

Université Lille1 Sciences et Technologies

Laboratoire de Mécanique de Lille (UMR 8107)

Ecole Doctorale Régionale Sciences Pour l'Ingénieur Lille
Nord-de-France

Année 2009- N° d'ordre : 40184

Thèse

*Pour obtenir le grade de
Docteur de l'Université Lille1 Sciences et Technologies*

Discipline : Génie Civil

Apports de l'Analyse Microtomographique dans la Modélisation des Effets du Séchage des Matériaux à Matrice Cimentaire

Présentée et soutenue publiquement par

Cheng PENG

Soutenue le 16 Décembre, 2009 devant le jury constitué de :

M. Jean-Michel TORRENTI, Ingénieur des Ponts-HDR, LCPC	Rapporteur
M. Yann MALECOT, Professeur, Université Joseph Fourier – Grenoble I	Rapporteur
M. Dominique BERNARD, Directeur de recherche CNRS, ICMCB	Examineur
M. Frédéric SKOCZYLAS, Professeur, Ecole Centrale de Lille	Examineur
M. Nicolas BURLION, Professeur, Université Lille 1 Sciences et Technologies	Directeur de Thèse

Remerciements

Je tiens à manifester ma plus profonde et sincère reconnaissance envers mon directeur de thèse Monsieur **Nicolas Burlion** pour m'avoir offert la possibilité de réaliser ce travail. Sa rigueur scientifique, ses conseils avisés et ses précieuses remarques m'ont aidé et motivé dans la réalisation de cette thèse. Il a su m'orienter et m'apporter l'optimisme et la confiance nécessaire à la réalisation d'un tel projet. Pour tout cela, merci.

Je remercie également Monsieur **Dominique Bernard** de l'Institut de Chimie de la Matière Condensée de Bordeaux, mon co-directeur de la thèse, avec qui j'ai eu l'honneur de travailler sur les expérimentaux microtomographiques.

Je souhaite remercier très sincèrement Monsieur **Jean-Michel Torrenti** et Monsieur **Yann Malecot** pour avoir accepté de rapporter sur ce mémoire. Je suis très reconnaissant pour le grand intérêt qu'ils portent à ce travail.

Je tiens également à exprimer ma gratitude à Monsieur **Frédéric Skoczylas**, qui est bien voulu examiner ce travail et me faire l'honneur de s'associer au jury.

Enfin, un grand merci à:

mes parents, pour leur persévérance, leur patience et pour leur soutien sans faille;

mon mari **Xi Wang**, pour sa patience, son soutien et ses encouragements durant cette thèse. Sans lui, je n'aurais pas pu surmonter les périodes de stress et de doute. Puisse cette thèse être le début de la réalisation de nos rêves

tous ceux qui m'ont aidé à Xi'an, Dalian en Chine, et à Paris, à Bordeaux et à Lille.

Sommaire

Introduction	4
Chapitre I Bibliographie	7
Introduction.....	7
I.1 Revue bibliographique du comportement hydrique et mécanique des matériaux à matrice cimentaire.....	7
I.1.1 Structuration des matériaux cimentaires.....	7
I.1.1.1 Hydratation du ciment.....	7
I.1.1.2 Structure de la pâte de ciment durcie.....	10
I.1.2 Conséquences de l'hydratation.....	11
I.1.2.1 Retrait endogène.....	11
I.1.2.2 Evolution des caractéristiques mécaniques.....	12
I.1.3 Séchage et retrait de séchage des matériaux cimentaires.....	14
I.1.3.1 Effets locaux.....	16
I.1.3.2 Effet structurel.....	17
I.1.3.3 Retrait de dessiccation.....	18
I.1.3.4 Effet de la dessiccation sur le comportement mécanique.....	19
I.2 Utilisation de la microtomographie par Rayons X sur mortiers.....	26
I.3 Cadre de la modélisation proposée.....	29
I.3.1 Propriétés poromécaniques et endommagement mécanique.....	29
I.3.2 Définition d'endommagement hydrique.....	32
I.3.2.1 Existence d'un endommagement hydrique.....	32
I.3.2.2 Evolution de l'endommagement hydrique.....	34
I.3.2.3 Evolution de l'endommagement hydrique dans le cas de composites ciment – billes de verre.....	35
Conclusion.....	39
Chapitre II Apport de l'Analyse Microtomographique par Rayons X	40
Introduction.....	40
II.1 Tomographie des rayons X.....	40
II.1.1 Tube de la tomographie des rayons X.....	41
II.1.2 Tomographie par radiation synchrotron.....	43
II.1.3 Procédure expérimental.....	45
II.2 Principe de la microtomographie.....	47
II.2.1 Description de la projection mesuré.....	47
II.2.2 Corriger les points chauds et les artéfacts en anneau.....	51
II.2.2.1 Corriger les points chauds en utilisant le filtre médian.....	52

II.2.2.2	Correction des artéfacts en anneau	56
II.3	Reconstruction d'images.....	61
II.3.1	Méthode de la rétroprojection filtrée.....	61
II.3.2	Résultats de la reconstruction d'images des échantillons.....	63
II.3.3	Recalage d'image.....	73
II.3.3.1	Attributs.....	74
II.3.3.2	Modèle de déformation.....	79
II.3.3.3	Critère de similarité	80
II.4	Analyse des résultats.....	82
II.4.1	Evolutions des porosités et des fissurations	82
II.4.2	Fonctions de Minkowski (Blasquez et Poiraudeau 2003).....	90
	Conclusion	95
	Chapitre III Proposition de Modélisation de l'Endommagement	97
	Introduction.....	97
III.1	Présentation du modèle d'endommagement	99
III.1.1	Caractérisation de l'endommagement	99
III.1.1.1	Endommagement mécanique	100
III.1.1.2	Endommagement hydrique.....	101
III.1.1.3	Effet d'endommagement sur la déformation plastique.....	103
III.1.2	Effet de la désaturation.....	103
III.1.2.1	Relation entre la saturation et la pression capillaire	103
III.1.2.2	Modèle de Barcelone.....	106
III.2	Simulation numérique	108
III.2.1	Méthode d'intégration et paramètres utilisés	108
III.2.2	Résultats en compression simple et en traction simple	109
III.3	Prise en compte de l'influence du diamètre des granulats.....	113
III.3.1	Rappel des résultats expérimentaux macroscopiques.....	114
III.3.2	Endommagement hydrique et effets de taille des granulats	117
III.3.2.1	Modélisation phénoménologique	117
III.3.2.2	Détermination la fonction $f(\phi)$	118
III.3.2.3	Modélisation de l'endommagement hydrique avec prise en compte des résultats de microtomographie	125
	Conclusion	136
	Chapitre IV Utilisation du modèle d'endommagement hydrique dans le cas d'un tuilage de dalle dû au séchage	138
	Introduction.....	138
IV.1	Résultats expérimentaux issus des travaux de (Georgin et al. 2008)....	138
IV.1.1	Campagne expérimentale menée.....	138

IV.1.2	Résultats expérimentaux	141
IV.2	Simulations numériques associées à la campagne expérimentale	143
IV.2.1	Présentation de la perte en poids	143
IV.2.2	Analyses des résultats de simulation	149
	Conclusion	159
	Conclusions générales et Perspectives.....	160
	Références bibliographiques	162
	Annexe au Chapitre II	167
	Résumé	170

Introduction

Compte tenu de leurs bonnes propriétés mécaniques et de leurs avantages de mise en œuvre, les matériaux cimentaires sont largement utilisés dans les travaux modernes. Dès lors que les structures sont mises en œuvre, elles subissent des sollicitations d'origines diverses comme, par exemple, les efforts externes, les effets thermiques, les effets chimiques, etc. La dessiccation (aussi appelé *séchage*) est un de ces processus, souvent précurseur aux autres.

Pendant le processus de dessiccation, il est admis que la variation de la teneur en eau, influe sur les comportements mécaniques du matériau, ainsi que sur la durabilité de la structure. En effet, le départ de l'eau libre provoque une contraction ou *retrait* de dessiccation de la matrice cimentaire. Cette contraction n'est pas libre à cause de la présence des inclusions rigides (granulats en particulier) qui l'empêchent, mais également à cause de la faible perméabilité des matériaux cimentaires, qui induisent des gradients hydriques et donc des gradients de retrait. Les inclusions rigides et les gradients hydriques vont conduire à une microfissuration plus ou moins diffuse, qui affecte en particulier les propriétés élastiques, le processus de rupture et les propriétés de transport. La quantification tant de la microfissuration induite par le séchage que de ses effets reste un challenge actuel fort des problèmes de durabilité des structures en béton. Le développement de la pression capillaire, induite par la dessiccation, influence également les comportements du matériau en augmentant la résistance, les propriétés élastiques, mais également dans certain cas la fragilité des matériaux cimentaires. Dans le présent mémoire, nous nous intéressons à la quantification objective de la microfissuration liée au séchage des matériaux cimentaires, ainsi qu'à la prise en compte de cette fissuration dans une modélisation poromécanique eu se basant sur une approche pragmatique. Pour ce faire, nous utiliserons des résultats expérimentaux obtenus d'une part par microtomographie par rayons X synchrotron

pour des essais à l'échelle micrométrique, et d'autre part, obtenus par Michał Szcześniak au cours de ses travaux de thèse (Szcześniak 2007) en ce qui concerne les essais macroscopiques. L'objectif de la thèse est donc coupler ces analyses de microstructure à une modélisation phénoménologique enrichie. Notons que ce travail de thèse s'est déroulé dans le cadre d'une Action Concertée Incitative « Jeunes Chercheuses et Jeunes Chercheurs » du Ministère de La Recherche et de La Technologie, et s'est poursuivi au sein du projet ANR « MICROFISS ».

Ce mémoire de thèse comporte 4 chapitres dont les grandes lignes sont résumées ci-après :

Le premier chapitre présente d'abord les principales caractéristiques des matériaux cimentaires, leurs comportements mécaniques et l'influence de la dessiccation. Ensuite, les résultats de la campagne expérimentale macroscopique sur laquelle s'appuie en partie notre travail sont rapidement présentés.

Dans le chapitre II, en se basant sur la microtomographie par rayons X, il est possible d'étudier les détails de la microstructure d'un matériau de façon non destructive. Une observation de l'évolution du matériau cimentaire sous l'effet d'une dessiccation y est réalisée au moyen d'une approche quadridimensionnelle par microtomographie par rayons X, à des échelles de l'ordre de cinq micromètres. Par la reconstruction de visualisation 3D d'un matériau, les différentes phases d'un matériau hétérogène sont accessibles. En analysant ces images 3D reconstruites pour différents temps de séchage, on a alors accès aux changements des microstructures, et nous montrerons comment ces données seront intégrées à la modélisation phénoménologique pour décrire l'endommagement du matériau cimentaire.

Le chapitre III présente un modèle élastoplastique couplé à l'endommagement mécanique. Ce modèle permet de rendre compte de l'ensemble des caractéristiques du comportement des bétons, sans toutefois permettre une prise en compte fine des effets locaux liés à la dessiccation. De ce fait, nous introduisons ensuite un endommagement

hydrique, qui sera relié aux analyses microtomographiques et/ou aux analyses macroscopiques. On propose alors une modélisation couplée entre l'endommagement mécanique et hydrique.

Ensuite, le chapitre IV présente une application numérique du modèle de l'endommagement hydrique en utilisant les résultats des les chapitres II et III. Des comparaisons entre les résultats numériques et expérimentaux sont proposées et analysées afin de mettre en évidence les apports de ce type de modélisation dans l'analyse de la dessiccation des structures en béton.

Finalement, les conclusions et les perspectives de ce travail de thèse sont présentées pour mettre en évidence les atouts du couplage entre analyse à l'échelle microscopique et modélisation phénoménologique, mais également le chemin restant à parcourir.

Chapitre I Bibliographie

Introduction

La première partie de ce chapitre est consacrée à l'analyse bibliographique des effets de l'hydratation (variations dimensionnelles, augmentation des caractéristiques mécaniques), et surtout, à la dessiccation des matériaux cimentaires et à ses conséquences observables.

La deuxième partie présente les phénomènes expérimentaux déjà observés par la microtomographie par Rayons X.

Enfin, les bases de la modélisation sont proposées.

I.1 Revue bibliographique du comportement hydrique et mécanique des matériaux à matrice cimentaire

I.1.1 Structuration des matériaux cimentaires

Les bétons et mortiers sont des mélanges de granulats, de sable, de ciment et d'eau. Ils sont très utilisés dans la construction. Les granulats et les sables ont des comportements généralement stables dans le temps. Par conséquent, c'est de la pâte de ciment que va dépendre le comportement d'un béton ou d'un mortier.

I.1.1.1 Hydratation du ciment

Le ciment anhydre est composé de poudres minérales, obtenues par cuisson puis

broyage d'un mélange intime de calcaire et d'argile. Le ciment portland est composé essentiellement de chaux, de silice, et en proportions moindres d'oxyde de Fer et d'alumine. Nous utiliserons la notation cimentière des ces minéraux, à savoir C pour la chaux (CaO), S pour la silice (SiO₂), A pour l'alumine (Al₂O₃), F pour le Fer (Fe₂O₃ etc.) et H pour H₂O.

Associée au ciment, l'eau permet la fluidification et l'hydratation du ciment et elle est multiforme dès le gâchage. Dès que l'eau et le ciment sont mélangés, à l'interface solide et liquide, il se crée une réactivité et différents mécanismes élémentaires conduisant à l'hydratation du ciment ont lieu. Les principaux constituant de la pâte de ciment sont les silicates de calcium hydratés (C-S-H) et la portlandite (CH). Celui-ci se présente sous forme de plaquettes hexagonales caractéristiques, empilées entre les grains de ciment partiellement hydratés. La taille des cristaux varie de quelques microns à quelques centaines de microns. Quant aux silicates de calcium hydratés (CSH), phase dominante des matériaux à matrice cimentaire, ils constituent la «colle» qui tient ensemble les grains de sable et les granulats. Les propriétés mécaniques dépendent donc principalement des C-S-H. La particule élémentaire de C-S-H est un microcristal lamellaire. Actuellement, la structure des CSH est encore mal décrite et détaillée. Généralement, on qualifie les CSH de «gel CSH», faisant référence à son faible degré de cristallinité et à la présence d'eau dans les molécules (Baroghel-Bouny 1994). Plusieurs modèles de l'unité structurale du gel de C-S-H ont été proposés afin de reproduire ses évolutions, la Figure 1-1 présente un de ces modèles (modèle de Feldman et Sereda (Feldman et Sereda 1968)). Dans ce modèle, la structure en couche des CSH est la conséquence d'un arrangement irrégulier de feuillets simples mal cristallisés, lesquels forment les espaces inter-feuillets, en se rapprochant les uns des autres. Ainsi, ces espaces n'ont pas de dimension et de volume fixe. Les feuillets peuvent avoir des mouvements relatifs réversibles alors que la pénétration ou le départ d'eau des espaces interfoliaires peut être irréversible. Les feuillets sont liés par des forces ioniques ou covalentes, et par les forces de Van der Waals qui équilibrent la pression de disjonction.

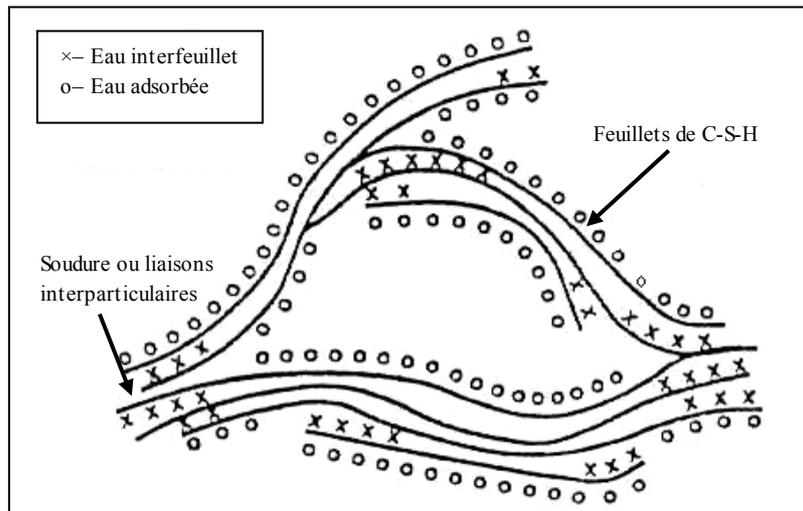


Figure 1-1 Modèle de Feldman et Sereda (Feldman et Sereda 1968)

Le modèle développé par Jennings représente la molécule de CSH par trois feuillets lamellaires formant un globule retenant l'eau, comme le montre la figure suivante (Jennings 2008), (Jennings 2000), (Jennings 2004), (Tennis et Jennings 2000).

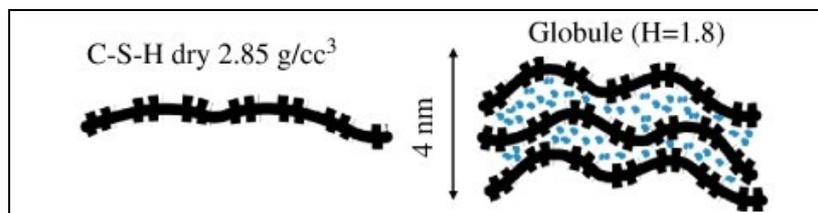


Figure 1-2 Représentation schématique d'un CSH (Jennings 2008)

Il existe d'autres modèles qui détaillent la structure des CSH (Richardson 2008). Malgré ces différents modèles, il est encore difficile de conclure sur la structure des CSH. Cependant, il est certain que des transports d'eau ont lieu à cette échelle, pouvant, à terme, conduire à des déformations irréversibles. Dans la pâte de ciment, les CSH assurent l'essentiel des propriétés mécaniques. En effet, l'arrangement en structures plus ou moins organisées de ces hydrates donne à l'échelle macroscopique une matrice cimentaire mécaniquement résistante.

I.1.1.2 Structure de la pâte de ciment durcie

La pâte de ciment durcie est un milieu poreux dans lequel coexistent des phases solides anhydres, hydratées et une solution interstitielle.

La porosité (fraction volumique des vides) est un paramètre important car elle conditionne en partie la durabilité des bétons et sa capacité à résister à la pénétration d'agents agressifs (Baron et Ollivier 1992). La quantité d'hydrates formés est insuffisante pour remplacer tout le volume initial occupé par l'eau et le ciment. Les matériaux cimentaires sont donc poreux. Le réseau poreux dépend de l'arrangement des divers produits d'hydratation de la pâte de ciment. Des mesures au porosimètre à mercure montrent que les pâtes de ciment ont essentiellement deux familles de pores :

1. Les pores capillaires, correspondant aux pores de grand diamètre de quelques centaines à quelques milliers d'angströms, sont initialement occupés par l'eau de gâchage et non comblés par les hydrates. Leur dimension augmente avec le rapport E/C et diminue avec l'âge du béton.
2. Les pores relatifs aux hydrates, correspondant aux pores de petit diamètre d'environ 34 angströms, représentent les espaces interfeuillet. Leur dimension dépend peu du rapport E/C et des conditions de l'hydratation, et sont caractéristiques des hydrates.

L'eau quant à elle se présente sous diverses formes dans la pâte de ciment durci. On distingue classiquement trois types d'eau :

1. **Eau libre**, fortement ionisée dès les premiers instants, elle se trouve dans les pores capillaires en particulier les macropores. Echappant aux forces superficielles des particules solides, elle migre la première lors du ressuage et de la dessiccation.
2. **Eau liée**, se combine par réaction d'hydratation avec les grains de ciment et entre dans la composition des hydrates.

3. *Eau adsorbée*, se fixe à la surface du solide. Cette fixation peut être physique ou chimique selon l'énergie des forces de liaison.

I.1.2 Conséquences de l'hydratation

L'hydratation du ciment s'accompagne de plusieurs phénomènes chronologiques que nous présentons ci-dessous.

Les réactions d'hydratation sont exothermiques. De plus, le dégagement de chaleur est accéléré par la thermo activation de la prise. Après la prise, la dissipation de cette chaleur ralentit et le matériau cimentaire se refroidit en fonction de son épaisseur, de son isolation et de la température extérieure. Le matériau devenu rigide connaît une contraction, appelée retrait thermique, due à ce refroidissement.

I.1.2.1 Retrait endogène

La pâte de ciment subit des variations dimensionnelles même en l'absence de chargement. L'hydratation entraîne une diminution du volume absolu total. Le volume des hydrates formés est inférieur à la somme des volumes du ciment et de l'eau. En effet, pendant l'hydratation, l'eau de gâchage est consommée progressivement par les réactifs pour former des hydrates. Ces derniers occupent un volume plus faible que les réactifs initiaux. Ce retrait d'origine chimique appelé « contraction Le Châtelier » est d'abord libre et ensuite gêné par la formation progressive du squelette. Le liquide ne peut plus occuper tout le volume qui lui est offert. Il y a alors cavitation dans la phase liquide et apparition d'un réseau gazeux connecté et constitué de vapeur d'eau et d'air. La présence de ces deux phases dans les capillaires conduit à la formation des ménisques dotés d'une tension superficielle aux interfaces liquide/gaz.

La progression de la vaporisation provoque une diminution de la pression partielle, et donc de l'humidité relative interne du matériau. Il se crée une dessiccation interne, appelée également autodessiccation, et a le même effet qu'un départ d'eau vers l'extérieur. Elle est observée à partir d'un certain degré d'hydratation en l'absence de contact du matériau avec une source d'eau externe. L'eau des capillaires est donc soumise aux forces de tensions capillaires (dépression capillaire) qui doivent s'équilibrer par une contraction isotrope de la matrice à l'échelle de l'éprouvette.

I.1.2.2 Evolution des caractéristiques mécaniques

La formation progressive des C-S-H augmente les contacts entre les grains et diminue ainsi la porosité capillaire. Les propriétés mécaniques (résistances, module d'Young) augmentent alors au fur et à mesure de la formation de ces C-S-H.

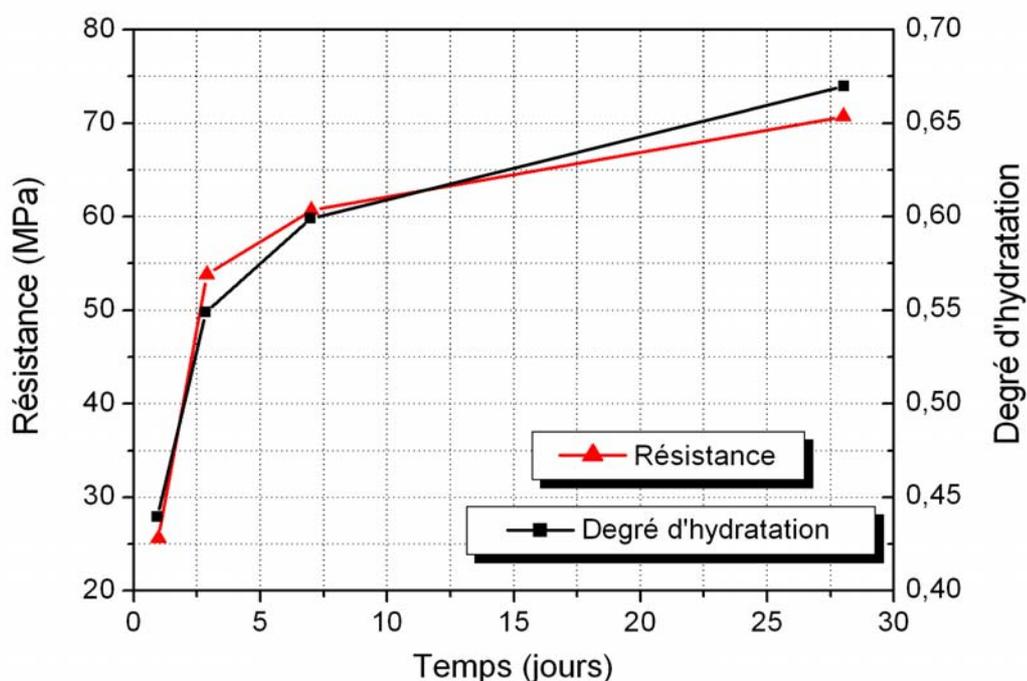


Figure 1-3 Evolution du degré d'hydratation et de la résistance à la compression d'un mortier en fonction du temps de maturation (Therrien et al. 2000).

La Figure 1-3 montre l'évolution du degré d'hydratation et de la résistance à la compression en fonction du temps de maturation. On constate que la résistance du matériau et le degré d'hydratation augmentent de manière similaire avec le temps au moins jusque 28 jours: l'augmentation de la résistance est donc due principalement à l'hydratation, la nature des hydrates formés ayant une influence moindre sur cette évolution.

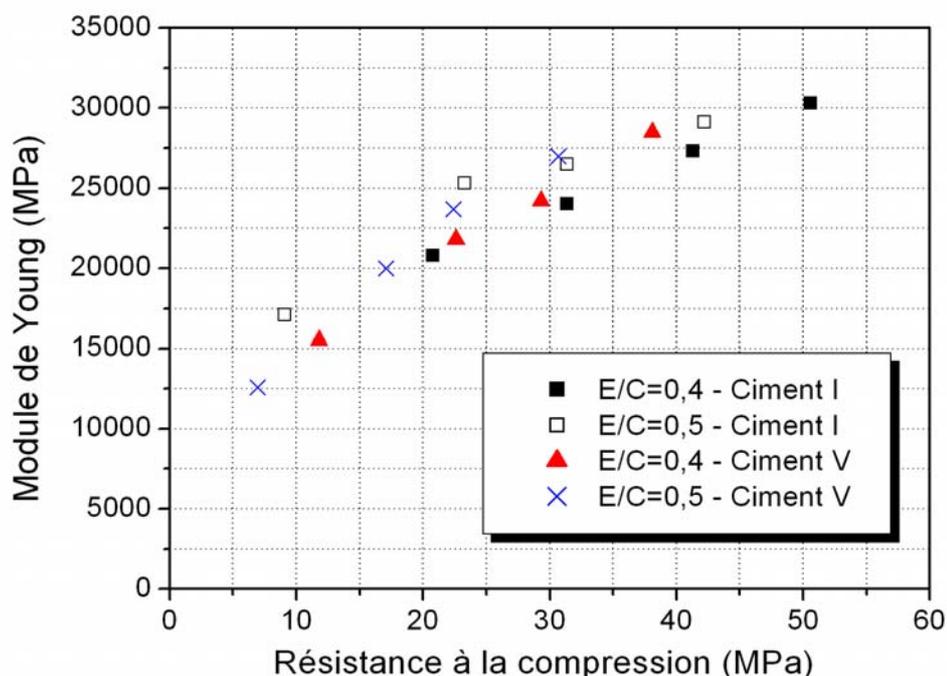


Figure 1-4 Relation entre le module d'Young et la résistance à la compression des éprouvettes de bétons pour différents E/C (d'après (Kim et al. 2002)).

Le module d'Young dépend, comme la résistance à la compression, de l'avancement de l'hydratation. La Figure 1-4 présente la relation entre le module d'Young et la résistance à la compression des éprouvettes de béton, contenant divers ciments, de rapports eau/ciment égaux à 0,4 et 0,5, conservées à une humidité relative de 100 % et à une température de 23°C pendant 28 jours. Cette courbe a été obtenue en réalisant des essais de compression simple à 1, 3, 7 et 28 jours. La relation ne semble pas dépendre du type de ciment utilisé ni du rapport eau/ciment. Néanmoins, contrairement à la compression, le module d'Young tend à se stabiliser rapidement.

Cette croissance commune de la résistance et du module peut s'avérer fausse si le matériau subit une dessiccation post-maturation (Yurtdas 2003).

Nous avons présenté un aspect des variations dimensionnelles des matériaux cimentaires, à savoir le retrait endogène. Un autre aspect important de ces variations dimensionnelles est lié au séchage dont la modélisation de ses effets sur le comportement mécanique est le principal but du présent mémoire. L'évaporation de l'eau du matériau cimentaire provoque un retrait dit «de séchage» ou «de dessiccation». Ce départ d'eau peut également provoquer un autre retrait dit «de carbonatation» lorsque les conditions y sont favorables (il est nécessaire que le matériau soit préservé pendant longtemps dans une ambiance chargée de dioxyde de carbone pour que ce retrait de carbonatation soit significatif). Ainsi, en supposant ce dernier retrait comme négligeable, le retrait total est la somme des retraits endogène, thermique et de dessiccation. Or, il est nécessaire de garder à l'esprit que dans le cas où il y a interaction entre l'hydratation, l'effet thermique et la dessiccation (couplages des retraits), le retrait total n'est pas une simple sommation algébrique de ces retraits. Cependant, nous allons dans la suite étudier la dessiccation et ses effets, en supposant que l'interaction citée ci-dessus devient négligeable.

I.1.3 Séchage et retrait de séchage des matériaux cimentaires

Afin d'obtenir un mélange fluide ouvrable, le béton ordinaire contient toujours une quantité d'eau supérieure à celle qui est nécessaire pour l'hydratation. Par conséquent, au sein du matériau se trouve une quantité d'eau libre qui peut s'évaporer lorsque le matériau est mis en contact avec un milieu dont l'humidité relative est inférieure à celle qui règne dans ce matériau. La Figure 1-5 présente l'évolution des profils de teneur en eau en fonction du temps pour une éprouvette de béton soumise au séchage. Le séchage fait apparaître des gradients de concentration d'eau entre le cœur et la surface. Ces gradients hydriques restent très forts et localisés en surface, du fait de la

faible perméabilité et de la faible diffusivité du matériau. Ce phénomène de séchage est très lent, et devient de plus en plus lent au fur et à mesure du séchage.

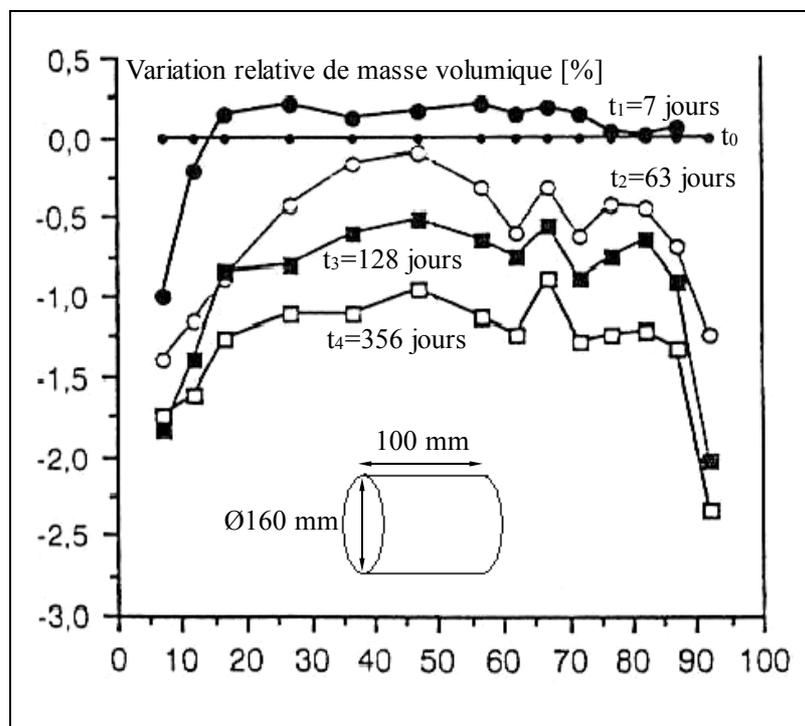


Figure 1-5 Evolution des profils d'humidité d'une éprouvette de béton classique dont les deux surfaces opposées sont exposées à une humidité relative de 53,5 %, à une température de 20 °C, après deux ans de cure sous conditionnement étanche (Baroghel-Bouny 1994).

La conséquence directe du séchage est le retrait de séchage. Celui-ci dépend de l'état de l'eau interne. Trois différents mécanismes sont proposés pour expliquer le retrait de dessiccation en fonction de l'humidité relative (Bazant et Wittmann 1982), (Baron 1982), (Baroghel-Bouny 1994) :

1. retrait par dépression capillaire lié au départ de l'eau libre des capillaires ($100\% \leq Hr \leq 40\%$) (Acker 1988), (Baroghel-Bouny 1994),
2. retrait par variation de la tension superficielle lié au départ de l'eau adsorbée capillaire ($40\% \leq Hr \leq 0\%$) (Wittmann 1982),
3. retrait par variation de la pression de disjonction lié à l'eau des micropores (pores des CSH) dont l'adsorption est limitée par l'étroitesse des espaces disponibles ($100\% \leq Hr \leq 40\%$) (Wittmann 1982).

Dans les travaux précédents réalisés au Laboratoire par Frédéric Bougeois (Bougeois et al. 2002) et Da Chen (Chen 2005), on sait que le mécanisme prépondérant était la dépression capillaire, lorsque l'humidité relative était dans la gamme de 100% à 40% (Benboudjema 2002). En effet, Baroghel-Bouny (Baroghel-Bouny et Godin 2000) a constaté expérimentalement que l'équilibre hygrométrique se déplace vers la porosité des C-S-H seulement quand l'humidité relative devient inférieure à 44%. De plus, la modélisation de ce mécanisme permet de prévoir le retrait de dessiccation et ses conséquences sur le comportement mécanique (Bougeois et al. 2002).

Par ailleurs, différents mécanismes de transport sont mis en jeu lors du séchage du matériau cimentaire en condition normale de température et de pression : écoulement de fluide par diffusion de la vapeur d'eau, décrit par la loi de Fick, et migration des films de molécules d'eau adsorbées (Baroghel-Bouny 1994). L'importance de chacun de ces mécanismes varie avec l'humidité relative du milieu ambiant.

La variation de la teneur en eau dans les matériaux cimentaires conduit à l'apparition d'effets locaux et d'effet de structure à l'origine de la microfissuration. Le diamètre des granulats dans les matériaux conduit à des effets d'échelle de la fissuration aussi. Les paragraphes suivants sont consacrés à la présentation de ces effets sur le comportement mécanique.

I.1.3.1 Effets locaux

Ces effets sont dus à l'hétérogénéité des composants du matériau cimentaire. A l'échelle microscopique, la pâte de ciment est constituée principalement de C-S-H et de portlandite qui sont de caractéristiques différentes et se comportent de façon différente envers le séchage; le premier subit une diminution de volume alors que le second n'en subit pratiquement pas (Baroghel-Bouny 1994). Ceci conduit à la génération de contraintes au niveau des particules de portlandite à l'échelle microscopique. De la même manière, les différences de rigidité entre la pâte de

ciment hydraté et les grains de ciment non hydraté, entre la pâte de ciment hydraté et les granulats fins, et entre le mortier et les gros granulats conduisent à la génération de fissures radiales et circonférentielles, comme illustré à la Figure 1-6 (Hearn 1999). Ce comportement est dû au fait qu'il existe une matrice rétractante et une inclusion de rigidité supérieure.

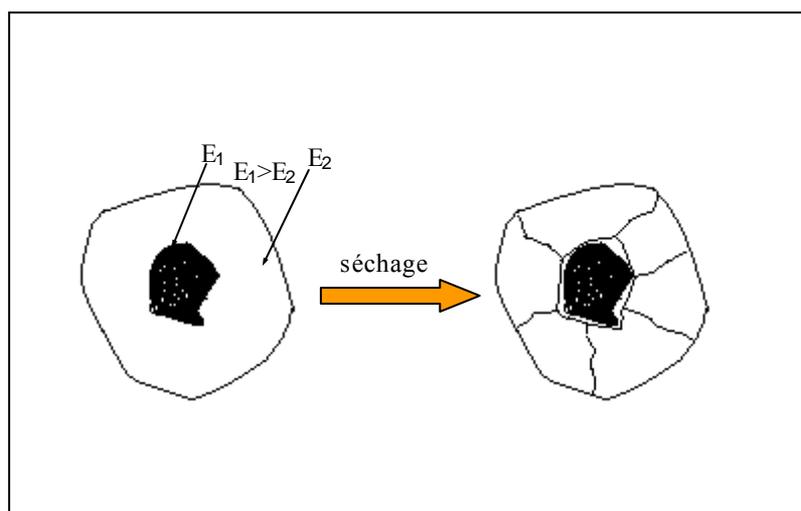


Figure 1-6 Fissurations circonférentielle et radiale dues au séchage (Hearn 1999).

I.1.3.2 Effet structurel

En plus de ces effets locaux, il se crée un effet de structure qui conduit classiquement à la fissuration de la couche externe de l'éprouvette (Bazant et Wittmann 1982), (Acker 1988). La Figure 1-7 illustre cet effet de structure sur un voile semi-infini d'épaisseur $2b$, exposé à l'air sur les surfaces latérales ($H_r=50\%$) (Bazant et Wittmann 1982). Le séchage induit des gradients hydriques (Figure 1-7 (a)). Si ce mur était composé de blocs indépendants, le retrait aurait lieu comme la Figure 1-7 (b), les gradients hydriques provoquent un retrait différentiel. Le retrait de la couche externe est supérieur à celui de l'intérieur du voile. Du fait du monolithisme du mur, la peau est alors mise en traction alors que le coeur est sous compression (Bazant et Raftshol 1982), (Neville 2000). Lorsque la traction est supérieure à la résistance en traction du

matériau, une fissuration superficielle est provoquée (Figure 1-7 (c)). Cependant, en fin de séchage, le cœur a une teneur en eau plus élevée que la surface, il se rétracte plus que la peau. Donc, la tendance initiale s'inverse : la peau est mise en compression et le cœur en traction, ceci conduit à la propagation de la fissuration vers le cœur de l'éprouvette, et une refermeture des fissures en peau (Granger 1994), (Benboudjema 2002).

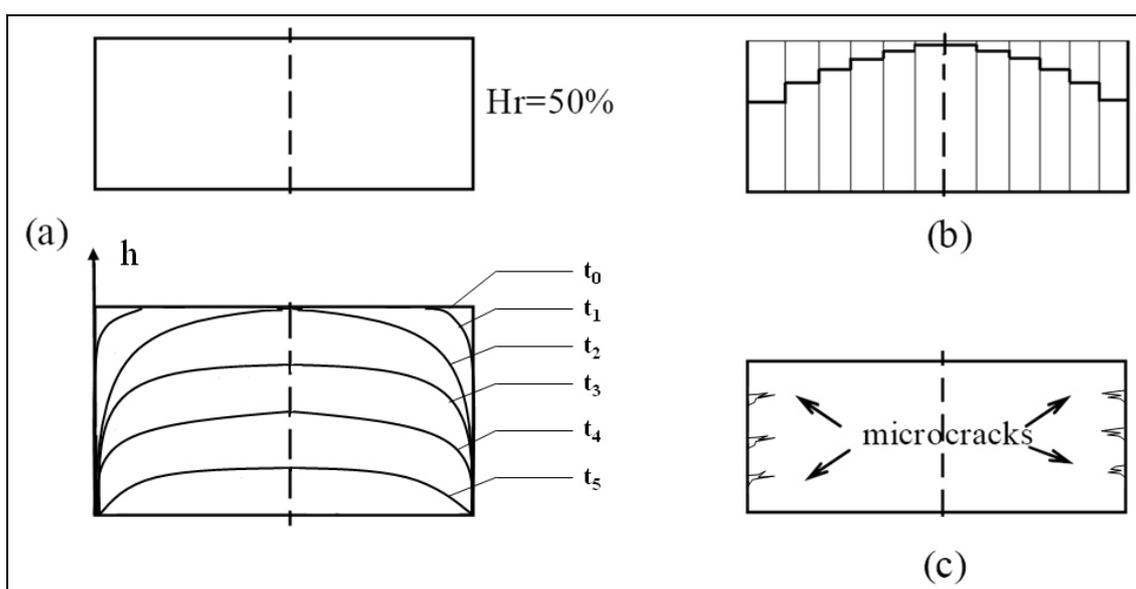


Figure 1-7 Illustration de l'effet de structure dû au séchage (Bazant et Raftshol 1982) : (a) profil d'humidité en fonction du temps, (b) retrait libre correspondant (pour des blocs imaginés indépendants), (c) contraintes induites par le retrait gêné et fissuration de peau due à ce retrait.

I.1.3.3 Retrait de dessiccation

Un retrait supplémentaire appelé retrait de carbonatation est à prendre en considération lorsque les éprouvettes sont conservées pour de très longues périodes dans un environnement contenant un fort taux de CO_2 (Verbeck 1958), (Pihlajavaara 1982), (Neville 2000). L'objectif de la thèse est de présenter le séchage et le retrait de dessiccation du béton. Le paramètre majeur, bien connu depuis de nombreuses années est la fissuration induite par la dessiccation (Bazant et Wittmann 1982), (Acker 1988).

Cette fissuration ou microfissuration a été considérée comme un effet de structure lié aux gradients hydriques qui apparaissent au cours d'un séchage d'une éprouvette ou d'une structure en béton. Le retrait de dessiccation induit est inhomogène dans l'éprouvette et conduit à la mise en traction des surfaces, et donc de la fissuration par dépassement de la résistance en traction. On peut voir que cette fissuration peut également résulter d'effets plus locaux tels que la présence d'inclusions rigides que sont les granulats, ou encore les différences de comportement différé entre les différents composés du ciment (le ciment anhydre est plus rigide que les CSH, il n'est d'ailleurs pas soumis au retrait de dessiccation du fait qu'il ne contient pas d'eau). Ces deux mécanismes conduisent à une fissuration plus ou moins importante lorsque le béton sèche.

I.1.3.4 Effet de la dessiccation sur le comportement mécanique

Des expérimentations, dans le but d'évaluer l'effet du séchage sur le comportement mécanique multiaxial des bétons et mortiers, ont été entreprises au Laboratoire Mécanique de Lille (LML). Ces études ont montré l'importance de la prise en compte du couplage entre le comportement poromécanique et la dessiccation, et ont été confrontées aux résultats de la littérature. En effet, le comportement d'un matériau à matrice cimentaire est influencé par la variation uniforme ou non uniforme de son humidité interne (Pihlajavaara 1974), (Bazant et Raftshol 1982), (Wittmann 1982), (Acker 1988), (Popovics 1986), (Bartlett et MacGregor 1994). Les déformations induites par le gradient hydrique sont empêchées par contractions différentielles, et provoquent une fissuration du matériau par excès de traction. Par ailleurs, la matrice cimentaire voulant se rétracter est contrainte par les granulats qui empêchent cette déformation. Cet autre retrait empêché induit une fissuration diffuse dans la pâte de ciment. Cette fissuration dépendante de la taille du granulat, a une influence sur les propriétés élastiques et le processus d'endommagement du matériau, donc sur le comportement à la rupture.

Compression uniaxiale

La Figure 1-8 présente l'évolution de la résistance uniaxiale en fonction du temps de séchage et du mode de conservation d'un mortier normal. Le temps zéro correspond au début du séchage, c'est-à-dire après six mois de maturation dans l'eau.

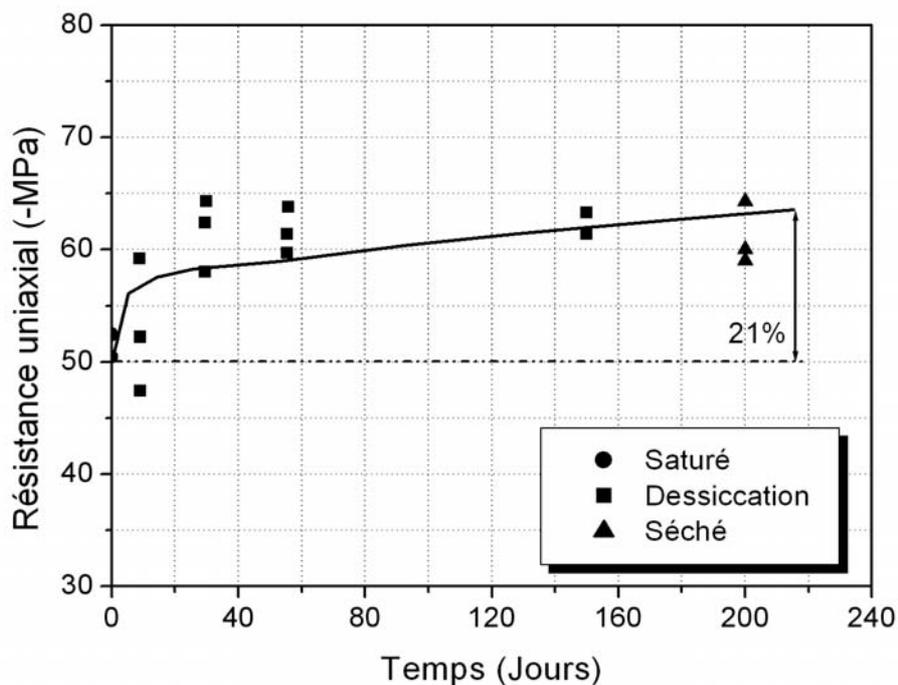


Figure 1-8 Evolution des résistances uniaxiale à la rupture en fonction du temps de séchage et du mode de conservation (Yurtdas 2003).

Par ailleurs, la Figure 1-9 donne l'évolution des déformations axiales et radiales en fonction du temps de séchage et du mode de conservation des éprouvettes de ce même mortier (par souci de clarté, les évolutions des déformations de quelques éprouvettes seules sont présentées sur cette figure).

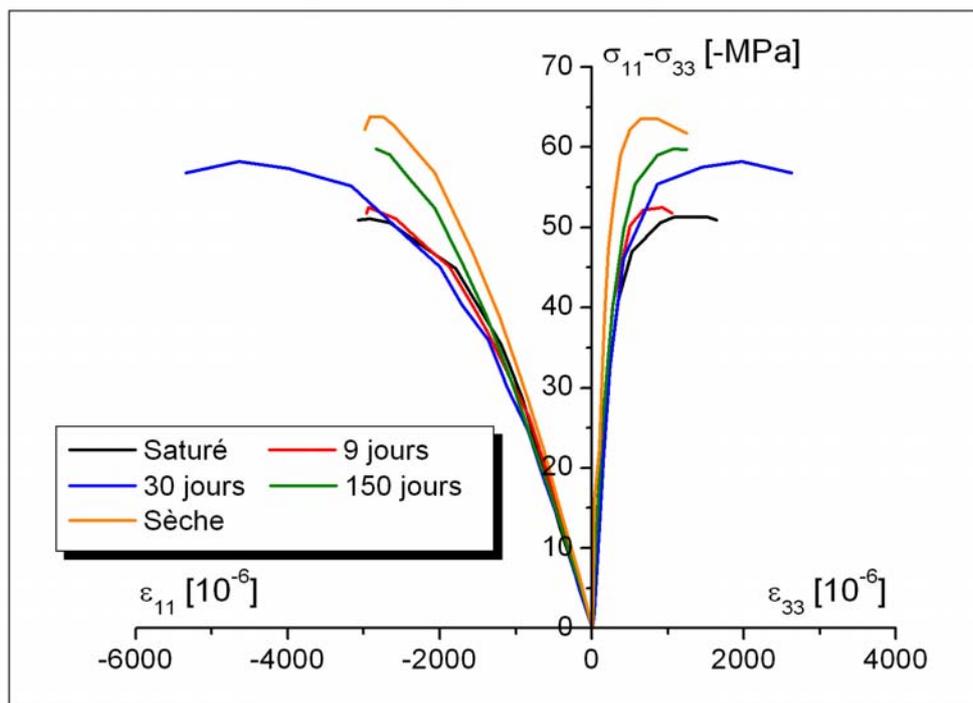


Figure 1-9 Evolution des déformations axiales et radiales sous contrainte uniaxiale en fonction du temps de séchage et du mode de conservation (Yurtdas 2003).

La Figure 1-8 et la Figure 1-9 montrent clairement l'effet de la dessiccation sur la résistance maximale : la résistance des éprouvettes préalablement séchées au four est environ 21% supérieure à celle des éprouvettes protégées de la dessiccation. L'essentiel de l'augmentation de cette résistance uniaxiale se produit au bout de 30 jours de séchage correspondant à une perte en poids d'environ 2,5%. Bien que l'évolution de la résistance obtenue sur le mortier normal diffère de celles rapportées par quelques scientifiques (Pihlajavaara 1974), (Popovics 1986), (Bartlett et MacGregor 1994), elle va dans le même sens que celles observées par Okajima et etc. (Okajima 1970), à savoir une augmentation progressive de la résistance avec la dessiccation.

L'augmentation de la résistance uniaxiale des éprouvettes avec la dessiccation est attribuée à deux phénomènes, l'effet de la dépression capillaire et l'effet des gradients hydriques (Yurtdas et al. 2004). La microfissuration d'origine hydrique a un faible rôle sur la valeur de la résistance en compression uniaxiale. Par contre, celle-ci aura

une influence sur l'évolution des propriétés élastiques en conditionnant l'évolution de l'endommagement d'origine mécanique.

Par ailleurs, l'état de saturation des éprouvettes au moment de l'essai va également influencer l'évolution de la résistance uniaxiale. La compression des éprouvettes saturées en eau, compte tenu de la faible perméabilité de ce type de matériau, met en surpression le fluide interstitiel. Localement, et par effet de couplage, cette surpression interstitielle, a un effet moteur sur la propagation et l'ouverture des microfissures dues à la charge axiale. Plus l'éprouvette sèche et plus l'influence de surpression interstitielle diminue.

Compression triaxiale

La Figure 1-10 présente l'évolution de la résistance déviatorique du mortier en fonction du temps de dessiccation et du mode de conservation. Suite à l'application d'un confinement de 15MPa, les valeurs des résistances déviatoriques sont plus importantes que celles des résistances uniaxiales pour un même état de saturation. La dessiccation augmente progressivement la résistance déviatorique du mortier normal de 29%. L'influence de la pression capillaire est donc très bénéfique aux matériaux à matrice cimentaire.

La Figure 1-11 présente l'évolution des déformations axiales et radiales en fonction du temps de séchage et du mode de conservation de ce mortier normal. Contrairement au cas uniaxial, les échantillons en dessiccation n'atteignent pas la résistance triaxiale des échantillons préalablement séchés au four, même après 162 jours de séchage. Ceci provient du fait que l'eau libre restant dans l'échantillon au cours de la dessiccation joue un rôle plus important dans le cas triaxial, et que la fissuration liée au séchage a un rôle minimisé par l'application d'un confinement mécanique.

