions*, 1, 6, 547-552, 1968
- Wittmann, F. H., Propriétés de la pâte de ciment durcie, In *7ème congrès international de la chimie des ciments*, Paris, Septima, 1, 1980
- Ye, G., "Percolation of capillary pores in hardening cement pastes," *Cement and Concrete Research*, 35, 167-176, 2005
- Ye, G., P. Lura, K. van Breugel and A. L. A. Fraaij, "Study on the development of the microstructure in cement-based materials by means of numerical simulation and ultrasonic pulse velocity measurement," *Cement and Concrete Composites*, 26, 491-497, 2004
- Yuan, Y., G. Li and Y. Cai, "Modeling for prediction of restrained shrinkage effect in concrete repair," *Cement and Concrete Research*, 33, 347-352, 2003
- Zhou, Q. and J. J. Beaudoin, "Effect of applied hydrostatic stress on the hydration of Portland cement and C3S," *Advances in Cement Research*, 15, 1, 9-16, 2003

- Zhutovsky, S., K. Kovler and A. Bentur, "Influence of cement paste matrix properties on the autogenous curing of high-performance concrete," *Cement and Concrete Composites*, 26, 499-507, 2004
- Zuber, B., "Vers une modélisation numérique du comportement des matériaux cimentaires exposés au gel", Thèse de doctorat en cotutelle, Québec et Paris, Université Laval et ENS Cachan, 2002, 272 p.
- Zuber, B. and J. Marchand, "Modeling the description of hydrated cement systems exposed to frost action. Part 1: Description of the mathematical model," *Cement and Concrete Research*, 30, 1929-1939, 2000