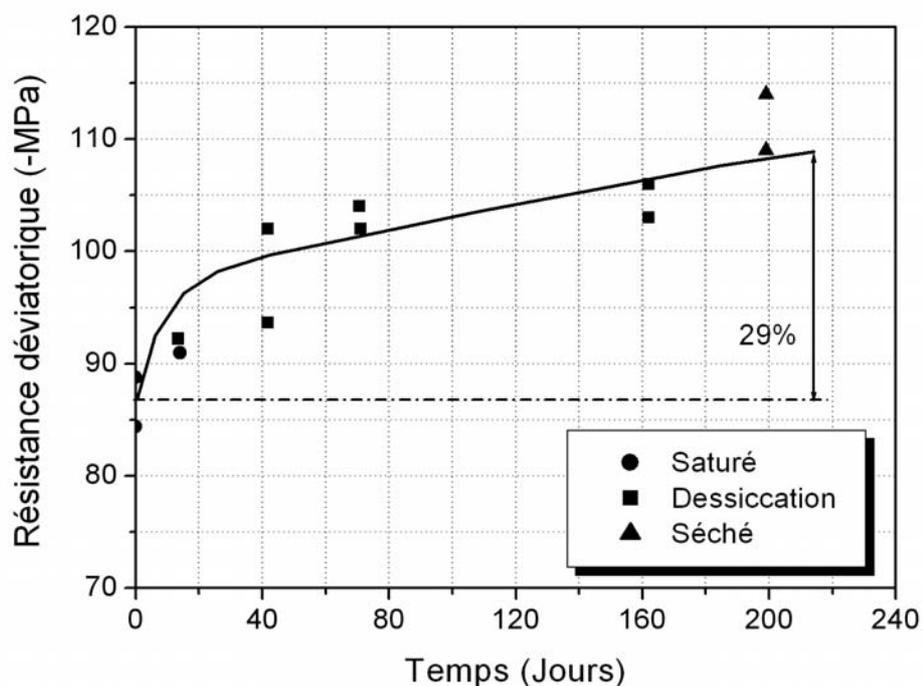


Figure 1-10 Evolution des résistances triaxiale à la rupture en fonction du temps de séchage et du mode de conservation.

Le départ d'eau conduit aussi à une diminution de ductilité et à un comportement plus fragile comme présenté Figure 1-9 et Figure 1-11. Le matériau passe progressivement d'un comportement élasto-plastique faiblement endommageable à fortement endommageable avec ce départ d'eau (Burlion et al. 2005). On note que l'augmentation de la résistance est plus importante dans le cas triaxial que le cas uniaxial.

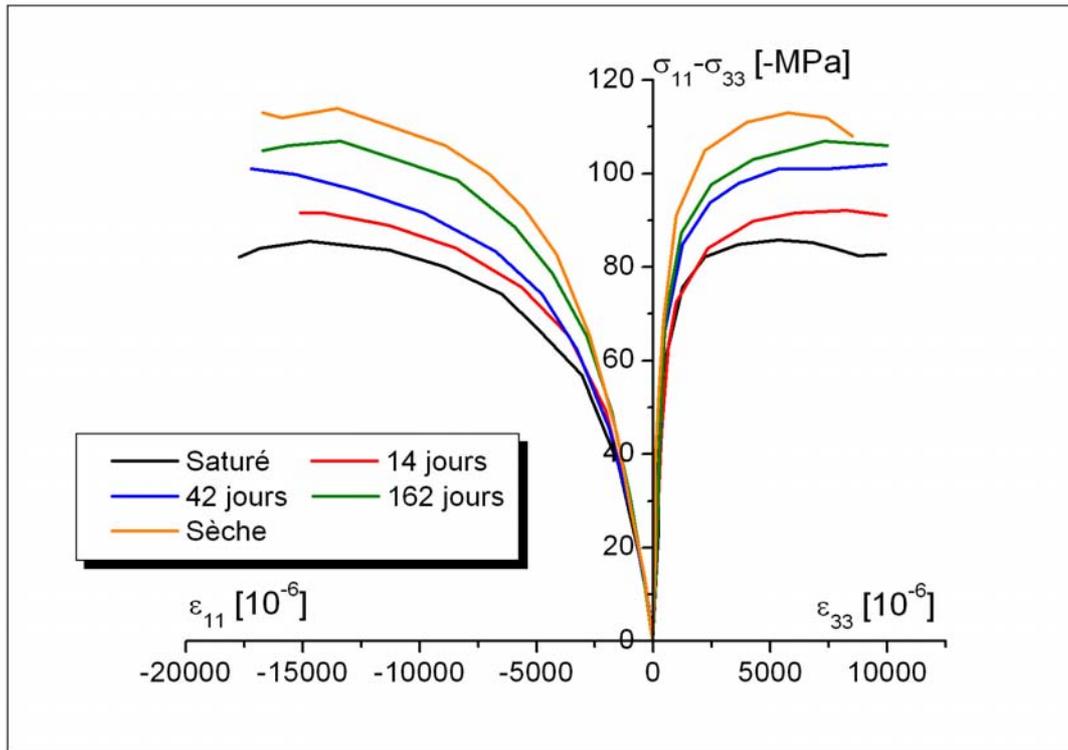


Figure 1-11 Evolution des déformations axiales et radiales en fonction de la contrainte déviatorique (Yurtdas 2003).

Traction uniaxiale

Les résultats obtenus sur matériau cimentaire en traction directe (Walker et Bloem 1957), (Brooks et Neville 1977), (Terrien 1980), (Toutlemonde 1994), montrent une influence bénéfique du séchage sur la résistance en traction directe. Toutefois, il est difficile de quantifier précisément ce gain. Da Chen a vérifié la capacité du modèle qu'il a proposé (qui sera détaillé au paragraphe I.3.1) à reproduire les comportements mécaniques des matériaux cimentaires en cours de dessiccation (Chen 2005). Il a simulé un essai de traction directe. La Figure 1-12 montre les courbes de déformations axiale et radiale en fonction de la contrainte axiale. Nous proposerons au Chapitre III une nouvelle modélisation permettant de prendre en compte la dessiccation sur l'évolution de la résistance du matériau cimentaire en traction directe.

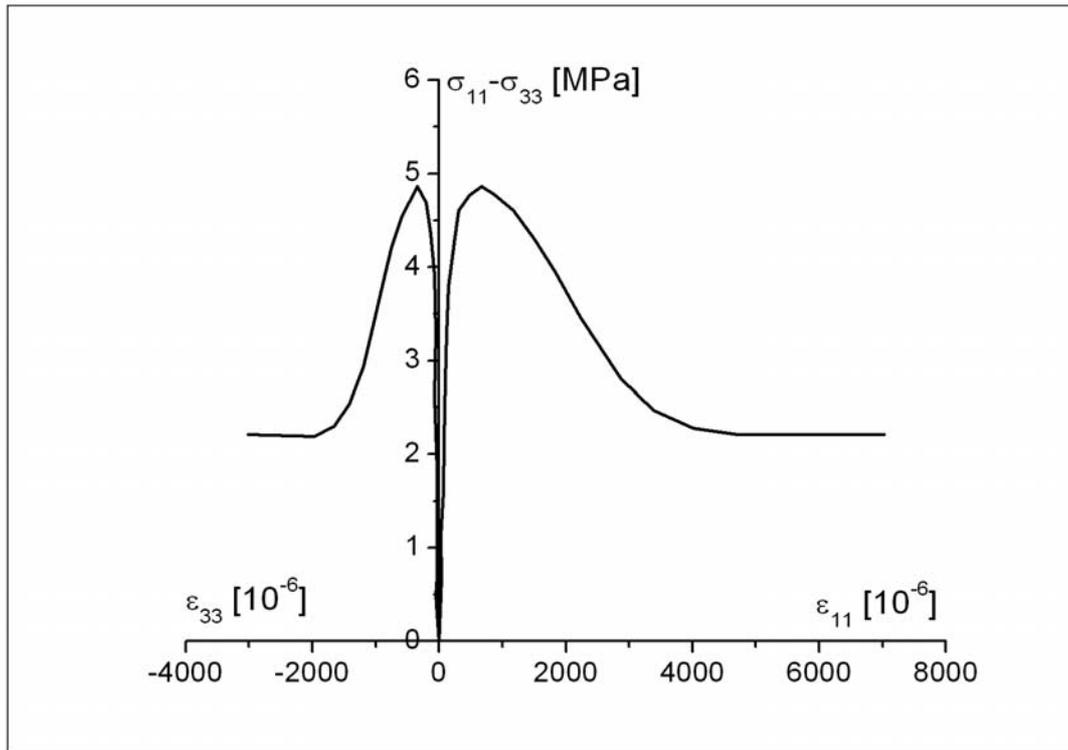


Figure 1-12 Le modèle en traction directe (Chen 2005).

En guise de conclusions partielles, il est possible d'énoncer les choses suivantes :

- La dessiccation conduit à une microfissuration à la fois superficielle et à cœur, due aux inclusions rigides et aux gradients hydriques, qui va jouer un rôle sur les propriétés élastiques, les propriétés de transfert et les processus de rupture des mortiers et des bétons.
- La dessiccation entraîne une augmentation de la pression capillaire, qui de manière générale, améliore les performances mécaniques des matériaux à matrice cimentaire.
- La compétition entre les 2 phénomènes précédents est propre à chaque matériau cimentaire, dont l'influence est fonction du type de sollicitation appliquée au matériau.

I.2 Utilisation de la microtomographie par Rayons X sur mortiers

Les matériaux à matrice cimentaire, de type mortiers et bétons, ont des comportements mécanique et hydromécanique fortement liés à leur microstructure et l'évolution de celle-ci. D'autre part, les mortiers et bétons sont en réalité des matériaux hétérogènes. Une bonne connaissance de la microgéométrie 3D est alors indispensable. A cet égard la microtomographie offre des possibilités immenses. La microtomographie trouve des applications dans tous les domaines où l'on souhaite étudier précisément la microstructure d'un échantillon sans la perturber.

La microtomographie par Rayons X est un outil très précieux pour avoir accès aux détails de la microstructure complète d'un matériau sans casser l'échantillon ni interagir avec lui. Grâce aux images 2D, on peut reconstruire numériquement une visualisation 3D des phases différentes d'un matériau (Wolfsdorf et al. 1997), (Baruchel 2000). La microtomographie est ici associée à des essais de dégradation accélérée : accessible à l'ESRF (European Synchrotron Radiation Facility). Elle permet de caractériser la microstructure de matériaux hétérogènes sans aucune intervention sur sa microstructure (présenté par la Figure 1-13).

Le principe d'analyse est similaire au scanner médical, avec des rayonnements X plus intenses : il consiste à acquérir l'image numérique de l'absorption des rayons X par le matériau. Cette acquisition bidimensionnelle est faite pour différents angles et l'image tridimensionnelle est obtenue par reconstruction numérique à partir de toutes les radiographies (Baruchel 2000), (Cloetens et al. 1996).

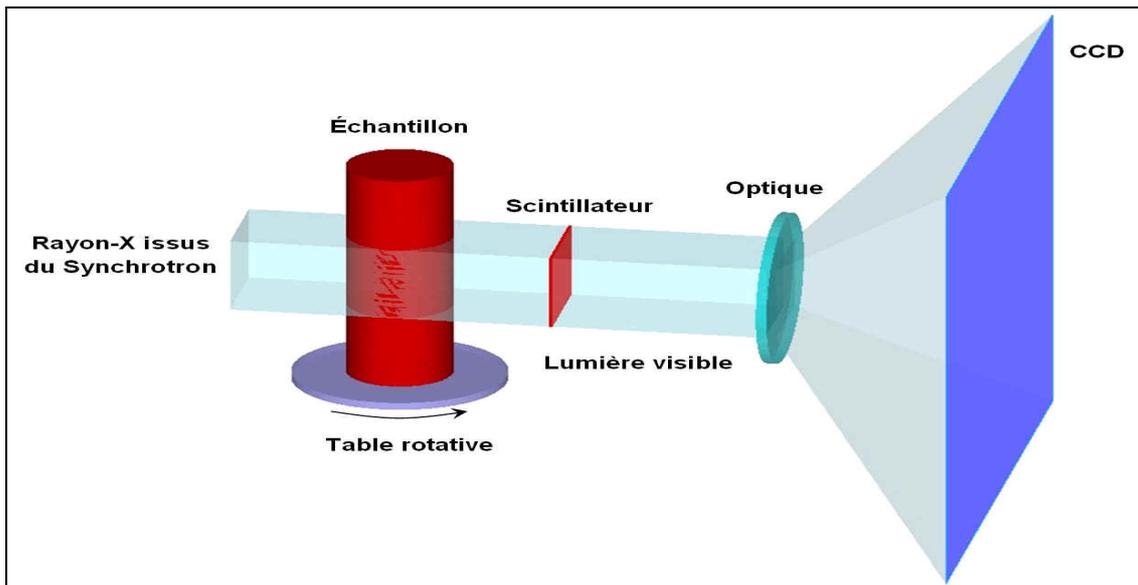


Figure 1-13 Principe général de l'analyse micromographique

Les données numériques obtenues servent à reconstruire des images 2D et 3D des microstructures, qui seront analysées afin de déterminer les paramètres 3D caractéristiques de la microstructure. La Figure 1-14 montre une section 2D reconstruite numériquement et une reconstruction 3D de la microstructure du mortier (Landis et al. 2003):

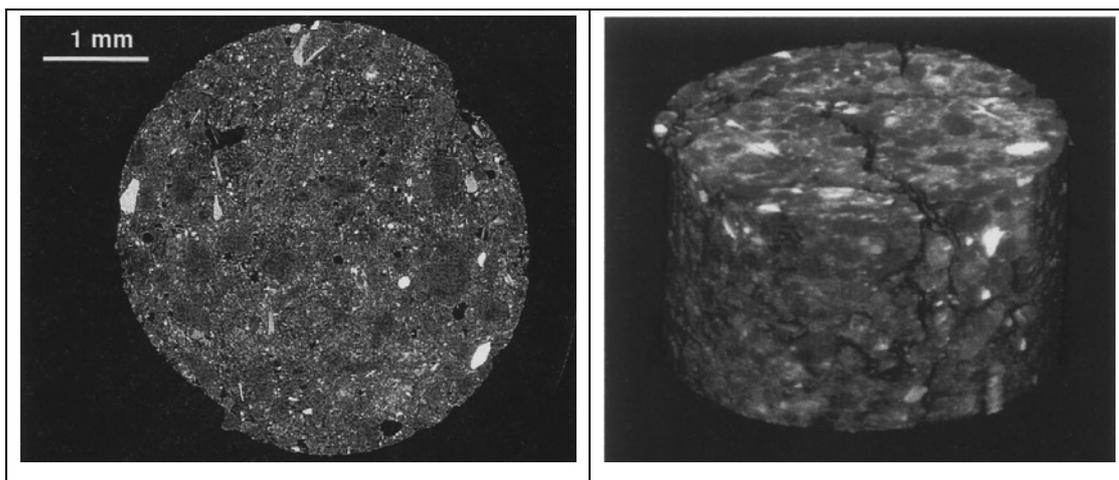


Figure 1-14 Premier résultat sur mortier : section 2D reconstruite numériquement et reconstruction 3D de la microstructure du mortier (Landis et al. 2003).

L'objectif de notre étude expérimentale étant l'observation de changements de

microstructure dans les matériaux cimentaires soumis à une dessiccation, une recherche préalable sur l'adéquation de la microtomographie par rayons X pour ce type d'observation se doit d'être conduite, en s'attachant notamment à la possibilité d'étudier des matériaux cimentaires, ainsi que l'apparition et l'évolution des fissurations.

Landis (Landis et al. 2003), (Landis 2005) a étudié la fissuration, l'endommagement et la rupture dans des matériaux cimentaires (des mortiers en l'occurrence), pour des éprouvettes chargées en compression et a montré le développement de la fissuration en 3D (Landis et Nagy 2000). Ses travaux ont mis en évidence que la microtomographie permet de suivre l'évolution de la fissuration au cours d'un chargement mécanique.

D'autres types de sollicitations sur matériaux cimentaires ont été également étudiées sous microtomographie, telle que la lixiviation sur un mortier normal (Burlion et al. 2006). Elle a été également utilisée dans d'autres types de matériaux et pour diverses mesures, tels que l'évolution d'une fissuration par traction sur des composites modèles (Buffière et al. 1999), (Babout et al. 2001) et les évolutions microstructurelles lors d'un frittage (Bernard et al. 2005). Dans l'article de Hu (Hu et Stroeven 2003), il est à noter que l'utilisation de l'absorption de rayons X peut être adoptée pour l'étude du séchage de ciments et mortiers.

La microtomographie apparaît donc comme appropriée aux études d'apparition de fissuration et de modifications microstructurelles sur des matériaux cimentaires et offrant la possibilité de fournir des images 3D d'éprouvettes à une résolution d'ordre micrométrique, et d'étudier son évolution temporelle. Le Chapitre II détaillera comment nous avons utilisé cette technique pour identifier et quantifier la microfissuration due au séchage des matériaux cimentaires.

I.3 Cadre de la modélisation proposée

La dessiccation des bétons joue un rôle important sur l'évolution des propriétés mécaniques et de transport de ces matériaux. Les principaux phénomènes à reproduire concernant les effets de la dessiccation sur le comportement mécanique d'un béton sont :

1. l'endommagement induit par le séchage : cet endommagement est à la fois structurel (effet de gradients de déformations) et local (effet d'inclusions rigides, qui est aussi un effet de structure à l'échelle micro) ;
2. la succion capillaire, considérée comme le moteur du retrait de dessiccation, et qui conduit à augmenter, sous certaines conditions, les résistances en compression des matériaux cimentaires ;
3. les effets couplés entre succion, endommagement plasticité et propriétés de transport.

Les objectifs de modélisation sont donc : réaliser des calculs démonstratifs et prospectifs, au moyen d'un modèle le plus complet possible et de proposer une approche de modélisation phénoménologique simple en utilisant les données issues de la microtomographie, dans le cadre de la dessiccation des bétons. Dans ce but nous avons choisi de coupler les travaux de modélisation de Da Chen (Chen 2005), sur la modélisation poroplastique des bétons sous dessiccation, à ceux de François-Xavier Hubert (Hubert 2005) sur l'endommagement hydrique, en y intégrant des données à l'échelle microscopique issues de microtomographie.

I.3.1 Propriétés poromécaniques et endommagement mécanique

L'avantage principal de travailler dans le cadre de la poroélasticité non linéaire (Biot 1941), (Coussy et Ulm 1995), est que la prise en compte des échanges hydriques et de

l'effet de succion est directe. Pour la mécanique des bétons, l'utilisation de ce type de modèle est récente mais procure des avantages non négligeables (Lassabatere 1994), (Bourgeois et al. 2002), (Mainguy 1999), (Carmeliet et Van Den Abeele 2000), (Burlion et al. 2000). L'utilisation d'une modélisation d'endommagement poromécanique peut permettre de reproduire le comportement mécanique des bétons.

Dans l'étude de Chen (Chen 2005), l'accent était mis sur la modélisation du couplage plasticité-endommagement et la prise en compte des effets de dessiccation. Il s'est placé dans l'hypothèse des petites transformations et a supposé que les déformations et leurs variations sont composées d'une partie élastique et d'une partie plastique :

$$\begin{cases} \varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \\ d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \end{cases} \quad (1.1)$$

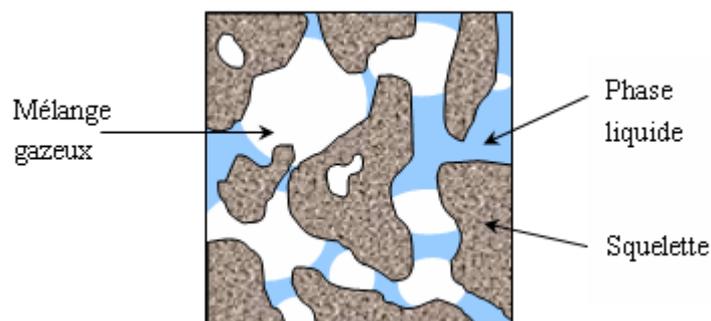


Figure 1-15 Schéma d'un milieu poreux non saturé.

On a supposé que le milieu poreux est saturé par une phase liquide d'eau (indice lq) et un mélange gazeux (indice gz), qui est constitué de l'air sec (indice da) et de la vapeur d'eau (indice vp) (Figure 1-15). Le mélange gazeux est un gaz parfait et la phase liquide est un fluide compressible standard.

Le comportement poroélastique du béton est décrit en utilisant le modèle de poroélasticité non linéaire proposé par Coussy (Coussy et Ulm 1995), (Coussy et al. 1998), en retravaillant la théorie de Biot (Biot 1941). La forme incrémentale des équations constitutives sont (1.2)-(1.4) :

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl}^0 d\varepsilon_{kl}^e - b \left[S_{lq} dp_{lq} + (1 - S_{lq}) dp_{gz} \right] \delta_{ij} \quad (1.2)$$

où σ_{ij} sont les composantes du tenseur des contraintes, C^0 est le tenseur d'élasticité du matériau non endommagé, ε_v^e est la déformation volumique, b est le coefficient de Biot du matériau isotrope, et S_{lq} est le degré de saturation.

$$dp_{gz} = dp_{vp} + dp_{da} = \frac{p_{gz}}{\phi_{gz}} \left[-bd\varepsilon_v^e + \left(\frac{dm}{\rho} \right)_{lq}^e \right] + \frac{p_{vp}}{\phi_{gz}} \left(\frac{dm}{\rho} \right)_{vp}^e + \frac{p_{da}}{\phi_{gz}} \left(\frac{dm}{\rho} \right)_{da}^e \quad (1.3)$$

$$dp_{cp} = dp_{gz} - dp_{lq} = -M_c \left[-bS_{lq} d\varepsilon_v^e + \left(\frac{dm}{\rho} \right)_{lq}^e \right] \quad (1.4)$$

ici, ϕ_{gz} est la porosité occupée par le mélange gazeux, p_{cp} est la pression capillaire, est M_c le module de Biot relié à la pression capillaire :

$$M_c = -\frac{1}{\phi_0 + \varepsilon_v} \left(\frac{dp_{cp}}{dS_{lq}} \right) \quad (1.5)$$

avec ϕ_0 est la porosité totale initiale.

L'endommagement affecte les propriétés élastiques du matériau poreux : de ce fait, on fait l'hypothèse que seul le module d'élasticité décroît au cours de la dégradation du matériau. L'évolution de l'endommagement est basée sur le modèle proposé par Mazars (Mazars 1984). De ce fait, l'équation constitutive initiale (1.2) est modifiée et devient :

$$d\sigma_{ij} = (1 - d_m) C_{ijkl}^0 d\varepsilon_{kl}^e - d(d_m) C_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl}^e - b \left[S_{lq} dp_{lq} + (1 - S_{lq}) dp_{gz} \right] \delta_{ij} \quad (1.6)$$

L'évolution de l'endommagement mécanique est basée sur le modèle proposé par Mazars (Mazars 1984). Le critère d'endommagement est exprimé sous la forme suivante :

$$f_d = A_2 - \frac{A_2}{\exp \left[B_3 (\xi_d - \xi_d^0) \right]} - d_m = 0 \quad (1.7)$$

où on définit que d_m est l'endommagement mécanique, A_2 est la valeur d'endommagement critique correspond à la contrainte résiduelle du matériau endommagé, B_3 contrôle la cinétique d'évolution d'endommagement, ξ_d est la force motrice associée à l'endommagement, et ξ_d^0 est le seuil initial de la force motrice associée à l'endommagement.

Ainsi, l'évolution de l'endommagement mécanique est décrite par :

$$d_m = A_2 - \frac{A_2}{\exp\left[B_3(\xi_d - \xi_d^0)\right]} \quad (1.8)$$

I.3.2 Définition d'endommagement hydrique

I.3.2.1 Existence d'un endommagement hydrique

Le séchage du béton n'est pas uniforme au sein des structures au cours du temps. Alors que les couches en contact avec l'extérieur sont à la même humidité relative que celle de l'environnement extérieur, le cœur de la structure reste saturé en eau pendant longtemps. Il y a donc existence de gradients hydriques.

Sur le plan de la microstructure, des dépressions capillaires, des variations de pression de disjonction et de tension superficielle se créent et contractent localement la matrice cimentaire. Dans les parties où le gradient hydrique est fort, et notamment près de la peau du béton, il y a fissuration dès que les contraintes de traction dépassant la contrainte limite de résistance à la traction du béton (Bazant et Raftshol 1982), (Wittmann 1982), (Acker 1988), (Khelidj et al. 1998).

De plus, des microfissures proviennent du fait que le module d'Young des granulats est plus élevé que celui de la matrice cimentaire se rétractant. Ces inclusions rigides empêchent la pâte de se rétracter librement. De la microfissuration circonférentielle et radiale est générée autour des granulats, dans une zone déjà très poreuse et perméable,

l'auréole de transition (Hearn 1999), (Bisschop et al. 2001).

Par ailleurs, dans les études de Bazant (Bazant et Raftshol 1982), il a montré que pour éviter toute fissuration due au séchage, il fallait baisser l'humidité relative environnante suffisamment lentement et graduellement pour qu'il n'y ait pas de différence d'humidité relative supérieure à 2% dans le matériau et, utiliser des éprouvettes irréaliment minces (de l'ordre du mm d'épaisseur). En cas d'exposition brutale à une humidité relative extérieure, seules des structures d'une épaisseur de l'ordre de 0,1mm peuvent être exemptes de fissuration. Donc, dans le cas général, toute structure soumise à un environnement extérieur en déséquilibre hydrique avec elle se fissure, même en l'absence de tout chargement mécanique.

Dans les cas courants la fissuration observée est discontinue (Bazant et Raftshol 1982), (Sadouki et Wittmann 2001). Les fissurations apparaissent d'abord au niveau de la peau puis leur largeur et leur profondeur augmentent. Le front de séchage pénètre progressivement vers le cœur de la structure, et il se forme un système de fissurations parallèles dont la largeur et l'espacement sont proportionnels à la distance de pénétration du séchage (Bazant et Raftshol 1982).

Afin de modéliser la baisse de raideur constatée, il est possible d'énoncer plusieurs hypothèses. D'abord, on a supposé que pour une section de matériau donnée, la présence de fissures dues au séchage entraîne une perte de surface résistante. Le chargement extérieur est donc repris par la partie saine du matériau, non fissuré, selon le principe de la contrainte effective. On a donc fait un parallèle avec l'endommagement mécanique dont une définition est la diminution de surface résistant à la charge. Conduit à formuler l'existence d'un endommagement hydrique (Hubert 2005).

Les variables d'endommagement mécanique et d'endommagement hydrique sont des variables internes, non directement observables. Le module d'endommagement total

est défini de la formule suivante :

$$d_t = 1 - (1 - d_m)(1 - d_h) \quad (1.9)$$

où d_t est endommagement total, d_m est endommagement mécanique, d_h est endommagement hydrique.

I.3.2.2 Evolution de l'endommagement hydrique

Pour décrire l'évolution de l'endommagement hydrique, on se place dans le même cadre de formulation que celui de Mazar (Mazars 1984). Au cours de la thèse de François-Xavier Hubert (Hubert 2005), il a supposé dans une première approche que l'évolution de l'endommagement hydrique est proportionnel à la perte locale de teneur en eau :

$$\dot{d}_h = -a\dot{w} \quad (1.10)$$

avec a paramètre a priori constant qui dépend des caractéristique du matériau et de la géométrie de la structure étudiée. Les temps de séchage seront beaucoup plus longs pour une structure massive que pour une structure mince car ils sont proportionnels au carré de l'épaisseur de pièces (Bazant et Raftshol 1982). L'endommagement hydrique est donc d'autant plus marqué et se produit d'autant plus vite que la structure est de dimensions réduites.

En intégrant la relation ci-dessus par rapport au temps, et en supposant qu'il n'y a pas d'endommagement hydrique lorsque le matériau est initialement saturé, c'est-à-dire :

$$d_h(t=0) = 0 \quad (1.11)$$

L'expression de l'endommagement hydrique en fonction de la teneur en eau devient donc :

$$d_h = -a \langle w_{\min} - w_0 \rangle \quad (1.12)$$

Ici, w_0 est teneur en eau initiale, c'est-à-dire à degré de saturation est égale à 100%, w_{\min} la plus faible valeur local de la teneur en eau qui a existé dans le temps.

Une évolution directe des modélisations proposées est donc de coupler le modèle écrit dans le cadre des milieux partiellement saturés au modèle d'endommagement hydrique : il est alors possible de tirer avantage de la poromécanique avec endommagement mécanique et de la prise en compte de l'endommagement hydrique qui représente la partie locale de la microfissuration. Ici l'approche est purement pragmatique permettant de prendre en compte au mieux les particularités du comportement des bétons soumis au séchage, et en ayant à l'esprit que l'objectif est de quantifier les effets de l'endommagement hydrique au moyen de la microtomographie par rayons X.

I.3.2.3 Evolution de l'endommagement hydrique dans le cas de composites ciment – billes de verre

L'analyse de la microstructure par rayons X synchrotron se révèle encore difficile pour des mortiers normaux (Burlion et al. 2006). Notons tout de suite que l'analyse, par cette technique, d'un béton n'est pas encore possible car les dispositifs optiques ne sont pas adaptés. La difficulté d'analyse réside dans le fait que les coefficients d'absorption des rayons X sont relativement similaires entre les granulats et la pâte de ciment : il en résulte un problème de différenciation entre les différentes phases du matériau hétérogène si la géométrie des inclusions est quelconque. Nous nous sommes donc tournés vers des matériaux modèles, donc l'analyse microtomographique est plus simple. Nous avons alors choisi de reproduire les matériaux proposés par Bisschop et van Mier pour l'étude des effets du séchage (Bisschop et al. 2001) : ce sont des composites ciment – bille de verre. Ces billes de verre sont choisies monodimensionnelles afin de simplifier le squelette granulaire.

De manière globale, l'analyse sur ces composites s'est faite microscopiquement (l'objet du travail présenté dans ce mémoire) et macroscopiquement. Les essais mécaniques macroscopiques ont été menés au cours de la thèse de Michel Szcześniak

(Szcześniak 2007), (Szcześniak et al. 2007) pour un groupe composites à matrice cimentaire soumis au séchage. Pour réduire le nombre de facteurs influençant leurs comportements, les billes utilisées sont sphériques. Cela permet d'évaluer exactement la surface de contacts inter-composants, où l'endommagement hydrique se concentre en particulier. Sur les composites étudiés, différents tests ont été réalisés : compression uniaxiale, hydrostatique et triaxiale, traction indirecte par fendage et flexion trois points, essais de retrait. Ces essais ont été réalisés pour des composites ayant différentes tailles de granulats (billes de verre ici) afin d'évaluer l'influence de la taille des inclusion sur le comportement hydromécanique de ce composites. 4 diamètres des billes ont été choisis : $\phi = 1mm, 2mm, 4mm,$ et $6mm$ (Figure 1-16). Par ailleurs, deux fractions volumiques de billes ont été étudiées : 35% et 59%, afin d'évaluer l'influence de la compacité granulaire sur le séchage de ces composites. Le ciment utilisé est un CEM I 52,2 N CP2, dosé à 800 kg/m^3 (dans le cas où la fraction volumique de billes est de 35%), ayant un rapport E/C de 0,5. Enfin, la maturation de ces matériaux s'est faite sous eau de chaux pour une durée d'au minimum 1 mois : de ce fait, les échantillons ont une bonne maturité compte-tenu de la qualité du ciment.

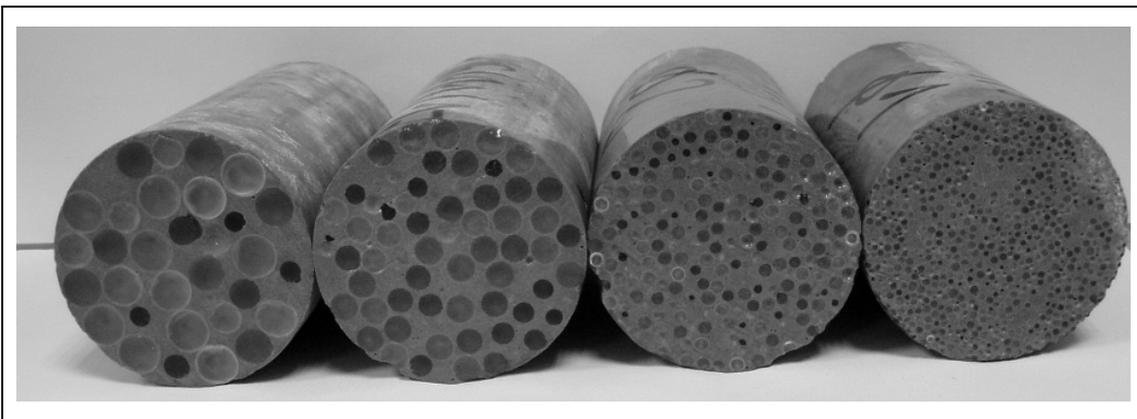


Figure 1-16 Quatre diamètres des granulats sphériques sont utilisés 6, 4, 2, 1mm (Szcześniak 2007).

Nous allons utilisés dans ce travail que les résultats issus des tests mécaniques en compression uniaxiale (essais conventionnels, éprouvette de diamètre 36 mm, hauteur 72 mm). Le lecteur intéressé par plus de détails sur les expérimentations

macroscopiques est invité à se reporter à Michel Szcześniak. La Figure 1-17 montre l'évolution de la résistance compression uniaxial en fonction du degré de saturation pour les composites ayant 35% de granulats. La Figure 1-18 montre la résistance l'évolution de la compression uniaxial en fonction du degré de saturation, cette fois-ci pour une fraction volumique de billes de 59%. Globalement, nous pouvons retenir de ces courbes que :

- Quand le diamètre des granulats est égal à 1 mm, la résistance augmente avec la baisse du degré de saturation.
- Pour les diamètres 2, 4 et 6 mm, les évolutions sont plus nuancées et conduisent à une première augmentation quand le degré de saturation chute, puis à une diminution de la résistance.
- Plus le diamètre du granulat est important, moins la résistance est élevée à fraction volumique constante : ceci est d'autant plus vrai que le degré de saturation est faible.

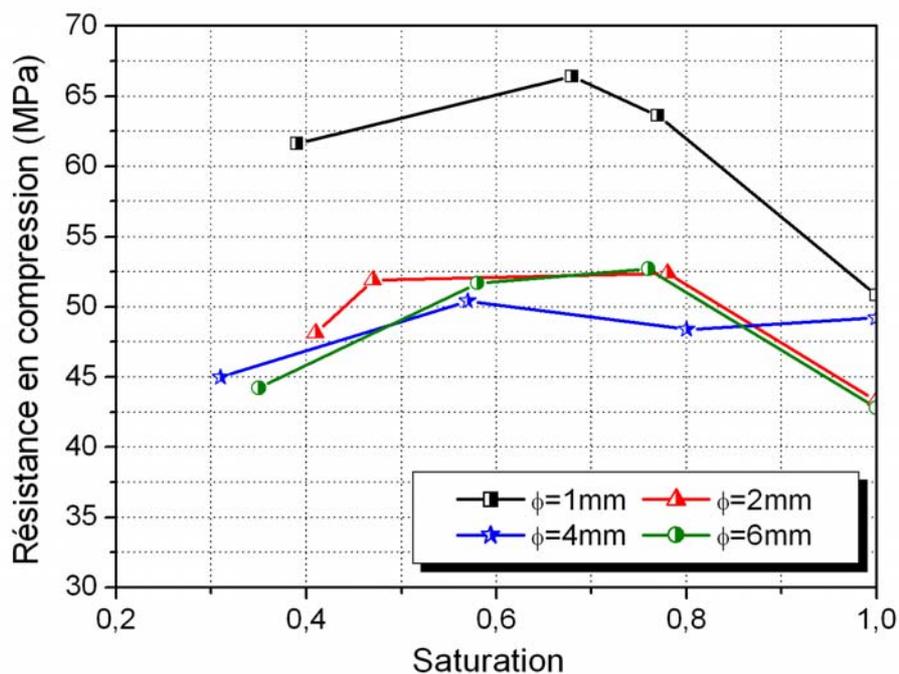


Figure 1-17 Résistance compression uniaxial en fonction du degré de la saturation, 35% granulats (Szcześniak 2007).

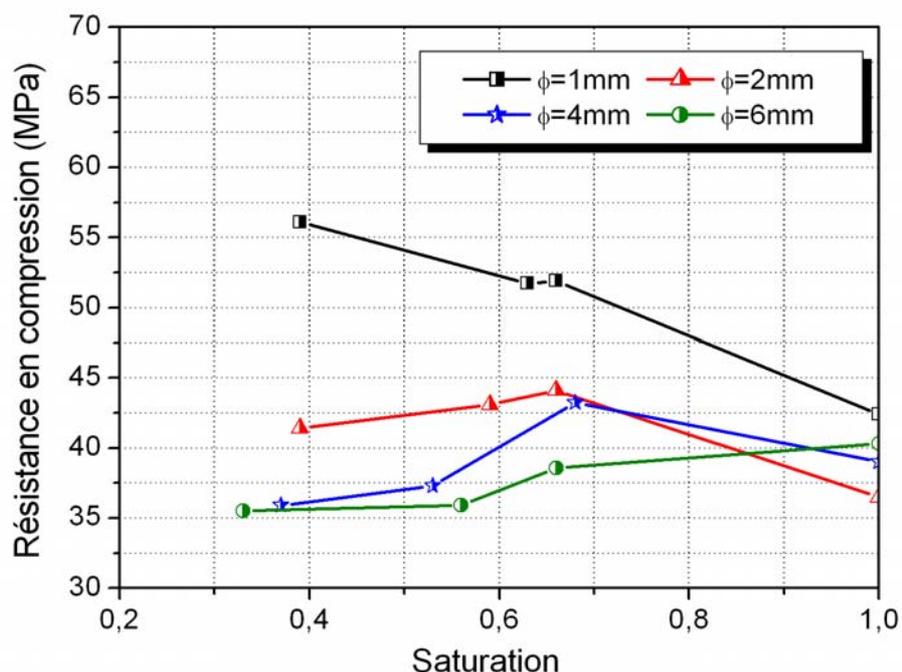


Figure 1-18 Résistance compression uniaxial en fonction du degré de la saturation, 59% granulats (Szcześniak 2007)

Une modélisation phénoménologique n'est pas apte à prédire ces particularités de comportement en fonction du diamètre du granulat. En nous basant sur les constatations microtomographiques (voir chapitre II), nous avons donc choisi d'attribuer ces évolutions à la présence et l'évolution de l'endommagement hydrique. Pour prendre en compte ceci de manière simple, nous proposons de modéliser l'endommagement hydrique avec la formulation suivante :

$$d_h = -a(w_{\min} - w_0) f(\phi) \quad (1.13)$$

avec ϕ est le diamètre des granulats, et f une fonction choisie. Nous détaillerons au chapitre III comment est construite cette fonction $f(\phi)$. Nous montrerons enfin au chapitre IV comment la modélisation ainsi construite est apte à être utilisée dans un calcul de structure en béton soumise au séchage.

Conclusion

Le départ de l'eau libre des matériaux cimentaires induit un retrait de dessiccation principalement par variation de la dépression capillaire. Une partie de ce retrait est empêchée par un effet structurel et des effets locaux, à l'origine de la création des microfissures par excès de la résistance à la traction. Ainsi que la bibliographie l'a montré, la dessiccation conduit donc à l'évolution du comportement mécanique qu'il est nécessaire d'intégrer dans une modélisation prédictive.

La campagne expérimentale menée dans notre laboratoire sur un composite ciment-billes de verre a permis de mettre en évidence l'influence du séchage et du diamètre des granulats sur le comportement mécanique multiaxial des échantillons. L'analyse microtomographique va permettre de voir comment le diamètre du granulat joue un rôle sur la fissuration due au séchage.

Nous allons présenter ensuite le développement de la modélisation afin de prendre en compte les variations des comportements hydrique et mécanique dues aux différents effets de la dessiccation.

Chapitre II Apport de l'Analyse Microtomographique par Rayons X

Introduction

La microtomographie, comme la tomographie, utilise les rayons X pour reconstruire le volume d'un objet à partir d'une série de mesures déportées à l'extérieur de l'objet. Ces mesures peuvent être effectuées à la surface ou même à une certaine distance de l'intérieur de l'objet. Le résultat est une reconstruction numérique de certaines propriétés de l'intérieur de l'objet, selon le type d'information que fournissent les capteurs. Le terme micro est utilisé pour indiquer que la taille des pixels du capteur est dans la gamme du micromètre.

Il y a trois sections dans ce chapitre : dans la première section, nous allons présenter la technologie de la tomographie par rayons X. Dans un deuxième temps, nous illustrerons les échantillons de composite ciment – billes de verre dont la microstructure a été reconstruite numériquement au moyen de la microtomographie par rayons X. Enfin, nous analyserons les résultats en terme de fissuration induite par le séchage en fonction du diamètre de billes de verre introduites dans nos composites.

II.1 Tomographie des rayons X

La base de la tomographie par rayons X est la radiographie par rayons X : on fait traverser un échantillon par un faisceau de rayons X et le rayon transmis est enregistré sur un détecteur (le film ou la caméra CCD est principalement utilisé comme détecteurs pour la radiographie). Selon la loi de Beer–Lambert (voir en général) (Baruchel 2000), le rapport du nombre de photons incidents sur celui de photons

transmis est relié à l'intégrale du coefficient d'atténuation du matériau μ , le long du chemin que les photons suivent dans l'échantillon. Dans le domaine de l'effet photoélectrique (Salvo et al. 2003), le coefficient d'atténuation μ est lié à la densité, au nombre atomique et à l'énergie (quand le faisceau est monochromatique) par une loi empirique. L'image résultante est donc une radiographie résultant de la surimpression des éléments du volume dans un plan 2D. La façon classique d'obtenir des informations 3D est d'exécuter un grand nombre de radiographies en faisant tourner l'échantillon entre 0° et 180° . L'algorithme de rétroprojection filtrée peut alors être utilisé pour reconstruire le volume de l'échantillon à partir des radiographies (Herman 1980). Il y a différentes sources pour exécuter la tomographie par rayons X. Les premières utilisent le rayon divergent produit par le micro-foyer d'un tube à rayons X (cas des microtomographies de laboratoires) et les secondes utilisent la radiation synchrotron dont le faisceau est parallèle (par exemple, le synchrotron de Grenoble, ERSF).

II.1.1 Tube de la tomographie des rayons X

Dans le cas où les rayons X sont générés en concentrant un faisceau d'électrons sur une cible métallique, un rayon polychromatique divergent est émis dans un angle solide conique déterminé. L'échantillon est placé entre la source et le détecteur et peut être déplacé pour ajuster la résolution qui se trouve généralement entre $10\mu m$ et $500\mu m$. Le détecteur peut être un détecteur linéaire 1D ou une caméra 2D (rayon conique), celle-ci permettant un temps d'acquisition plus court (Figure 2-1 (a) et (b)).

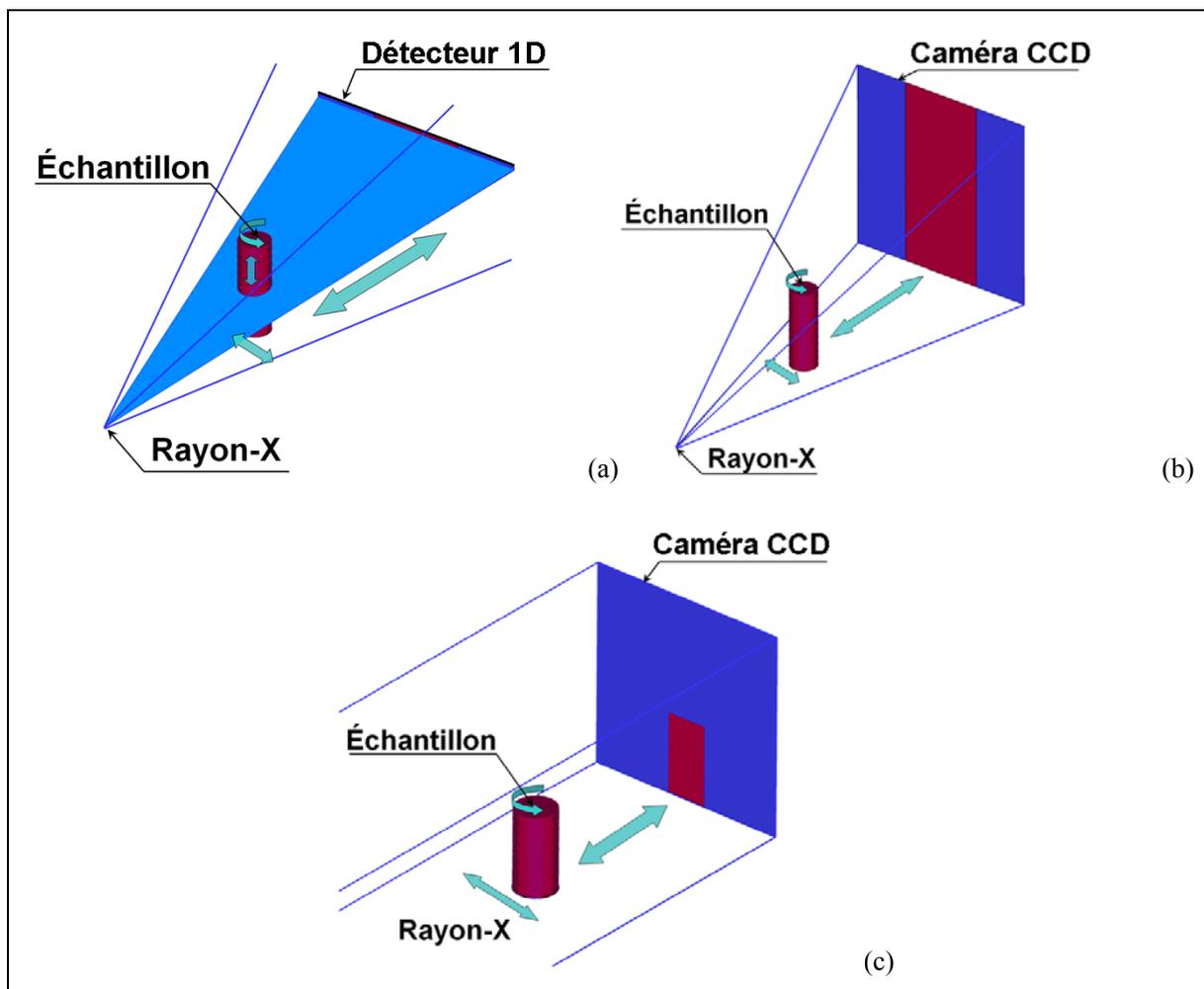


Figure 2-1 Rayons X de la source parallèle, (a) Détecteur linéaire 1D, Rayons X de la source de point focal, (b) Détecteur CCD, Rayons X de la source de point focal, (c) Détecteur CCD.

La caméra CCD a communément de 1024×1024 à 2300×2300 pixels mais un nombre limité de lignes peuvent être utilisées verticalement : la raison est que des artefacts géométriques peuvent apparaître pour des angles verticaux trop grands, puisque l'algorithme de reconstruction conventionnel est basé sur un faisceau parallèle. Un artefact est un effet artificiel. Le terme artefact désigne à l'origine un phénomène créé de toute pièce par les conditions expérimentales, un effet indésirable, un parasite. Dans une image numérique, un artefact désigne tout pixel dont l'intensité a été générée de manière partiellement indépendante du matériau traversé.

Comme l'échantillon doit être dans le champ du détecteur, un compromis doit être

trouvé entre la taille maximale de l'échantillon et la résolution spatiale. Dans quelques cas, la rotation hélicoïdale de l'échantillon le long de l'axe vertical est exécutée pendant la scannographie pour numériser des objets plus grands, cette technique réduit les artéfacts en anneau (Figure 2-2). Le temps pour une scannographie complète est fortement lié à la résolution, à la taille de la caméra CCD et à la source de rayons X, donc il est difficile d'émettre une règle générale. Cependant des temps de plus de 30 minutes sont souvent exigés. L'utilisation principale est dans le mode d'absorption puisque l'incohérence du rayon empêche l'usage du mode en contraste de phase. Finalement, par suite de l'utilisation d'un faisceau polychromatique, l'analyse quantitative exige un calibrage et elle est seulement exacte dans le cas de matériaux à une seule phase.

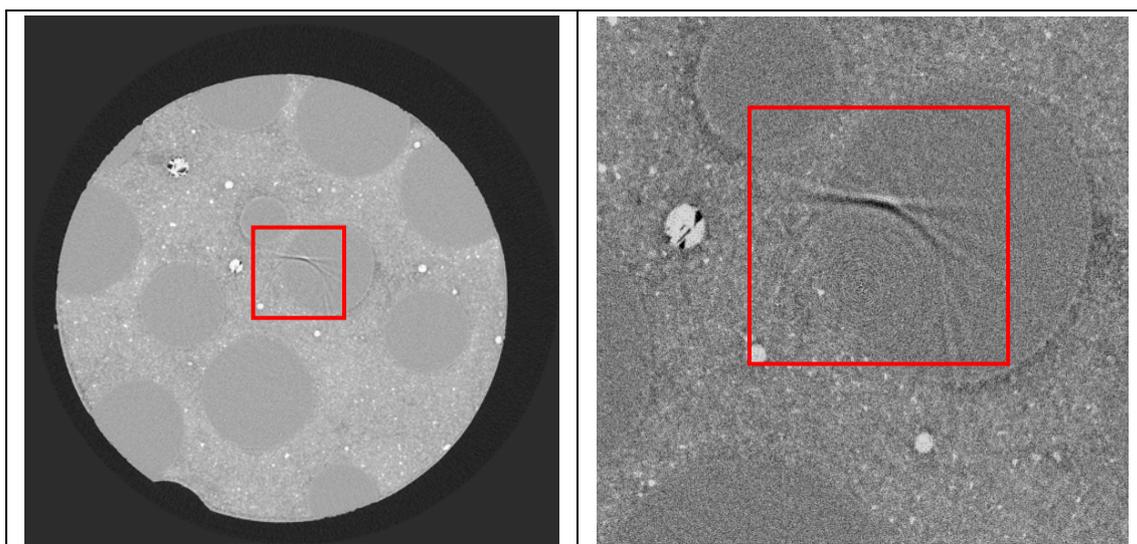


Figure 2-2 Artéfacts en anneau pour une section d'un composite ciment – billes de verre.

II.1.2 Tomographie par radiation synchrotron

Le synchrotron délivre un flux beaucoup plus important de rayons X beaucoup plus important que les tubes à rayons X classique (jusqu'à 10^9 fois plus pour les synchrotrons de troisième génération). Ce flux de rayons X résulte de la déviation circulaire d'un faisceau d'électrons relativistes (vitesse proche de celle de la lumière),

appelé également émission synchrotron. Lorsque la distance entre la source et l'installation de la tomographie est grande, un rayon partiellement cohérent, nécessaire pour le contraste de phase et l'holotomographie est obtenu. Selon l'installation expérimentale, le rayon blanc peut être utilisé ou un monochromatique peut être placé entre la source et l'échantillon pour avoir un rayon monochromatique. Le faisceau de rayons X est ainsi pratiquement parallèle (Figure 2-1 (c)) et, contrairement aux sources micro-foyer, il n'est pas possible de changer le grandissement de l'image en déplaçant l'échantillon. L'agrandissement de l'image sur le détecteur, qui est souvent un CCD, est obtenu en ajoutant un dispositif optique après le scintillateur transformant les rayons X en lumière visible. L'utilisation d'un faisceau parallèle et monochromatique permet une reconstruction exacte et quantitative, sans déformation géométrique ni durcissant de faisceau. L'ESRF, qui est représentatif des sources synchrotron modernes, a été principalement utilisé pendant nos travaux. La caméra présente à l'ESRF a 2048×2048 pixels avec une lecture rapide (0,22 frame/s), un courant sombre bas (trois électrons) et bruit de lecture bas (22 électrons). La résolution optimale est de l'ordre de $1\mu m$ (lignes ID19, ID22) ou $2,5\mu m$ (ligne haute énergie ID15). La taille maximale de l'échantillon est 2048 fois la taille de pixel de caméra. En effet, en tomographie classique, les échantillons doivent avoir une dimension latérale telle que, pour toutes les positions angulaires, les projections entières correspondent au champ de vision de la caméra CCD.

Nous plaçons un objet sur une table de rotation (présenté par la Figure 2-3), entre la source de rayons X et le détecteur 2D. La microstructure 3D de l'échantillon peut être reconstruite par la série de projections enregistrées sur le dispositif CCD comme l'échantillon est tourné pas à pas à 180° .

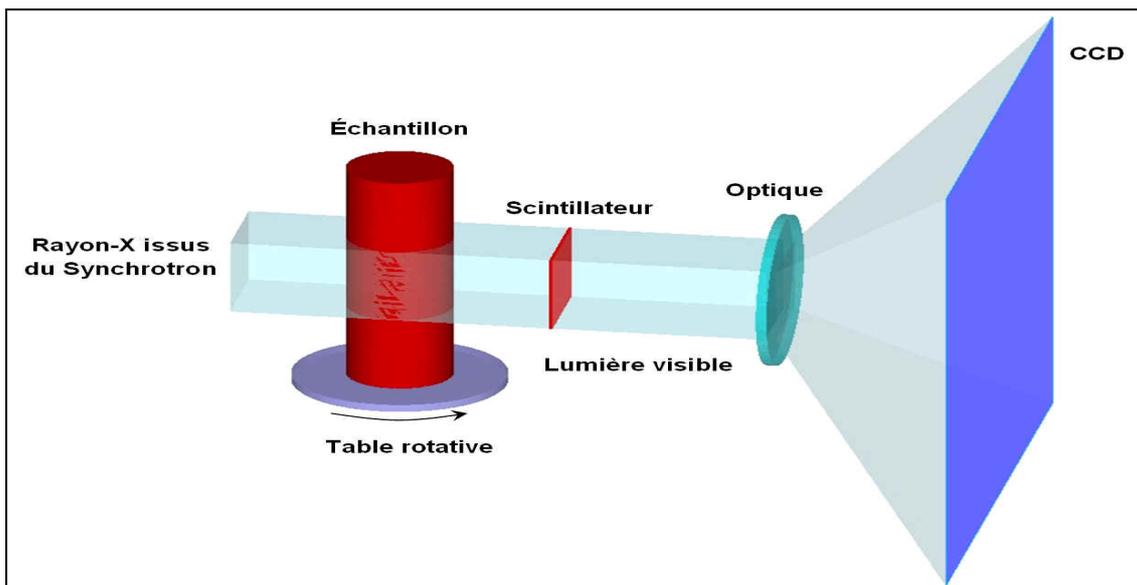


Figure 2-3 Diagramme de l'installation expérimentale pour microtomographie.

II.1.3 Procédure expérimental

Le choix de la taille des échantillons est dicté par l'analyse microtomographique. La taille maximale admissible est de $2048 \times 5,3 \mu m$, soit environ 10mm maximum (2048 est le nombre maximal de pixel de la caméra). La résolution de 5,3 microns a été choisi comme étant un bon compromis entre la résolution voulu, et la taille possible de nos échantillons. Dans notre étude, des composites constitués de pâte de ciment ($E/C=0,5$) et de 35% granulats ont été confectionnés. Le diamètre des granulats est 1, 2, 4 et 6mm pour les composites à billes de verre. La Figure 2-4 montre les différents échantillons utilisés pour l'analyse microtomographique : ce sont des carottes de 8mm de diamètre obtenus à partir d'éprouvette classique $4 \times 4 \times 16 \text{cm}^3$. Notons tout de suite que le volume élémentaire représentatif est assuré pour nos échantillons ayant des billes de 1 et 2mm. Pour la taille de billes de 4mm, c'est très tangent et il faudra prendre un certain nombre de précautions. Enfin, pour les échantillons confectionnés à partir de billes de 6mm, notons que les résultats obtenus ne peuvent être que qualitatifs.

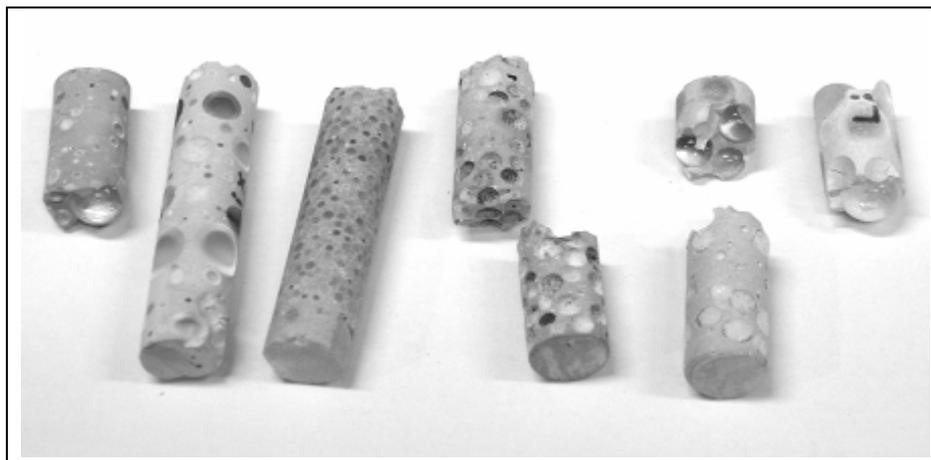


Figure 2-4 Différents échantillons de composites ciment-granulats de verre servant à l'analyse microtomographique. Le diamètre des échantillons est de 8mm pour une longueur variant de 20 à 30mm.

Les données présentées dans ce chapitre ont été obtenues sur la ligne BM05 à l'ESRF de Grenoble en Mars 2006. Les installations tomographiques disponibles sur BM05 permettent l'acquisition de radiographies 1024×1024 ou 2048×2048 pixels avec des tailles de pixels variant de $40 \mu\text{m}$ à $0,3 \mu\text{m}$. L'installation optique choisie placée après le scintillateur qui convertit, aussi efficacement que possible, les rayons X en lumière visible détermine cette taille de pixel. Nous avons choisi égal à 5,3 microns comme cité précédemment.

A chaque étape de numérisation (obtention d'une scannographie complète), l'échantillon est soumis à 900 acquisitions avec un pas de rotation de 0,2 degré, permettant sa reconstitution en trois dimensions. La méthode d'acquisition repose ici uniquement sur le contraste d'atténuation, suffisant pour différencier les granulats, la matrice cimentaire, ainsi que les fissures. La hauteur du faisceau de rayons X étant faible sur BM05, chaque échantillon est numérisé en deux étapes : dans la première, l'échantillon a été numérisé du bas jusqu'au milieu ; dans la deuxième, il a été numérisé du haut jusqu'au milieu. Une zone de recouvrement des deux acquisitions est prévue pour faciliter leur mis 'bout à bout' afin de reconstituer la totalité de l'échantillon. Le protocole expérimental est donné sur la Figure 2-5 :

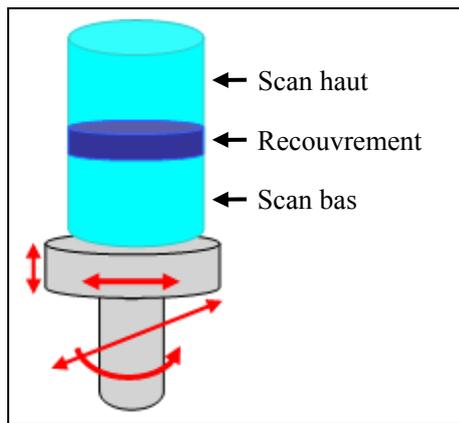


Figure 2-5 Scan tomographique

II.2 Principe de la microtomographie

Dans cette partie, tout d'abord nous allons présenter le principe de la tomographie, exprimant le lien entre la fonction de densité des matériaux en tout point et la valeur des projections. Ensuite nous allons montrer la méthode pour corriger les points chauds et la méthode pour éliminer les artéfacts en anneau, principaux défauts détectés lors d'une acquisition de données.

II.2.1 Description de la projection mesurée

Le principe de l'acquisition de ces mesures est montré par la Figure 2-6. Les axes x et y sont les axes du repère cartésien. Les axes u et v sont liés à la direction du faisceau de rayons X. Le faisceau envoyé dans la direction v fournit une suite de points de données (valeurs des projections) sur la droite u d'angle θ .

On considère un matériau homogène caractérisé par μ , son coefficient d'atténuation linéaire exprimé en $[\text{cm}^{-1}]$, et illuminé par un rayon monochromatique d'énergie E , la proportion entre N_0 , le nombre de photons incidents et N , le nombre de photons

transmis par le matériau d'épaisseur L , est donné par la loi de Beer-Lambert (Baruchel 2000).

$$N = N_0 e^{-\mu L} \quad (2.1)$$

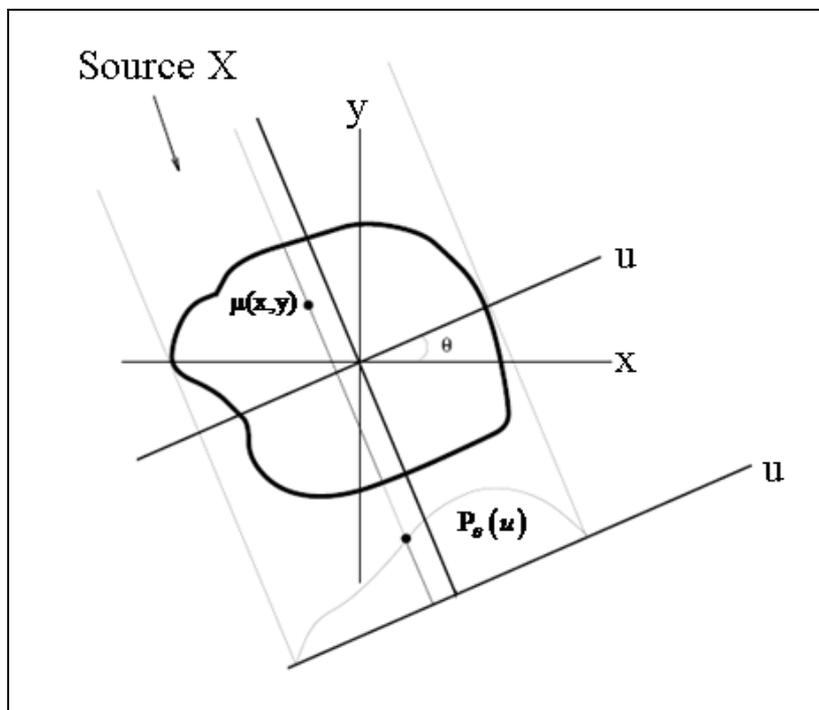


Figure 2-6 Principe de projection (vue de dessus de l'échantillon) : la mesure correspond à l'intégré la fonction à reconstruire le long d'une droite orthogonale à l'axe u .

Pour un matériau hétérogène, μL doit être remplacé par l'intégrale de μ le long du chemin des photons. Donc, le nombre de photon transmis N' est :

$$N' = N_0 e^{-\int \mu(l) dl} \quad (2.2)$$

On peut calculer la relation entre N et N' par :

$$\ln \frac{N_0}{N'} = \int \mu(l) dl \quad (2.3)$$

On peut considérer chaque perpendiculaire à z individuellement parce que le faisceau de rayons X issu du synchrotron est parfaitement parallèle. Pour une position angulaire θ de l'échantillon, on peut mesurer N' en chaque point u sur le détecteur. La relation (2.4) est utilisée pour calculer la projection P :

$$P(\theta) = \{P(u, \theta); u = \pm r\} = \left\{ \ln \left(\frac{N_0(u)}{N'(u)} \right) = \int_{Ray-u} \mu(v) dv; u = \pm r \right\} \quad (2.4)$$

ici, $\pm r$ représentent les limites sur le détecteur, et $Ray-u$ la ligne parallèle à v coupant du détecteur à u . L'ensemble des projections $P(\theta)$ pour θ variant entre 0° et 180° est appelée transformation de Radon de $\mu(x, y)$. En 1917, Radon a prouvé mathématiquement qu'il est possible d'inverser cette transformation et ainsi il est possible de reconstruire la carte 3D de μ à partir d'un jeu de projections (Natterer 1999).

La Microtomographie par rayons X consiste alors dans la détection de l'énergie résiduelle d'un rayon qui passe au travers d'un échantillon (la radioscopie donnant N') pour un grand nombre d'angles différents (généralement entre 500 à 3000 entre 0° et 180°).

Si l'on représente les valeurs $P_\theta(u)$ dans un plan d'axes θ et u , par exemple par des niveaux gris, on obtient une figure appelée 'sinogramme' telle que celui la Figure 2-7. Ce sinogramme, ensemble de sinusöide, n'est pas l'image, et en particulier il n'est pas du tout interprétable directement. Nous reviendrons plus tard sur l'utilisation de ces sinogrammes.

A partir de la carte 3D calculée du coefficient d'atténuation linéaire μ , il est possible d'obtenir une image 3D. Pour un matériau homogène, le coefficient d'atténuation μ/ρ est corrélé à l'énergie de photons E et au nombre atomique du matériau Z . Pour des énergies plus basses que $200keV$, la relation suivante peut être utilisée :

$$\frac{\mu}{\rho} = K \frac{Z^4}{E^3} \quad (2.5)$$

ici, ρ est la densité du matériau, K est une constante. L'équation (2.5) indique que une énergie donnée E , le coefficient d'atténuation linéaire μ est donc proportionnel à ρ et Z^4 .

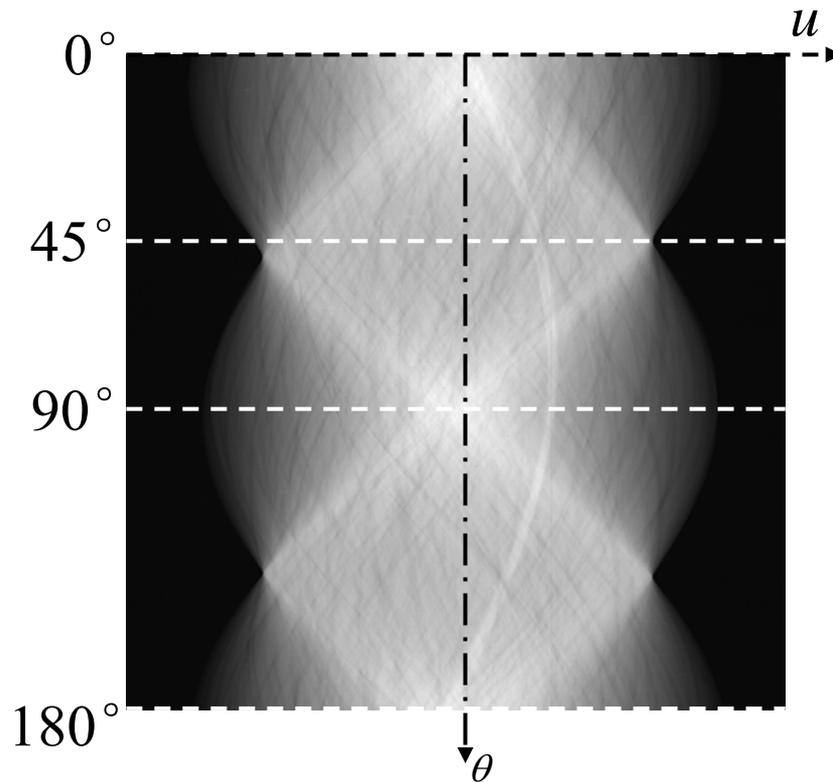


Figure 2-7 Exemple de sinogramme obtenu sur un mortier de billes de verre de 2mm de diamètre.

Ici, l'énergie E est un paramètre réglable de la tomographie synchrotron. Pour un matériau hétérogène, le coefficient d'atténuation massique μ/ρ contenant i éléments, est obtenu avec la formule suivante :

$$\frac{\mu}{\rho} = \sum w_i \left(\frac{\mu}{\rho} \right)_i \quad (2.6)$$

où, w_i est la fraction de masse atomique.

La Figure 2-8 montre les valeurs du coefficient d'atténuation massique μ/ρ d'un matériau béton et d'un matériau de verre en fonction de l'énergie de photons (White et al. 1989). On constate, sur cette figure, que les coefficients d'absorption massique du verre et du béton sont très distincts sur une large gamme d'énergie (seuls quelques point singuliers sont à éviter), ce qui permet d'obtenir un contraste d'atténuation suffisant pour rendre l'imagerie nette et précise. Le choix de l'énergie initiale des photons se fait donc à partir de cette courbe, mais elle doit également assurer un

passage de photons au travers de l'échantillon suffisant pour que le nombre de photons incidents soit suffisant, et rester inférieure à 200 keV pour l'application de la loi de Beer-Lambert. Dans toutes les microtomographies qui vous seront présentées, l'énergie E choisie a été de 35 keV.

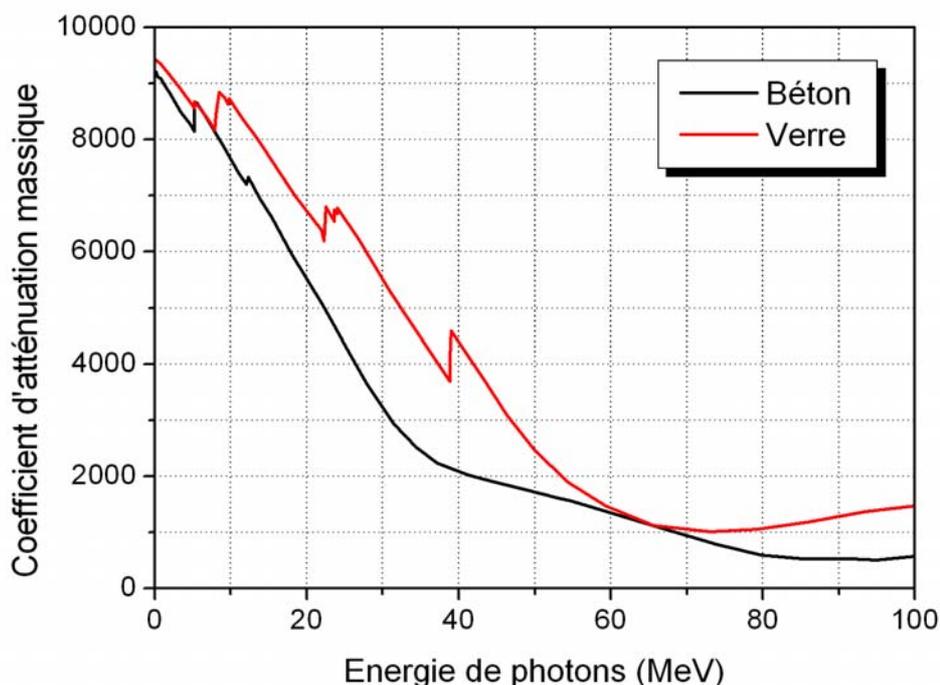


Figure 2-8 Valeurs du coefficient d'atténuation massique en fonction de l'énergie de photons (White et al. 1989).

II.2.2 Corriger les points chauds et les artéfacts en anneau

Les artéfacts (Points chauds et Artéfact en anneau) sont récurrents dans la microtomographie haute résolution, mais leur correction systématique est toujours un problème. Ecartant la correction directement sur les images 3D (toujours en partie manuelle et vorace en calculs), on a développé des filtres à appliquer avant la reconstruction, sur les images 2D. Ces filtres ont été conçus en observant que :

- Un point chaud est causé par l'arrivée directement sur la caméra CCD d'un photon très énergétique. Ce pic d'intensité très locale se traduit, sur la

reconstruction 3D, par un trait traversant toute la section d'un échantillon. Un filtre médian est a priori très bien adapté à la correction de ces bruits de type impulsif.

- Un grand artéfact en anneau est toujours associé à une marque linéaire dans le sinogramme correspondant (représentation des données microtomographiques dans le plan (u, θ) pour une section donnée). L'effacement de cette marque linéaire peut alors éliminer l'artéfact en anneau. Ce filtre et les paramètres de contrôle introduits pour, par exemple, éliminer des artéfacts partiels, sans perturber le reste de l'image est décrits par Dominique Bernard (Bernard et al. 2005).

II.2.2.1 Corriger les points chauds en utilisant le filtre médian

En traitement d'images, l'étape de prétraitement est très importante puisqu'elle a pour but de réduire le bruit tout en préservant la forme des structures présentes dans l'image.

Les points chauds génèrent des lignes traversant complètement la section reconstruite du matériau (Figure 2-9). Leur origine est la trace d'un photon très énergétique ayant impacté directement le capteur CCD. Pour nettoyer les points chauds dans une radiographie, il faut utiliser un filtre adapté au bruit impulsif. Les filtres linéaires, dont les plus employés en pratique sont le filtre moyen et le filtre gaussien, ne sont pas très bons et ne permettent pas de n'éliminer que les points chauds. Donc on préfère utiliser le filtre médian qui est un filtre non-linéaire. Il ne peut pas s'implémenter comme un produit de convolution. On remplace la valeur d'un pixel par la valeur médiane dans son voisinage $N \times N$.

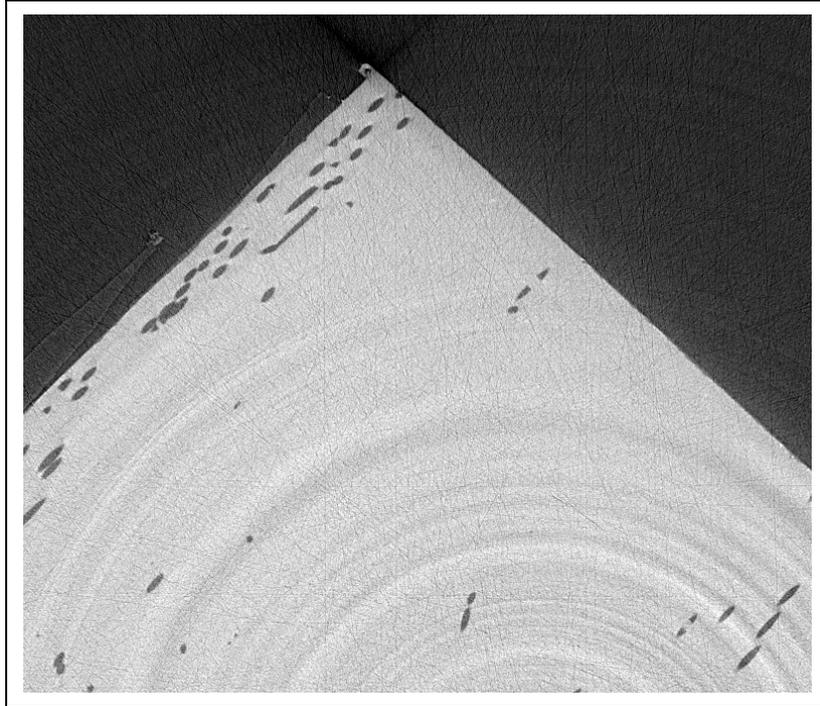


Figure 2-9 Effets des points chauds (lignes droites sans aucun rapport avec le matériau) sur une reconstruction 3D.

La médiane est une mesure statistique qui représente une alternative robuste à la moyenne. Supposons n valeurs numériques x_1, x_2, \dots, x_n (pas nécessairement distinctes), où n est impair. On les ordonne de la plus petite à la plus grande, ce qui donne la suite permutée $x_{i_1}, x_{i_2}, \dots, x_{i_n}$, où $[i_1, i_2, \dots, i_n]$ est une permutation de $[1, 2, \dots, n]$. La médiane est alors la valeur placée au milieu de cette suite ordonnée, à savoir x_{i_m} pour $m = (n+1)/2$. Par exemple, soit $n=9$, et considérons les 9 valeurs : 17, 1, 3, 5, 3, 1, 12, 2, 7. En les ordonnant de la plus petite à la plus grande, on obtient la suite : 1, 1, 2, 3, 3, 5, 7, 12, 17. La valeur au milieu de cette suite ordonnée est la 5^{ème}, à savoir 3, qui est donc la médiane des neuf valeurs.

Le filtre médian est un filtre spatial qui calcule en chaque pixel la médiane des niveaux de gris des pixels de sa fenêtre, ce qui donnera le niveau de gris du pixel dans l'image filtrée. Plus précisément, pour tout pixel p , soit $W(p)$ la fenêtre associée à p : on suppose que sa taille est impaire (c'est ainsi le cas pour une fenêtre centrée en p , par exemple une fenêtre 3×3 ou 5×5). Etant donnée une image I à niveau de gris, le filtre médian peut transformer I en une image J à niveau de gris, telle que pour tout

pixel p , le niveau de gris $J(p)$ est la médiane des niveaux de gris $I(q)$ des pixels q dans la fenêtre $W(p)$:

$$J(p) = \text{med}(I(q)|q \text{ dans } W(p)) \quad (2.7)$$

Par exemple :

50	30	40
30	250	40
45	30	50

Les valeurs sont : 30, 30, 30, 40, 40, 45, 50, 50, 250, le point chaud est à 250, la médiane quant à elle est 40 : si on remplace 250 par 40 (valeur médiane), le filtre appliquera alors une valeur très proche des autres valeurs, et le point chaud sera éliminé.

Dans notre filtre, nous utilisons une fenêtre 3×3 (Figure 2-10) et nous avons ajouté une condition pour le remplacement de la valeur par la médiane sur la fenêtre.

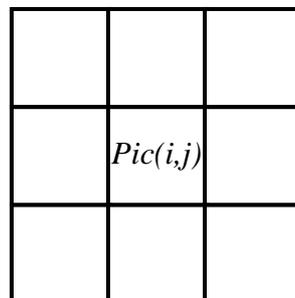


Figure 2-10 La fenêtre 3×3 , $Pic(i,j)$ est le maximum valeur.

Nous ne souhaitons corriger que les pics les plus importants, les points chauds. D'abord, la médiane des neuf valeurs dans la fenêtre est calculée. Ensuite, le rapport $Valeur/Médiane$ est calculé et comparé au coefficient ξ , un paramètre généralement choisi tel que $\xi \approx 1,1$. Quand le rapport $Valeur/Médiane \geq \xi$, alors on applique le remplacement et $Pic(i,j) = Médiane$. Quand le rapport $Valeur/Médiane < \xi$, rien n'est effectué et $Pic(i,j) = Valeur$. Globalement, si la valeur du point chaud ne dépasse pas de 10% la médiane, c'est qu'il est représentatif du matériau et non du système

d'acquisition de données. Il est donc conservé. Ce filtre médian dit «conditionnel» est très rapide et très efficace (Figure 2-11).

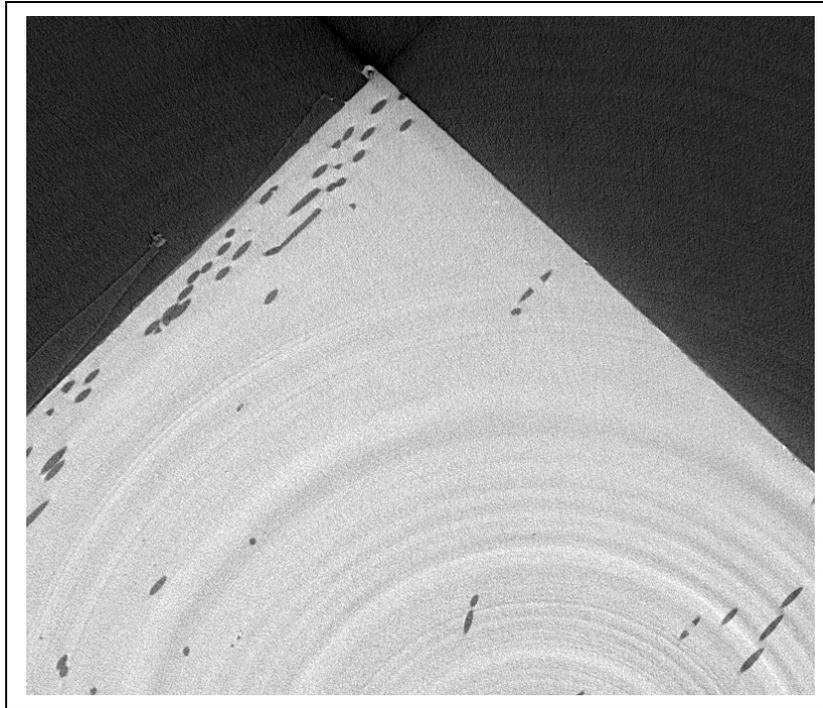


Figure 2-11 Après la correction les points chauds.

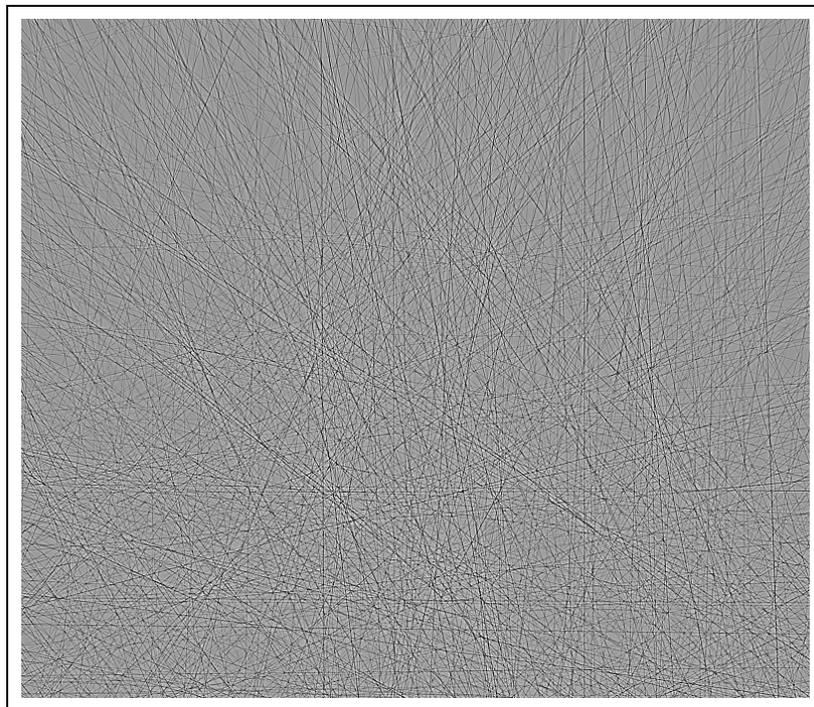


Figure 2-12 Différence entre Figure 2-9 et Figure 2-11.

La Figure 2-11 présente l'image après la correction, il n'y a plus les points chauds. La Figure 2-12 présente la différence entre les deux étapes montrant que seuls des éléments linéaires (caractéristiques des points chauds) ont été supprimés..

II.2.2.2 Correction des artefacts en anneau

Lorsqu'une section $Sec_z(X,Y)$ comporte des anneaux (forme circulaire indépendante du matériau, Figure 2-13), il apparaît des segments de droite parallèles à l'axe u sur le sinogramme correspondant ($Sin_z(u,\theta)$) (Figure 2-14).

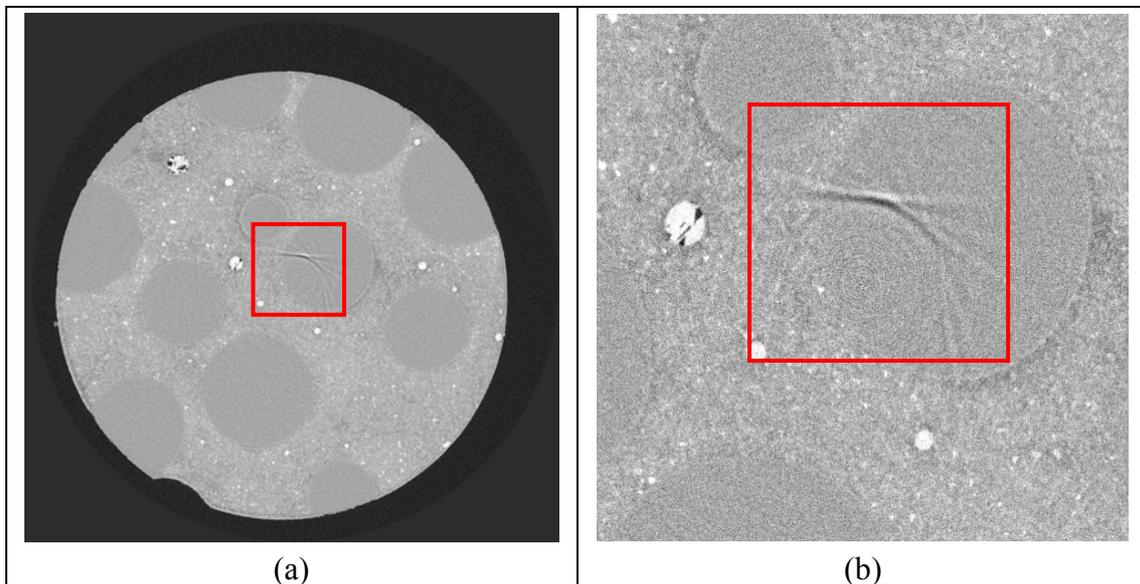


Figure 2-13 L'artéfact en anneau, (a) la section avec l'artéfact, (b) Zoom sur le centre de la section ci-contre.

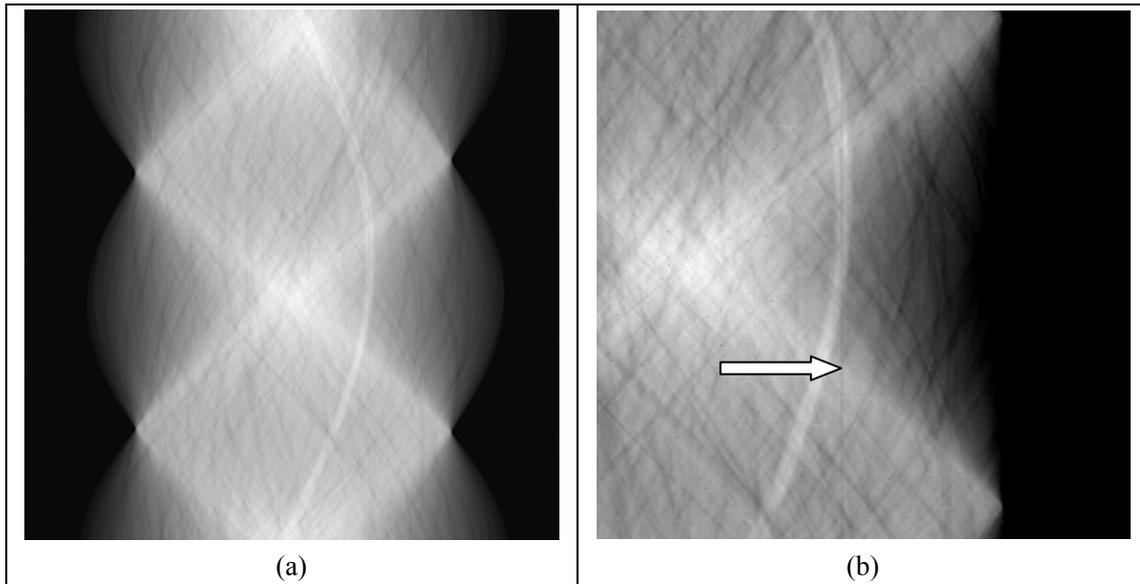


Figure 2-14 Sinogramme, (a) sinogramme avec l'artéfact en anneau, (b) zoom montrant la trace d'anneau.

Ces traces peuvent être plus facilement mises en évidence (une trace facilement détectable sur le sinogramme correspond à un très fort anneau) en examinant la moyenne suivant θ du sinogramme $\text{Sin}_z(u, \theta)$, notée $M_{z\theta}(u)$. Le signe associé à un anneau est alors un pic sur la moyenne (Figure 2-15 dans l'ellipse).



Figure 2-15 Moyenne suivant d'un sinogramme avec anneaux.

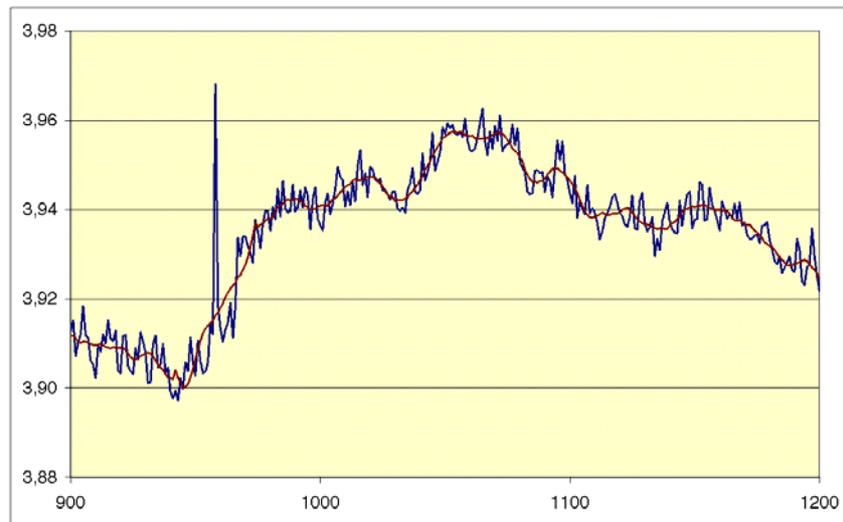


Figure 2-16 Zoom de la moyenne du sinogramme avec anneaux.

Le principe de base est donc d'éliminer ces pics (Figure 2-15 et Figure 2-16) en lissant la moyenne par filtrage (on obtient $M_{z\theta}$) puis de modifier le sinogramme suivant l'équation :

$$\bar{\text{Sin}}_z(u, \theta) = \text{Sin}_z(u, \theta) - M_{z\theta}(u) + \bar{M}_{z\theta}(u) \quad (2.8)$$

La moyenne filtrée est représentée en rouge sur la Figure 2-15 et sur le zoom (Figure 2-16). Le filtre utilisé est un filtre de Savitzky-Golay d'ordre 4 (un polynôme d'ordre 4 est calé sur les points d'une fenêtre glissante de largeur L_f , L_f = Largeur de la fenêtre du filtre), d'ordre 15 pour les anneaux étroits, jusqu'à 100 pour les très larges.

L'utilisation directe de la formule (2.8) entraîne plusieurs problèmes :

1. La correction est appliquée partout alors que ce n'est pas forcément nécessaire.
2. La correction peut modifier les bords de l'échantillon si celui-ci est presque circulaire.
3. Si les anneaux ne sont pas complets (sur 180°), la correction va partiellement atténuer les zones où il y a un anneau et ajouter un anneau atténué où il n'y en avait pas.

Pour résoudre le premier problème nous introduisons le paramètre Eps_2 fixant le seuil admissible pour la différence $M_{z\theta}(u) - \bar{M}_{z\theta}(u)$ à partir de laquelle la correction est appliquée (classiquement $0,02$). Pour ne pas introduire des perturbations trop importantes en ne faisant que des corrections ponctuelles, une largeur de correction L_c est introduite : de part et d'autre de chaque point à corriger une correction (10 à 15 pixels), pondérée par un facteur variant de 1 à 0, est appliquée.

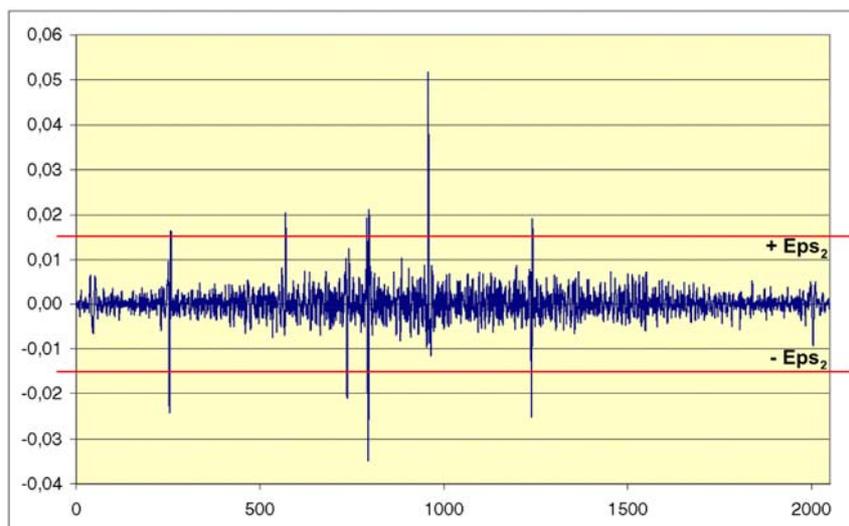


Figure 2-17 Paramètre de Eps_2 .

Le second problème est résolu en introduisant le paramètre Eps_1 fixant (classiquement $0,05$), pour la moyenne, le seuil au-dessous duquel aucune correction n'est appliquée. Partant de $u = 0$, nous trouvons d'abord une zone où la moyenne est minimale (zones hors échantillons), puis la moyenne augmente rapidement (bords de l'échantillon). C'est cette augmentation rapide qu'il faut éviter de filtrer. Le comportement est symétrique pour les u grands.

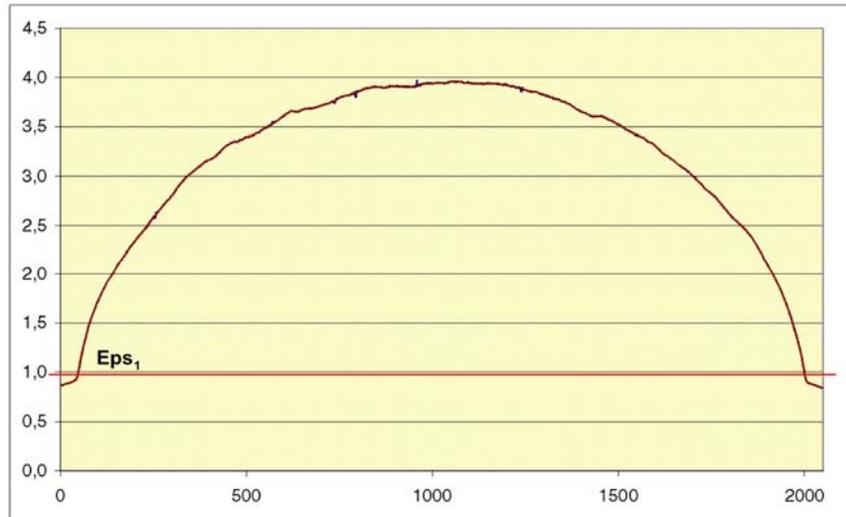


Figure 2-18 Le paramètre Eps_1 .

Le troisième problème est traité en ne considérant plus la moyenne sur toutes les positions angulaires mais une moyenne glissante sur une fenêtre angulaire θ de largeur donnée L_m (De 100 à 300 pixels.). La formule de correction devient alors :

$$\bar{S}in_z(u, \theta) = Sin_z(u, \theta) - M_{z\theta}(u) + \bar{M}_z(u, \theta) \quad (2.9)$$

où la nouvelle moyenne $\bar{M}_z(u, \theta)$ est une fonction 2D. Les figures (Figure 2-19 et Figure 2-20) ci-dessous montrent le résultat pour la section présentée au début du paragraphe (Figure 2-2). La correction est fait uniquement aux endroits nécessaires, en particulier pour les anneaux incomplets.

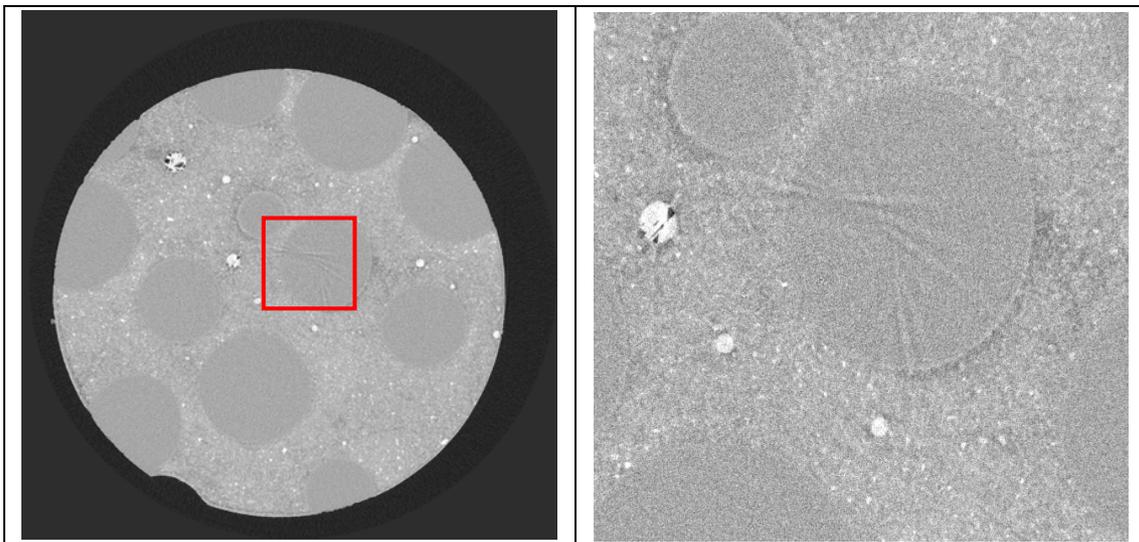


Figure 2-19 Après correction des anneaux.

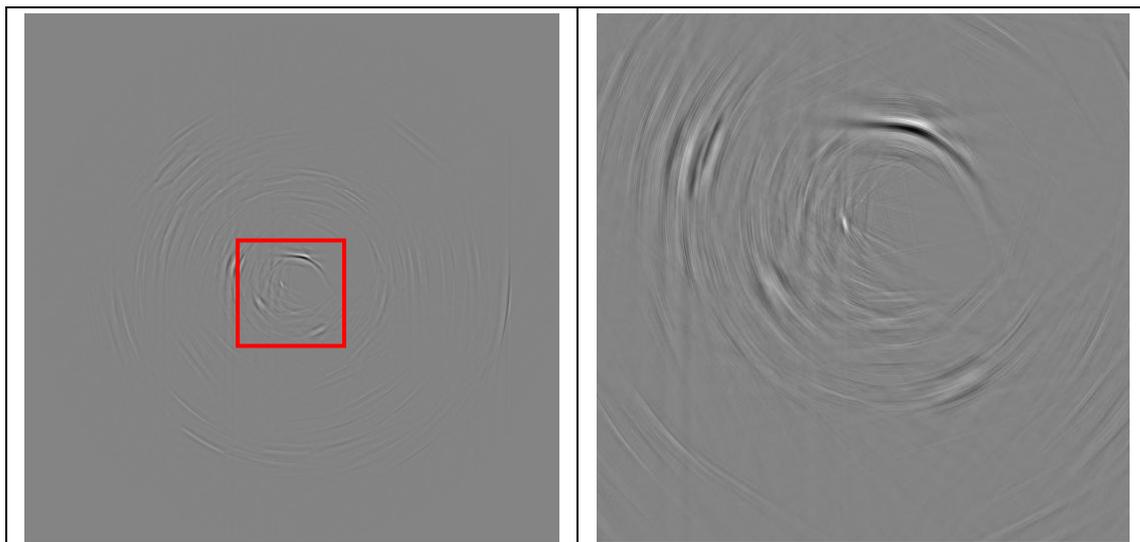


Figure 2-20 Différence entre Figure 2-13 et Figure 2-19.

L'utilisation de la fenêtre glissante en θ est très efficace, mais, dans certains cas, cela affecte très fortement la géométrie à proximité de l'axe de rotation. Un dernier paramètre est alors introduit pour limiter cet effet en définissant un rayon en deçà duquel la correction avec fenêtre glissante en θ n'est pas appliquée.

II.3 Reconstruction d'images

Le premier paragraphe de cette partie est consacré à la description succincte de la méthode principale de reconstruction des images 3D à partir des données tomographiques (Bloch). Ensuite, nous allons présenter les résultats de la reconstruction des images.

II.3.1 Méthode de la rétroprojection filtrée

On remarque tout d'abord $P_\theta(u) = P_{\theta+\pi}(-u)$, le problème de la reconstruction s'exprime alors de la manière suivante ; étant donné un ensemble de mesures de projection $\{P_\theta(u), \theta = [0, \pi], u \in \mathbb{R}\}$, retrouver μ en tout point de l'espace,

c'est-à-dire calculer $\{\mu(x, y), (x, y) \in \mathbb{R}^2\}$. Une manière simple de retrouver en tout point du plan une valeur d'atténuation peut consister à attribuer la valeur $P_\theta(u)$ à tout point placé sur le rayon de projection ayant donné cette valeur, puis à sommer toutes les contributions issues de toutes les projections. Ce principe est défini comme étant la rétroprojection. La rétroprojection en (x, y) d'une projection est la valeur de la projection d'angle θ au point sur lequel se projette (x, y) . Elle est exprimé par :

$$h_\theta(x, y) = P_\theta(x \cos \theta + y \sin \theta) \quad (2.10)$$

La rétroprojection de toutes les projections définit l'opérateur B , dit opérateur de rétroprojection, obtenu en sommant sur tous les angles les expressions données par la formule suivante :

$$\begin{aligned} B[P](x, y) &= \int_0^\pi h_\theta(x, y) d\theta \\ &= \int_0^\pi P_\theta(x \cos \theta + y \sin \theta) d\theta \end{aligned} \quad (2.11)$$

La transformée de Fourier (1D) d'une projection d'angle θ au point u correspond à la transformée de Fourier (2D) de f au point de fréquences spatiales $(u \cos \theta, u \sin \theta)$, ce qui s'écrit :

$$TF[P_\theta](u) = TF[\mu](u \cos \theta, u \sin \theta) \quad (2.12)$$

La transformée de Fourier d'une projection d'angle θ fournit donc une ligne d'angle θ dans le plan de Fourier μ .

La méthode rétroprojection filtrée, repose sur le résultat suivant :

$$\mu = B[\tilde{P}] \quad (2.13)$$

avec :

$$\tilde{P}(\theta) = TFI[TF[P(\theta)](u) \cdot |u|] \quad (2.14)$$

Ce théorème exprime μ comme la rétroprojection des projection des projections filtrées par le filtre 'rampe' $|u|$. Ce résultat s'obtient en écrivant que μ est la transformée de Fourier inverse de la transformée de Fourier et en utilisant le théorème

de projection (Equation (2.12)).

II.3.2 Résultats de la reconstruction d'images des échantillons

Les premiers résultats sont les sections 2D où les différents constituants peuvent être distingués visuellement. Malgré leur grande qualité, ces images sont tout à fait difficiles à segmenter pour séparer les constituants. Pour des composites ciment – billes de verre de diamètre 2mm, on peut observer l'intérieur d'un échantillon à l'état saturé (Figure 2-21), après 24 heures de séchage à 60°C (Figure 2-22), et après 48 heures de dessiccation (Figure 2-23, 24h à 60°C puis 24h à 105°C). Les trois figures montrent approximativement la même section dans l'échantillon. Dans la Figure 2-21, la fissuration est quasi inexistante.

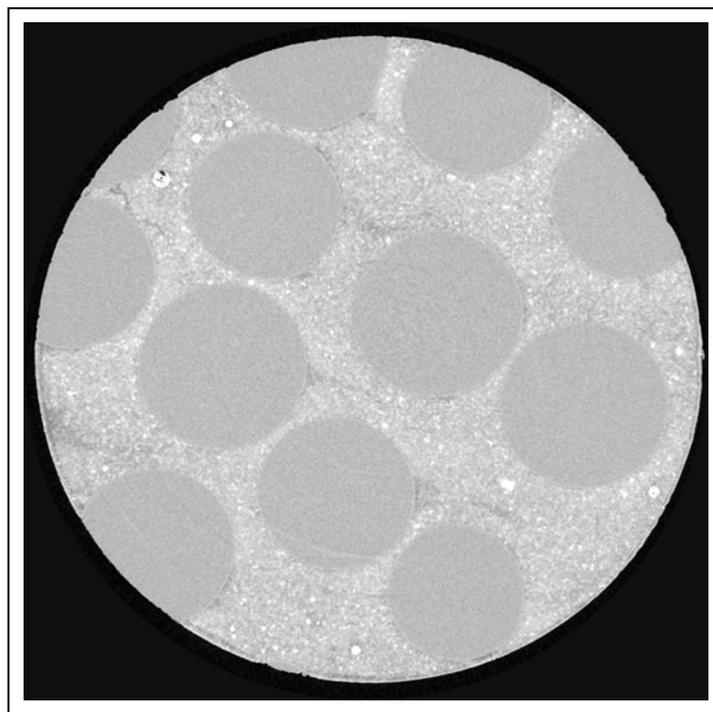


Figure 2-21 Section pour un échantillon avec des granulats de 2 mm, l'état saturé.

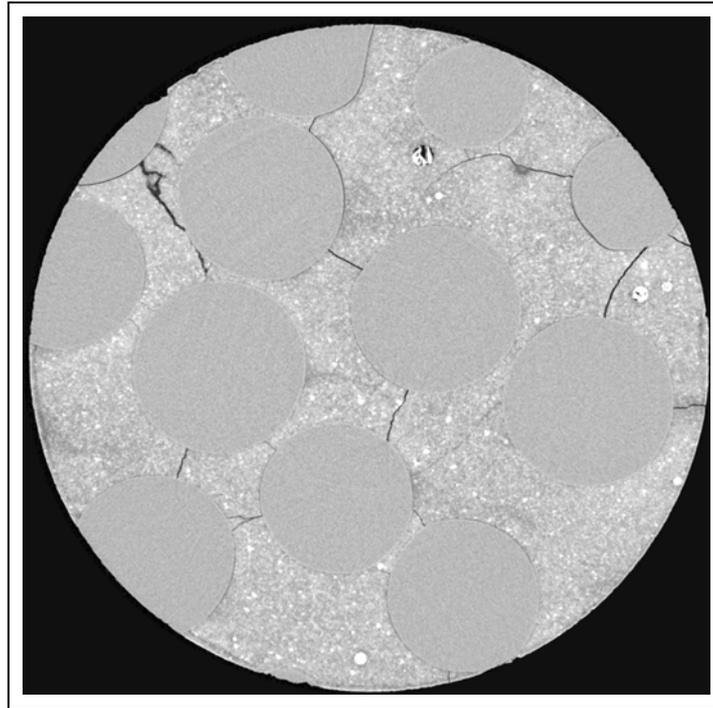


Figure 2-22 Section pour un échantillon avec des granulats de 2 mm, après 24 heures de séchage à 60°C.

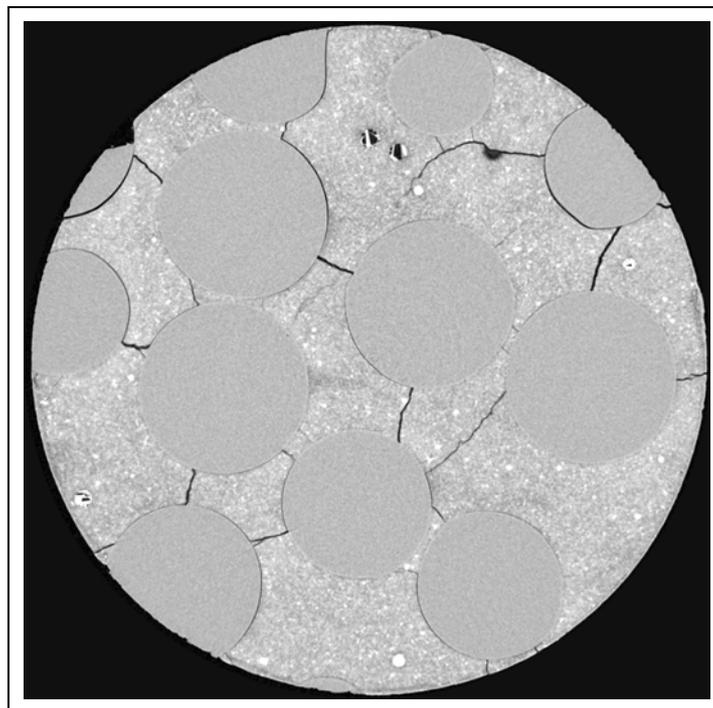


Figure 2-23 Section pour un échantillon avec des granulats de 2 mm, après 48 heures de séchage (24h à 60°C puis 24h à 105°C).

Après 24 heures (Figure 2-22), l'évolution de la fissuration est visible. On peut voir surtout des fissures entre deux granulats ou entre un granulat et la frontière de

l'échantillon. Quand le temps de séchage est 48 heures (Figure 2-23), on peut voir des fissures plus ouvertes qui se propagent autour les granulats et entre les granulats. Notons tout de suite que le seuil de détection des fissures est de l'ordre de 2 pixels : en effet, il est très difficile de «voir» et de quantifier des fissures qui auraient 1 pixel de taille. Les fissures visibles ici ont donc au moins 10 microns d'ouverture. Il est notable de constater que cette fissuration est principalement due à la présence d'inclusions rigides qui contrecarrent le retrait de dessiccation. Les zones situées entre les billes de verre sont des zones où se concentrent les contraintes maximales ici en traction. Le dépassement de la limite en traction induit alors la nucléation de la fissuration. Cette fissuration avait été mise en évidence par Bisschop et van Mier (Bisschop et al. 2001), mais pour des billes de verre de diamètres plus importants. Notons ici que la technique d'identification des fissures est non destructive et permet la continuation des essais malgré l'analyse de microstructure. De plus, Bisschop n'a pas pu détecter des fissures «profondes» car sa technique d'identification reposait sur l'imprégnation des échantillons par une résine : les fissures identifiées devaient donc être connectées à la surface de l'échantillon. Une fois la fissuration existante, celle-ci continue à s'ouvrir avec la progression du séchage, le retrait étant augmenté. La fissuration autour des billes de verre est particulière ici : du fait de la nature lisse des surfaces des billes, très peu de contraintes de cisaillement peuvent être transmises aux billes, ce qui facilite l'ouverture de ces fissures particulières.

Quand le diamètre des billes de verre est égal à 4mm, on peut observer l'intérieur d'un échantillon à l'état saturé (Figure 2-24), après 24 heures de séchage (Figure 2-25), après 48 heures de séchage (Figure 2-26, 24h à 60°C puis 24h à 105°C), et après 72 heures de séchage (Figure 2-27, 24h à 60°C puis 24h à 105°C puis 24 à 150°C).

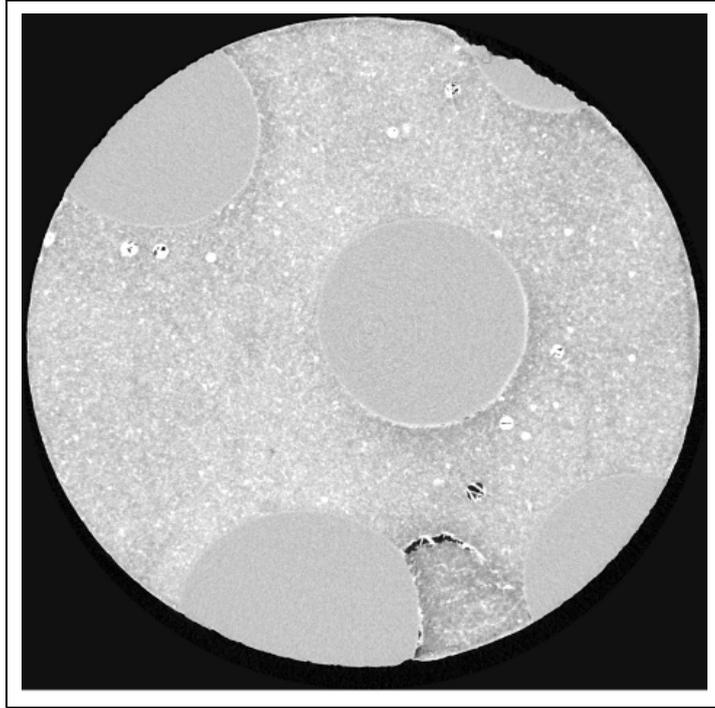


Figure 2-24 Section pour un échantillon avec des granulats de 4 mm, l'état saturé.

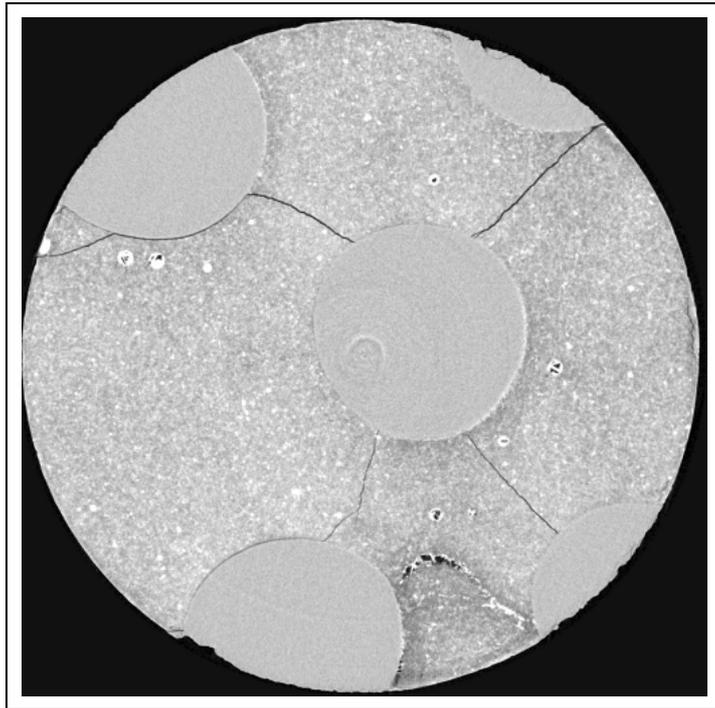


Figure 2-25 Section pour un échantillon avec des granulats de 4 mm, après 24 heures de séchage.

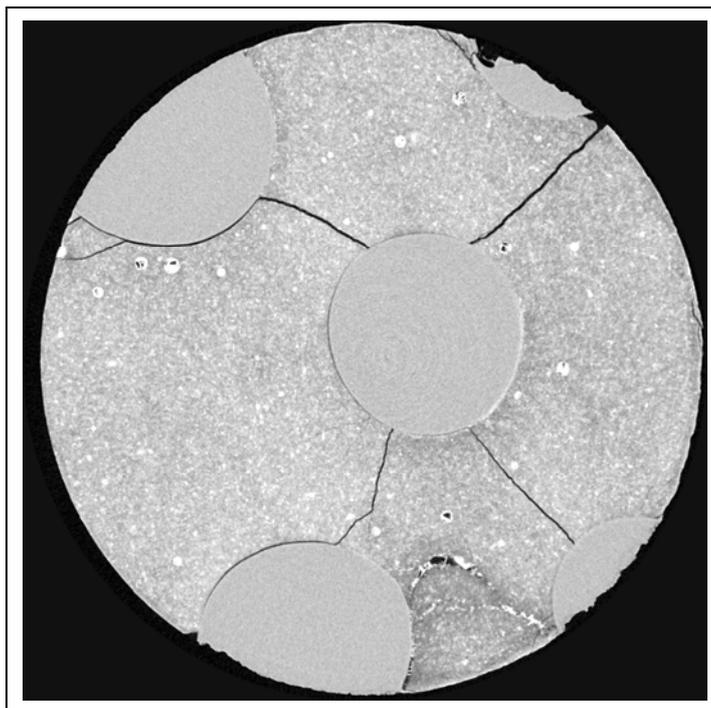


Figure 2-26 Section pour un échantillon avec des granulats de 4 mm, après 48 heures de séchage (24h à 60°C puis 24h 105°C).

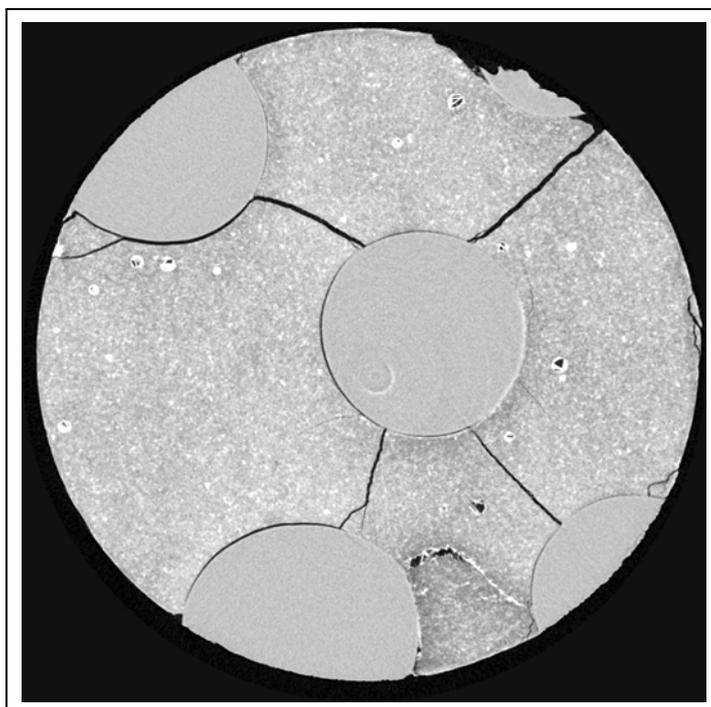


Figure 2-27 Section pour un échantillon avec des granulats de 4 mm, après 72 heures de séchage (24h à 60°C puis 24h 105°C puis 24h 150°C).

Les quatre figures montrent approximativement la même section dans l'échantillon. Le comportement global en fonction du séchage est approchant de celui de

l'échantillon avec des billes de 2mm. Sur la Figure 2-24, le niveau de fissuration est faible aussi : une grosse fissure est présente mais il est probable qu'elle existait à la mise en place du matériau : on peut remarquer qu'un certain nombre de cristaux ont pu croître à l'intérieur (certainement de la porlandite).

Après 24 heures de séchage (Figure 2-25), l'évolution de la fissuration est visible. On peut voir principalement les fissures entre deux granulats ou entre un granulat et la frontière de l'échantillon. Quand le temps de séchage est de 48 heures (Figure 2-26), l'évolution des fissures conduit principalement en l'augmentation de l'ouverture des fissures créées précédemment et la fissuration se propage autour les granulats. Quand le temps de séchage est de 72 heures (Figure 2-27), la fissuration autour les granulats et entre les granulats est très marquée, avec une ouverture de fissures de plusieurs pixels. Notons qu'il n'est pas exclu pour cette dernière figure qu'un effet thermique se superpose à l'effet de dessiccation. En effet la dilatation thermique différentielle entre la pâte de ciment et les billes accroît les déformations différentielles. Le coefficient de dilatation thermique du verre (donc de la silice amorphe) est pris en général égal à 9.10^{-6} [m/m/K], alors que celui du ciment est en général plus fort (la littérature donne des valeurs allant de 11 à 16.10^{-6} , jusque 150°C) : donc cet effet thermique aura peu d'influence sur l'ouverture des fissures, dont le retrait de dessiccation semble donc être le principal moteur.

Reconstruction globale d'un volume :

Dans la partie II.1 de ce chapitre, nous avons fait part que la numérisation se fait en deux étapes : du bas jusqu'au milieu, puis du milieu jusqu'au haut. Une zone de recouvrement des deux acquisitions est prévue pour faciliter leur mise 'bout à bout' afin de reconstituer la totalité de l'échantillon. En traitement d'images, on a besoin de projeter les deux parties ensemble. On note que le fichier `bx_sec_y` représente un échantillon ayant des granulats de verre d'un diamètre de x (mm) sèche pendant le temps y . Tout d'abord, il faut trouver les mêmes sections dans les deux

reconstructions (Figure 2-28).

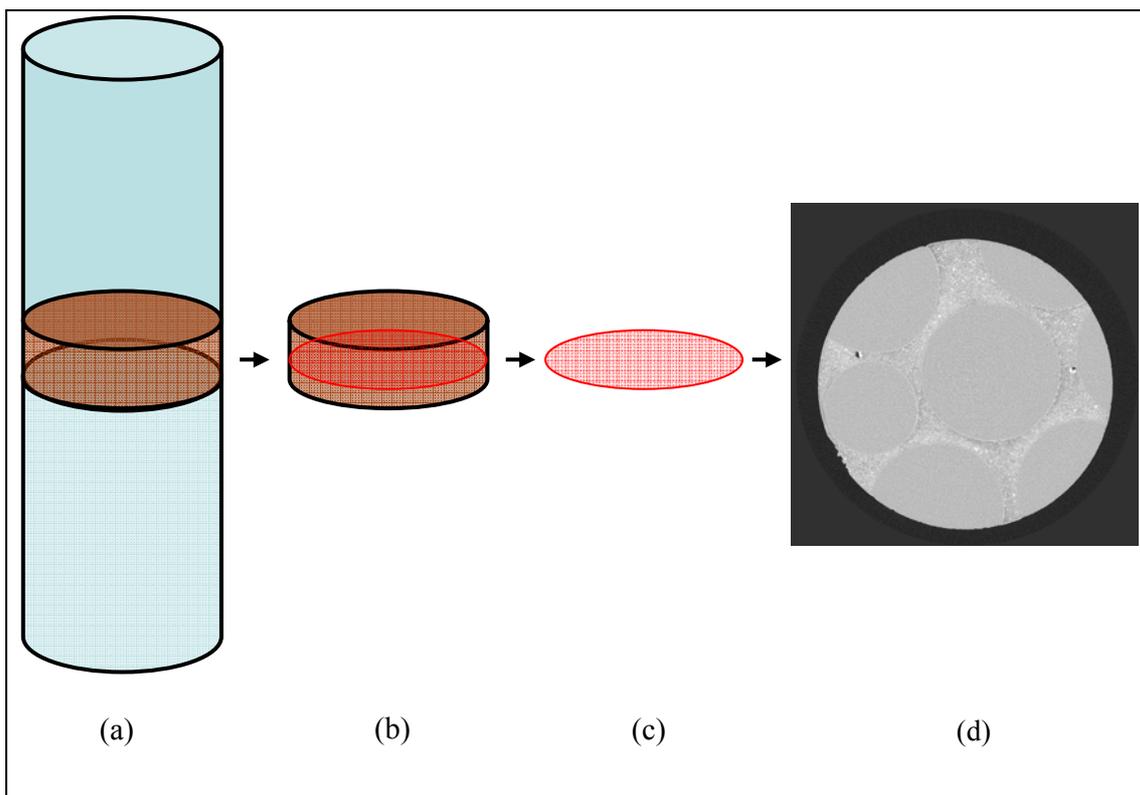


Figure 2-28 Les mêmes sections dans les deux reconstructions.

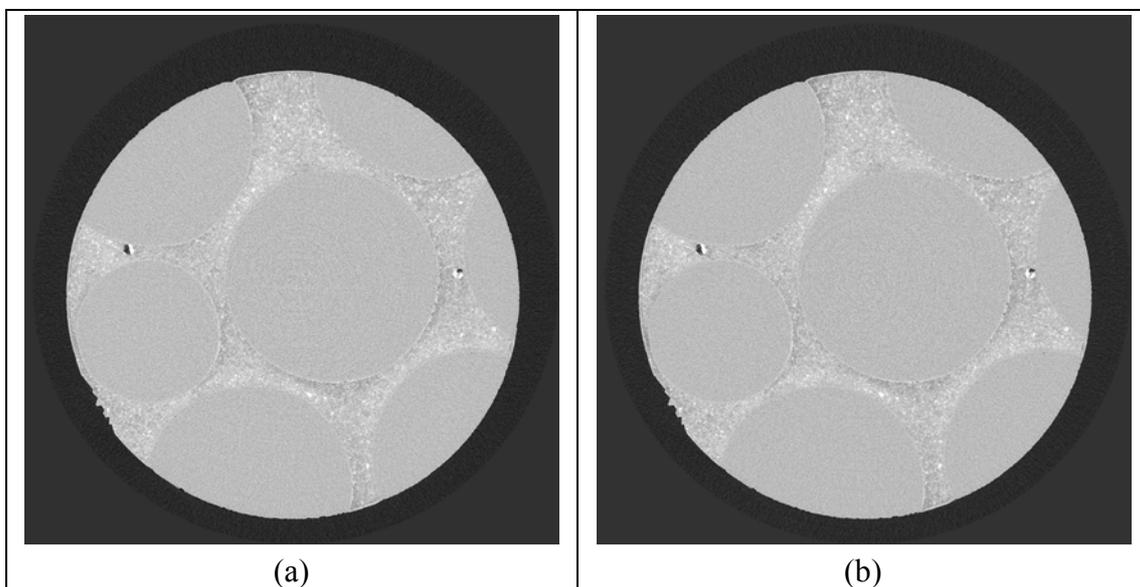


Figure 2-29 Comparaison des mêmes sections de deux reconstructions dans l'état saturé, (a) est la section numéro 560 dans _h, (b) est la section numéro 4 dans _b.

A titre d'exemple, quand le diamètre des billes est de 4mm, la Figure 2-29 montre la comparaison entre les deux projections dans l'état saturé (la Figure 2-29 (a) est la section numéro 560 dans la partie haut, et (b) est la section numéro 4 dans la partie

basse).

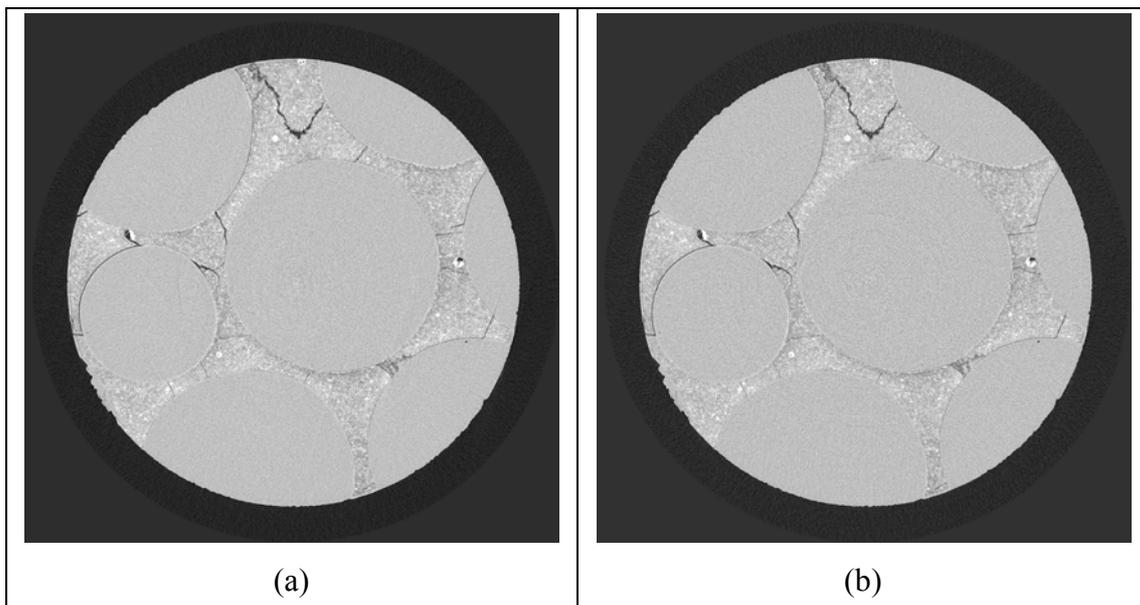


Figure 2-30 Comparaison des mêmes sections de deux projections après séchage 24 heures, (a) est la section numéro 560 dans _h, (b) est la section numéro 3 dans _b.

La Figure 2-30 montre la comparaison entre les deux projections que l'échantillon est séchage après 24 heures (la Figure 2-30 (a) est la section numéro 560 dans la partie de l'échantillon qui a été scanné d'haut, et (b) est la section numéro 3).



Figure 2-31 La différence entre la Figure 2-30 (a) et la Figure 2-30 (b)

Nous avons fait la soustraction entre la Figure 2-30 (a) et la Figure 2-30 (b), la petite différence est présentée par la Figure 2-31. Dans l'idéal, il n'y a pas de différences entre les deux sections.

Dans la partie suivante, nous allons présenter les raisons de la différence entre les deux figures, et donner la méthode pour les éliminer.

Raisons des erreurs des images et méthode pour les éliminer

Les causes à l'origine des différences entre les deux images la Figure 2-31 :

1. L'acquisition ayant été faite en deux temps, la durée effective du séchage n'est pas exactement la même pour les deux numérisations ; l'échantillon a évolué pendant l'acquisition. Pour information, dans les conditions d'acquisition choisie (E=35 keV, 900 projections), la durée total d'une acquisition de données est d'environ 50 minutes.
2. Le déplacement de l'échantillon entre les deux acquisitions n'est pas absolument vertical ; un petit décalage horizontal existe (Figure 2-32).
3. Le déplacement vertical n'est pas égal à un nombre entier de voxels (pixel volumique) : les deux images correspondent à des volumes d'épaisseur d'un voxel ayant une petite différence de position dans le volume de l'échantillon.

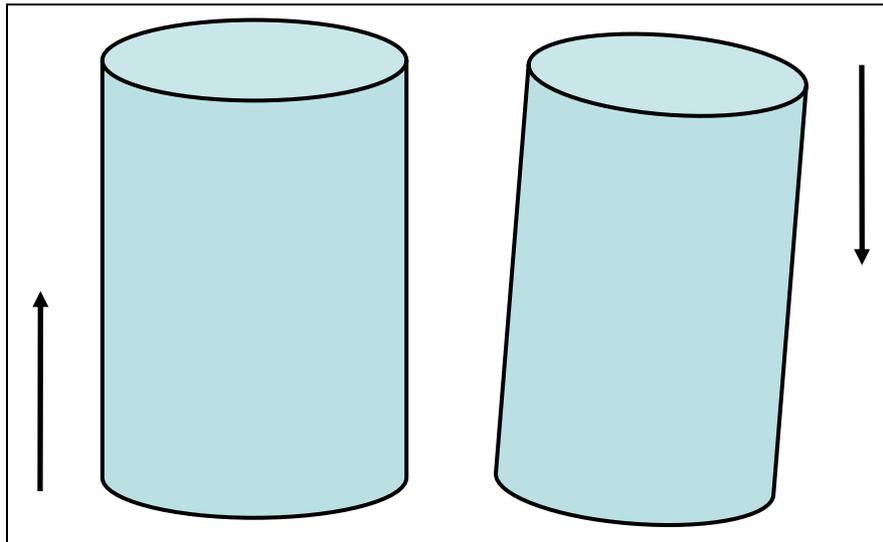


Figure 2-32 La différence entre les déplacements verticaux.

Seule la cause 2 peut être corrigée en déterminant le décalage (x, y) de l'image I_2 par rapport à l'image I_1 . Ce décalage sera appliqué à la totalité du volume 2.

Les conséquences de la cause 1 et la cause 3 sont atténuées en considérant que le volume complet est une combinaison linéaire des deux volumes partiels :

- Le volume 1 (bas) comporte N_1 couches, le volume 2 N_2 couches, et il y a N_c couches dans la zone de recouvrement. Le volume final comportera $N_1 + N_2 - N_c$ couches.
- La partie de la couche 1 1 à la couche $N_1 - N_c - 1$ est égale à la partie de la couche 1 à la couche $N_1 - N_c - 1$ du Volume 1 (I_1). La partie de la couche $N_1 + 1$ à la couche $N_1 + N_2 - N_c$ est égale à la partie de la couche $N_c + 1$ à la couche N_2 du Volume 2 (I_2).
- Donc dans la partie de la couche $N_1 - N_c$ à la couche N_1 , $I_3 = \alpha I_1 + (1 - \alpha) I_2$, avec α réel variant linéairement de 1 pour la couche $N_1 - N_c - 1$ à 0 pour la

couche $N_1 + 1$. Soit de $(N_c + 1)/(N_c + 2)$ pour la première couche de la zone commune à $1/(N_c + 2)$ pour la dernière.

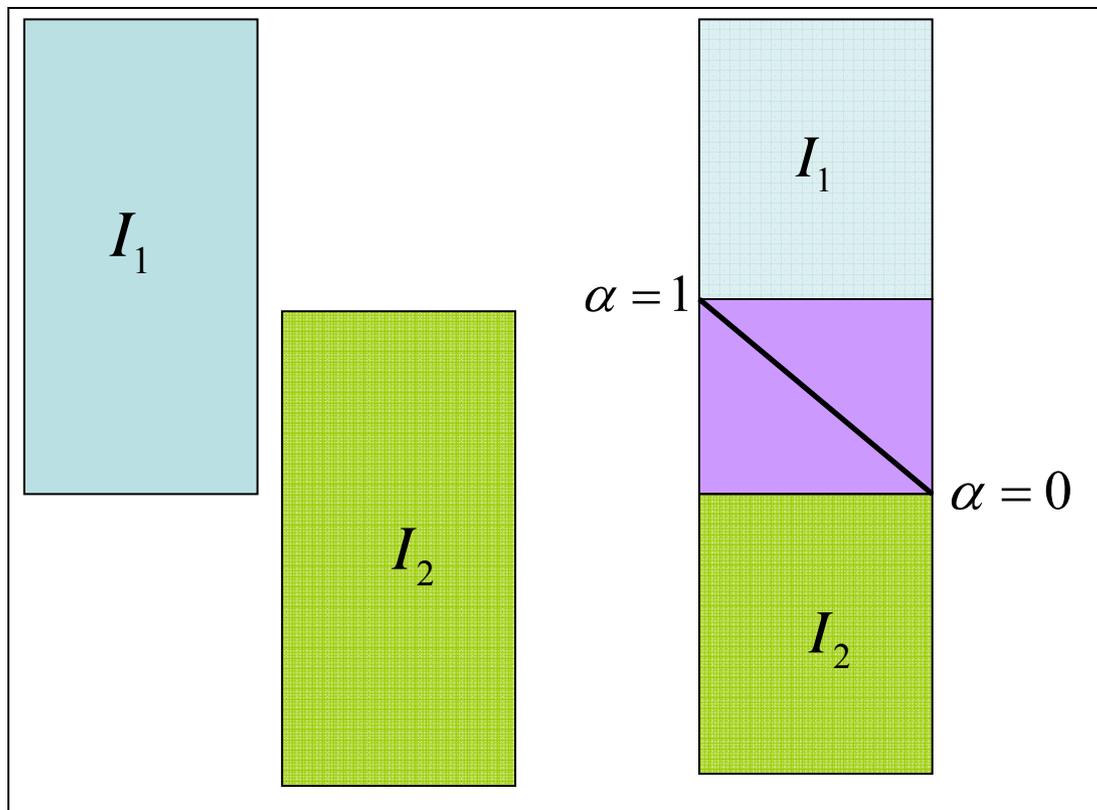


Figure 2-33 Combinaison linéaire des deux images 3D (I_1 et I_2).

Notons que ce genre de calculs, bien que relativement simples dans l'esprit, réclame beaucoup de temps de calculateur, car les images sont tridimensionnelles.

II.3.3 Recalage d'image

Le recalage est un outil fondamental en traitement d'images, en particulier celles issues de microtomographie. L'objectif est de déterminer une transformation spatiale entre deux images permettant de mettre en correspondance des caractéristiques équivalentes. En d'autres termes, ce recalage permet de comparer objectivement et quantitativement 2 images microtomographiques : en analyse de la durabilité des bétons, cette étape est cruciale. Le but de cette partie est donc le recalage des images

qui ont été reconstruit. Dans sa thèse, Noblet (Noblet 2006) fait un état de l'art assez complet de ce qui se fait en recalage d'images est écrit. Nous pouvons voir tout d'abord que le recalage d'image est caractérisé par 3 critères (Jannin et al. 2001) :

1. Les attributs : Ce sont les traits caractéristiques extraits des images à recaler. Ils vont permettre de guider le recalage.
2. Le modèle de déformation : Il permet de calculer les différences entre les attributs des images afin de les comparer.
3. Le critère de similarité : Il définit le mode de transformation entre les images à recaler.

Les problèmes de recalages peuvent être traités dans un espace en 2 ou 3 Dimensions, ici, nous l'utilisons à l'espace 3D.

II.3.3.1 Attributs

Les attributs sont les traits caractéristiques à extraire d'une image. Dans notre étude, ce sont les traits caractéristiques à extraire d'une projection. Les deux volumes à recaler sont le volume référentiel (ici ce sera notre état initial avant séchage) et le volume projeté qui sont présentés par la Figure 2-34 :

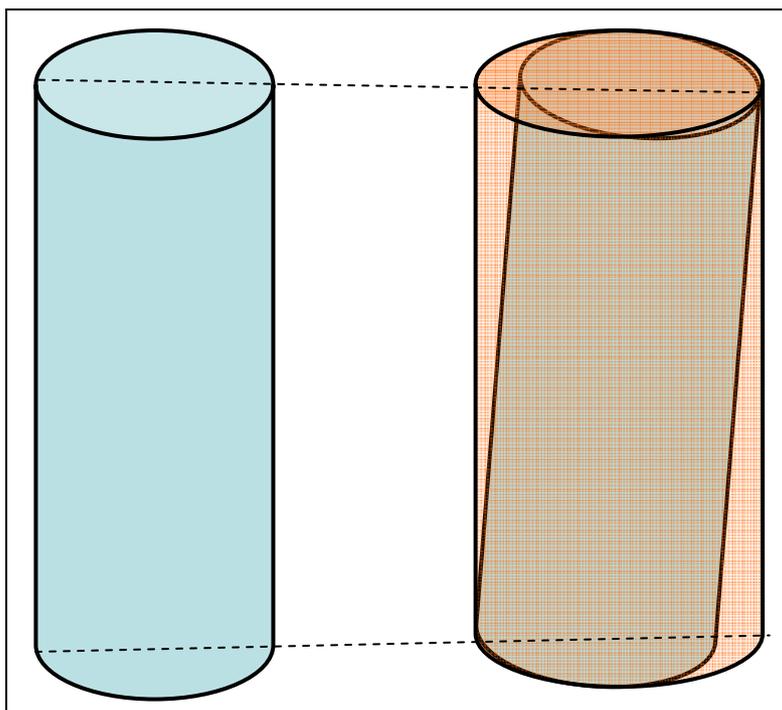


Figure 2-34 Volume référentiel et volume projeté.

Il y a deux étapes pour les attributs, celle concernant le cas manuel et l'autre le cas automatique.

Cas manuel

On choisit une couche dans le volume de référence et une série de couches proches dans le volume à recaler (CPVR). Tout d'abord, on choisit un point caractéristique dans la couche de référence (par exemple, un grain de ciment anhydre, une porosité bien identifiée, etc. qui seront considérés comme des invariants de la transformation). Ensuite, il faut chercher le point le plus similaire dans la série des CPVR. Nous avons sélectionné plusieurs points dans une même couche et nous avons fait l'opération pour plusieurs couches du volume de référence.

A la fin, nous obtenons une série de quelques dizaines de couples de points considérés comme identiques. Les points choisis ici sont les bulles d'air qui peuvent exister au sein des billes de verre (Figure 2-35) : ainsi nous sommes sûr que ces points seront invariants quelque soit la transformation : séchage, lixiviation, voire des essais

mécaniques. Dans notre cas précis lié au séchage des composites ciment – billes de verre, la présence de bulle d'air dans les billes de verre permet de s'affranchir d'attributs qui seraient contenus dans la pâte de ciment et donc susceptibles de bouger au cours du séchage. Il est possible de supposer ici que le mouvement des billes de verre va être très faible devant celui de la pâte de ciment. Notons ici que la recherche de ces attributs, dans le cas manuel, est longue et fastidieuse, mais essentielle pour une comparaison objective des différents états de séchage de nos matériaux. Toutefois, lorsque le volume à investiguer est trop grand, cela devient trop difficile, et le cas automatique s'impose (voir ci-après).

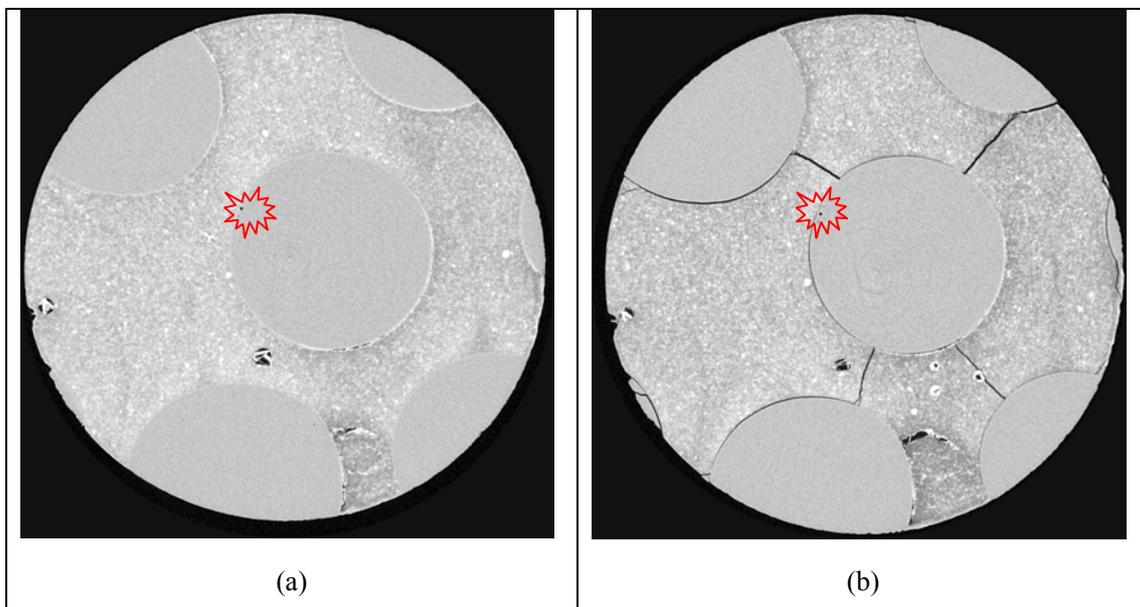


Figure 2-35 Exemple de couple de points comme identiques, (a) volume référentiel, (b) volume à recaler.

On note les coordonnées des points et les numéros des sections. Les fichiers des deux échantillons s'appellent Points_{V_0} et Points_V . Points_{V_0} sont des points de référence, et Points_V sont des points correspondants.

Tableau 2-1 Points correspondants entre V_0 et V_1 .

Points références (Points_0)		Points corespondants (Points_24)	
Coordonnées (x,y)	Numéro de section	Coordonnées (x,y)	Numéro de section
624, 549	202	624, 551	181
528, 656	207	529, 657	205
1168, 639	204	1169, 646	201
1416, 526	203	1418, 535	196
1199, 590	401	1200, 588	397
1430, 932	405	1429, 933	414
1300, 708	412	1300, 707	412
295, 1036	411	293, 1027	424
750, 472	812	754, 450	805
1273, 574	812	1276, 558	807
960, 949	813	959, 945	822
1044, 867	814	1047, 846	836
562, 1306	1210	588, 1266	1234
446, 652	1223	446, 613	1222
823, 472	1228	825, 436	1219
695, 838	1222	694, 797	1229

Cas automatique

Nous avons utilisé le logiciel AMIRA pour traiter ce problème dans le cas automatique. La procédure mise en place dans ce cas est la suivante, pour le volume de référence et le volume à recaler :

- On extrait les volumes composés de voxel à forte atténuation (ciment hydraté, portlandite),
- On filtre pour éliminer les plus petits (fortement affectés par le bruit) et les plus gros (portlandite susceptible de partir),
- On calcule le centre de gravité de chacun de ces volumes.

Par cette méthode on obtient quelques dizaines de milliers de points, que l'on peut supposer peu sensibles à la transformation. Dans notre étude, les grains de ciment non hydratés sont idéaux car insensibles à la dessiccation et disposés de manière diffuse dans la pâte de ciment. Le suivi de ces points va permettre le recalage des images. Pour continuer, il faut créer les couples de points pouvant être considérés comme identiques. On commence par un recalage manuel, puis les couples sont créés par appariement des plus proches voisins ayant des tailles semblables (les critères de taille et de distance sont pondérés pour définir le critère de ressemblance globale).

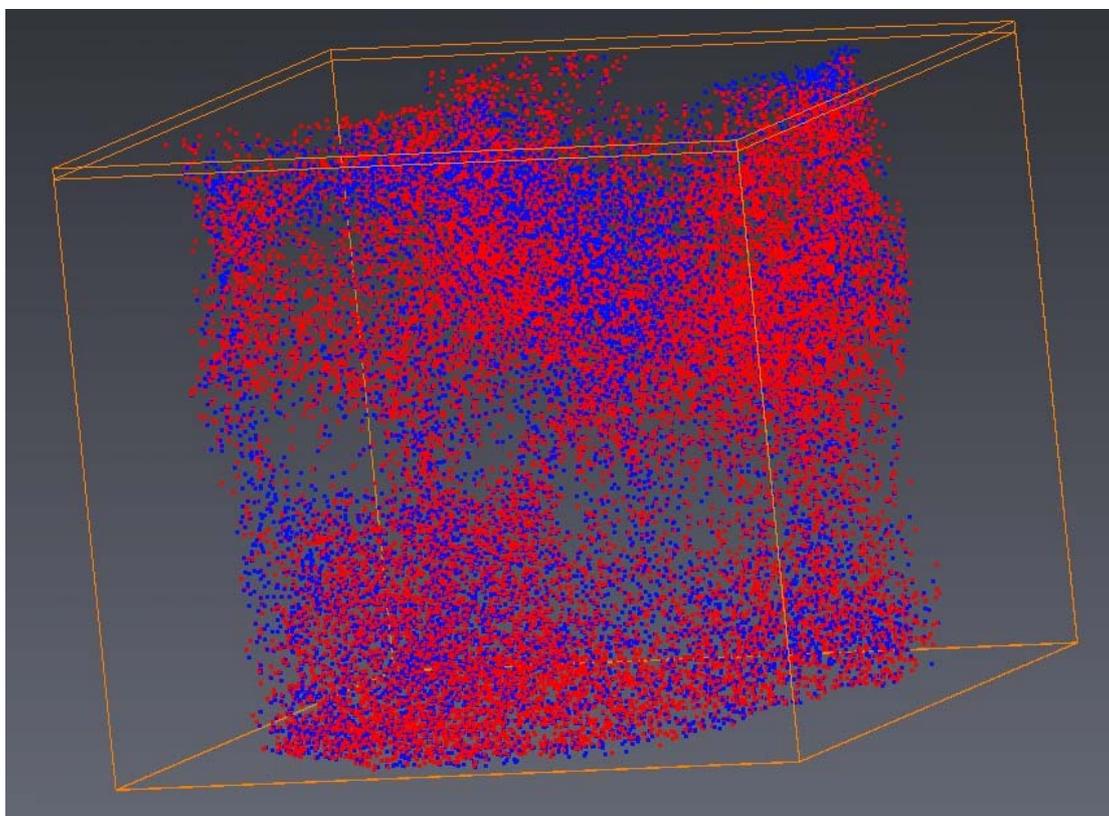


Figure 2-36 Les points en projection entre le volume référence V_0 et le volume en état V_n .

La Figure 2-36 montre les différences entre les points en volumes référentiels et volumes après dessiccation. Les points rouges montrent le volume V_0 , les points bleus montrent le volume V_1 , correspondant à l'état 1 de dessiccation, à savoir 24h à 60°C ici. Tous les points rouges ont un point bleu associé, c'est-à-dire que le volume qui est construit des points rouges est proche du volume des points bleus. On dit le

volume projeté est en recalage avec le volume référentiel.

II.3.3.2 Modèle de déformation

Ensuite, après le calcul, on a deux fichiers au format 'cluster de points' qui contiennent les points extraits. A titre d'exemple, un premier recalage à la main du volume «b4_sec_24_Tot», c'est-à-dire le volume total (haut et bas) du composite ciment – billes de verre de 4 mm, ayant séché pendant 24 heures à 60°C : c'est celui qui sera projeté dans le volume référentiel. La matrice de transformation correspondant est la suivante :

$$M_0 = \begin{bmatrix} 0.9992074966 & 0.007474477869 & -0.0003192379081 & -4.79662323 \\ -0.008484517224 & 0.9979478121 & 0.03875707835 & -2.962999344 \\ 0.001286761719 & -0.03687183559 & 0.9986111522 & 24.87374115 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Elle définit le mode de transformation entre les images à recaler, avant tout autres calculs (différence, filtrage, etc.). La matrice de transformation correspondante est :

$$M = \begin{bmatrix} 1.001451 & 0.000882 & -0.001450 & -0.442548 \\ 0.000461 & 1.001476 & -0.000285 & -0.969644 \\ 0.001333 & -0.001158 & 1.001494 & -1.815708 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

On note \vec{P} le vecteur position, A la matrice de rotation et \vec{T} le vecteur translation.

En notation 'quaternion' la matrice de transformation s'écrit :

$$M = \begin{bmatrix} A & \vec{T} \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

La première transformation a pour matrice M_0 et permet de passer de la position initiale \vec{P}_0 à la position \vec{P} . La seconde transformation a pour matrice M et permet le passage de \vec{P} à \vec{P}_{ref} la position, dans le référentiel, du volume de référence. Le passage direct de \vec{P} à \vec{P}_{ref} s'écrit :

$$M_{ref} = MM_0 \quad (2.16)$$

On peut donc la calculer :

$$M_{ref} = \begin{bmatrix} 1.000660300 & 0.008367181756 & -0.001770696021 & -5.284811497 \\ -0.007985111326 & 0.9993684888 & 0.03854287043 & -3.946317196 \\ 0.002602779539 & -0.03808151931 & 1.000111818 & 23.09223366 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

II.3.3.3 Critère de similarité

Le critère de similarité se base sur les attributs pour estimer une fonction calculant la distance ou la similarité entre les deux volumes. D'abord, on calcul la distance entre les deux primitives géométriques. Si cette valeur est grande, on peut dire que certains points sont faux. Il est alors possible d'améliorer l'estimation de la matrice de passage en éliminant ces points faux. Il faut entrer une distance maximum pour conserver un point : si l'erreur maximum était de 4, on peut donner 3 comme la distance maximale. Le processus peut être itéré plusieurs fois en donnant à chaque fois une valeur plus petite que l'erreur maximum. Plus on diminue la distance maximum pour conserver un point, moins il y a de points. Le mieux est de s'arrêter à 10 à 15 points ou à une distance maximum de 1,5.

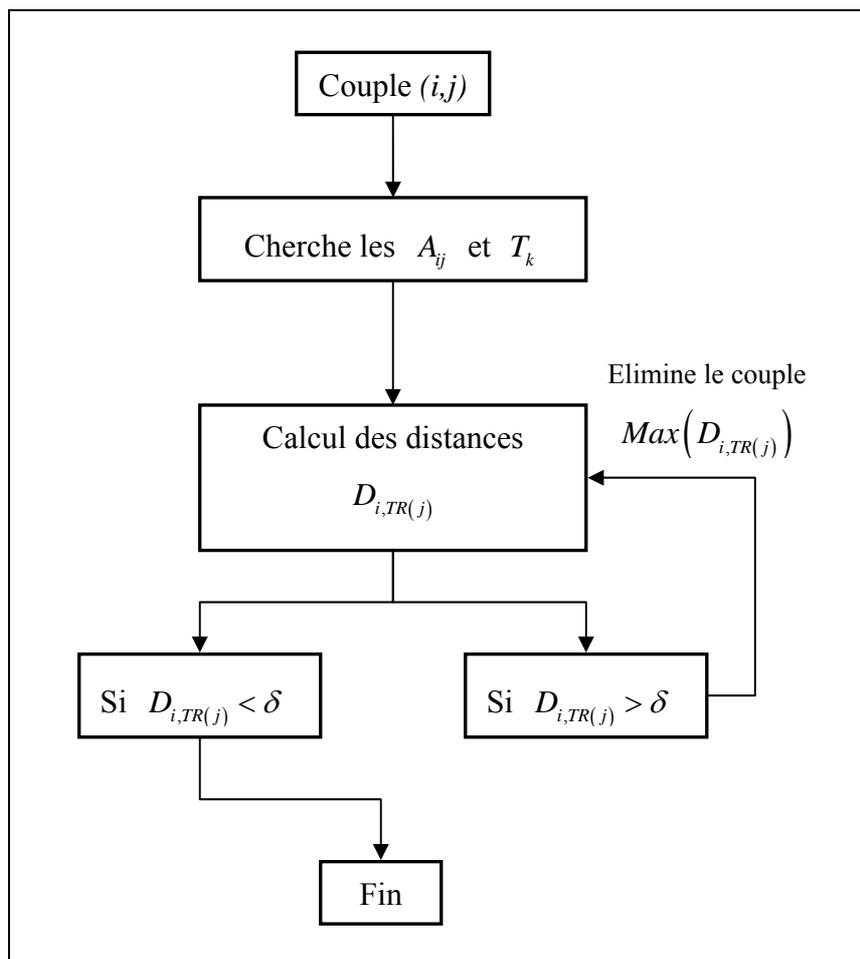
On cherche alors la transformation rigide minimisant l'écart quadratique moyen entre les couples de points considérés comme identiques. Si (i,j) est une paire de points similaires entre le volume de référence et le volume à recaler, $TR(j)$ est le point j dans le volume à recaler auquel on a appliqué une transformation rigide. On recherche $TR(j)$ tel que $\sum_{N_c} (D_{i,TR(j)})^2$ soit minimal. N_c est le nombre de couples de points, $D_{i,TR(j)}$ est la distance de i à $TR(j)$.

Mise en œuvre :

1. On connaît les couples (i, j)
2. On cherche les A_{ij} et T_k , minimisant l'écart quadratique (tous les coefficients de la matrice A sont considérés comme variables. A la fin du processus on vérifie que la matrice A est bien une matrice de rotation).
3. Calcul des distances $D_{i,TR(j)}$.
4. Si tous les distances sont inférieures au critère de convergence donné, les processus est terminé, sinon, on élimine le couple dont la distance est maximale, $N_c = N_c - 1$ est bouclage sur l'étape 3.
5. Application de la transformation rigide au volume à recaler complet.

Le tableau suivant montre le résumé de programme de recaler des volumes.

Tableau 2-2 Résumé de programme de recaler des volumes.



Remarque : on élimine un seule couple à la fois.

II.4 Analyse des résultats

En utilisant le système AMIRA et les principes de recalage présentés précédemment, on peut alors étudier l'interface entre les granulats et le mortier, la croissance de la fissuration et de la porosité. Il est dorénavant possible de comparer les images volumiques entre elles. Pour des raisons de visibilité des phénomènes, nous présenterons essentiellement des images 2D, mais la totalité des calculs sont obtenus sur les volumes complets. Notons tout de suite que relativement « peu » de résultats sont présentés, essentiellement dû au fait que les temps de traitements et de calculs sur les volumes sont encore très longs. Nous pouvons espérer que, dans les années à venir, les progrès en matière de vitesse de calcul, en particulier liés à l'avènement des calculs massivement parallèles permettront d'améliorer cette « face cachée » de ce type d'étude.

II.4.1 Evolutions des porosités et des fissurations

Cette partie présente l'étude de l'évolution de la fissuration et de la porosité dans les échantillons ciment – billes de verre soumis à la dessiccation. Dans un matériau poreux, si tous les composants de la phase solide ont la même absorption de rayons X, l'image 3D de l'absorption peut être transformée en une image 3D de la porosité. L'utilisation de la microtomographie dans la science de matériaux exige ainsi que le matériau étudié présente les différences d'absorption interne, qui peut être mesurée par l'étude des éléments de volume (voxel). Le mot voxel est la contraction de "volume element", à l'image du mot pixel (picture element). Il y a plusieurs sortes de voxels. Celui que nous ne considérerons pas ici est l'unité indivisible d'un objet volumétrique. C'est l'équivalent pour les objets en 3D du pixel pour l'image en 2D. Un bitmap tridimensionnel à la place des vecteurs habituels est utilisé dans les objets polygonaux. Ce sont les briques qui constituent un objet plus grand, de la même façon que les pixels forment une grande image.

Composite ciment – billes de verre de 2mm

Quand le diamètre des granulats est égal à 2mm, on peut observer l'orientation des fissurations et les porosités par les figures suivantes.

La Figure 2-37 , en particulier la zone zoomée (b), montre une fissuration initiale et une porosité dans l'échantillon quand la saturation est égale à 100%, c'est-à-dire à l'état initial. On choisit une petite partie dont la taille est de $300\text{voxel} \times 300\text{voxel} \times 300\text{voxel}$. Nous avons choisi de mettre en évidence les phénomènes dans cette partie car une fissure est préexistante, il y a une bulle contenant de la portlandite et l'ensemble est proche d'une bille. Nous allons donc voir comment la fissuration d'origine hydrique se branche avec la fissuration existante, ainsi que son comportement vis-à-vis de la porosité. Notons qu'il n'est pas possible de distinguer fissuration et porosité, à ce niveau d'analyse. A l'état initial, ces 2 objets ont les mêmes coefficients d'absorption des rayons X et ne sont donc pas différenciables. D'un point de vue mathématique, les topologies de la fissuration et de la porosité sont différentes.

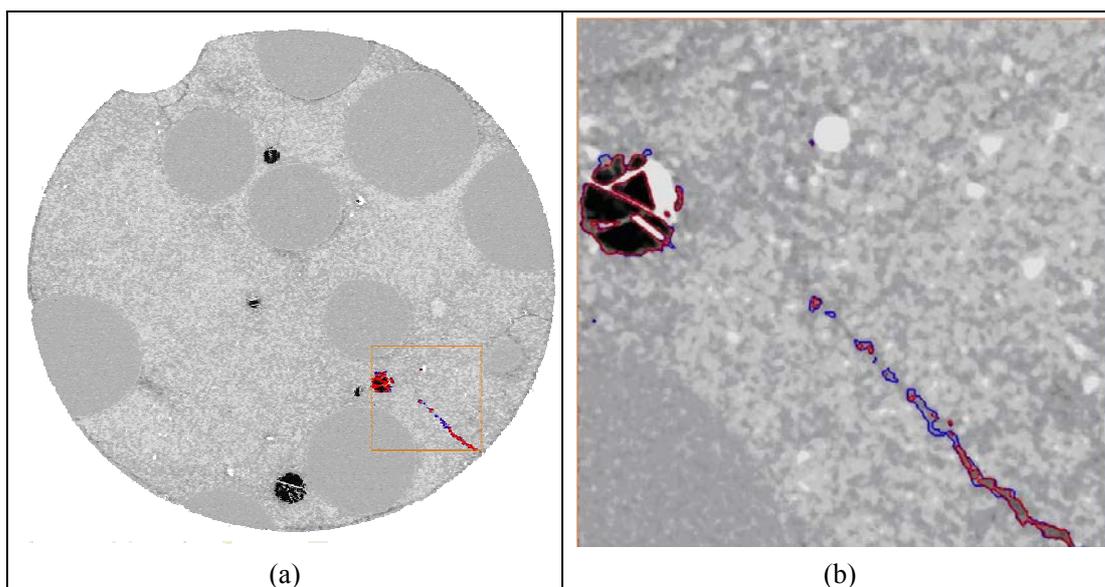


Figure 2-37 Orientation de fissuration et porosité d'échantillon, diamètre des granulats est 2mm, l'état initial.

Une attention particulière doit être apportée au seuil de détection de la porosité : en effet, comme on peut le voir sur la Figure 2-37 (b), le fond de fissure est détecté différemment en fonction du seuil choisi (ici en bleu ou en rouge). Ceci provient du fait qu'il est encore très difficile de segmenter ces objets du fait que la fissure réelle traverse un voxel numérique dans le cas général : la frontière est donc contenue dans un voxel dont le niveau de gris varie de celui de la porosité à celui de la matrice cimentaire. Dans ce cas, l'œil de l'expert matériau est nécessaire pour trancher et il apparaît ici que le seuil rouge semble plus pertinent. Nous avons reporté sur les figures suivantes ces 2 seuils, pour montrer que plus la fissuration est ouverte, moins la différence entre les 2 seuils est notable. D'un autre côté, il faut noter également que la porosité citée ici est de taille très importante (supérieure à 5,3 microns de dimension caractéristique). L'essentiel de la porosité des matériaux cimentaires a une taille caractéristique très inférieure à la résolution proposée ici.

La Figure 2-38 et la Figure 2-39 montrent la même partie de l'échantillon pour des temps de séchage respectivement de 24 heures et 48 heures. Sur la Figure 2-38, on note un accroissement très important de la fissuration d'origine hydrique autour des points singuliers relevés précédemment : ces nouvelles fissures augmentent la connectivité du réseau de fissures en rejoignant soit la porosité initiale, soit les interfaces avec les granulats. Des précautions particulières doivent être prises avec l'aspect 3D de la propagation de fissures : en effet, il faut garder à l'esprit que les phénomènes liés au séchage (pression capillaire, retrait et fissuration) sont des phénomènes volumiques donc une représentation des conséquences en plan peut parfois être trompeuse.

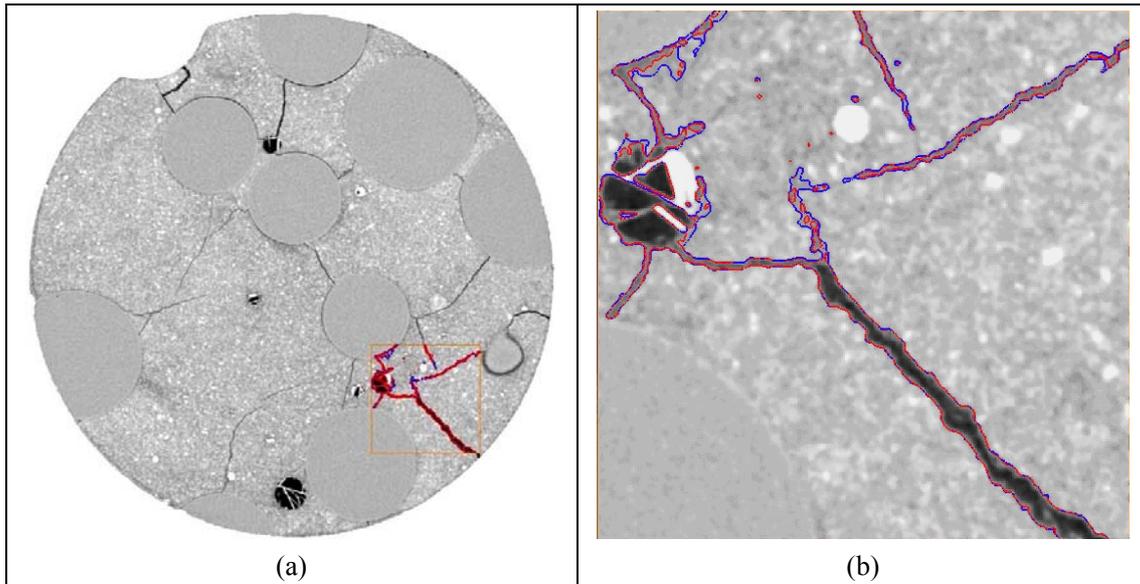


Figure 2-38 Orientation de fissuration et porosité d'échantillon, diamètre des granulats est 2mm, le temps du séchage est 24 heures.

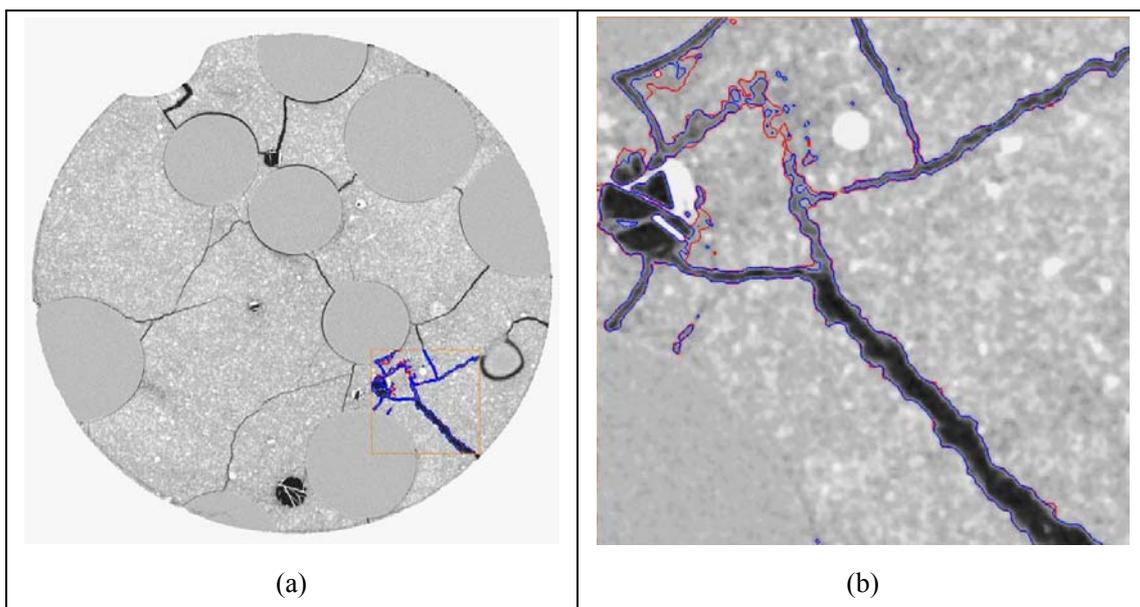


Figure 2-39 Orientation de fissuration et porosité d'échantillon, diamètre des granulats est 2mm, le temps du séchage est 48 heures. Attention, ici les couleurs bleu et rouge ont été inversées.

Sur la Figure 2-40 suivante, on peut voir l'évolution de la fissuration en 3D dans la zone analysée, pour l'état initial saturé (Figure 2-40 (a)), après 24h de séchage (Figure 2-40 (b)) et 48 heures de séchages (Figure 2-40 (c)). Il est alors possible de constater que la propagation des fissures est à la fois dans le plan et dans l'espace. Alors qu'entre les Figures 2-38 et 2-39, on pourrait avoir l'impression que la progression de

la fissuration se fait essentiellement au travers de l'augmentation de l'ouverture de fissure, on peut constater sur cette figure qu'elle est également active en termes de propagation 3D. Une fissuration diffuse et volumique est donc créée dans le matériau par le séchage, ce qui prouve encore plus l'existence d'un endommagement hydrique.

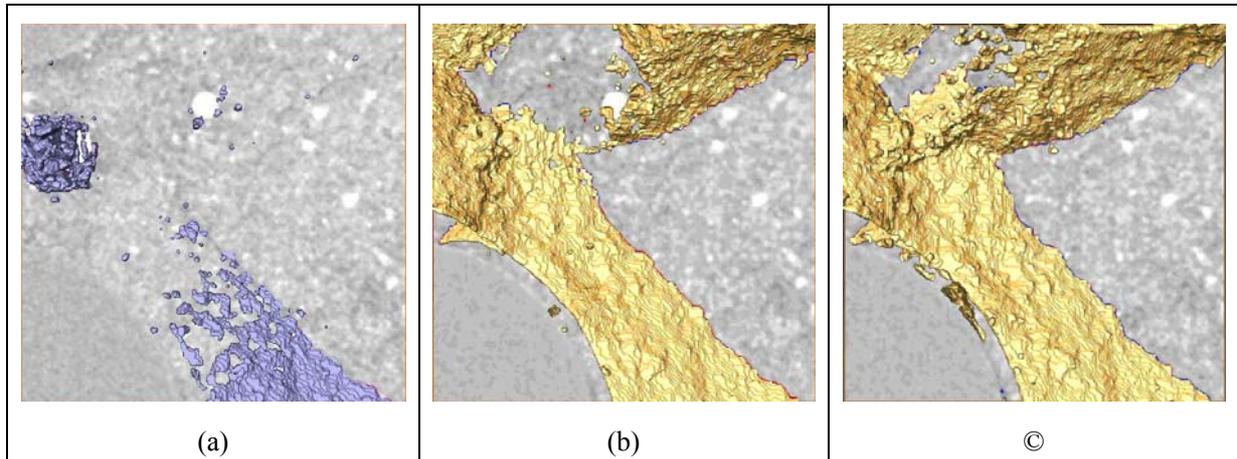


Figure 2-40 Evolution en 3D de la fissuration dans la zone analysée en cours de séchage.

Composite ciment – billes de verre de 4mm :

Quand le diamètre des granulats égale 4mm, on peut observer l'orientation des fissurations et les porosités par les figures suivantes.

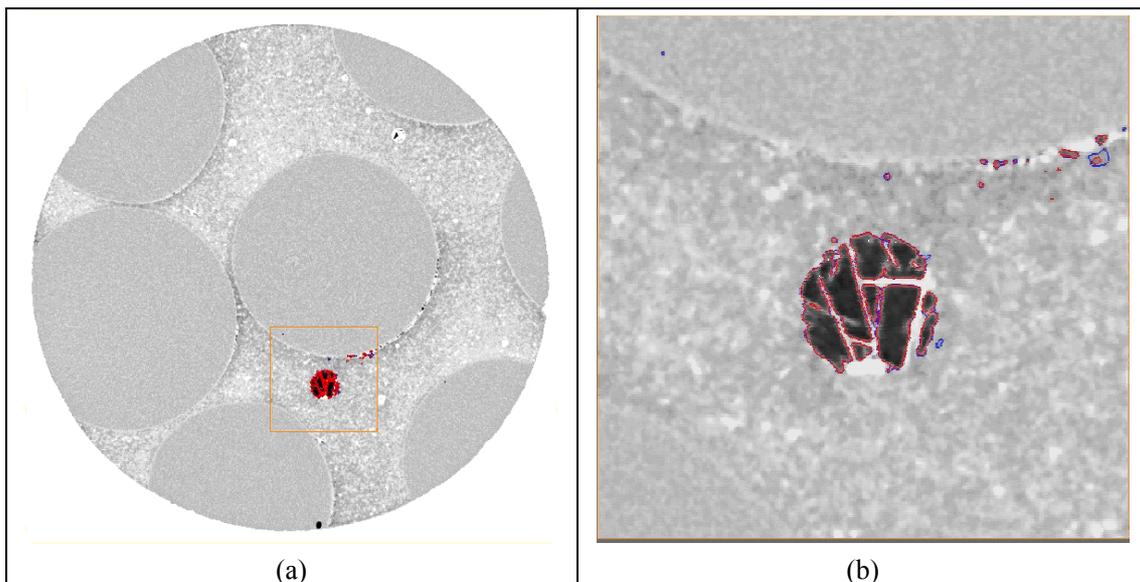


Figure 2-41 Orientation de fissuration et porosité d'échantillon, diamètre des granulats est 4mm, l'état initial.

La Figure 2-41 montre la porosité d'échantillon quand la saturation est égale à 100%. Notons que dans cette porosité très visible Figure 2-41 (b), les cristaux de portlandite sont clairement visibles. La Figure 2-42, la Figure 2-43 et la Figure 2-44 montrent l'évolution de la fissuration et la porosité d'échantillon sous le séchage 24 heures, 48 heures et 72 heures, correspondant à 24h à 60°C, puis 24h à 105°C puis 24h à 150°C.

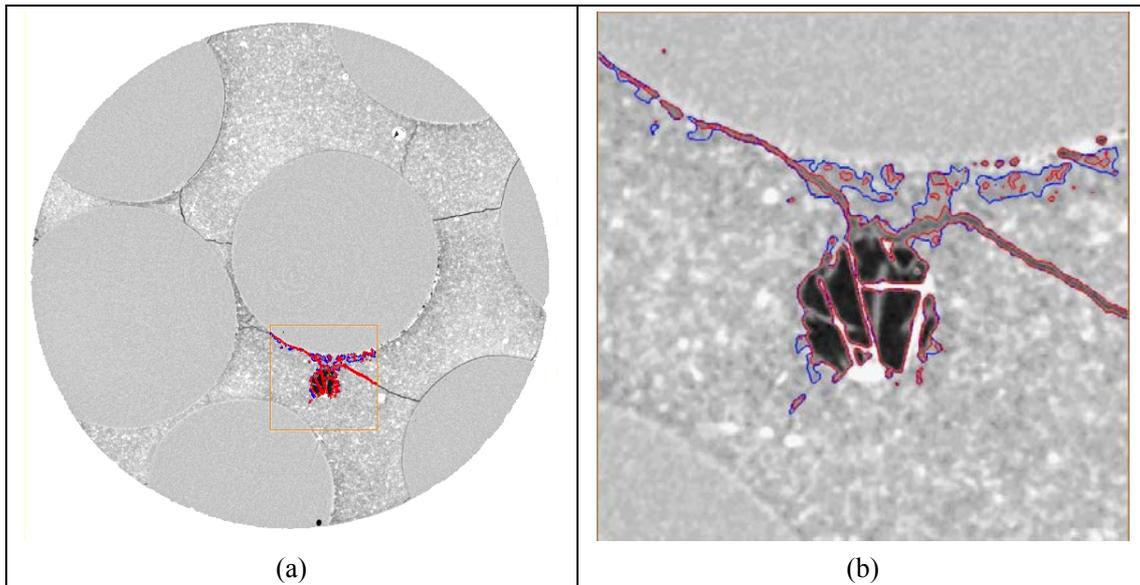


Figure 2-42 Orientation de fissuration et porosité d'échantillon, diamètre des granulats est 4mm, le temps du séchage est 24 heures.

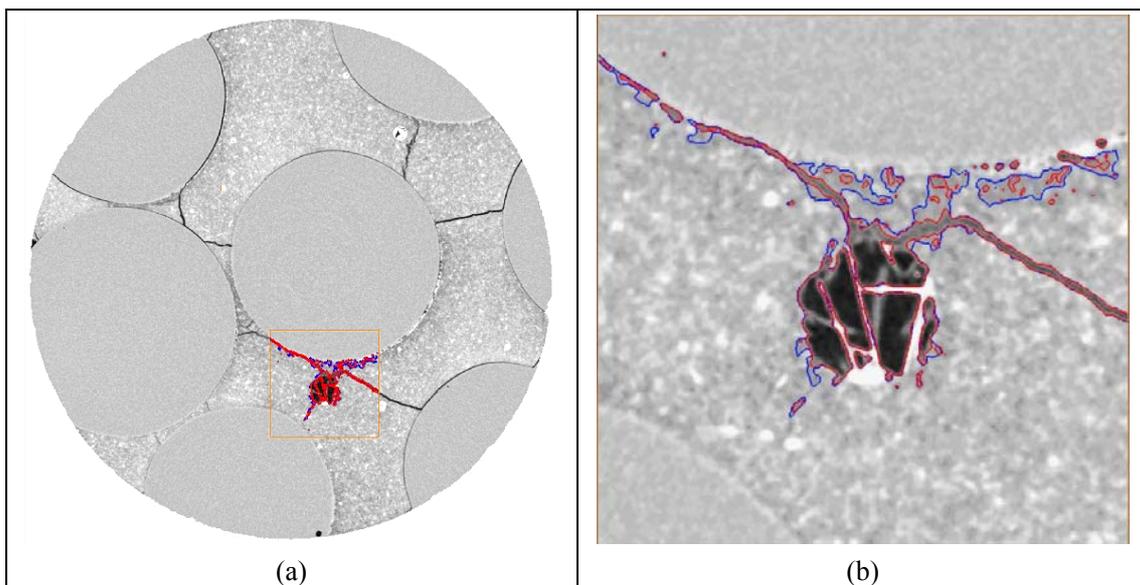


Figure 2-43 Orientation de fissuration et porosité d'échantillon, diamètre des granulats est 4mm, le temps du séchage est 48 heures.

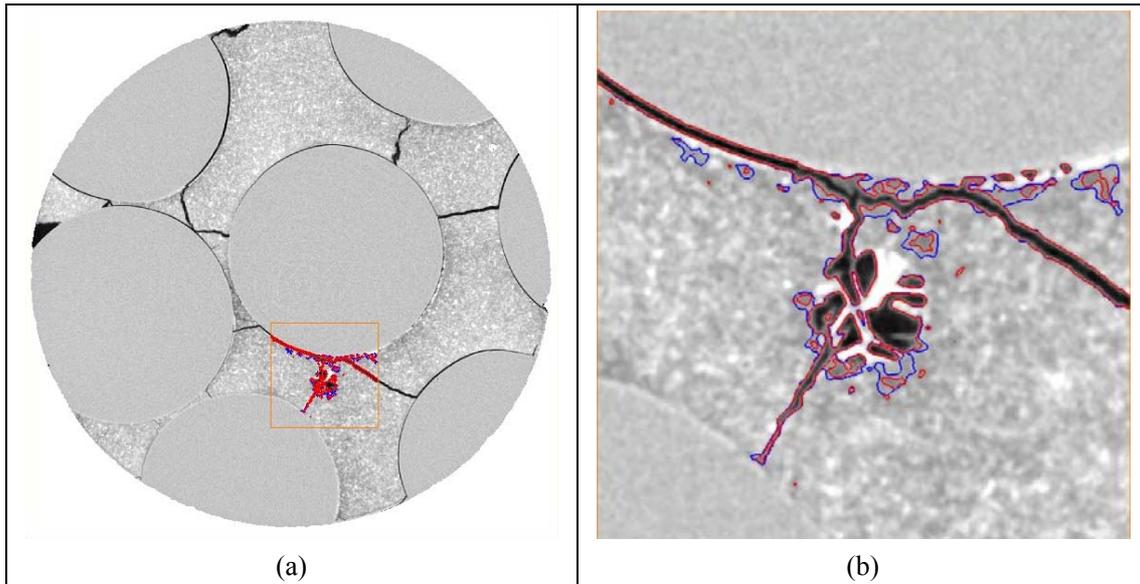


Figure 2-44 Orientation de fissuration et porosité d'échantillon, diamètre des granulats est 4mm, le temps du séchage est 72 heures.

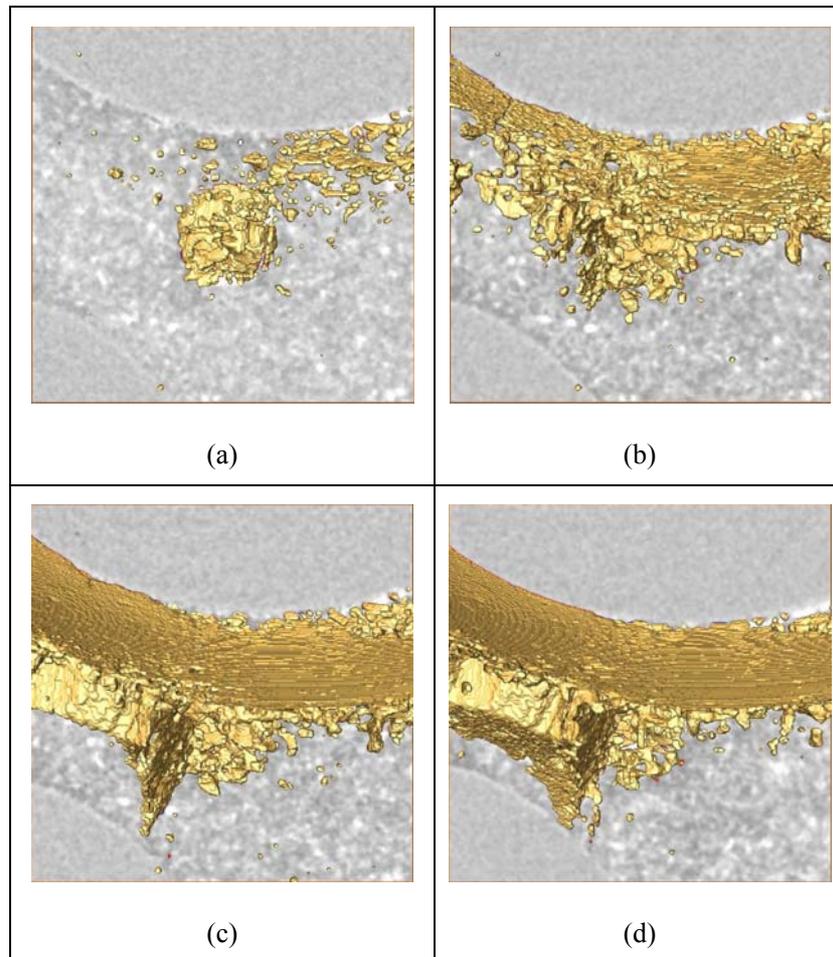


Figure 2-45 Evolution en 3D de la fissuration pour les composite à billes de 4 mm.

La Figure 2-45 présente l'évolution de la fissuration en 3D autour de cette même

porosité, pour les 4 échéances. Globalement, les remarques faites pour les composites ciments – billes de verre de 2mm sont directement transposables à ceux dont les billes font 4 mm. Ceci montre que, qualitativement, le séchage a les mêmes conséquences quel que soit le diamètre des billes. Toutefois, nous avons vu dans le chapitre I, que les conséquences en termes de comportement mécanique pouvaient être importantes. Il convient donc de poursuivre cette analyse qualitative par une analyse quantitative.

La question qui se pose alors concerne la mesure à effectuer. En effet, comme le montre la Figure 2-46, une fissure ne suit pas forcément le maillage tridimensionnel constitué par les voxels. De plus, la difficulté réside dans la segmentation de cette fissuration, qui est, comme on peut le constater sur la Figure 2-45, un objet tridimensionnel complexe et pas forcément continu. Cette non continuité pose d'ailleurs un certain nombre de questions sur l'aspect réel de la fissuration. Doit-on considérer que cette non continuité est essentiellement due à la technique de seuillage utilisée, ou bien la fissure est matériellement non continue et nous en avons une représentation fidèle. La réponse à cette question viendra avec l'amélioration de la résolution de l'analyse microtomographique, quand celle-ci sera inférieure à la taille caractéristique de la fissure. Typiquement, cette taille semble être de l'ordre du micron ou de la dizaine de microns : une résolution de l'ordre de 100 nanomètres permettrait une caractérisation fine, et donc une réponse à l'interrogation précédente.

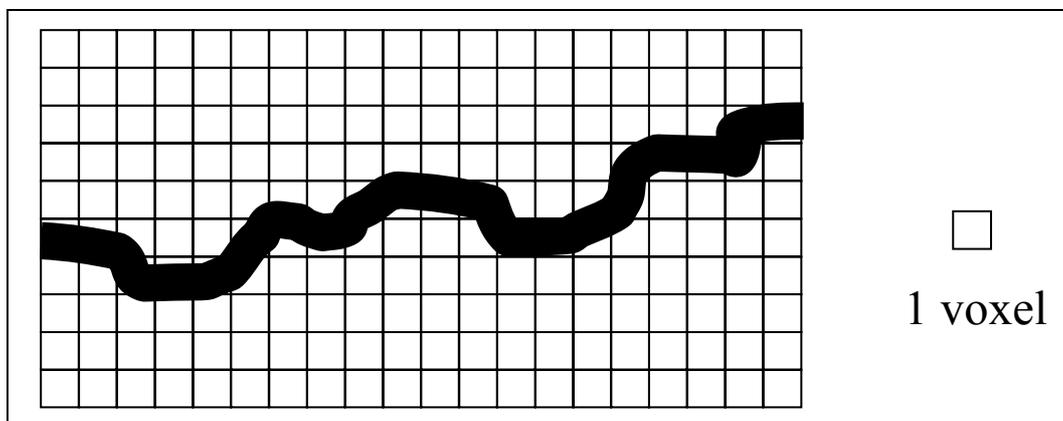


Figure 2-46 Quantité des fissurations représentées par le remplissage dans la boîte des voxels.

Dans la partie II.4.2, nous allons voir comment nous avons levé ces difficultés pour obtenir une quantification des fissurations et les porosités en utilisant les fonctions dites de Minkowski.

II.4.2 Fonctions de Minkowski (Blasquez et Poiraudeau 2003)

L'interprétation d'images numériques implique quelques traitements d'image. Le traitement d'images désigne une discipline des mathématiques appliquées, qui étudie les images numériques et leurs transformations, dans le but d'améliorer leur qualité ou d'en extraire de l'information quantitative. Un problème important est de réduire les données brutes des images (souvent trop volumineuses), et de construire une représentation plus descriptive en termes de caractéristiques appropriés, qui sera utilisée effectivement pour d'autres traitements. L'analyse d'images fournit la caractérisation quantitative de la forme, la structure et la connectivité des constituants. L'objectif de cette partie est de définir les mesures (les fonctions de Minkowski) pour décrire les caractérisations 3D de notre fissuration. Notons encore une fois que nous ne saurons ici différencier fissuration et porosité.

Les fonctions Minkowski sont de quatre types : le volume, la surface, la largeur moyenne et la connectivité appelée également la caractéristique Euler-Poincaré. Elles sont initialement définies pour des objets convexes dans le domaine de la géométrie intégrale. Ces fonctions ont une propriété commune : elles sont additives. La fonction M_v pour les deux objets convexes $A \cup B$ est définie par la formule (2.17) :

$$M_v(A \cup B) = M_v(A) + M_v(B) - M_v(A \cap B) \quad (2.17)$$

Nous définissons un espace discret n-dimensionnel comme un réseau de treillis de Z^n . Les noeuds de ce réseau sont généralement représentés par des hypercubes centrés sur les noeuds. L'image binaire 3D est définie comme un réseau cubique de Z^3 et représentée par un treillis de voxel, où chaque voxel peut avoir seulement une des

deux valeurs, 0 ou 1. Tout voxel avec une valeur 1 est appelé objet de l'image : il est aussi appelé voxel noir ou voxel complet ou voxel actif. Tout voxel avec une valeur 0 est appelé formation de l'image. En considérant chaque voxel comme l'union de la collection disjointe de son intérieur, des facettes ouvertes, des arêtes ouvertes et des sommets ouverts, il est possible de déterminer 4 fonctions de Minkowski pour un objet 3D (le lecteur intéressé est invité à se référer à (Blasquez et Poiraudau 2003)). On définit alors les quantités suivantes :

- n_3 : nombre de volumes élémentaires contenus dans l'objet.
- n_2 : nombre de facettes ouvertes contenues dans l'objet.
- n_1 : nombre d'arêtes ouvertes contenues dans l'objet.
- n_0 : nombre de sommets ouverts contenues dans l'objet

Les fonctions Minkowski sont alors définis par :

$$V = n_3 \quad (2.18)$$

Ici, V est le volume.

La surface est :

$$S = -6n_3 + 2n_2 \quad (2.19)$$

La largeur moyenne :

$$2B = 3n_3 - 2n_2 + n_1 \quad (2.20)$$

Et la connectivité ou la caractéristique d'Euler-Poincaré est un invariant numérique, un nombre qui décrit un aspect d'une forme de l'espace topologique ou de la structure. Elle est communément notée par :

$$\chi = -n_3 + n_2 - n_1 + n_0 \quad (2.21)$$

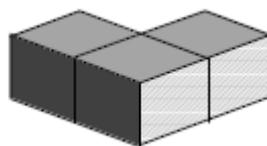


Figure 2-47 Trois voxels noirs

La Figure 2-47 montre un exemple pour décrire les voxels, ici, $n_3 = 3$, $n_2 = 16$, $n_1 = 28$, et $n_0 = 16$. Donc les fonctions de Minkowski sont : $V = 3$, $S = 14$, $2B = 5$, et $\chi = 1$. Les quantités immédiatement intéressantes sont donc le volume et la surface extérieure. Dans le cas de la figure ci-dessus, le volume vaut donc 3 voxels³ et la surface ouverte, c'est-à-dire ici extérieure de notre objet est égal 14 voxel². Dans notre cas pratique où nos matériaux sont fissurés ou poreux, moyennant le choix judicieux du seuil de détection de cette porosité, on peut facilement affecter à la partie solide la valeur 1 et la partie poreuse la valeur 0. On obtient donc une quantification relativement simple de la surface et du volume de fissure et/ou de porosité. Il va donc pouvoir être possible de suivre quantitativement l'évolution des ces grandeurs en cours de dessiccation.

Tableau 2-3 Fonctions Minkowski pour l'échantillon dont le diamètre des granulats est 2mm.

	Etat initial (0h)	24h séchage	48h séchage
n_3	123215	593453	901468
n_2	430561	2024350	3009798
n_1	496334	2273826	3321416
n_0	189065	842900	1213122
V	123215	593453	901468
S	121832	487982	610788
$2B$	4857	5486	6224
χ	77	-30	36

Tableau 2-4 Fonctions Minkowski pour l'échantillon dont le diamètre des granulats est 4mm.

	Etat initial (0h)	24h séchage	48h séchage	72h séchage
n_3	247142	967953	1308677	1502382
n_2	824175	3227807	4340835	4934431
n_1	915176	3563069	4765206	5370449
n_0	338410	1303203	1733023	1938295
V	247147	967953	1308677	1502382
S	165468	647896	829608	854570
$2B$	8267	11314	9567	8733
χ	262	-12	-25	105

Dans la partie II.3.1, on a représenté les tendances d'évolution des fissurations intérieures pour les échantillons en séchage. Les tailles des fissurations et des porosités sont mesurées par unité de voxel (ici 5,3 microns). Le Tableau 2-3 et le Tableau 2-4 présentent les quantités relatives de volumes élémentaires, de facettes ouvertes, d'arrêtes ouvertes et de sommets ouverts ainsi que les fonctions de Minkowski pour les échantillons respectivement dont les billes sont de 2 mm et de 4 mm, et ce en fonction du temps de dessiccation.

La surface et le volume des porosités et des fissurations jouent un rôle important pour constituer la modélisation de l'endommagement hydrique des bétons. Il est donc possible d'illustrer les tendances de la surface et du volume des fissurations des échantillons en fonction du temps de séchage au moyen de courbes. C'est l'objet de la Figure 2-48 et la Figure 2-49 qui montrent respectivement l'évolution de la surface développée et du volume des fissures et des porosités, en fonction du temps de dessiccation et du diamètre des billes de verre.

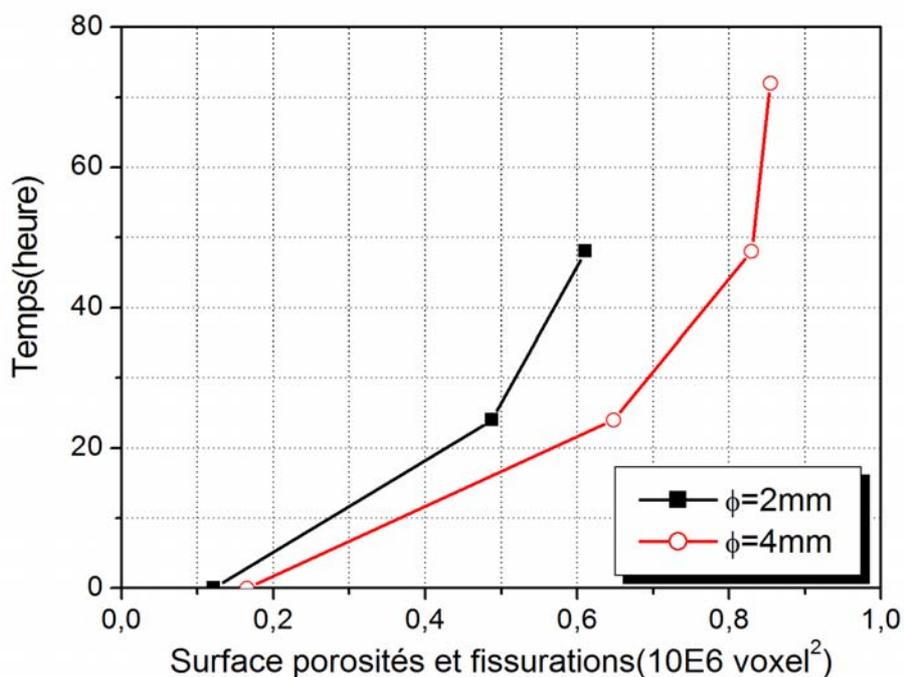


Figure 2-48 Surface des porosités et fissurations pour les échantillons en cours de dessiccation [10^6 voxel^2] correspond à une surface de $2,81^E-11 \text{ m}^2$.

Pour la Figure 2-48, on constate que bien que la surface soit faible à l'état saturé, elle n'est pas nulle dans les 2 cas. Celle-ci est très caractéristique de la porosité initiale, en notant toutefois qu'elle est plus grande pour le diamètre de 4mm (vrai aussi pour le volume). Au cours de la dessiccation ces surfaces évoluent et l'on peut constater que la surface de fissures est plus importante pour le composite ayant les plus grandes billes, ce qui est en accord avec la physique. Notons enfin que pour le composite à billes de 4mm, lors du séchage entre 48h et 72h, la surface de fissure augmente peu tandis que le volume continue de croître (Figure 2-49) : ceci est signification d'une ouverture de fissure sans accroissement de longueur. Notons enfin que les surfaces et les volumes développés par ces fissurations sont extrêmement faibles : le volume le plus important de fissures (72h de séchage et billes de 4mm) est égal à $0,224 \text{ mm}^3$, pour un échantillon de volume initial d'environ 350 mm^3 , soit un ratio de 0,64‰. Ce ratio est bien en deçà de la porosité classique des matériaux cimentaires, preuve s'il en est que la détection faite ici ne porte que sur de la fissuration nouvellement créée.

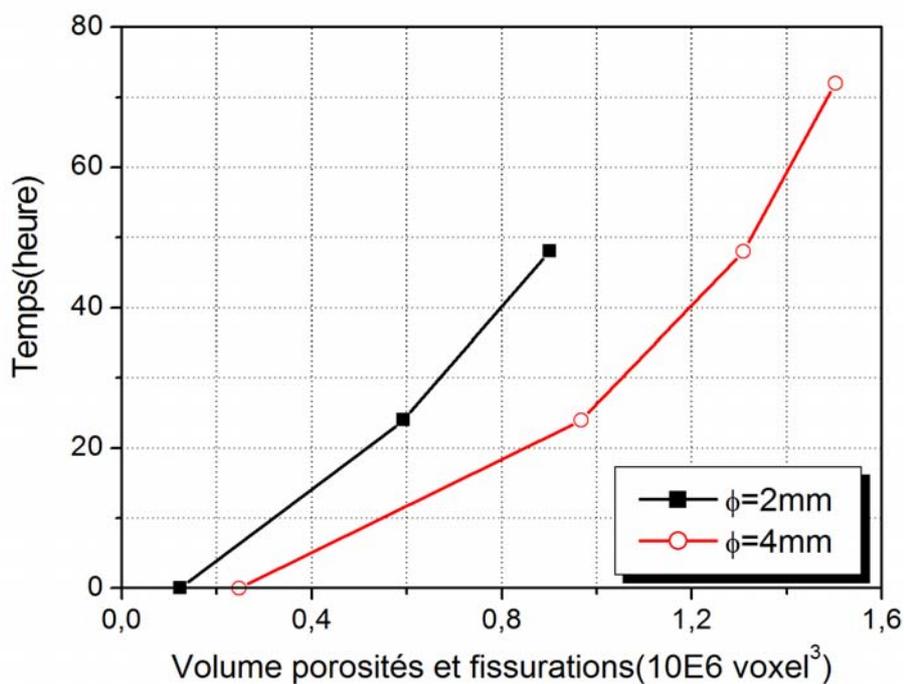


Figure 2-49 Volume des porosités et fissurations pour les échantillons en cours de dessiccation [10^6 voxel^3] correspond à un volume de $1,49^E-16\text{m}^3$.

A partir de Figure 2-48 et Figure 2-49, on conclue que le diamètre des granulats joue un rôle important sur l'évolution des fissurations et des porosités, à la fois de manière surfacique et volumique. A fraction volumique de billes constante, plus le diamètre des granulats est grand, plus les fissurations sont grandes. En utilisant le volume des porosités et des fissurations en fonction du temps, on va donc pouvoir améliorer la modélisation de l'endommagement hydrique.

Conclusion

Dans ce chapitre, grâce à la méthode microtomographique, nous avons montré qu'il est possible de scanner et de reconstituer virtuellement la microstructure d'un échantillon, ce qui nous permet d'obtenir des grandeurs caractéristiques globales d'une microfissuration (initiale et évolution) pour deux types d'échantillons, dont le diamètre des granulats est 2mm et 4mm. Et en faisant la comparaison des deux

échantillons, nous avons mis en évidence des relations entre le diamètre des granulats, les fissurations et le temps de dessiccation. Nous concluons alors que le diamètre des granulats joue un rôle très important sur l'évolution des fissurations à la fois de manière surfacique et volumique.

La mesure quantitative de ces fissurations d'origine hydrique nous donne la possibilité de prendre en compte directement cette fissuration pour modéliser les comportements de matériaux à matrice cimentaire en cours de dessiccation, en particulier au moyen d'une variable d'endommagement hydrique. Dans le prochain chapitre, nous verrons comment le modèle d'endommagement hydrique a été modifié en utilisant les résultats issus de la microtomographie et des fonctions de Minkowski.

Chapitre III Proposition de Modélisation de l'Endommagement

Introduction

Les matériaux cimentaires, très répandus dans divers domaines, se trouvent soumis à différentes sollicitations au cours de leur vie. Une de ces sollicitations est la dessiccation à l'origine de divers phénomènes. En effet, le départ de l'eau libre provoque une contraction ou un retrait de dessiccation de la matrice cimentaire. Souvent empêché, ce retrait s'accompagne d'une microfissuration du matériau. Une augmentation de la pression capillaire au sein du matériau est également constatée. Il en résulte une évolution du comportement mécanique des bétons au cours du séchage : celui-ci passe progressivement du comportement élastoplastique faiblement endommageable à un comportement fortement endommageable au cours du séchage. De plus, nous avons vu dans le chapitre précédent comment le diamètre du granulat pouvait avoir un rôle sur la microfissuration induite par le séchage : plus le diamètre du granulat augmente et plus la fissuration est importante. De plus, plus le séchage progresse, plus grande est cette microfissuration. Afin de modéliser ces différents phénomènes, nous proposons de coupler le modèle poroplastique avec endommagement mécanique proposé par Da Chen dans la thèse (Chen 2005), à celui d'endommagement hydrique amélioré, initialement proposé par François-Xavier Hubert (Hubert 2005).

Dans le mémoire de Chen Da (Chen 2005), celui-ci a présenté les formes particulières de la modélisation pour le mécanisme plastique, le mécanisme d'endommagement et le couplage entre la plasticité et l'endommagement mécanique. Dans son modèle, il a supposé une distribution de microfissure isotrope, et il a utilisé un paramètre scalaire

de l'endommagement mécanique (issu du modèle de Mazars (Mazars 1984)). Il représente physiquement la densité de microfissures $d_m = Nr^3/\Omega$, où N est le nombre de fissures et r le rayon moyen de microfissures dans le volume élémentaire représentatif (RVE) Ω . Les comparaisons entre les simulations numériques et les données expérimentales ont montré que le modèle reproduit les principaux aspects du comportement mécanique d'un mortier et l'influence de la dessiccation, à savoir :

1. la dégradation des propriétés élastiques ;
2. les déformations plastiques ;
3. la transition contractante – dilatance ;
4. la forte influence de la pression de confinement ;
5. l'influence de la pression capillaire.

Dans son mémoire, F. X Hubert (Hubert 2005), a supposé l'existence de l'endommagement hydrique, et l'a supposé proportionnel à la perte locale de teneur en eau ($d_h = -a \langle w_{\min} - w_0 \rangle$, où a est le paramètre a priori constant qui dépend des caractéristiques du matériau et de la géométrie de la structure étudiée). Les calculs prédictifs de structure doivent prendre en compte ces variations des caractéristiques mécaniques dues au séchage. C'est une modélisation simple pour décrire la fissuration d'origine hydrique.

La première partie de ce chapitre est consacrée à la présentation plus complète du modèle, à la mise en équation du modèle et les paramètres des matériaux.

La deuxième partie présente les résultats des calculs numériques effectués sur le couplage entre le comportement mécanique et la dessiccation constituant la base de données pour les modélisations dans ce chapitre. On présente ensuite les comparaisons entre les cas sans l'endommagement hydrique, et avec l'endommagement hydrique.

Ensuite, on propose une modélisation pour décrire l'endommagement hydrique en fonction du diamètre de granulats des échantillons, basée sur les analyses microtomographiques obtenues au chapitre précédent. On présente les résultats expérimentaux de Michel Szcześniak en compression simple pour différents états séchage : les échantillons ont 4 types des granulats, les diamètres des granulats sont égaux à 1mm, 2mm, 4mm et 6mm (Szcześniak 2007). Nous allons présenter la comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques, et conclure sur l'influence de taille des inclusions.

III.1 Présentation du modèle d'endommagement

III.1.1 Caractérisation de l'endommagement

Le modèle est écrit dans le cadre général de la poroplasticité, présenté au Chapitre I. Nous supposons que l'endommagement mécanique et l'endommagement hydrique sont isotropes. Les lois d'état sont supposées être la dérivé du potentiel thermodynamique ψ tel que :

$$\psi = \psi(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\varepsilon}_e, \boldsymbol{\varepsilon}_p, d_m, d_h, \boldsymbol{\kappa}) \quad (3.1)$$

avec $\boldsymbol{\varepsilon}$ la tenseur des déformations, $\boldsymbol{\varepsilon}_e$ la tenseur des déformations élastiques, $\boldsymbol{\varepsilon}_p$ la tenseur des déformations plastiques, d_m l'endommagement mécanique, et d_h l'endommagement hydrique, et $\boldsymbol{\kappa}$ le tenseur des variables d'écrouissage.

On peut écrire la partition des déformations :

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}_e + \boldsymbol{\varepsilon}_p \quad (3.2)$$

Le potentiel d'énergie libre décrit la réversibilité des processus et s'écrit en conditions isothermes :

$$\psi = \psi^e(\boldsymbol{\varepsilon}_e, d_m, d_h) + \psi^p(\boldsymbol{\varepsilon}_p, \boldsymbol{\kappa}) \quad (3.3)$$

avec, ψ^e le potentiel élastique, et ψ^p le potentiel plastique.

Les variables d'endommagement d_m et d_h (respectivement endommagement mécanique et endommagement hydrique) sont des variables internes, non directement observables. L'inégalité de Clausius-Duhem exprime le fait que l'énergie mécanique dissipée est positive :

$$\left(\sigma - \rho \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon_e} \right) : \dot{\varepsilon}_e + \sigma : \dot{\varepsilon}_p - \rho \frac{\partial \psi}{\partial d_m} \dot{d}_m - \rho \frac{\partial \psi}{\partial d_h} \dot{d}_h - \rho \frac{\partial \psi}{\partial \kappa} \dot{\kappa} \geq 0 \quad (3.4)$$

Le tenseur de rigidité E est défini de la façon suivante :

$$E = (1-d) E_0 \quad (3.5)$$

avec E_0 le tenseur de rigidité initial et d la variable d'endommagement telle que :

$$d = 1 - (1-d_m)(1-d_h) \quad (3.6)$$

Notons que cette prise en compte «multiplicative» des endommagements peut s'expliquer de manière intuitive : la probabilité d'avoir une microfissure dans le matériau, ayant un effet sur le module d'élasticité, augment à la fois à cause du chargement mécanique ou du charge hydrique.

III.1.1.1 Endommagement mécanique

En se basant sur les travaux de Mazars (Mazars 1984), le critère d'endommagement mécanique est exprimé sous la forme suivante :

$$f_d = A_2 - \frac{A_2}{\exp\left[B_3(\xi_d - \xi_d^0)\right]} - d_m = 0 \quad (3.7)$$

avec ξ_d^0 le seuil initial de la force motrice associée à l'endommagement mécanique, A_2 la valeur d'endommagement critique correspondant à la contrainte résiduelle du matériau endommagé, B_3 le contrôle de la cinétique d'évolution d'endommagement mécanique, d_m l'endommagement mécanique.

Ainsi, l'évolution de l'endommagement mécanique est décrite par :

$$d_m = A_2 - \frac{A_2}{\exp\left[B_3(\xi_d - \xi_d^0)\right]} \quad (3.8)$$

A_2 définit la valeur asymptotique de l'endommagement correspondant à la résistance résiduelle du matériau endommagé. Il peut donc être identifié à partir de la valeur de l'endommagement dans la phase résiduelle de la courbe contrainte - déformation. ξ_d^0 est identifié comme le début de diminution du module élastique lors du chargement. Comme les déformations volumiques sont compressives, la force d'endommagement ξ_d ne dépend que des déformations déviatoriques. B_3 contrôle la cinétique d'évolution d'endommagement. La formule (3.7) (le critère d'endommagement) peut être écrite par la formule suivante :

$$\ln\left(1 - \frac{d_m}{A_2}\right) = B_3(\xi_d^0 - \xi_d) \quad (3.9)$$

Ainsi à partir des cycles de déchargement lors des essais de compression simple, on peut tracer $\ln\left(1 - \frac{d_m}{A_2}\right)$ en fonction de $\xi_d^0 - \xi_d$. On peut obtenir la valeur B_3 par la pente de la droite d'interpolation des points expérimentaux.

III.1.1.2 Endommagement hydrique

On suppose que l'endommagement hydrique est proportionnel à la perte locale de teneur en eau. En se basant sur travaux de Hubert (Hubert 2005), on introduit une fonction seuil pour décrire l'évolution de l'endommagement hydrique :

$$f_h(w, d_h) = f(w - K^h(d_h)) \quad (3.10)$$

avec $K^h(d_h)$ la variable d'histoire, d_h l'endommagement hydrique, w la teneur en eau. Cette relation traduit le lien entre l'endommagement hydrique et l'évolution de la teneur en eau dans le matériau. On définit l'évolution de l'endommagement

hydrique par :

$$\dot{d}_h = R(w)\dot{w} \quad (3.11)$$

avec $R(w)$ la fonction de proportionnalité, qui peut dépendre de la teneur en eau.

L'hypothèse que nous avons choisie initialement est celle d'une proportionnalité entre \dot{d}_h et \dot{w} , qui traduit physiquement l'impact des diminutions de teneur en eau sur la raideur du matériau (Hubert et al. 2001). Le coefficient de proportionnalité est supposé constant dans cette première approche. Cette hypothèse serait à vérifier expérimentalement. La relation (3.11) peut donc s'écrire :

$$\dot{d}_h = -a\dot{w} \quad (3.12)$$

avec a le paramètre à priori constant qui dépend des caractéristiques du matériau et de la géométrie de la structure étudiée. Les temps de séchage seront beaucoup plus longs pour une structure massive que pour une structure mince car ils sont proportionnels au carré de l'épaisseur des pièces (Bazant et Raftshol 1982). L'endommagement hydrique est donc d'autant plus marqué et se produit d'autant plus vite que la structure est de dimensions réduites. En intégrant la relation ci-dessus par rapport au temps, et en supposant qu'il n'y a pas d'endommagement hydrique lorsque le matériau est initialement saturé, c'est-à-dire :

$$d_h(t=0) = 0 \quad (3.13)$$

on obtient ainsi l'expression de l'endommagement hydrique en fonction de la teneur en eau :

$$d_h = -a(w_{\min} - w_0) \quad (3.14)$$

avec w_0 la teneur en eau initiale, c'est-à-dire à degré de saturation est égal à 100%, w_{\min} la plus faible valeur locale de la teneur en eau qui a existé dans le temps. On a besoin de connaître les valeurs de perte de raideur en fonction de la perte en masse d'eau issues des résultats expérimentaux pour identifier les paramètres du modèle. a est le paramètre à priori constant qui dépend des caractéristiques du matériau et de la géométrie de la structure étudiée.

III.1.1.3 Effet d'endommagement sur la déformation plastique

Pour modéliser le couplage entre la plasticité et l'endommagement, on fait appel à la notion de contrainte effective d'endommagement. Du point de vue physique, la création de microfissures modifie la microstructure du matériau et induit une redistribution des contraintes dans le volume matériel non fissuré. Afin de tenir compte de cette influence, dans le cas isotrope, on modifie le tenseur des contraintes nominales σ par un tenseur de contraintes dites effectives d'endommagement $\tilde{\sigma}$. On utilise une extension de la contrainte effective d'endommagement proposée dans le modèle de Lemaitre (Lemaitre et Lippmann 1996), à savoir :

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma_m}{1 - \alpha H(\varepsilon_v^e) d} \delta_{ij} + \frac{S_{ij}}{1 - \beta d} \quad (3.15)$$

où S_{ij} sont les composantes du tenseur de la contrainte déviatorique, ε_v^e est la déformation volumique élastique, et $H(\varepsilon_v^e)$ est la fonction de Heaviside. Les paramètres α et β caractérisent la dégradation des propriétés mécaniques par l'endommagement, leurs valeurs peuvent être identifiées expérimentalement ou par des considérations micromécaniques (Mura 1987). Ici, la formulation d'endommagement est la même que la précédente (c.f. équation (3.6)).

III.1.2 Effet de la désaturation

III.1.2.1 Relation entre la saturation et la pression capillaire

On suppose que le composite est entièrement saturé à l'état initial. Les caractéristiques mécaniques du matériau à l'état saturé sont considérées comme celles de référence pour étudier les effets de la dessiccation sur les propriétés mécaniques. Le matériau est désaturé progressivement pendant le processus de dessiccation en raison de la perte en eau. Dans le cadre de la thermodynamique, le composite est considéré comme milieu poreux partiellement saturé par une phase liquide d'eau et une phase de

mélange gazeux qui est constitué d'air sec et de vapeur d'eau. La pression capillaire est définie comme la différence entre la pression du gaz et celle du liquide :

$$\begin{cases} p_{cp} = p_{gz} - p_{lq} \\ p_{gz} = p_{da} + p_{ve} \end{cases} \quad (3.16)$$

Les variables p_{cp} , p_{gz} , p_{lq} , p_{da} , p_{ve} sont respectivement la pression capillaire, la pression du gaz, la pression du liquide, la pression d'air sec et la pression de vapeur d'eau. Selon des données expérimentales (Baron 1982), (Acker 1988), (Burlion et al. 2005), la pression capillaire est un des principaux facteurs responsables du retrait de dessiccation et peut ainsi influencer fortement le comportement mécanique des matériaux cimentaires. Dans notre travail, nous supposons que la variation de la pression du gaz dans des structures en béton est négligeable par rapport à celle du liquide. Ainsi, la pression du gaz est prise constante et est égale à la pression atmosphérique. De manière générale, il a été constaté que la résistance mécanique des matériaux cimentaires augmente quand le degré de saturation en eau diminue pendant le processus de dessiccation. Le degré de saturation en eau est lié à la pression capillaire et à la température par la courbe de sorption-désorption. Cette courbe caractéristique est spécifique à chaque matériau. En condition isotherme, la pression capillaire ne dépend que du degré de saturation. En se basant sur des travaux de Lassabatere (Lassabatere 1994), nous avons adopté l'expression suivante dans notre étude pour l'isotherme de sorption- désorption:

$$S_{lq} = \left[1 + (x \cdot p_{cp})^y \right]^z \quad (3.17)$$

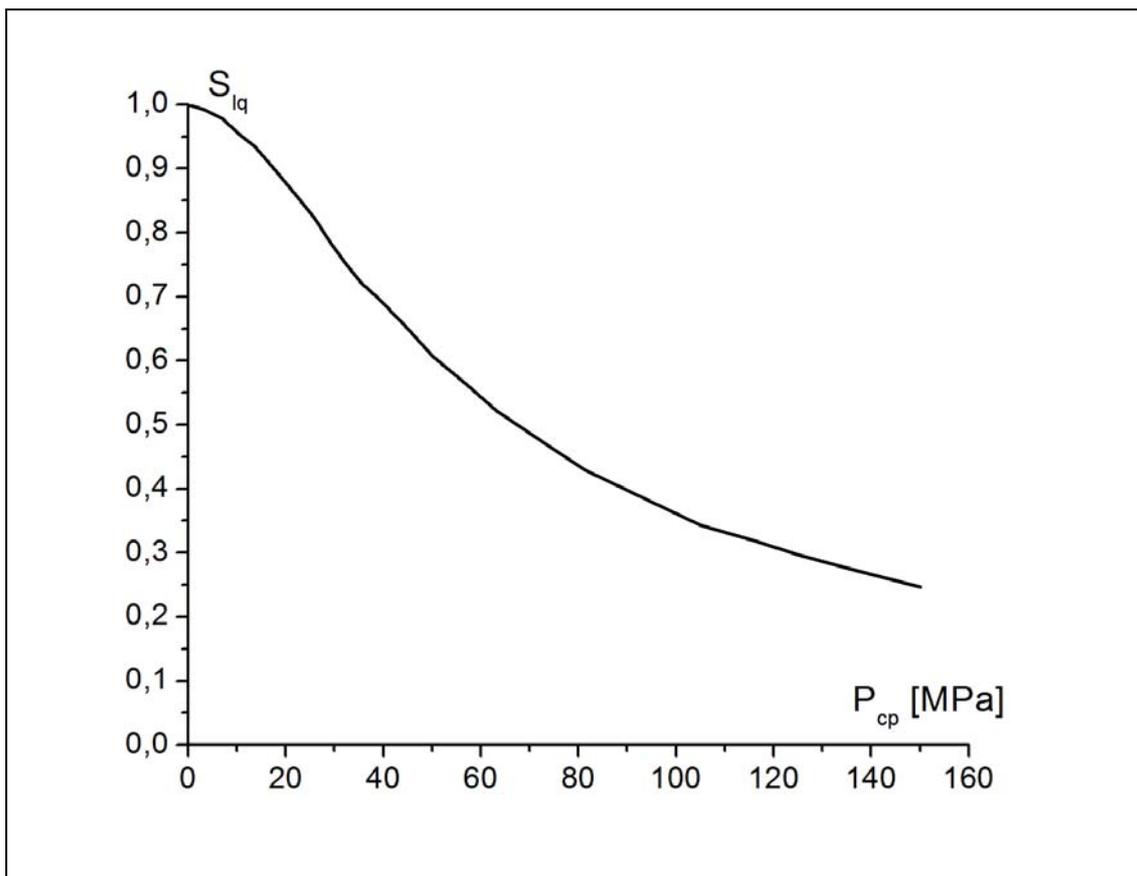


Figure 3-1 Relation entre le degré de saturation et la pression capillaire

$$(x = 2,35 \times 10^{-8}, y = 1,83, z = -0,58).$$

La Figure 3-1 montre l'évolution du degré de saturation en fonction de la pression capillaire. Afin de prendre en compte l'effet des pressions de fluide sur le comportement plastique des milieux poreux partiellement saturés, différents modèles ont été proposés. On peut distinguer deux familles d'approches : les modèles basés sur le concept dit de Barcelone (Alonso et al. 1990) et les modèles utilisant la notion de contraintes effectives généralisées. Dans notre étude, nous avons utilisé la méthode basée sur le concept dit de Barcelone pour décrire le comportement poroplastique des matériaux cimentaire.

III.1.2.2 Modèle de Barcelone

D'après les travaux d'Alonso (Alonso et al. 1990), la modèle de Barcelone a été initialement proposé pour décrire le comportement poroplastique des sols partiellement saturé, pour lesquels il a été observé que le comportement mécanique dépend indépendamment du tenseur de contraintes nettes et de la pression capillaire.

Les contraintes sont définies dans le cadre des contraintes effectives de Biot par rapport à la phase mélange gazeux, soit :

$$\sigma_{ij}^{net} = \sigma_{ij} + bp_{gz} \delta_{ij} \quad (3.18)$$

ici, le paramètre b est le coefficient de Biot.

En conséquence, les contraintes nettes et la pression capillaire sont deux forces thermodynamiques indépendants pour le comportement plastique. Les fonctions plastiques doivent être exprimées dans l'espace étendu des forces thermodynamiques associées $(\sigma_{ij}^{net}, p_{cp})$, soit :

$$\begin{cases} f_p(\sigma_{ij}^{net}, p_{cp}) \leq 0 \\ d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda_p \frac{\partial g(\sigma_{ij}^{net}, p_{cp})}{\partial \sigma_{ij}^{net}} \end{cases} \quad (3.19)$$

On a négligé la pression du mélange gazeux dans notre étude. Donc les contraintes nettes sont égales aux contraintes totales. Le comportement plastique dépend alors des contraintes totales et de la pression capillaire. Nous avons étudié, au laboratoire, la variation du comportement plastique des matériaux cimentaires (mortiers, bétons, composites) en fonction du degré de saturation par la relation entre la pression capillaire et la saturation. Il a été observé que la désaturation affecte essentiellement la résistance en compression simple qui est un paramètre clé de la modélisation. En basant sur des données expérimentales, on a proposé la relation suivante pour décrire cette variation :

$$f_c(S_{lq}) = f_{c0}R(S_{lq}) \quad (3.20)$$

f_{c0} et $f_c(S_{lq})$ sont respectivement les résistances en compression simple du matériau saturé ou non saturé. La fonction $R(S_{lq})$ présente l'évolution de la résistance mécanique du matériau en fonction de degré de saturation. La fonction $R(S_{lq})$ a été introduite pour décrire la variation de la résistance en compression simple avec le degré de saturation. La valeur de $R(S_{lq})$ correspond au rapport de la résistance en compression simple entre le matériau partiellement saturé et celui de référence (saturé). Chen (Chen 2005) a identifié les relations empiriques suivantes :

$$\begin{cases} R(S_{lq}) = 1,04 + 0,96S_{lq} - S_{lq}^2; 0,5 \leq S_{lq} \leq 1,0 \\ R(S_{lq}) = 1,3 - 0,06S_{lq} \quad ; 0 \leq S_{lq} \leq 0,5 \end{cases} \quad (3.21)$$

En introduisant maintenant la résistance en compression simple $f_c(S_{lq})$ définie par la formule (3.20) dans le critère de rupture donné par la formule suivante :

$$F = c_1(S_{lq}) \left[\frac{\tilde{\sigma}_{eq}}{h(\theta)f_{c0}} \right] + c_2(S_{lq}) \left[\frac{\tilde{\sigma}_{eq}}{h(\theta)f_{c0}} \right]^2 - \left[c_3(S_{lq}) + \frac{\tilde{I}}{f_{c0}} \right] \quad (3.22)$$

ici, \tilde{I} la contrainte moyenne, et θ l'angle de Lode. c_1 , c_2 et c_3 définissent la forme géométrique de la surface de rupture du matériau, et ils sont donc fonctions du degré de saturation, celles-ci sont données par :

$$\begin{cases} c_1(S_{lq}) = c_{1,0} \\ c_2(S_{lq}) = c_{2,0}/R(S_{lq}) \\ c_3(S_{lq}) = c_{3,0}R(S_{lq}) \end{cases} \quad (3.23)$$

ici, $c_{i,0}$ ($i=1, 3$) désignent les valeurs des paramètres à l'état le degré de saturation est égal à 100%.

Les paramètres $c_{1,0}$, $c_{2,0}$, $c_{3,0}$ définissent la surface de rupture du matériau à l'état de référence ou saturé. Les deux paramètres $c_{1,0}$ et $c_{2,0}$ affectent plutôt le frottement interne du matériau ; plus leur valeur est élevée, plus la surface a une grande courbure et moins l'influence de la contrainte hydrostatique sur la résistance du matériau est

importante. Enfin, la variation du paramètre $c_{3,0}$ se traduit par une translation de la surface de rupture ; donc ce paramètre contrôle plutôt la cohésion du matériau.

III.2 Simulation numérique

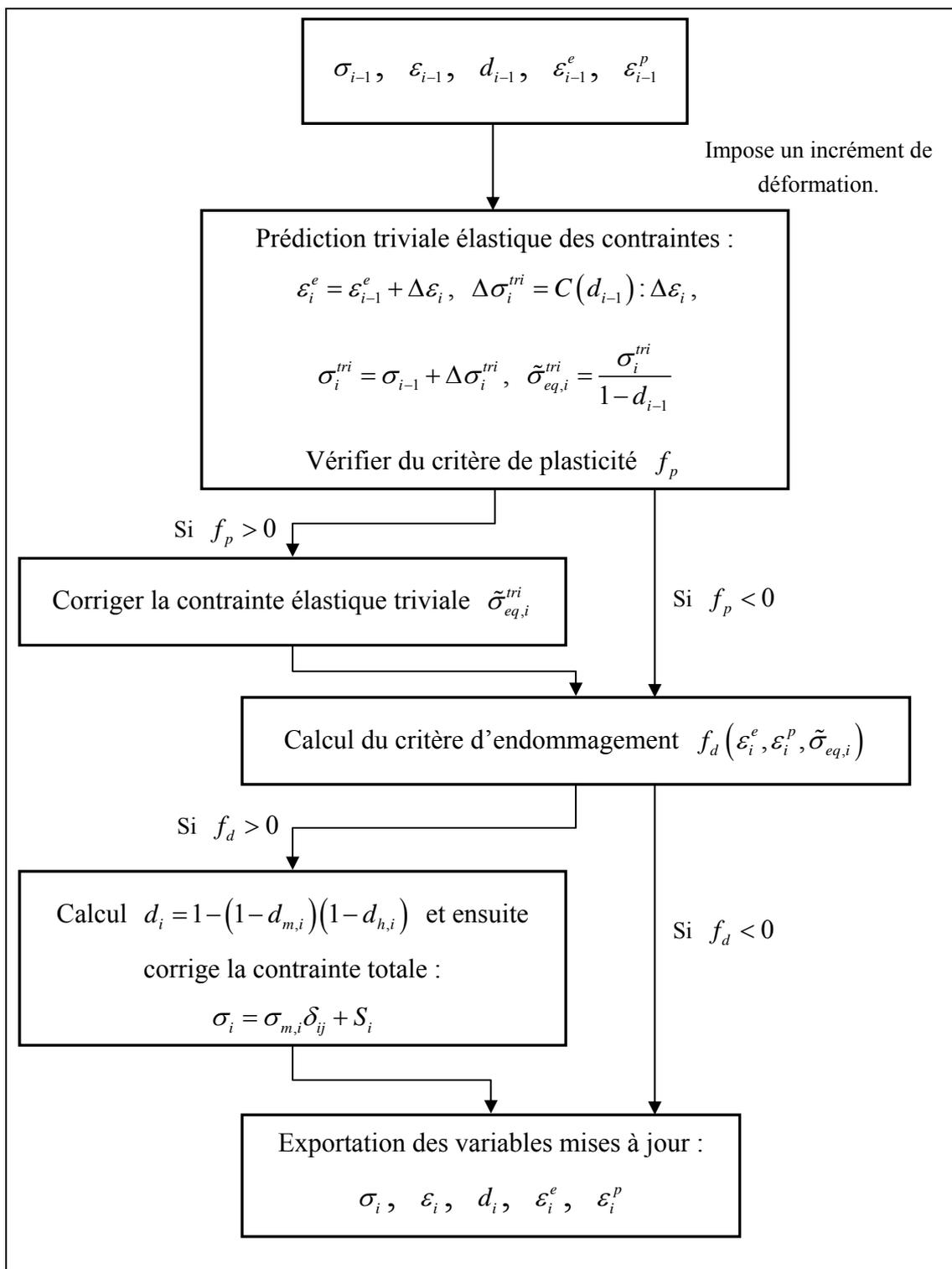
III.2.1 Méthode d'intégration et paramètres utilisés

En tenant compte de la spécificité du modèle proposé, un sous-programme pour l'intégration locale du modèle a été développé au sein du code de calcul par éléments finis THMPASA du Laboratoire de Mécanique de Lille. Ce code a pour objectif de résoudre des problèmes thermohydromécaniques couplés pour des milieux poreux saturés et non saturés. Dans cette section, on présente les grandes lignes du chemin d'intégration utilisé. Le chemin d'intégration est composé de trois phases:

1. Prédiction élastique,
2. Correction plastique,
3. Correction de l'endommagement.

Le chargement est décomposé en un nombre fini d'incrément. Pour l'incrément de charge considéré (soit le i^{eme} incrément), un processus itératif est nécessaire en raison du caractère non linéaire du modèle par le Tableau 3-1.

Tableau 3-1 Résumé d'algorithme d'intégration locale du modèle.



III.2.2 Résultats en compression simple et en traction simple

On a présenté respectivement le domaine géométrique modélisé et les conditions aux

limites appliquées pour la phase de séchage et de chargement mécanique. La modélisation numérique a été effectuée en condition comme la figure suivante :

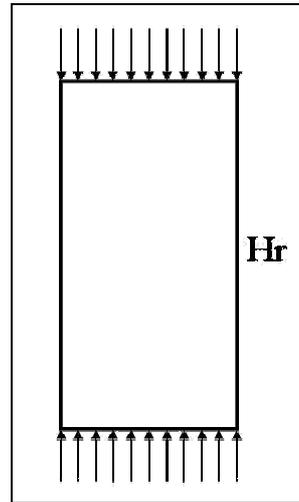


Figure 3-2 Domaine géométrique étudié et conditions aux limites d'une compression uniaxiale.

Parmi ses nombreux travaux, Pihlajavaara (Pihlajavaara 1974) a en particulier utilisé deux mortiers (les compositions des mortiers sont respectivement : Granulat/Ciment/Eau=3/1/0,50 et Granulat/Ciment/Eau=5/1/0,75) pour étudier l'évolution de comportement mécanique de mortiers soumis à la dessiccation. La teneur en eau w est fonction du degré de saturation S :

$$w = S \cdot \frac{M_{eau}}{M_{solid}} \quad (3.24)$$

avec M_{eau} la masse de l'eau totale, et M_{solid} la masse des matériaux secs qui sont composés de granulats et de ciment. En se basant sur la formule (3.14), on peut vérifier la relation suivante :

$$d_h = -a \cdot \frac{M_{eau}}{M_{solid}} \langle S_{min} - S_0 \rangle \quad (3.25)$$

avec $\frac{M_{eau}}{M_{solid}} = const$, S_0 est le degré initial de saturation, qui est égal à 1, donc

l'endommagement hydrique est exprimé de la façon suivante,

$$d_h = const \cdot \langle S_{min} - 1 \rangle \quad (3.26)$$

On a également évalué la résistance mécanique (force maximale au pic de la courbe de force-déplacement lors des phases de compression et de traction) de chaque échantillon soumis au séchage.

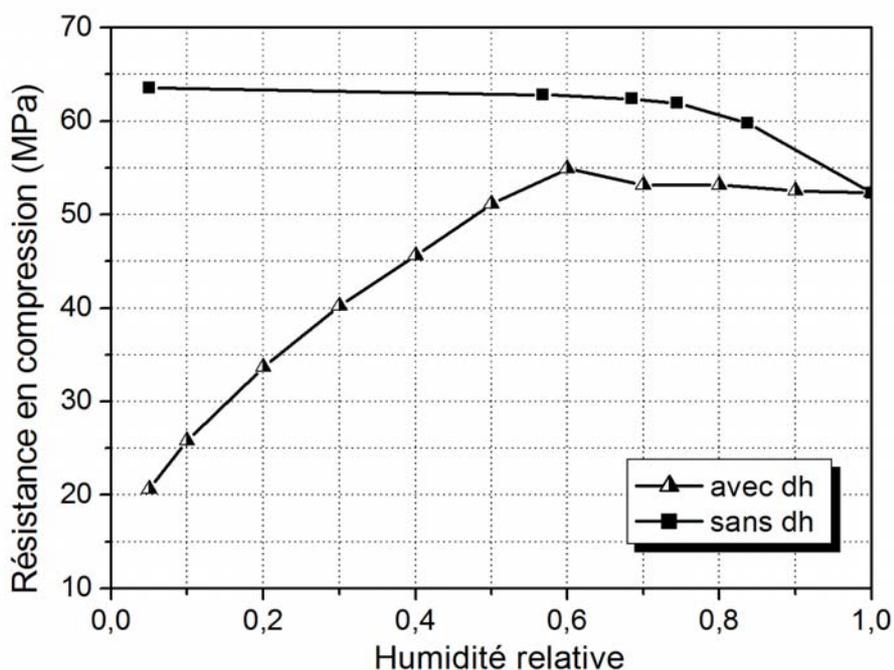


Figure 3-3 Evolution de la résistance mécanique en compression simple en fonction de l'humidité relative—comparaison entre les cas sans endommagement hydrique et avec endommagement hydrique.

La Figure 3-3 présente la comparaison entre les résultats numériques sans l'endommagement hydrique et les résultats avec l'endommagement hydrique en compression simple. Dans la simulation sans l'endommagement hydrique, la résistance augmente quand l'humidité relative diminue. La résistance mécanique augmente dans la première phase par l'effet capillaire dû au séchage. Celle-ci devient progressivement stationnaire suite à la compétition entre l'effet capillaire, l'endommagement induit, ainsi qu'à la diminution de la cinétique de désaturation. Ce résultat est en accord avec les mesures de résistance en compression effectuées par Yurtdas (Yurtdas et al. 2004), par exemple. Lorsque l'endommagement hydrique est pris en compte, les résistances augmentent d'abord légèrement avec la diminution de

l'humidité relative pour ensuite décroître rapidement. Quand l'humidité relative est égale à 100%, c'est-à-dire que le degré de la saturation est 100%, le résultat sans l'endommagement hydrique est égal au résultat avec l'endommagement hydrique. Ce type de résultat est très réaliste de ce qui se passe physiquement : une compétition existe entre l'effet bénéfique de la pression capillaire sur les résistances, et l'effet endommagement lié à la fissuration due au séchage. Grâce au couplage entre le modèle poroplastique endommageable et l'endommagement hydrique, nous sommes donc capable de modéliser l'ensemble des comportements expérimentaux rencontrés sur les matériaux à matrice cimentaire en cours de séchage.

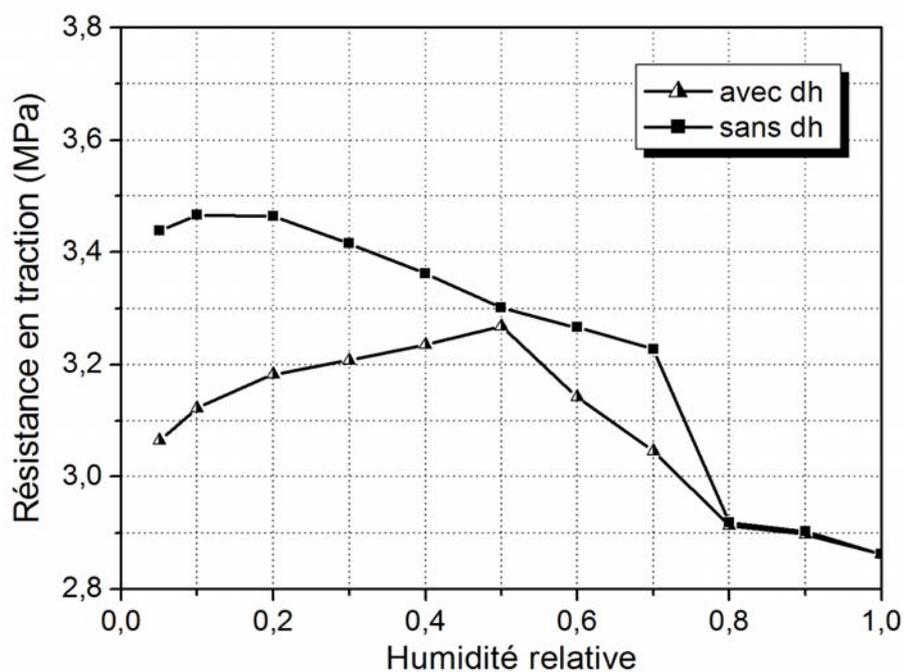


Figure 3-4 Evolution de la résistance mécanique en traction simple en fonction de l'humidité relative—comparaison entre les cas sans endommagement hydrique et avec endommagement hydrique.

La Figure 3-4 montre l'évolution de la résistance en traction en fonction de l'humidité relative environnante : bien qu'il soit reporté dans la littérature que le séchage fait augmenter la résistance en traction directe (voir par exemple (Terrien 1980)), il est plus difficile d'analyser la pertinence de ces 2 évolutions (avec ou sans

l'endommagement hydrique) du fait du manque de résultats expérimentaux. Toutefois, on peut identifier les mêmes caractéristiques qu'en compression : la compétition entre pression capillaire et endommagement hydrique est bien captée par le modèle.

III.3 Prise en compte de l'influence du diamètre des granulats

D'après les essais de microtomographie, on sait que le rôle des granulats est très important dans le cas du séchage et la microfissuration induite varie en intensité. L'objectif de cette partie est d'améliorer une modélisation basée sur une hypothèse d'un matériau béton homogène, cette modélisation phénoménologique étant incapable de rendre compte précisément de ce phénomène de fissuration, du fait du rôle des granulats. L'utilisation d'une variable d'endommagement hydrique (Hubert 2005) permet de mettre en œuvre des calculs numériques simples prenant en compte cet endommagement induit par le séchage. Notons qu'une modélisation numérique décrivant séparément la pâte de ciment et les granulats est également envisageable, mais dont les coûts de calcul dans un calcul de structure sont rédhibitoires.

Dans la partie précédente, nous avons présenté un modèle d'endommagement hydrique, et des comparaisons entre les cas sans endommagement hydrique, et avec endommagement hydrique ont été montrées. Mais les résultats expérimentaux microtomographiques et mécaniques prouvent que le modèle d'endommagement doit aussi avoir une relation avec le diamètre des granulats.

Dans cette partie, nous postulerons une formule pour décrire la fonction du diamètre des granulats en ne jouant que sur l'endommagement hydrique. Il y a trois sections dans cette partie : d'abord on réprecisera les résultats expérimentaux de Michel Szcześniak (Szcześniak 2007) obtenus en compression simple, ensuite, nous présenterons le principe de prise en compte dans la modélisation des effets de taille des billes de verre ; enfin, nous présenterons les comparaisons entre les résultats

expérimentaux et les simulations numériques obtenues avec le modèle ainsi formulé, pour montrer la capacité de celui-ci à reproduire les phénomènes complexes mis en évidence expérimentalement.

III.3.1 Rappel des résultats expérimentaux macroscopiques

Le but principal des travaux expérimentaux, issus des travaux de Michel Szcześniak (Szcześniak 2007) était la définition du comportement mécanique et hydromécanique pour un groupe de composites à matrice cimentaire soumis au séchage. Dans ce but, des composites avec billes de verre ont été utilisés. Pour réduire le nombre de facteurs influençant leur comportement, les billes utilisées sont sphériques. 4 diamètres des billes de verre $\phi = 1mm, 2mm, 4mm, \text{ et } 6mm$, ont été choisis pour faire les essais uniaxiaux et triaxiaux, et 2 fractions volumiques (35 et 59 %) ont été employées. Les résultats en compression uniaxiale sont présentés ci-dessous. La Figure 3-5 montre la résistance en compression uniaxiale en fonction du degré de saturation et du diamètre des billes, pour une fraction volumique de billes de 35%. La Figure 3-6 montre la résistance en compression uniaxiale en fonction du degré de saturation, 59% granulats.

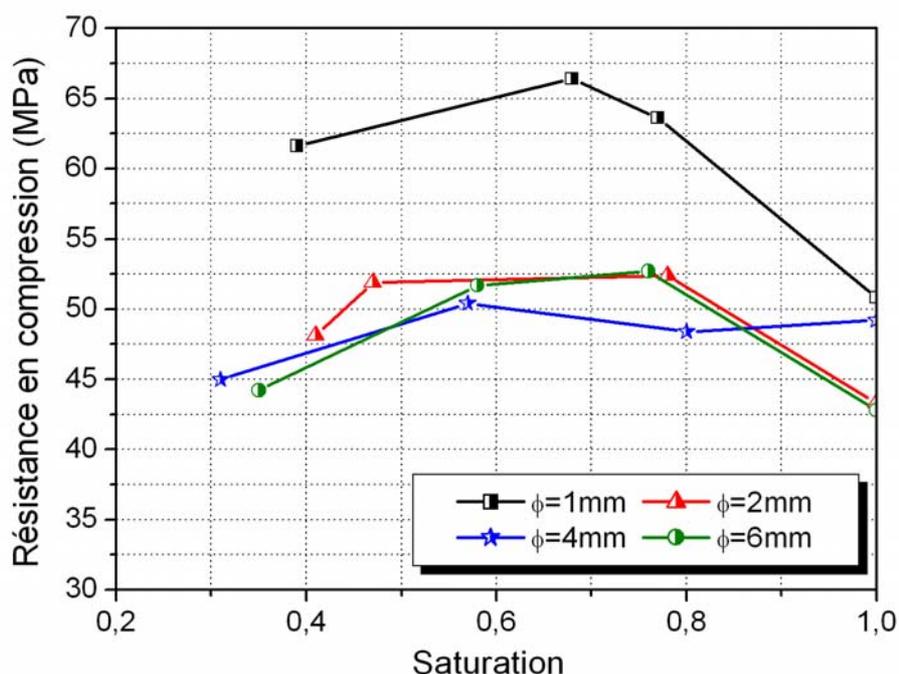


Figure 3-5 Résistance en compression uniaxiale en fonction du degré de la saturation, 35% granulats.

On constate qu'une compétition entre l'effet bénéfique de la pression capillaire et l'effet endommageant de la microfissuration est bien présente et différente en fonction du diamètre des billes et du taux de saturation. Par ailleurs, plus le diamètre des billes est grand, plus la résistance est faible (ceci est plus marqué pour 59 % de billes que pour 35 %). Ce fait est corroboré par les résultats obtenus par Michal Szcześniak (Szcześniak 2007) en compression triaxiale, où cette tendance est encore plus nette. La modélisation proposée dans la suite doit donc tenir compte de ce phénomène. Nous avons vu précédemment que la prise compte ou non de l'endommagement hydrique permettait d'infléchir l'augmentation de résistance avec la décroissance de la teneur en eau des échantillons. La stratégie adoptée ici est donc d'améliorer la forme théorique de l'endommagement hydrique d_h pour prendre en compte cette particularité.

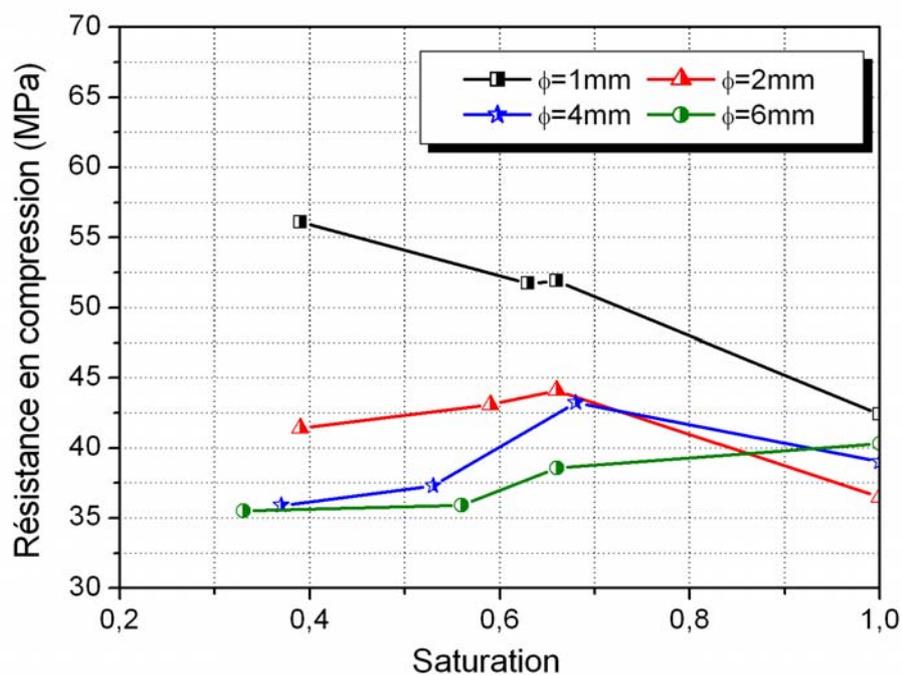


Figure 3-6 Résistance en compression uniaxiale en fonction du degré de la saturation, 59% granulats.

Par contre, nous pouvons tout de suite noter que cette stratégie ne permet pas de rendre compte de la perte de résistance à 100 % de saturation avec l'augmentation du diamètre des billes, puisque l'endommagement hydrique est nul. Il apparaît ici une limitation du modèle. Un modèle micromécanique serait sans doute mieux adapté, car la loi de comportement homogénéisée prendrait en compte explicitement l'effet de taille de bille quelque soit le degré de saturation. Par ailleurs, nous avons vu que le diamètre des granulats joue un rôle très important sur l'évolution de la fissuration surfacique et volumique (chapitre II). La Figure 3-7 présente l'évolution du volume de fissurations obtenus par microtomographie pour les composites ciment – billes de verre en fonction du diamètre et du temps de dessiccation, quantifié au moyen des fonctions de Minkowski.

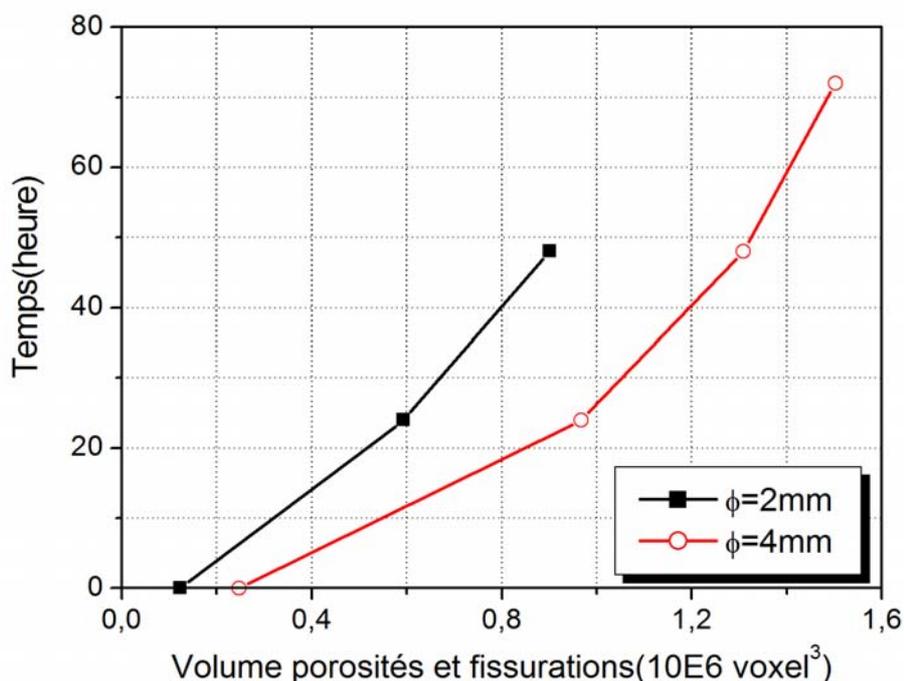


Figure 3-7 Volumes des fissurations pour les échantillons de composites ciment – billes de verre ayant des diamètres de 2 et 4 mm.

III.3.2 Endommagement hydrique et effets de taille des granulates

III.3.2.1 Modélisation phénoménologique

Une modélisation phénoménologique n'est pas apte à prédire ces particularités de comportement en fonction du diamètre du granulat. En nous basant sur les essais microtomographiques (voir chapitre II, Figure 3-7), nous avons donc choisi d'attribuer ces évolutions à la présence et l'évolution de l'endommagement hydrique : ce sera l'objet du paragraphe III.3.2.3. Pour prendre en compte ceci de manière simple et en se basant uniquement sur les résultats d'essais macroscopiques, nous proposons de modéliser l'endommagement hydrique avec la formulation suivante :

$$d_h = -a \langle w_{\min} - w_0 \rangle f(\phi) \quad (3.27)$$

avec ϕ est le diamètre des granulates, et $f(\phi)$ une fonction choisie dépendante du

diamètre du granulat. En utilisant les fonctions Minkowski, on peut savoir que plus le diamètre des granulats est grand, plus l'endommagement d est grand, plus l'endommagement hydrique d_h est grand.

III.3.2.2 Détermination la fonction $f(\phi)$

Au chapitre II, nous avons vu comment utiliser les fonctions de Minkowski pour obtenir une quantification des fissures induites par le séchage. Rappelons qu'en trois dimensions, ces fonctions correspondent aux volumes, à la superficie, à la largeur et à la connectivité (la caractéristique Euler) d'objets binaires, qui par seuillage peuvent être associés à des fissures. Il convient donc de se poser la question suivante : quelle est la relation entre quantité de microfissuration et l'endommagement ?

Dans la littérature, les études de Landis (Landis 2005) ont mis en évidence la relation entre les fissurations provoquées par un effort appliqué, et l'endommagement mécanique résultant. Il a obtenu cette relation en analysant d'une part des images microtomographiques obtenues sur des échantillons en cours de sollicitation de compression, et d'autre part, la courbe contrainte déformation sur ces mêmes essais. La courbe reliant la variable de l'endommagement mécanique en fonction du volume des fissures nouvellement formées est plus ou moins linéaire (Figure 3-8) :

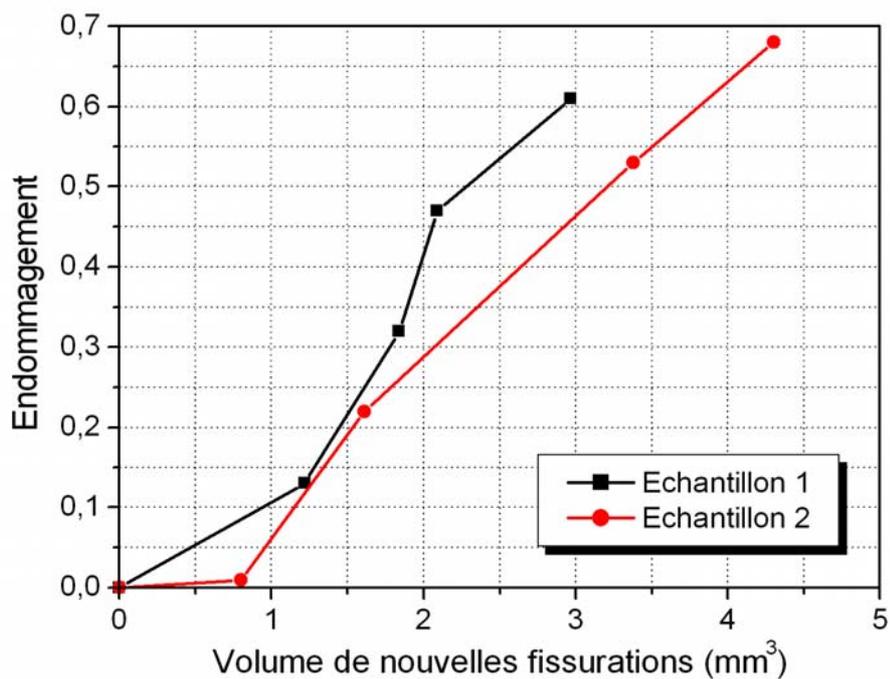


Figure 3-8 Variable de l'endommagement en fonction du volume de nouvelles fissuration en compression simple (Landis 2005).

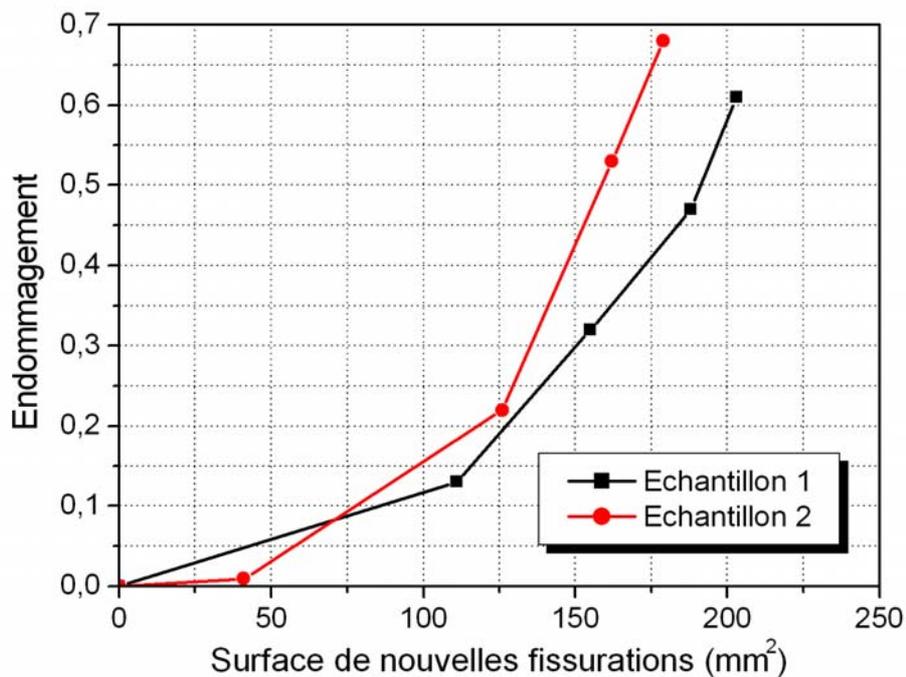


Figure 3-9 Variable de l'endommagement en fonction de la surface de nouvelles fissurations.

La courbe reliant la variable de l'endommagement mécanique en fonction des

surfaces des fissures nouvellement formées au cours de l'essai mécanique est très similaire à ce que nous avons constaté en fonction du taux de séchage. On peut donc noter une forte concordance sur les évolutions des fissurations d'origine hydrique et d'origine mécanique.

Dans notre cas, nous avons mesuré le volume des fissurations de nos échantillons au cours de séchage, en fonction du diamètre des billes. A l'image de ce qu'a trouvé Landis (Figure 3-8, et Figure 3-9) pour l'endommagement mécanique, nous pouvons supposer que la relation entre l'endommagement hydrique d'un béton et le volume des microfissurations induite par le séchage, est linéaire. Les conséquences d'une fissuration hydrique ou mécanique seront les mêmes sur le compte mécanique.

Bien souvent, les résultats issus de microtomographie ne sont pas accessibles facilement : nous proposons donc dans un premier temps de n'utiliser que les résultats d'essai de compression simple tout en ayant à l'esprit les constatations à l'échelle micro. A l'aide des résultats d'essai mécanique macroscopique, et de manière très pragmatique, nous postulons que la fonction de diamètres des granulats est exprimée par la formule (3.28) :

$$f(\phi) = \alpha \cdot \left(\frac{\phi}{\phi_{\max}} \right)^{\beta} \quad (3.28)$$

avec α et β des paramètres de notre modèle. α doit être borné à 1 et β doit être supérieur à 1, de telle manière à ce que la fonction $f(\phi)$ reste comprise entre 0 et 1.

Dans notre étude, le diamètre maximal des granulats est de 6 mm, donc on choisit $\phi_{\max} = 6\text{mm}$. En utilisant une méthode d'identification pragmatique des paramètres reposant sur une analyse des données expérimentales, on affecte les valeurs suivantes aux paramètres $\alpha = 0,5$, et $\beta = 2$. La formule (3.28) devient alors l'équation (3.29) suivante :

$$f(\phi) = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\phi}{\phi = 6} \right)^2 \quad (3.29)$$

Donc le modèle d'endommagement hydrique proposé est :

$$d_h = const \cdot \langle S_{\min} - 1 \rangle \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\phi}{\phi = 6} \right)^2 \quad (3.30)$$

Il est alors possible de déterminer les paramètres du modèle complet pour l'ensemble des matériaux. Dans la mémoire (Chen 2005), Chen a présenté des simulations numériques, des essais en compression uniaxiale et triaxiale (avec la pression de confinement de 15MPa) à différents degrés de saturations en eau (Yurtdas 2003). Il a donné les valeurs des paramètres utilisées dans les simulations.

Tableau 3-2 Valeurs des paramètres utilisés pour les simulations.

Paramètres	Valeurs
E [MPa]	36400
ν	0,19
f_{c0}	50,0
ξ_d^0 [MPa]	1,0E-3
A_1 [E ⁻⁴]	1,0
A_2	0,3
B_1	5,2
B_2	5,8
B_3 [E ⁻⁵]	1,5
c_1	0,4
c_2	0,3
c_3	0,15
η_c	0,75
a (Hubert 2005)	5,55
M_{eau} / M_{solid}	0,125

Le Tableau 3-2 suivant donne les valeurs de ces paramètres. Dans les 2 cas où les fractions volumiques de billes sont égales à 35% et 59%, nous faisons les comparaisons entre les résultats expérimentaux et numériques :

La Figure 3-10 présente les résultats des simulations numériques dans le cas où le composite ciment – billes de verres comporte 35% de billes, et la Figure 3-11 dans le cas de 59% de billes. Notons que ces résultats résultent d'un calage, pour représenter au mieux les résultats expérimentaux.

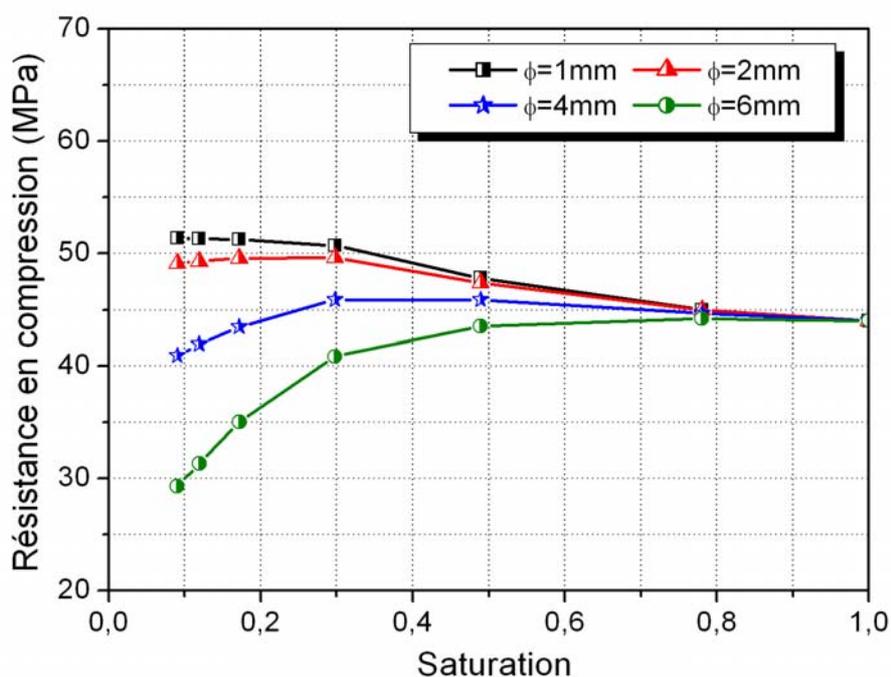


Figure 3-10 Résistance en compression uniaxiale en fonction du degré de la saturation par la méthode numérique, 35% granulats.

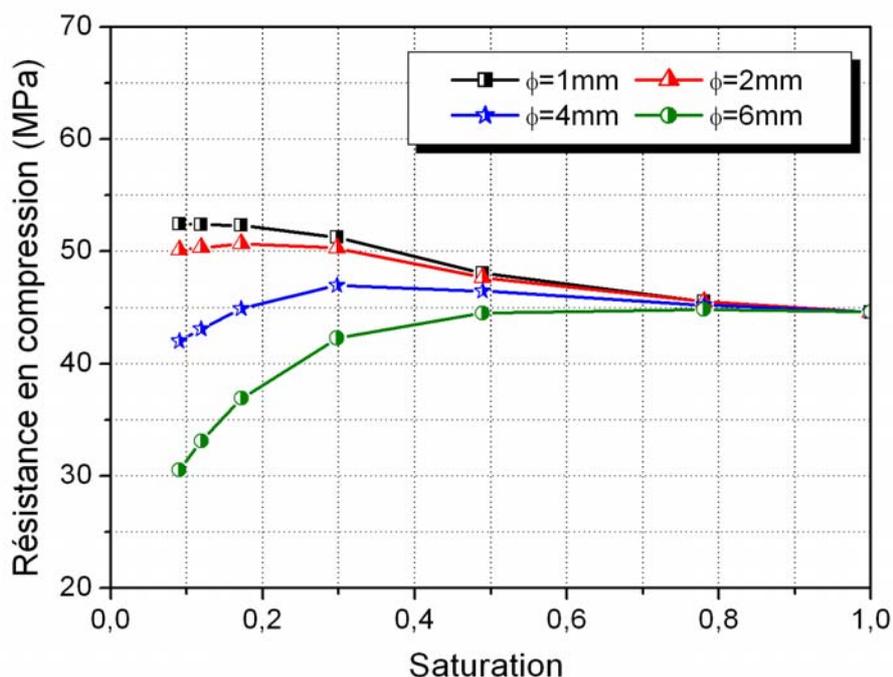


Figure 3-11 Résistance en compression uniaxiale en fonction du degré de la saturation par la méthode numérique, 59% granulats.

On constate sur les 2 figures précédentes que le modèle reproduit bien les grandes tendances constatées des comportements des composites en fonction de la dessiccation et du diamètre des billes de verre. L'effet compétitif entre l'effet de pression capillaire et l'effet des microfissures est clairement reproduit et peut s'adapter à la mésostructure des matériaux cimentaires. La Figure 3-12 ci-dessous présente l'évolution de l'endommagement hydrique en fonction de la désaturation et du diamètre des billes. Quand le diamètre des granulats est de 1 mm, l'endommagement hydrique reste très faible, plus proche de 0. Quand le diamètre des billes est de 6 mm, l'endommagement hydrique est le plus grand, proche au maximum de 0,3. Cela est en très bonne adéquation avec les résultats issus de microtomographie.

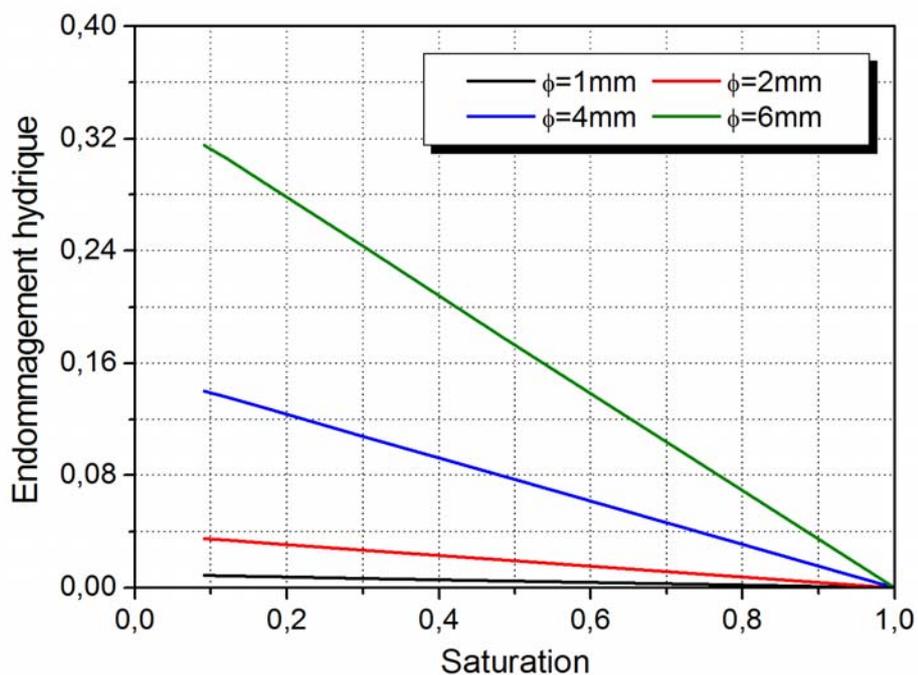


Figure 3-12 Evolution de l'endommagement hydrique en fonction de la saturation et du diamètre des billes.

La Figure 3-13 montre quant à elle l'évolution du module élastique pour les échantillons en fonction de la saturation et du diamètre des billes de verre. On peut observer que plus le diamètre des granulats est grand, plus le module élastique est petit, c'est-à-dire que l'influence de la taille des granulats est très grande. Notons que ce dernier résultat sera à confronter aux données expérimentales à obtenir sur le module d'élasticité pour voir si effectivement une réduction du module aussi importante est constatée. La réduction du module est de l'ordre de 15 % pour les billes de 4 mm et de 30 % pour les billes de 6 mm : ces ordres de grandeurs sont semblables à ceux constatés sur des mortiers et des bétons en cours de dessiccation (Yurtdas 2003), (Burlion et al. 2005).

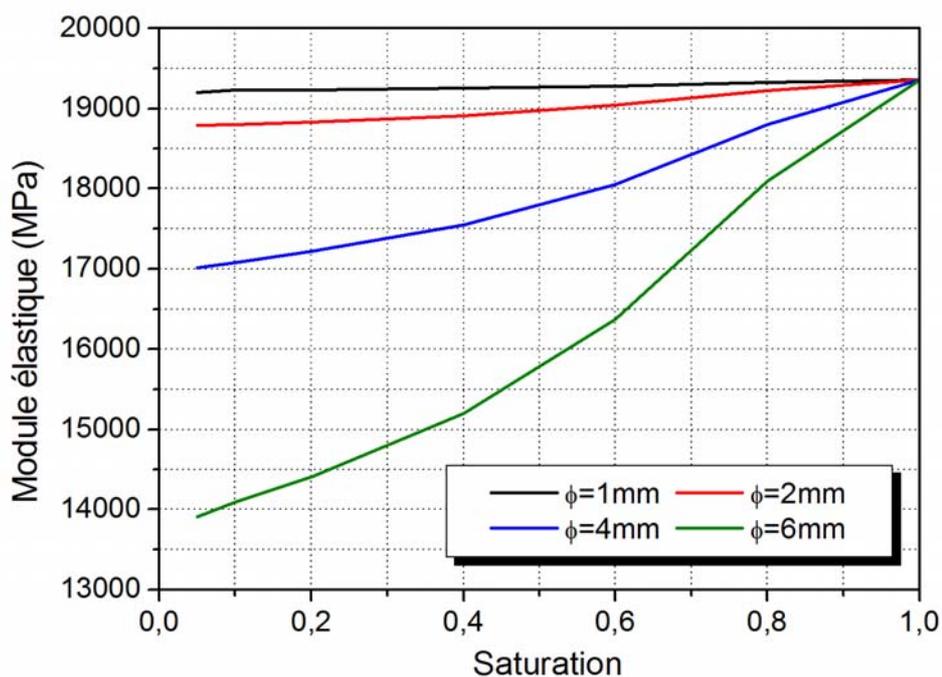


Figure 3-13 Evolution du module élastique en fonction de la saturation et du diamètre des billes.

Nous avons vu dans cette partie comment il est possible de modifier le modèle d'endommagement hydrique pour prendre en compte l'effet de taille des granulats. Toutefois, l'évolution de l'endommagement hydrique reste pris en compte de manière macroscopique et purement phénoménologique : nous allons donc voir dans la suite comment modifier la modélisation en utilisant les fonctions de Minkowski, pour la prise en compte des résultats de microtomographie dans la modélisation de l'endommagement hydrique.

III.3.2.3 Modélisation de l'endommagement hydrique avec prise en compte des résultats de microtomographie

Comme nous l'avons vu sur les figures 3-6 à 3-11, nous avons présenté des résultats de simulations pour tous les diamètres de billes, sans avoir présenté au chapitre II de résultats de microtomographie concernant les billes de 1 et de 6 mm. Effectivement faute de temps de mesure (et impossibilité de passer des échantillons représentatifs

pour 6 mm) et faute de temps d'analyse des données (en particulier pour 1 mm), nous avons adopté une stratégie pour extrapoler les résultats obtenus à 2 et 4 mm pour les diamètres de 1 et 6 mm. La présentation de cette stratégie et de sa prise en compte dans l'endommagement hydrique est l'objet de ce paragraphe. Notre démarche s'est appuyée sur les essais réalisés par Bisschop et van Mier (Bisschop et Van Mier 2002) qui avait montré comment variait la fissuration due au séchage en fonction du diamètre des billes de verre au cours du séchage. Globalement, ils avaient constaté une homothétie de la quantité de microfissures en fonction du diamètre des billes. Ceci est corroboré par nos résultats obtenus à 2 et 4 mm. Nous avons choisi d'appliquer une idée similaire.

En se basant les résultats du volume de fissurations mesuré par microtomographie, on peut supposer les évolutions des volumes de fissurations dans le cas de diamètres des granulats égaux à 1 mm et 6 mm, comme présenté dans la Figure 3-14 suivante. Sur cette figure, sont reportées les évolutions mesurées (2 et 4 mm) et les évolutions extrapolées (1 et 6 mm).

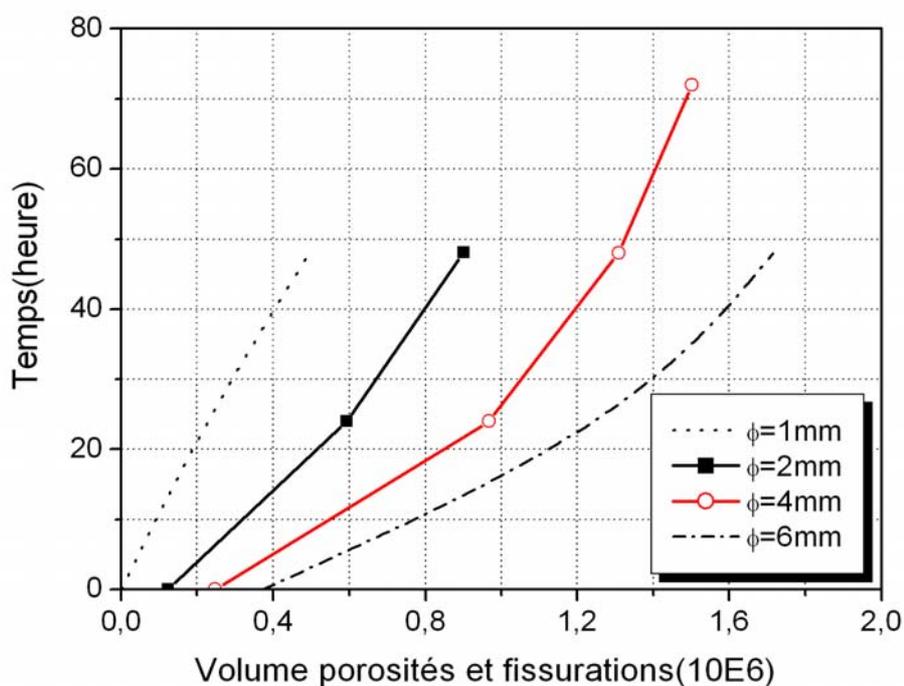


Figure 3-14 Evolutions des volumes des fissurations en fonction du diamètre des billes et du temps de séchage.

La mise en équation des courbes volumes de fissuration – temps de séchage est présenté dans ce qui suit : on suppose que l'endommagement hydrique, nouvellement modélisé, est fonction du volume de fissurations induites par le séchage :

$$d_h \propto f(V) \quad (3.31)$$

Une nouvelle modélisation pour la description de l'endommagement hydrique est alors postulée :

$$d_h = f \left[\frac{(V_{\max})_{\phi}}{(V_{\max})_{\phi_{\max}}} \right] const (S_w - 1) \quad (3.32)$$

où $f \left[\frac{(V_{\max})_{\phi}}{(V_{\max})_{\phi_{\max}}} \right]$ est une fonction du volume de pores maximal à ϕ donné, normalisé par rapport au volume de pores correspondant à ϕ_{\max} . Parce que dans nos résultats macroscopiques expérimentaux, le diamètre maximal des granulats est 6mm, on a choisi $\phi_{\max} = 6mm$, et la constante $const = -a \frac{M_{eau}}{M_{solid}}$.

On suppose que l'endommagement hydrique est la fonction linéaire du volume de pores normalisé $\frac{(V_{\max})_{\phi}}{(V_{\max})_{\phi_{\max}}}$:

$$d_h = \left\{ -1,46543 + 1,96806 \left[\frac{(V_{\max})_{\phi}}{(V_{\max})_{\phi_{\max}}} \right] \right\} const (S_{\min} - 1) \quad (3.33)$$

La détermination du volume de pores maximal correspondant à chaque diamètre se fait de la manière suivante, en relation avec les essais mécaniques. Ceci permet en outre de relier les conditions de séchage pour les essais macroscopiques et pour les essais microtomographiques. En effet, dans le premier cas la dessiccation s'est faite à 30°C et 30 % de HR (Szcześniak 2007), le degré de saturation des échantillons étant alors de l'ordre de 0,3 à 0,4 (en fonction des échantillons). Dans l'autre cas, le séchage a été réalisé au four à 60°C, puis 105°C puis 150°C. Par convention, nous avons donc fixé le volume maximal de fissuration induite par le séchage pour le diamètre de 4 mm : ce volume correspond à l'asymptote verticale de la courbe en

fonction du temps de séchage. Nous pouvons faire de même pour la courbe de 2 mm. Les valeurs obtenues alors sont reportées dans le tableau 3-3 ci-dessous. Nous faisons alors l'hypothèse que ce volume de fissurations maximal correspond au potentiel maximal de fissuration due au séchage, donc que le volume de fissuration induite par le séchage dans le cas des essais de compression simple aura la même valeur si les échantillons sont complètement désaturés, correspondant donc à l'endommagement hydrique maximal à $S_w = 0$, et ce au diamètre de bille correspondant.

Pour les diamètres de 1 et 6 mm, les courbes extrapolées doivent alors répondre à la condition suivante fixée de manière arbitraire mais objective : l'accroissement ou la diminution du volume de fissurations pour passer de 4 à 6 mm ou pour passer de 2 à 1 mm est égal à l'écart de volume de fissuration entre 2 et 4 mm à l'échéance de 48 heures de séchage, soit un séchage à 105°C pour les essais microtomographiques. En d'autres termes, l'écart entre les 4 courbes de la Figure 3-15 ci-dessus est constant pour 48 heures de séchage. Ce choix de l'échéance de 48 heures et 105°C correspond à un choix conventionnel en génie civil pour la détermination de l'état sec d'un échantillon de béton.

Le Tableau 3-3 ci-dessous donne les valeurs des volumes de pores maximales obtenus par cette méthode.

Tableau 3-3 Volumes maximaux des porosités et fissurations.

Diamètre	1mm	2mm	4mm	6mm
Volume	1787010	1874240	2070950	2377140

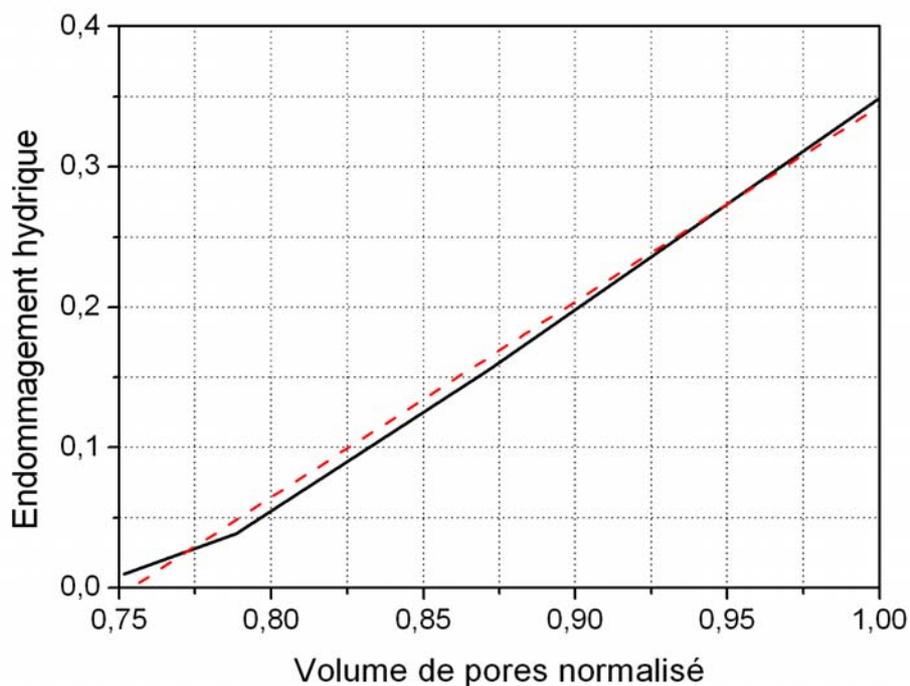


Figure 3-15 Relation entre l'endommagement hydrique et le volume de pores normalisé.

La Figure 3-15 présente la relation entre l'endommagement hydrique et le volume de pores normalisé $((V_{\max})_{\phi} / (V_{\max})_{\phi_{\max}})$. On observe que l'endommagement hydrique augmente lors de la croissance du volume de pores normalisé et que cette évolution est presque linéaire. Fort de cette constatation, nous proposons d'utiliser une ligne droite (ligne rouge) à la place de cette dernière. La pente de la ligne est égale à 1,96806, et l'ordonnée à l'origine est -1,46543. Nous les avons utilisé dans la modélisation d'endommagement hydrique formulée Eq.(3.33).

Les résultats des simulations numériques réalisées avec la nouvelle version du modèle d'endommagement hydrique sont présentés par les 2 figures suivantes où sont présentées les évolutions de la résistance en compression simple des composites ciments – billes de verre en fonction du diamètre des billes et du degré de saturation.

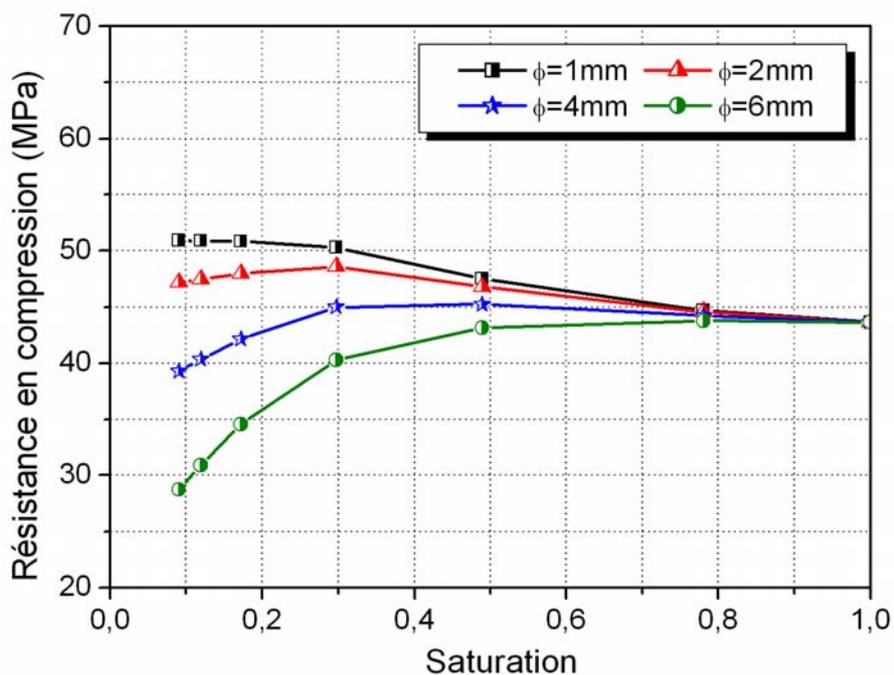


Figure 3-16 Résistance en compression uniaxiale en fonction du degré de la saturation avec la nouvelle version de l'évolution de l'endommagement d'une fraction volume de billes de 35%.

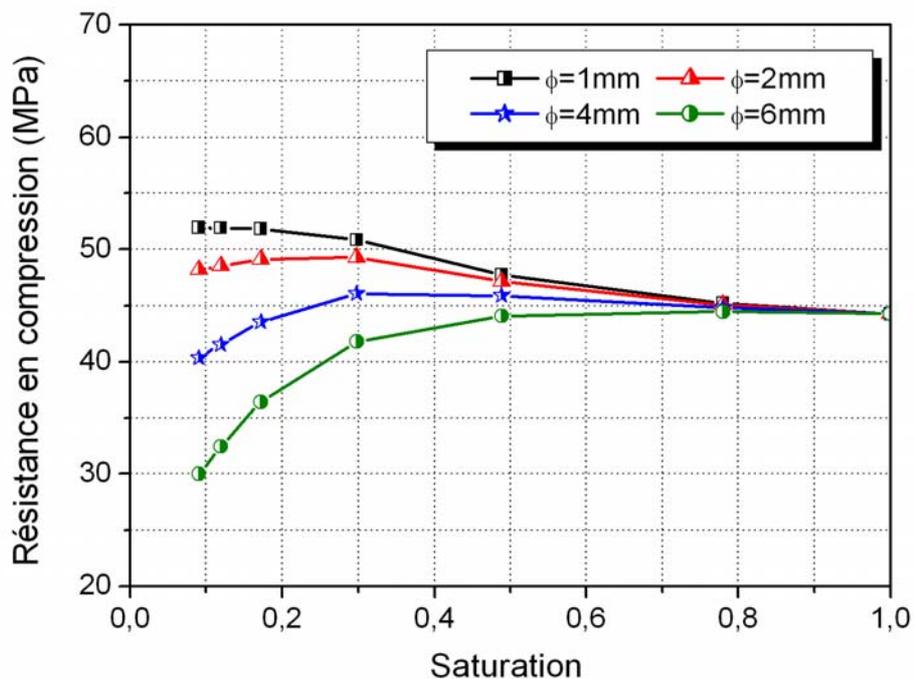


Figure 3-17 Résistance en compression uniaxiale en fonction du degré de la saturation avec la nouvelle version de l'évolution de l'endommagement d'une fraction volume de billes de 59%.

On constate sur ces figures que les simulations fournissent des résultats extrêmement similaires aux précédentes : ce résultat est logique puisque le rôle de l'endommagement hydrique est tout à fait comparable en intensité, le reste du modèle étant le même. Toutefois, on montre ici les capacités du modèle à prendre en compte les données de microtomographie comme données d'entrée de modélisation des comportements couplés thermo-hydro-mécaniques des matériaux cimentaires.

Dans ce qui suit, la comparaison des évolutions de résistance est proposée pour chaque diamètre de billes de verre avec l'évolution mesurée expérimentalement. De la Figure 3-18 à la Figure 3-21 sont proposés les cas pour 35% de billes.

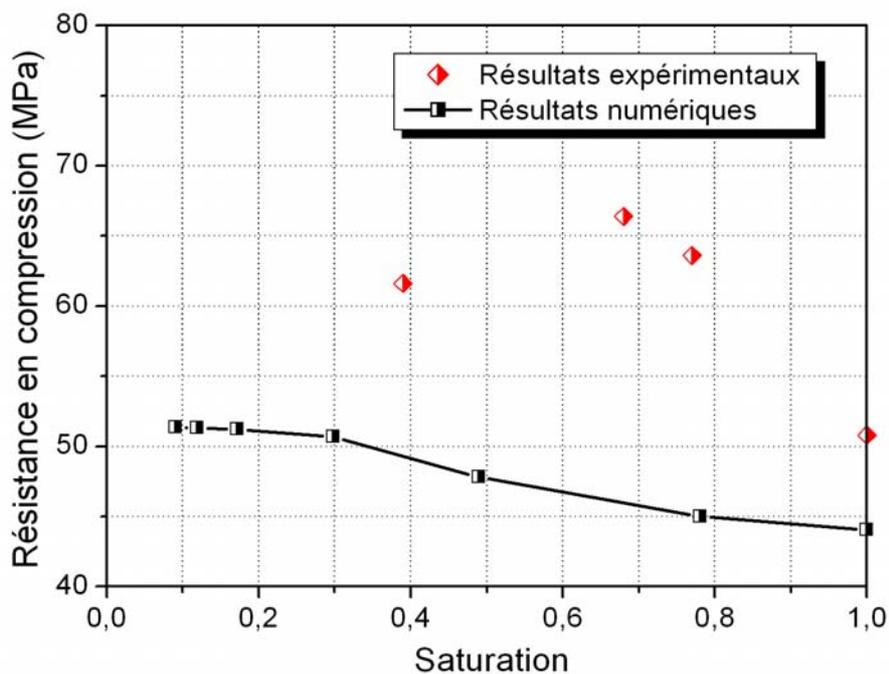


Figure 3-18 Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques, le diamètre des granules est 1mm, 35% granulats.

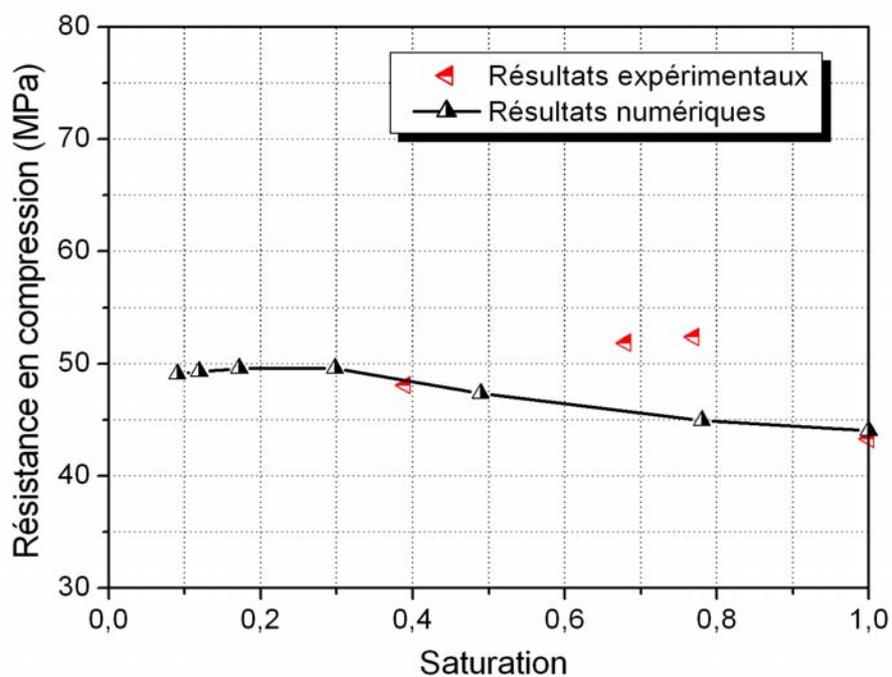


Figure 3-19 Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques, le diamètre des granules est 2mm, 35% granules.

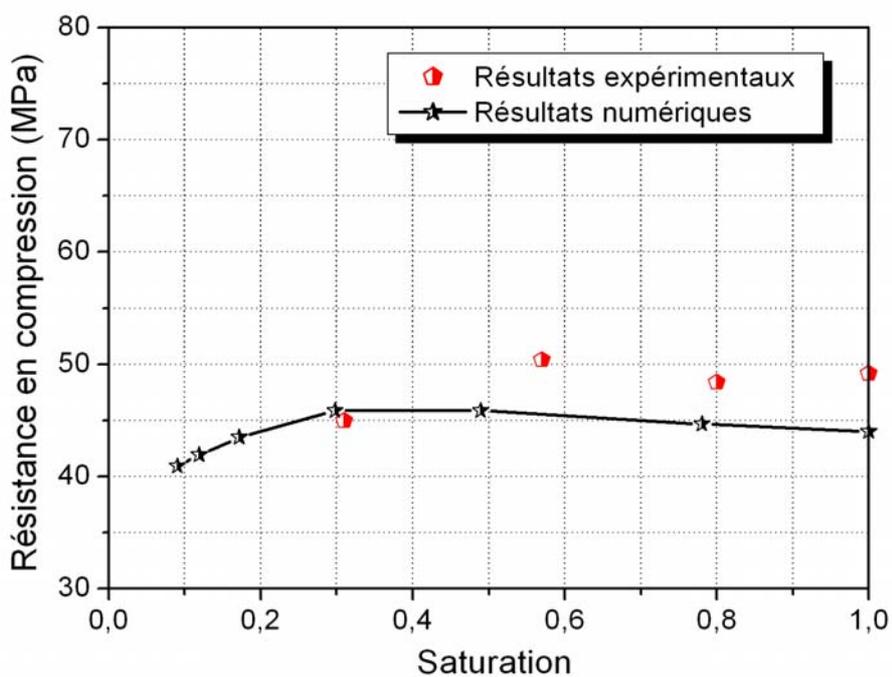


Figure 3-20 Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques, le diamètre des granules est 4mm, 35% granules.

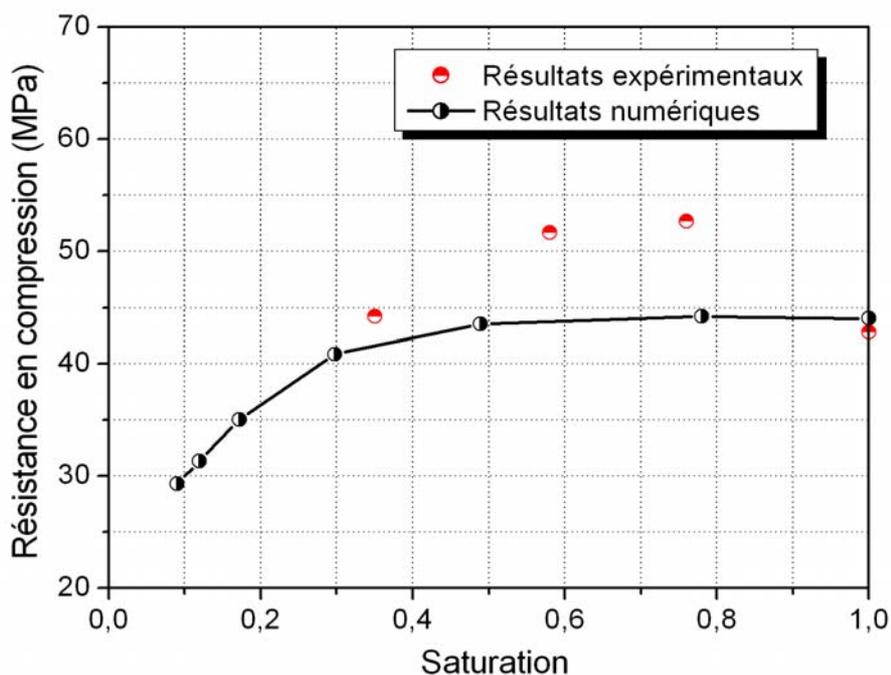


Figure 3-21 Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques, le diamètre des granulats est 6mm, 35% granulats.

Dans le cas du diamètre du granulat est égal à 1 mm (Figure 3-18), les résultats numériques sous-estiment les résultats expérimentaux. Pour les autres diamètres (Figures 3-22 à 3-24), les prédictions sont bien meilleures. On peut en conclure que l'endommagement hydrique est surestimé pour le plus petit des diamètres, ce qui nous conduira à affiner le modèle d'endommagement hydrique quand plus de données microtomographiques seront disponibles.

La Figure 3-22 à la Figure 3-25 montrent le cas 59% granulats.

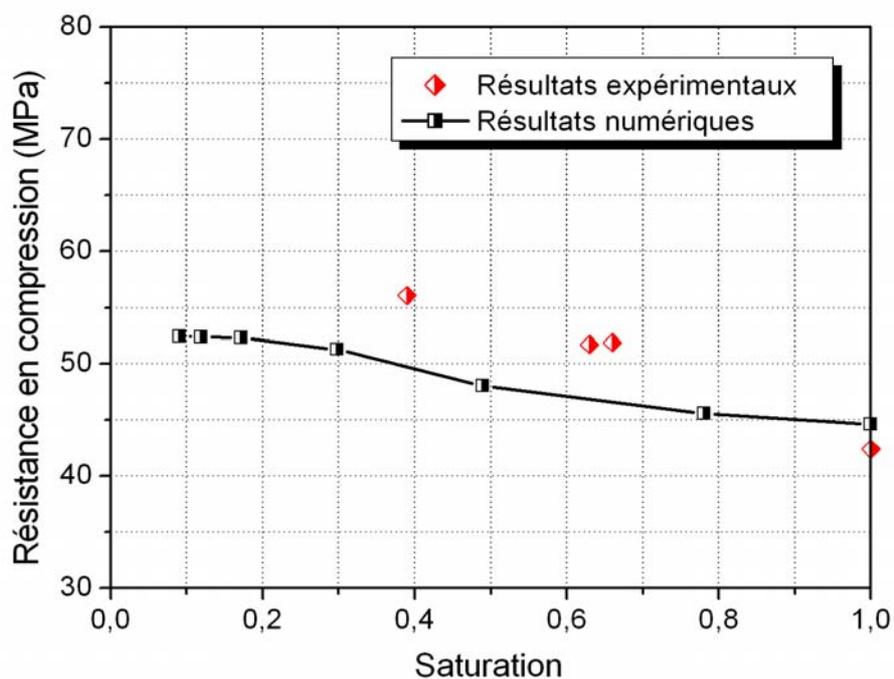


Figure 3-22 Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques, le diamètre des granulats est 1mm, 59% granulats.

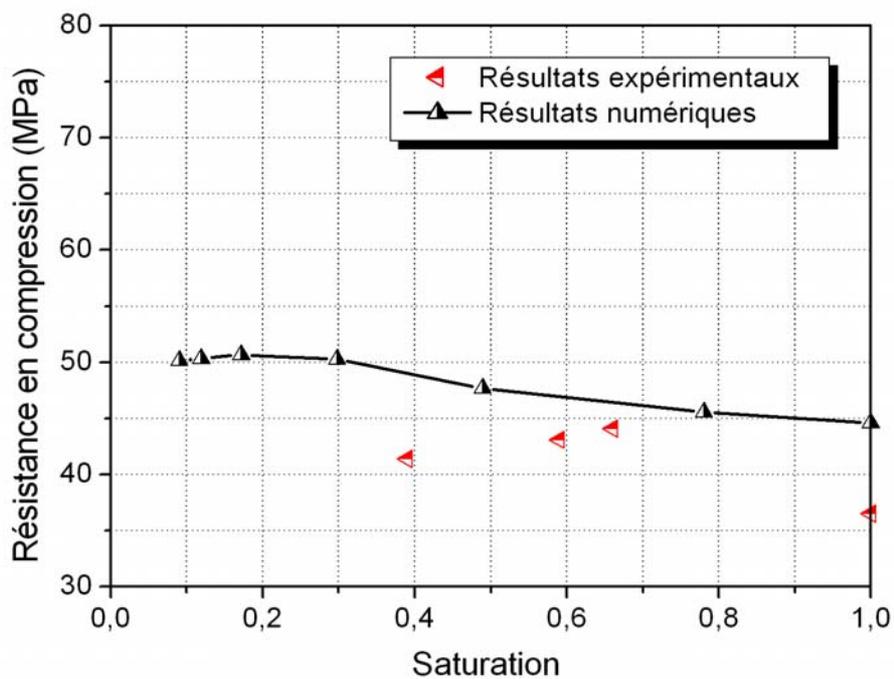


Figure 3-23 Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques, le diamètre des granulats est 2mm, 59% granulats.

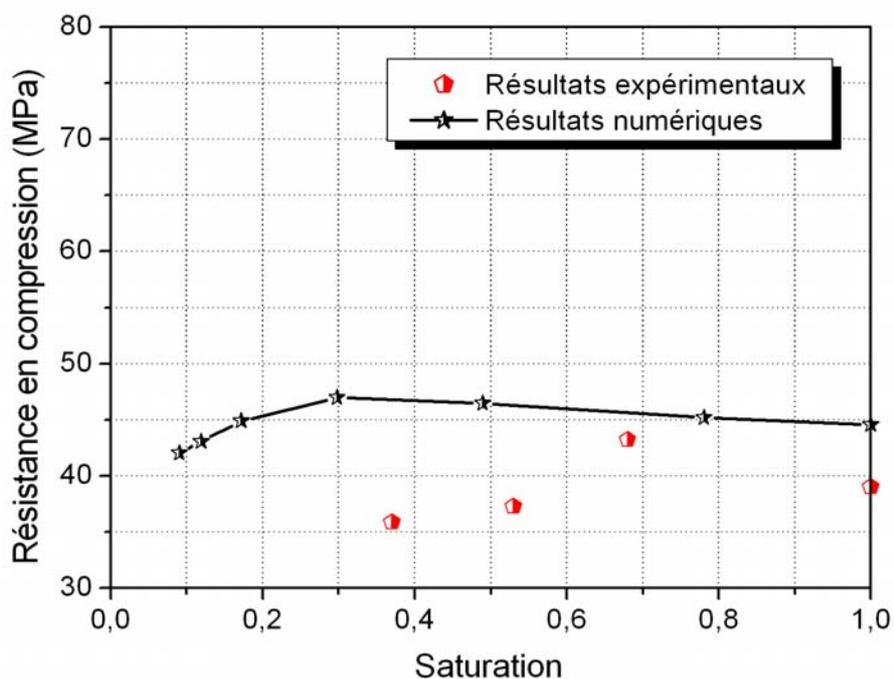


Figure 3-24 Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques, le diamètre des granulats est 4mm, 59% granulats.

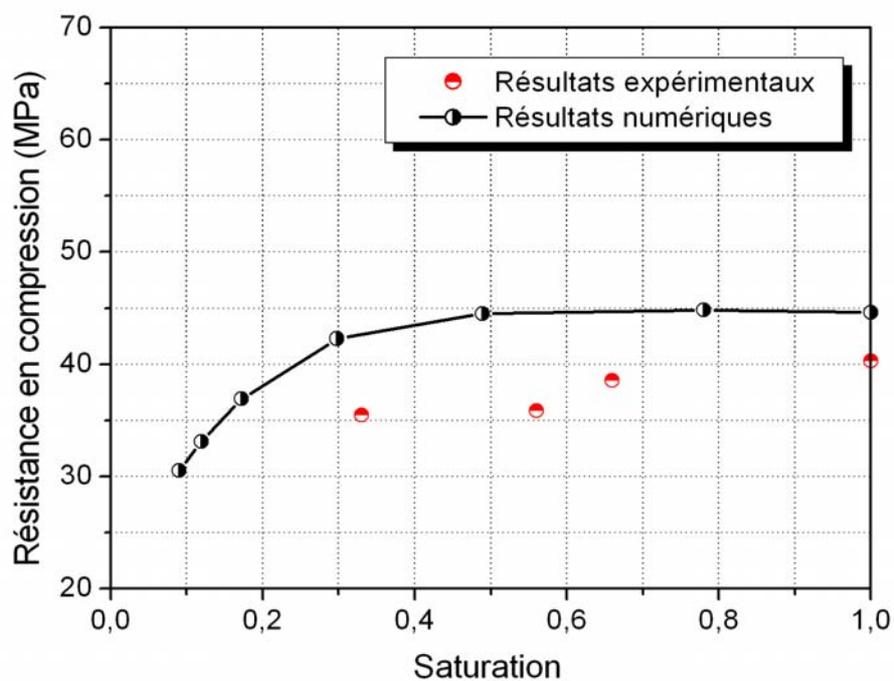


Figure 3-25 Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques, le diamètre des granulats est 6mm, 59% granulats.

Cette fois-ci, les comparaisons entre simulations numériques et résultats expérimentaux sont plus favorable en termes de prédiction au diamètre 1 mm, tandis que les évolutions pour les diamètres 2, 4 et 6 mm surestiment les résistances. Notons ici qu'aucune différenciation n'est faite au niveau du modèle sur la fraction volumique de billes, et ce faute de résultats issus de l'analyse microtomographique. Il est clair que ceci sera également à intégrer dans le modèle lors de développements futurs. Dans les calculs proposés ici, la fraction volumique de billes prise en compte est de 35 %. Notons d'ailleurs que la fraction volumique supérieure (59 %) devrait conduire à un volume de fissuration induite par le séchage plus importante, donc un endommagement hydrique plus fort conduisant à des résistances plus faibles en compression. Ceci est en accord avec la physique puisque, à diamètre de bille constant, le retrait de la matrice cimentaire sera d'autant plus empêché que la fraction volumique d'inclusions rigides est importante, conduisant à un dépassement de la déformation seuil en traction de la matrice cimentaire. Toutefois il doit exister un seuil en termes de diamètre des inclusions, qui conduirait à ne pas avoir de fissuration car il y aurait des inclusions suffisamment petites et réparties que le potentiel de rétractation de la matrice ne serait pas dépassé. Ce phénomène est dual de l'effet pessimum en alcali-réaction pour lequel le fait d'avoir de la silice réactive répartie finement dans la matrice cimentaire conduit à un gonflement maximal.

Conclusion

Dans le cadre de la mécanique des milieux poreux partiellement saturés, nous avons présenté dans ce chapitre les modélisations des essais de compression sur des échantillons soumis au séchage, par la méthode des éléments finis. Nous avons ajouté l'influence de la taille des granulats du béton dans les modélisations, en intégrant des données issues de mesures microtomographiques de volume de fissuration induites par le séchage.

Les résultats de modélisations numériques ont été comparés avec les données expérimentales. On a obtenu de très bonne concordance entre les modélisations et les données expérimentales macroscopiques. Le modèle proposé semble être capable de décrire les principaux aspects observés. Toutefois, des améliorations nécessaires ont été identifiées, en particulier l'effet de la concentration en granulats, et devront faire l'objet de prochains travaux.

Dans le chapitre suivant, nous allons présenter les capacités du modèle à être utilisé dans le calcul d'une structure soumise à une variation de teneur en eau.

Chapitre IV Utilisation du modèle d'endommagement hydrique dans le cas d'un tuilage de dalle dû au séchage

Introduction

Dans le chapitre III, nous avons proposé de développer un modèle d'endommagement hydrique isotrope, de calculer les paramètres nécessaires et de comparer les résultats des calculs de la résistance, en fonction du séchage, aux résultats expérimentaux.

Afin d'évaluer les possibilités du modèle à rendre compte du comportement des matériaux cimentaires en cours de séchage, on se propose ici de montrer les capacités du modèle dans le cas d'un calcul de structure appliqué à une dalle en cours de séchage (Georgin et al. 2008). Nous montrerons comment le modèle peut prendre en compte les particularités du matériau cimentaire (diamètre du granulat en particulier) pour prédire au mieux les évolutions thermo-hydro-mécaniques de la structure en cours de séchage. Enfin, les résultats de prédiction sont comparés qualitativement et quantitativement avec quelques données expérimentales. Des commentaires sont effectués sur les résultats de prédiction numérique montrant les capacités du modèle pour la prise en compte de la dessiccation et de l'évolution des propriétés mécaniques dans les calculs prédictifs d'ouvrage en béton.

IV.1 Résultats expérimentaux issus des travaux de (Georgin et al. 2008)

IV.1.1 Campagne expérimentale menée

L'objectif des travaux de Jean-François Georgin (Georgin et al. 2008) était de

comparer les évolutions dimensionnelles d'une dalle en cours de séchage, faite de différents matériaux cimentaires. Le choix de trois matériaux pour étudier cette structure a été fait:

- Un mortier à base de Ciment Portland CEMI 52,5(OPC)
- Un mortier à base de Ciment de sulfoalminate de Calcium (CSA)
- Un mortier à base de Ciment de sulfoalminate de Calcium additionné d'un agent anti-retrait de type polyol (CSA+polyol)

Les matériaux proposés sont très similaires à des mortiers normaux (squelette granulaire identique) pour lesquels le rapport Eau/Ciment (E/C) aurait été augmenté. Ici il est égal à 1 pour les mortiers de ciment CSA, et égal 1,06 pour le mortier de ciment Portland. Ce choix d'un très fort E/C permet de mettre en avant le rôle majeur de la dessiccation de l'eau dans les déformations différées des dalles expérimentales. Cette expérimentation se prête donc bien à l'évaluation des capacités de notre modélisation. Toutefois, un petit bémol doit être pointé : les mesures ont été effectuées 24 h après la prise, mettant en avant à la fois le retrait au jeune âge et le retrait de dessiccation. Notre modèle ne considère pas a priori le cas du retrait au jeune âge, mais seulement le retrait de dessiccation après hydratation stabilisée. Toutefois, nous pouvons utiliser cette expérimentation en considérant qu'il y a une forte similitude des phénomènes physiques à l'origine de ces retraits, à savoir la pression capillaire.

Un appareil de mesure spécial a été développé pour simuler le phénomène de tuilage de dalle, permettant la mesure en continu de la masse de la dalle, que l'on montre dans la Figure 4-1 et la Figure 4-2, et il est composé de la façon suivante :

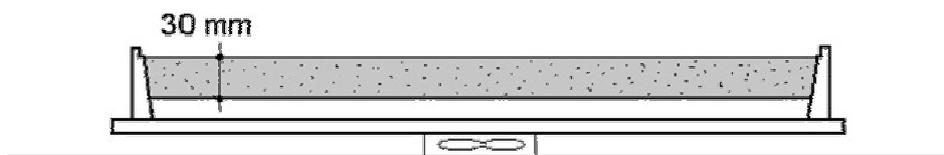


Figure 4-1 Coupe de l'équipement montrant l'échantillon sur la balance.

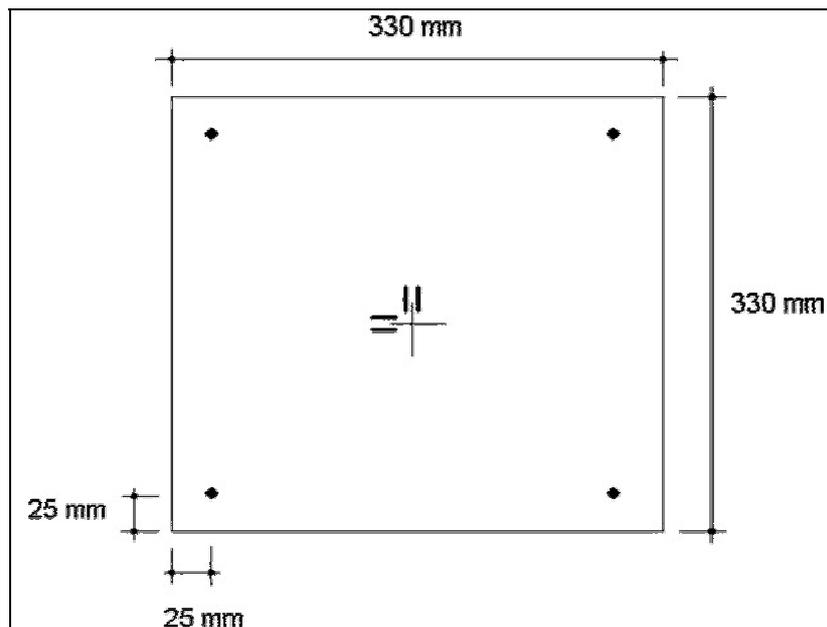


Figure 4-2 Vue supérieure de l'équipement montrant la position des capteurs LVDT : deux pour la mesure de rétrécissement horizontal et quatre pour le déplacement vertical des coins.

Le tuilage de la dalle est principalement dû au gradient d'humidité qui apparaît dans l'épaisseur de la dalle : la surface supérieure sèche et se rétracte, tandis que les régions inférieures sèchent moins, d'où un retrait moins fort (Georgin et al. 2008). Une dissymétrie de déformation apparaît alors conduisant au tuilage (Walker et Holland 1999). Quand cela arrive, les coins et les bords de la dalle sont non soutenus et ont tendance à se casser sous la charge. Le phénomène est particulièrement marquant dans les dalles qui ne sont pas liées à leur appui. Le phénomène entraînant la concavité de la dalle est principalement dû au gradient d'humidité dans l'épaisseur de la dalle, qui entraîne à son tour le rétrécissement différentiel entre le sommet et la base d'un bloc ou d'une dalle. D'un point de vue mécanique, il est donc nécessaire de modéliser le comportement en traction du matériau, car le tuilage de dalle entraînera du retrait empêché, donc de la fissuration. D'un point de vue hydrique, les profils d'humidité dans la dalle doivent être décrits et couplés au modèle mécanique. La modélisation THM proposée au chapitre III doit donc bien s'adapter à ce problème. Nous ne considérerons dans la suite que les résultats obtenus sur mortier de ciment portland.

IV.1.2 Résultats expérimentaux

Les résultats expérimentaux se décomposent principalement en deux points :

1. Un bloc de béton de dimensions $330 \times 330 \times 30 \text{ mm}$ a été coulé dans un moule. Les côtés du moule ont un angle supplémentaire d' 1° pour permettre le déplacement vertical des coins du bloc et du périmètre sans contrainte. Toutes les faces du moule sont traitées au Téflon pour empêcher le béton de coller au moule. Les variations dimensionnelles de la dalle sont mesurées (Figure 4-2).
2. Une balance qui mesure en continu la perte de poids du système entier est utilisée.

Vingt-quatre heures après le coulage de la dalle, le bloc a été équipé de quatre capteurs LVDT verticaux placés dans les coins et qui mesurent le déplacement vertical ; et deux capteurs LVDT horizontaux qui mesurent le rétrécissement au centre du bloc. La précision du LVDT est de 0,5 %. Le moule et l'équipement de mesure sont stockés à 20°C et à 50 % d'humidité relative après le coulage de la dalle. Les données sont enregistrées automatiquement toutes les heures après le coulage. Pendant les premières 24 heures, l'ensemble du dispositif est maintenu à 20°C et 50% humidité relative. On montre la perte en poids de la dalle en fonction du temps de séchage et du type de mortier.

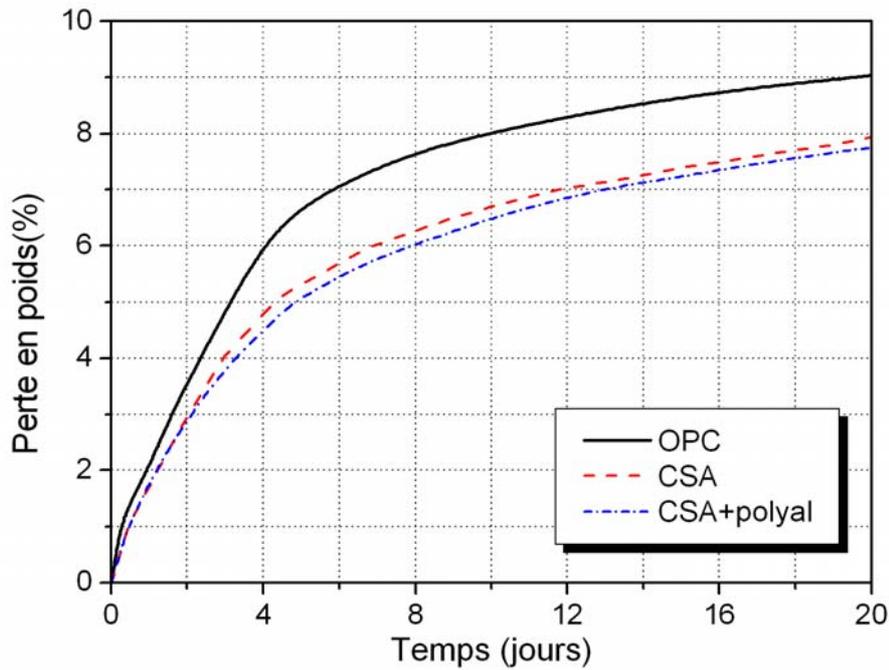


Figure 4-3 Résultats de la perte en poids des dalles en fonction du temps de séchage (Georgin et al. 2008).

Identification des paramètres du matériau

En utilisant la loi de Kelvin, on peut présenter la relation entre la pression capillaire et l'humidité relative :

$$p_{cp} = -\frac{\rho_l RT}{M_v} \ln h \quad (4.1)$$

Ici, R la constante de gaz idéal, M_v la masse molaire de vapeur, T la température absolue, h l'humidité relative, ρ_l la densité massive de liquide, et p_{cp} la pression capillaire.

Dans le chapitre III, nous avons présenté la relation entre la pression capillaire et le degré de saturation :

$$S_{lq} = \left[1 + (x \cdot p_{cp})^y \right]^z \quad (4.2)$$

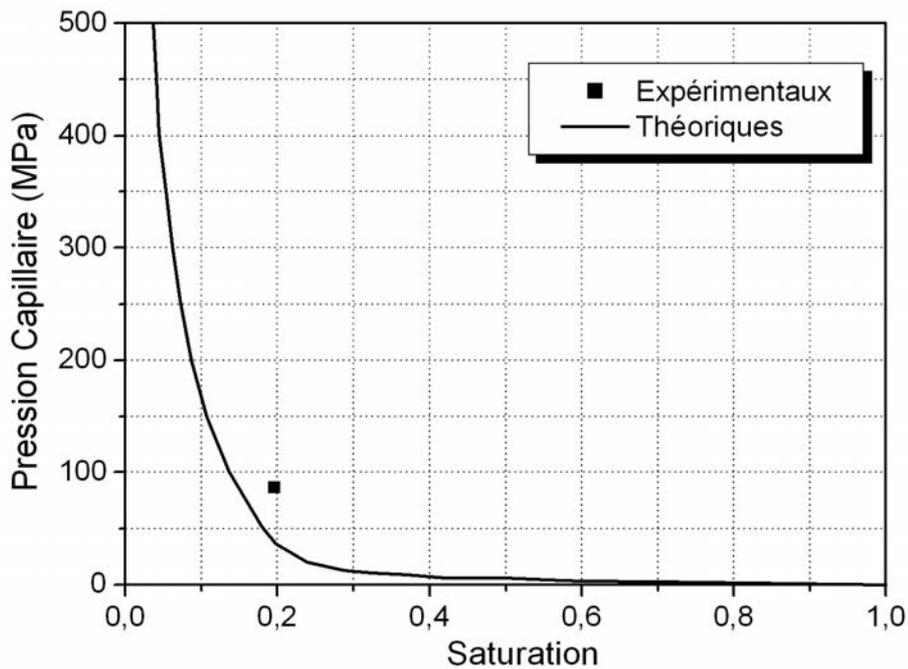


Figure 4-4 Relation entre la saturation et la pression capillaire OPC.

La Figure 4-4 montre la relation entre la saturation et la pression capillaire pour les matériaux. Pour le matériau OPC, les constantes sont $x = 6,07 \times 10^{-9}$, $y = 0,58$, et $z = -3,27$.

Les paramètres utilisés sont tirés des simulations, des essais de Yurtdas (Yurtdas 2003), les pressions liquides correspondantes aux conditions d'humidité sur les deux surfaces sont présentées dans le Tableau 4-4.

IV.2 Simulations numériques associées à la campagne expérimentale

IV.2.1 Présentation de la perte en poids

En appliquant la loi de Darcy à l'écoulement multiphasique dans un milieu poreux partiellement saturé, les vitesses d'écoulement du liquide et du gaz sont décrites par

les relations suivantes :

$$\begin{cases} \frac{\vec{w}_{lq}}{\rho_{lq}} = \frac{k}{\mu_{lq}} k_{lq}^r (-\nabla p_{lq} \vec{g}) \\ \frac{\vec{w}_{gz}}{\rho_{gz}} = \frac{k}{\mu_{gz}} k_{gz}^r (-\nabla p_{gz} \vec{g}) \end{cases} \quad (4.3)$$

\vec{w}_{lq} et \vec{w}_{gz} désignent respectivement le vecteur courant de masse fluide pour le liquide et le gaz, ρ_{lq} et ρ_{gz} la viscosité dynamique de chaque phase. Le paramètre k_0 est la perméabilité intrinsèque du matériau. Les fonctions $k_{lq}^r(S_{lq})$ et $k_{gz}^r(S_{lq})$ représentent les perméabilités relatives au liquide et au gaz, qui dépendent de la saturation en eau. Le mouvement relatif entre la vapeur et l'air sec au sein du mélange gazeux est décrit par la loi de Fick :

$$\begin{cases} \frac{\vec{w}_{vp}}{\rho_{vp}} - \frac{\vec{w}_{da}}{\rho_{da}} = -F_{ic} \nabla C_{vp} \\ \nabla C_{vp} = p_{vp} / p_{gz} \end{cases} \quad (4.4)$$

Le paramètre F_{ic} est le coefficient de Fick, qui est généralement fonction de la porosité, de la pression de gaz, de la température, de la saturation en eau et de la concentration de vapeur.

La conservation de masse pour l'eau (liquide et vapeur) et l'air sec est exprimée par les relations suivantes :

$$\begin{cases} \frac{\partial}{\partial t} (m_{lq} + m_{vp}) = -div(\vec{w}_{lq} + \vec{w}_{vp}) \\ \frac{\partial m_{da}}{\partial t} = -div(\vec{w}_{da}) \end{cases} \quad (4.5)$$

Enfin les équations d'équilibre statique doivent être vérifiées :

$$div(\vec{\sigma}) + \rho_m \vec{g} = 0 \quad (4.6)$$

La perméabilité quantifie l'aptitude d'un matériau à se laisser traverser par un fluide sous gradient de pression totale. La perméabilité apparente dépend des caractéristiques du fluide, du réseau poreux du matériau, de l'état hydrique de l'éprouvette ou de la structure considérée et également de l'état de fissuration.

Des expressions analytiques sont proposées dans la littérature pour exprimer les variations de la perméabilité relative à l'eau (Baroghel-Bouny et al. 1999), (van Genuchten 1980), (Coussy et al. 2001) et au gaz (Abbas et al. 1999), (Villain et al. 2001), (Baroghel-Bouny et al. 2002), (Parrott et Hong 1991) en fonction du degré de saturation. La diminution du degré moyen de saturation en eau conduit à une diminution de la perméabilité à l'eau et à une augmentation de la perméabilité au gaz. Tirées du travail de Mainguy (Mainguy et al. 2001), les fonctions suivantes sont utilisées dans notre travail :

$$\begin{cases} k_{lq}^r = \sqrt{S_{lq}} (1 - (1 - S_{lq}^{1/m})^m)^2 \\ k_{gz}^r = \sqrt{1 - S_{lq}} (1 - S_{lq}^{1/m})^{2m} \end{cases} \quad (4.7)$$

Par ailleurs, d'après les données expérimentales de Yurtdas, on a pris la valeur du paramètre $m = 0,4$ pour aboutir à une bonne corrélation avec les résultats expérimentaux.

La simulation numérique proposée est un calcul à deux dimensions et en déformation plane. La Figure 4-5 présente le domaine géométrique utilisé ainsi que les conditions aux limites utilisées. Le maillage est composé de 400 éléments quadrilatères à 4 nœuds. Du fait que le séchage expérimental s'est déroulé par la face supérieure, le modèle numérique considéré permet un départ d'eau suivant la direction verticale, tandis que la face latérale n'est pas soumise à la dessiccation. Mécaniquement le point C est fixé verticalement (déplacement suivant y est égal à 0), la ligne B-C est fixé horizontalement (déplacement suivant x est égal à 0). Une condition de symétrie hydrique et mécanique est appliquée sur la face B-C représentative du milieu de la structure (Figure 4-5). Cette condition est discutable mais semble la plus proche du processus expérimental.

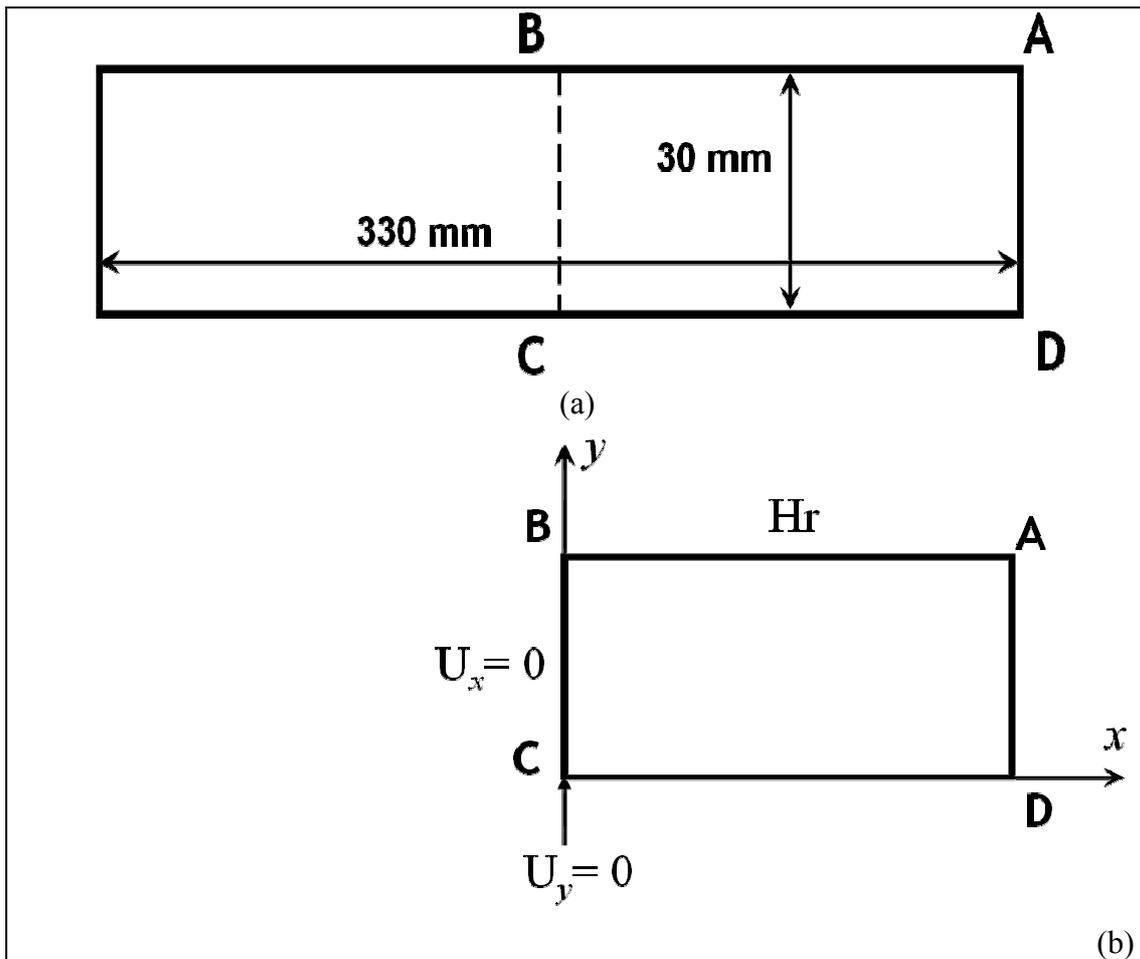


Figure 4-5 Conditions aux limites et chargement pour les simulations numériques.

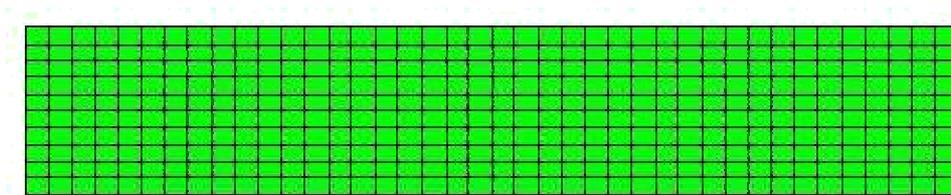


Figure 4-6 Maillage de la structure en calcul par la méthode des éléments finis.

La Figure 4-6 représente le maillage de la structure de calcul (A-B-C-D, Figure 4-5 (b)). Le Tableau 4-1 présente les valeurs proposées du coefficient de Biot dans l'article de (Georgin et al. 2008). On notera qu'il est classique pour le mortier de ciment portland, mais que ses valeurs semblent faibles pour les autres.

Tableau 4-1 Valeurs de coefficient Biot b sur l'essai de flexion trois points sous la dessiccation (Georgin et al. 2008).

	OPC	CSA	CSA+polyol
Coefficient de Biot	0,38	0,3	0,16

L'ensemble des paramètres du calcul est rappelé dans le tableau suivant :

Tableau 4- 2 Paramètres du calcul

Paramètres	E [MPa]	ν	f_{c0}	ξ_d^0 [MPa]	A_1 [E ⁻⁴]	A_2
Valeur	15000	0,19	50	1,0 ^E -3	1,0	0,3
Paramètres	B_1	B_2	B_3 [E ⁻⁵]	c_1	c_2	c_3
Valeur	5,2	5,8	1,5	0,4	0,3	0,15
Paramètres	η_c	a (Hubert 2005)	M_{eau}/M_{solid}	m	k [m ⁻²]	ρ
Valeur	0,75	5,55	0,125	0,4	2 ^E -18	0,17

Ici, E est le module d'Young, ν est le poisson, m est la valeur dans la formule (4.7), k est la perméabilité de matériau, et ρ est la porosité.

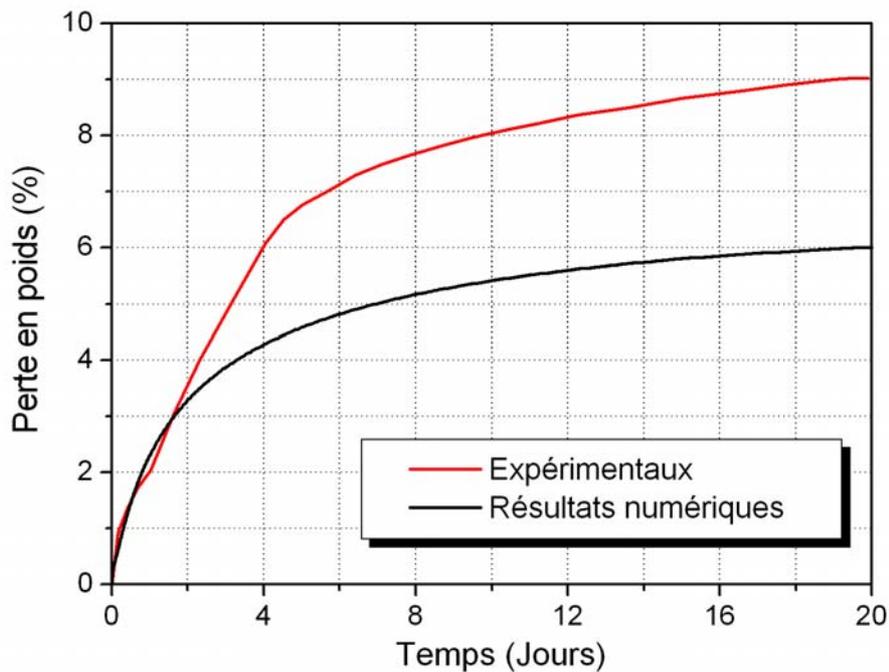


Figure 4-7 Variation de la perte en poids de l'échantillon OPC.

La Figure 4-7 montre les résultats de simulation pour le mortier OPC : ici est présentée l'évolution de la perte en poids de la dalle en fonction du temps de séchage.

On constate que les résultats numériques donnent des pertes en eau plus faibles que les résultats expérimentaux, en grande partie parce que la porosité du matériau est trop faible. En effet celle-ci a été mesurée par la méthode MIP (Mercury Intrusion Porosimetry). En se basant sur les travaux de Krus (Krus et al. 1997), on sait que la porosité mesurée par la méthode MIP est plus petite que la porosité réelle mesurée par intrusion de liquide. Le tableau suivant montre la comparaison entre la méthode MIP et la méthode de porosité accessible à l'eau (PAE), et ce pour différents ciment et différents E/C :

Tableau 4-3 Porosité pour les cinq types des ciments pâtes (Krus et al. 1997).

Ciment pâte	Porosité (MIP)	Porosité (PAE)
OPC, E/C=0,35	15%	36%
OPC, E/C=0,2	7,6%	27%
OPC, E/C=0,45	24%	44%
OPC(30%)+slag(70%), E/C=0,35	9%	39%
OPC, E/C=0,6	29%	50%

N'ayant pas une connaissance suffisante de la porosité réelle des matériaux étudiés, nous avons choisie la porosité est égale à 25%, de telle manière à reproduire au mieux les résultats obtenus en perte en poids. La Figure 4-7 est ainsi modifiée pour obtenir la Figure 4-8. On constate alors une très bonne adéquation entre la simulation et les résultats expérimentaux, tant en cinétique qu'en valeur asymptotique : le modèle hydrique est donc apte, malgré la limitation notée précédemment sur le fait que la maturation n'est pas terminée.

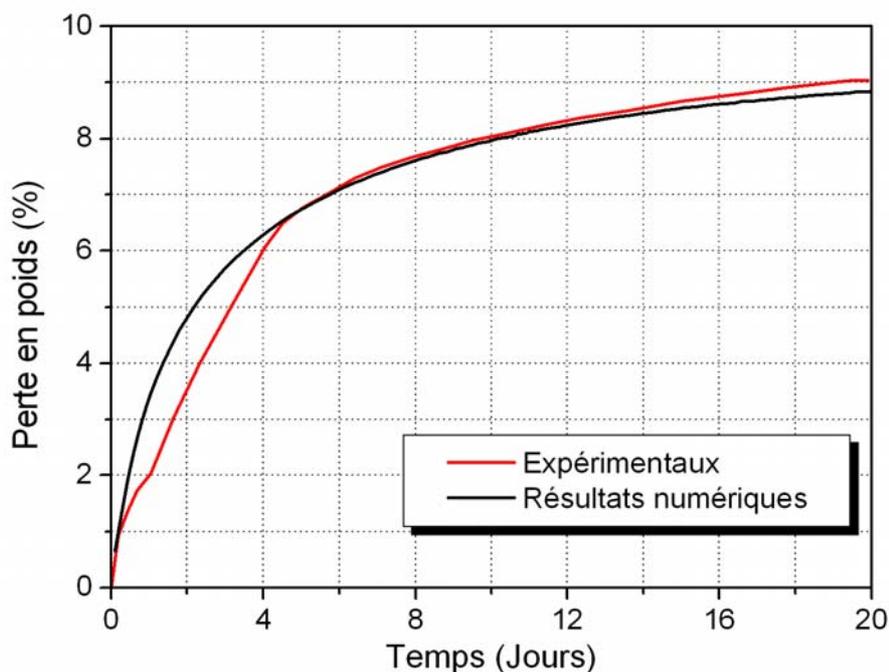


Figure 4-8 Variation de la perte en poids de l'échantillon OPC en fonction du temps de séchage.

IV.2.2 Analyses des résultats de simulation

L'évolution du déplacement vertical obtenu par le calcul est comparée à la valeur moyenne du déplacement mesuré aux quatre coins de la dalle (sur le point D, Figure 4-5). Le résultat de cette simulation est proposé Figure 4-9 en fonction du temps de séchage. On constate cette fois-ci que sur la valeur asymptotique du déplacement est bien reproduite par le modèle. La phase dormante constatée lors des 4 premiers jours n'est pas du tout reproduite. Ceci peut s'expliquer de différentes façons : cette phase dormante peut résulter d'une adhérence entre le moule et la dalle ; le modèle surestime la pression capillaire initiale et donc le retrait induit, lorsque la teneur en eau des matériaux est encore élevée ; enfin cette phase dormante peut résulter d'une fissuration de peau précoce qui contrecarre le tuilage. Dès lors le modèle ne prend pas en compte ce dernier phénomène qui est fortement lié à la structuration du ciment en cours d'hydratation. Ici, les diamètres de granulats sont 1mm, 2mm, et 4mm.

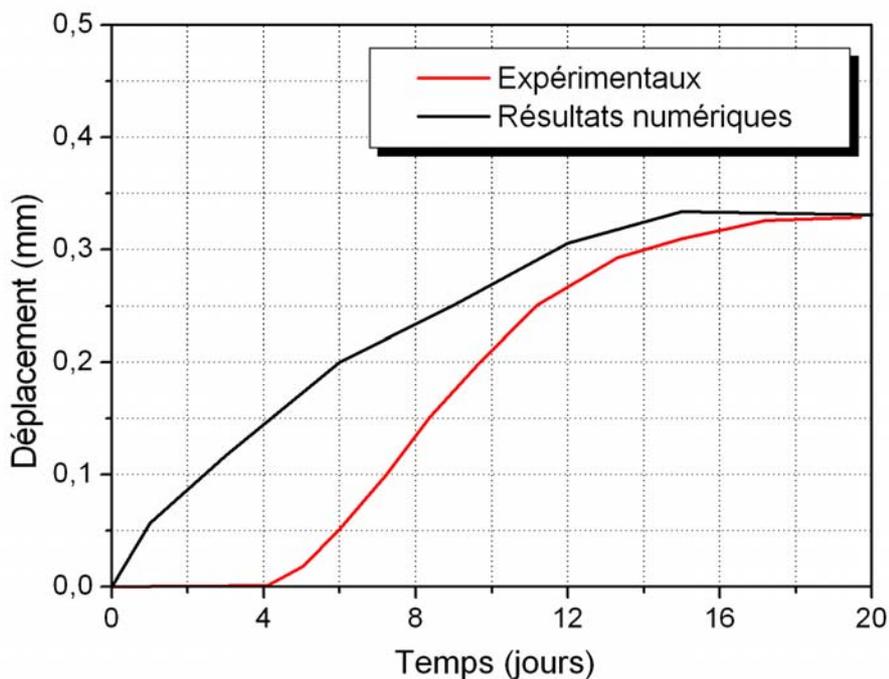


Figure 4-9 Déplacement mesuré aux quatre coins de la dalle.

La Figure 4-10 montre la comparaison des retraits de dessiccation (sur la ligne A-D, Figure 4-5) entre le résultat expérimental et le résultat numérique, fonction du temps. Comme nous l'avons vu précédemment, la phase dormante du retrait de dessiccation n'est pas du tout captée par le modèle, ni la valeur asymptotique du celui-ci. Encore une fois, la fissuration initiale est mal prise en compte malgré le modèle d'endommagement hydrique et mécanique. La compétition entre l'effet bénéfique de la maturation et la fissuration induite par le séchage n'est clairement pas captée par le modèle. Au-delà de cette phase, les cinétiques sont très semblables entre expérimentation et modélisation. La valeur prédite du retrait de dessiccation est donc dans ce cas surestimé.

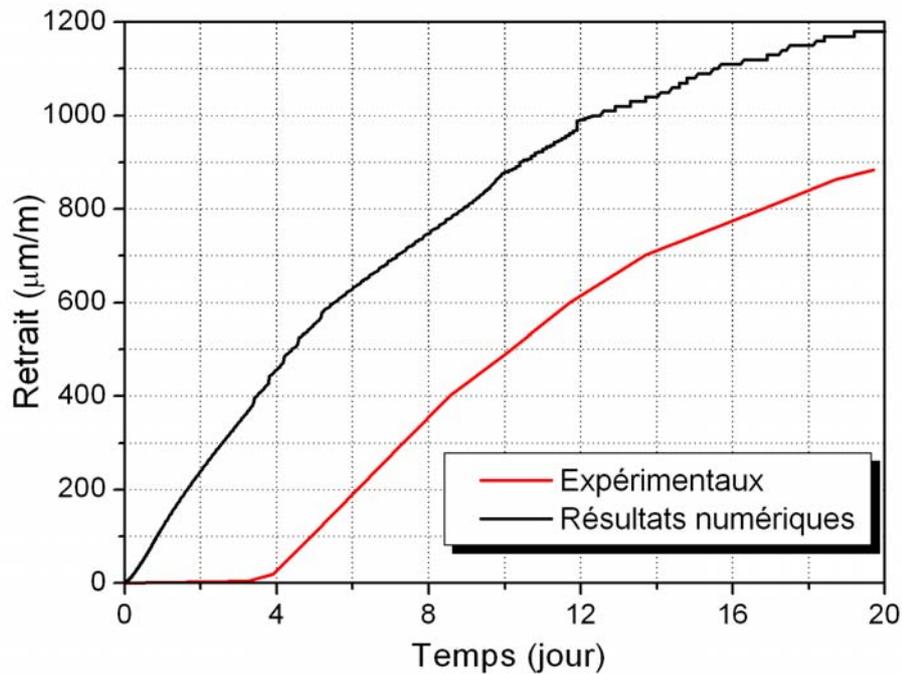


Figure 4-10 Retrait dessiccation sur la ligne A-D.

La Figure 4-11 expose les profils du degré de saturation (sur la ligne B-C, Figure 4-5) en fonction de la position sur la hauteur et du temps de séchage au milieu de la dalle. Comme attendu les degrés de saturation diminuent progressivement en fonction du temps, et sont plus faibles en peau qu'à cœur. Les paramètres utilisés des simulations sont calés en partie sur les essais de Yurtdas (Yurtdas 2003) qui avait réalisé des essais sur mortier normal. Les pressions liquides correspondantes aux conditions d'humidité sur les deux surfaces sont présentées dans le Tableau 4-4.

Tableau 4-4 Pressions liquides appliquées sur les surfaces en séchage.

Hr(%)	Pression liquide [MPa]
5	405
10	312
20	219
40	125
60	70
80	30
90	14

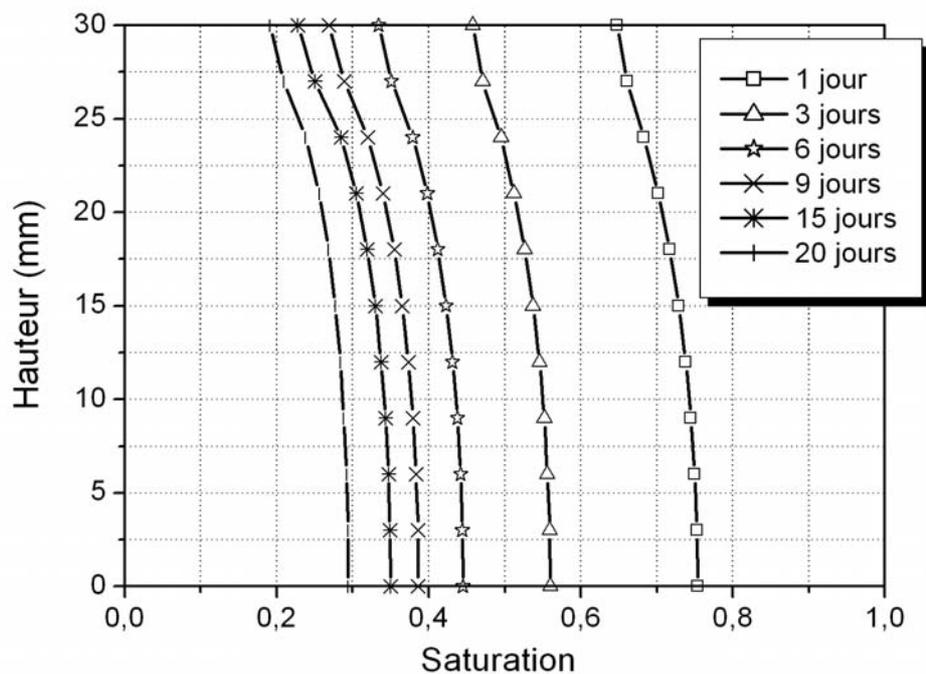


Figure 4-11 Evolution du degré de saturation en fonction du temps à mi-longueur de la structure (ligne B-C, Figure 4-5).

On peut noter une très faible valeur de saturation sur la Figure 4-11. Ceci provient du fait que le matériau utilisé possède un E/C très élevé, impliquant une porosité forte et une perméabilité très élevée.

La Figure 4-12 présente l'évolution de l'endommagement en fonction du temps, suivant la hauteur, au milieu de la structure (sur la ligne B-D), sans l'influence de l'endommagement hydrique. Au cours du séchage, la surface soumise au séchage est beaucoup plus endommagée que l'intérieur.

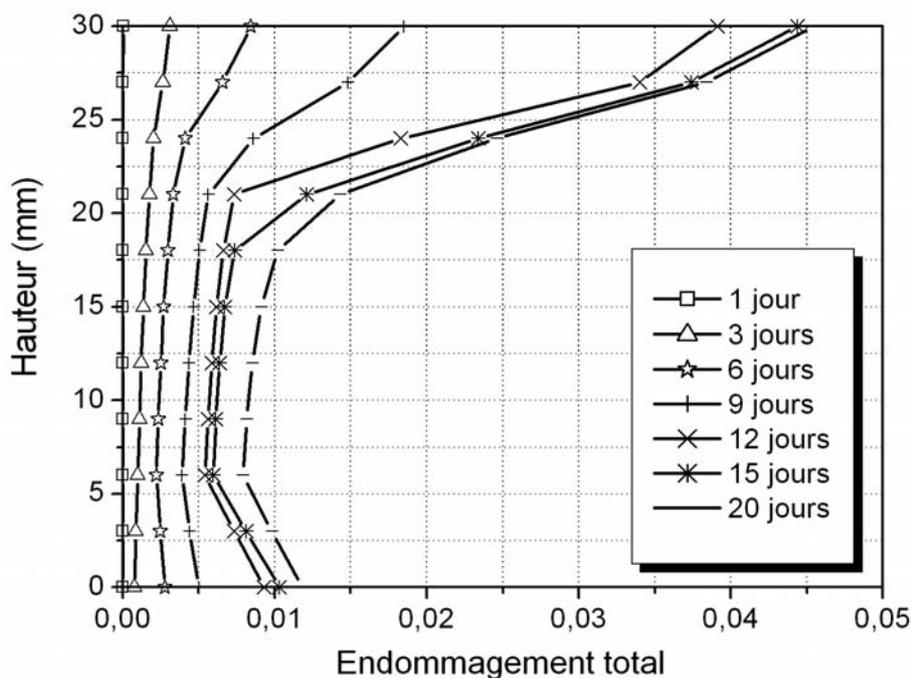


Figure 4-12 Evolution de l'endommagement en fonction du temps à la mi-longueur (ligne B-C).

En utilisant la modélisation proposée au chapitre précédent, rappelé formule (4.8), on peut obtenir des résultats différents quand le diamètre des granulats de la structure est différent.

$$d_h = const \cdot \langle S_{\min} - 1 \rangle \cdot f(\phi) \quad (4.8)$$

Ici, on utilise la même fonction qu'au chapitre précédent faute de données expérimentales.

$$f(\phi) = -1,46543 + 1,96806 \left[\frac{(V_{\max})_{\phi}}{(V_{\max})_{\phi_{\max}}} \right] \quad (4.9)$$

On peut faire la comparaison de l'endommagement total et hydrique entre les différentes tailles des granulats.

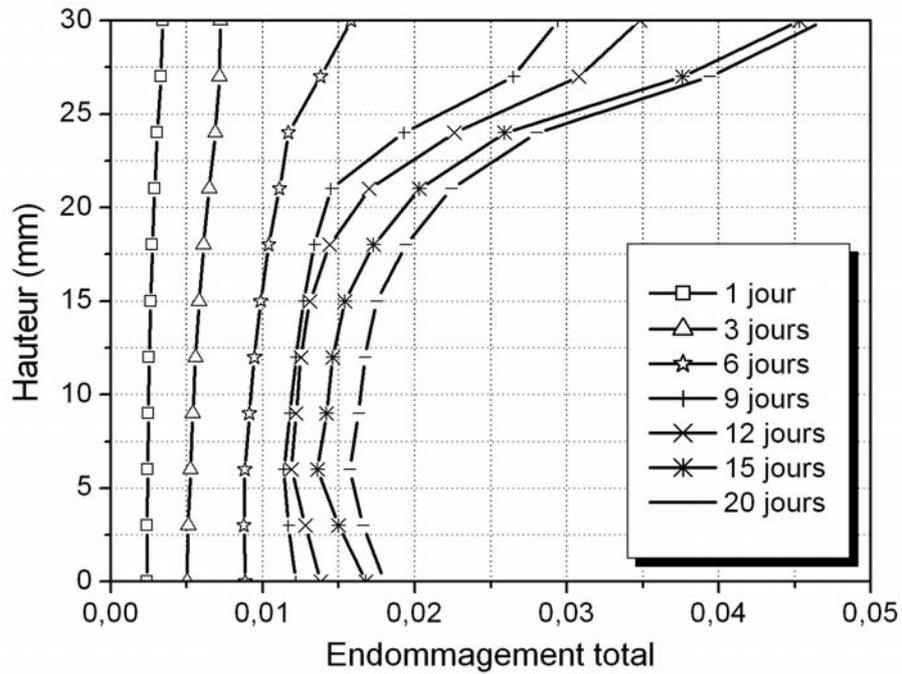


Figure 4-13 Evolution de l'endommagement en fonction du temps à la mi-longueur (ligne B-C), diamètre des granulats est 1mm.

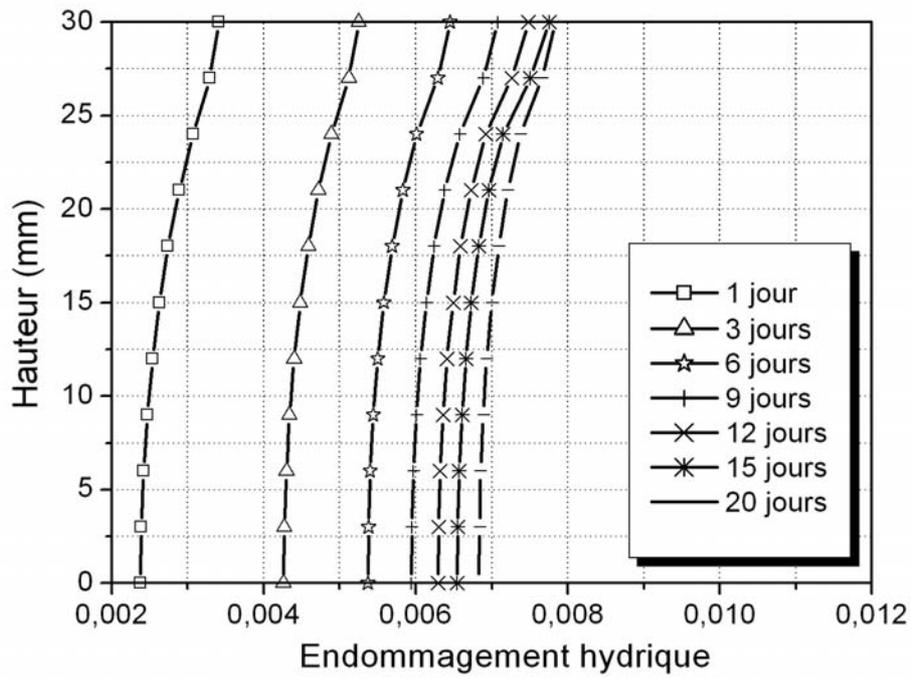


Figure 4-14 Evolution de l'endommagement hydrique en fonction du temps à la mi-longueur (ligne B-C), diamètre des granulats est 1mm.

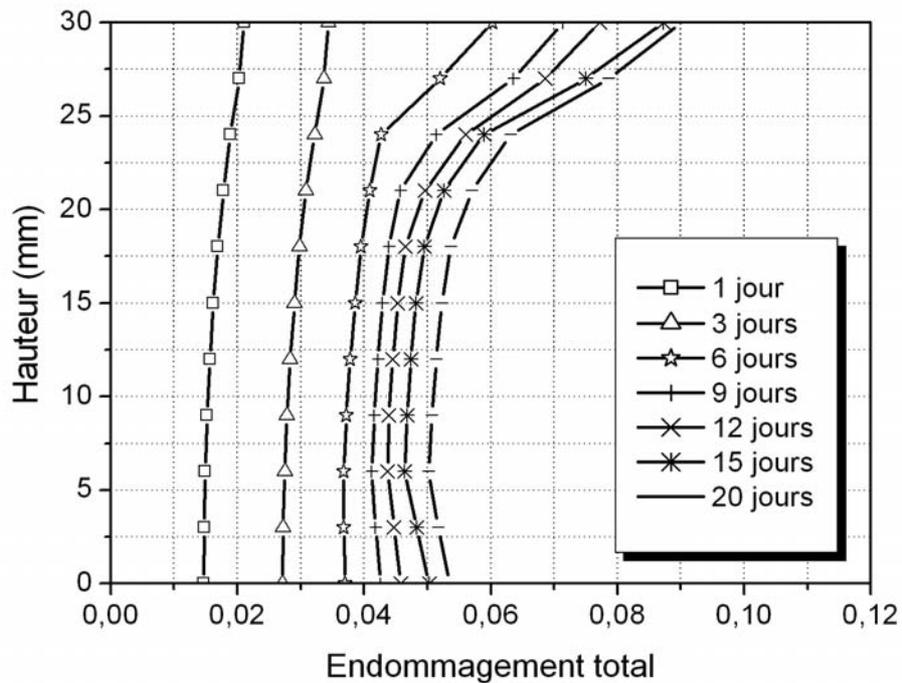


Figure 4-15 Evolution de l'endommagement en fonction du temps à la mi-longueur (ligne B-C), diamètre des granulats est 2mm.

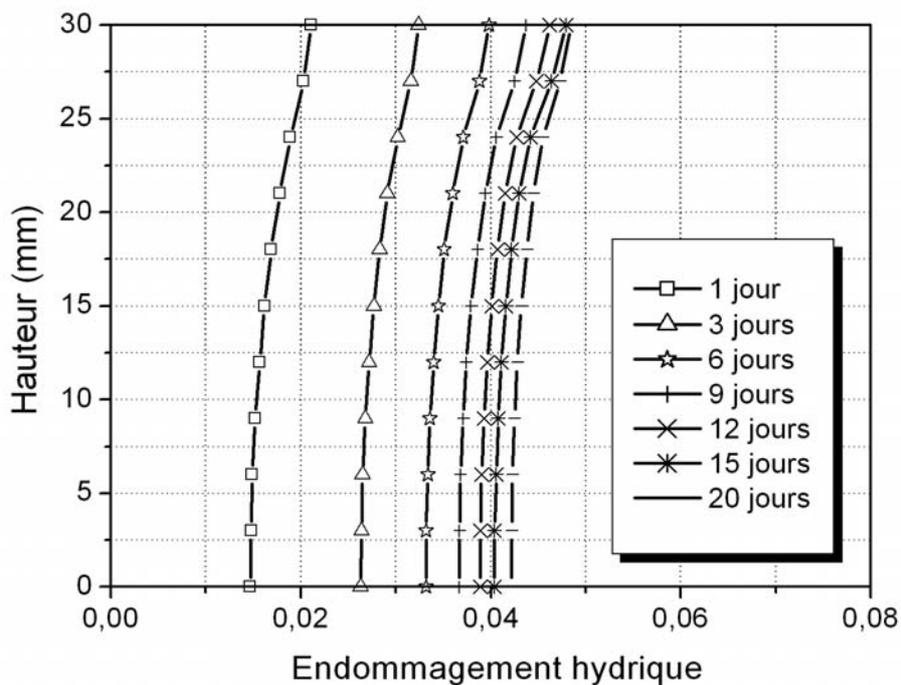


Figure 4-16 Evolution de l'endommagement hydrique en fonction du temps à la mi-longueur (ligne B-C), diamètre des granulats est 2mm.

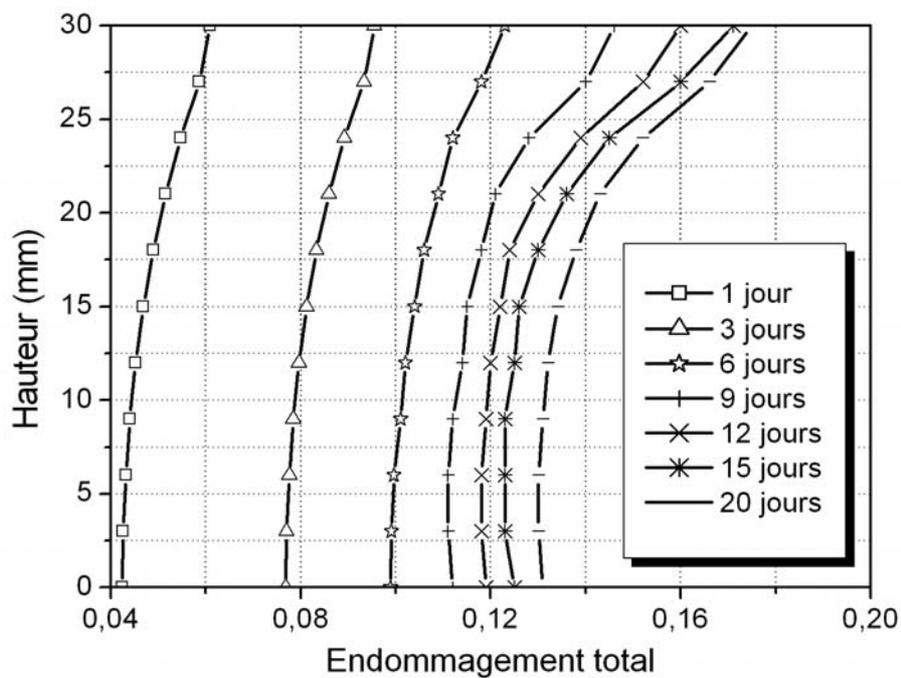


Figure 4-17 Evolution de l'endommagement en fonction du temps à la mi-longueur (ligne B-C), diamètre des granulats est 4mm.

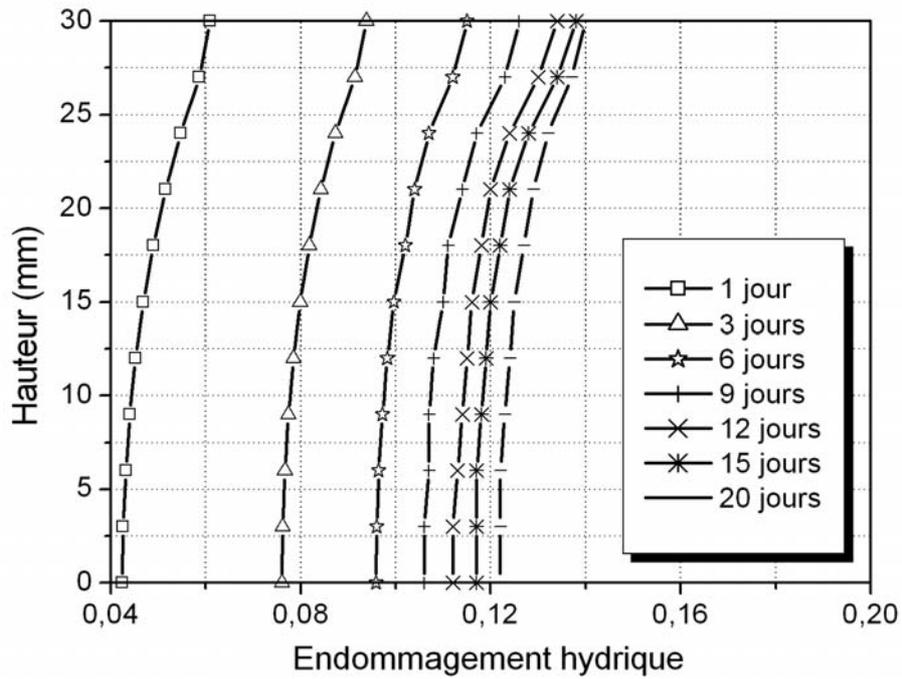


Figure 4-18 Evolution de l'endommagement hydrique en fonction du temps à la mi-longueur (ligne B-C), diamètre des granulats est 4mm.

Au bout de vingt jours, on compare les 4 cas suivants :

1. sans endommagement hydrique
2. diamètre des granulats est égal à 1mm
3. diamètre des granulats est égal à 2mm
4. diamètre des granulats est égal à 4mm

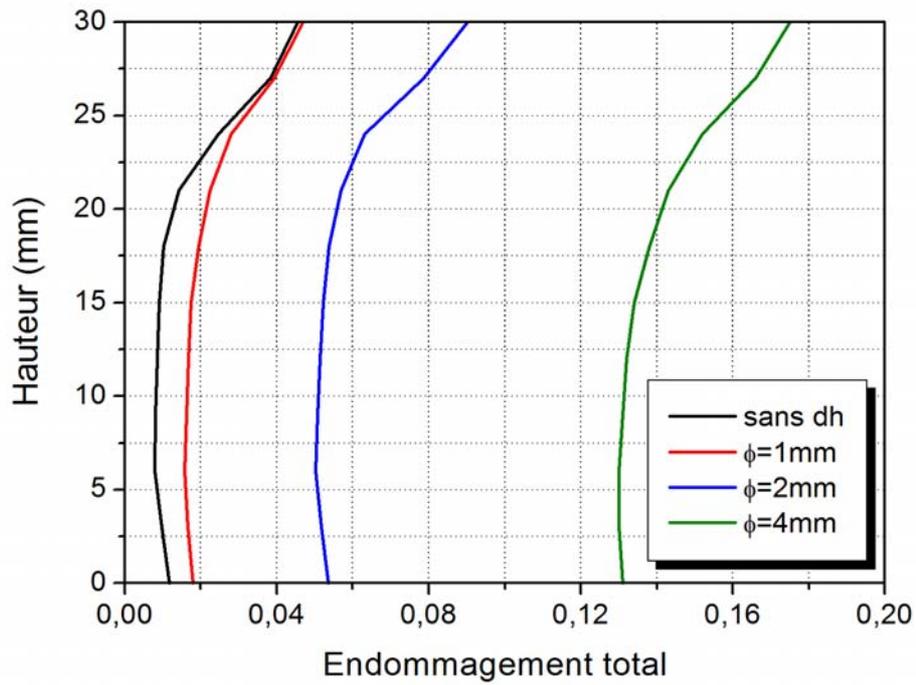


Figure 4-19 Comparaison d'endommagement total (ligne B-C).

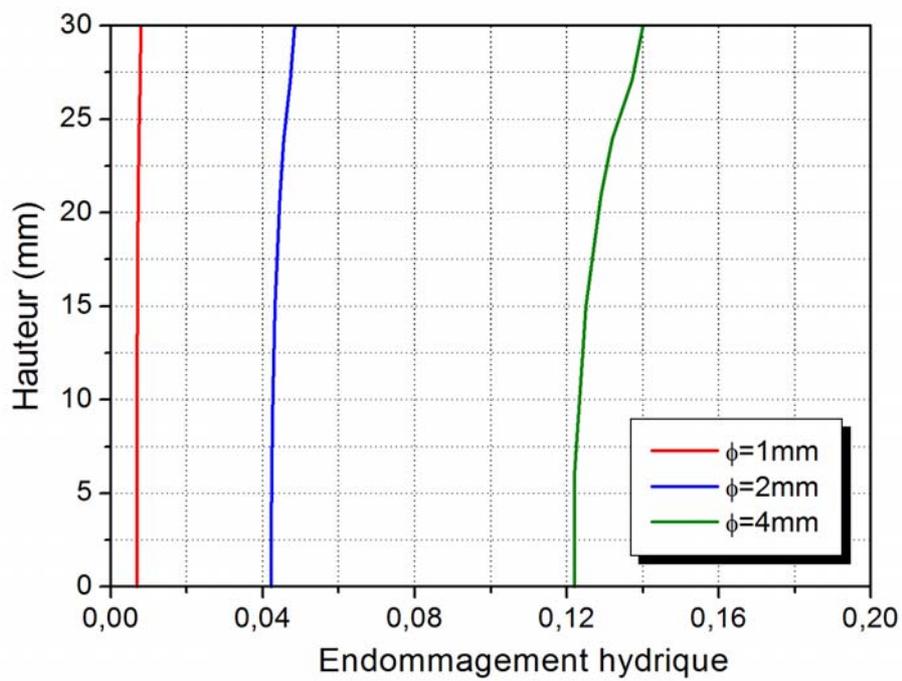


Figure 4-20 Comparaison d'endommagement hydrique (ligne B-C).

Dans le cas où le diamètre des granulats est égal à 1mm, l'endommagement total se rapproche plus de la courbe sans endommagement hydrique. C'est-à-dire que plus la taille des granulats est grande, plus grand est l'endommagement de la structure. En se basant sur les formules (4.8) et (4.9), la taille des granulats joue un rôle important dans l'endommagement hydrique. La Figure 4-20 montre la tendance de l'endommagement hydrique dans au vingtième jour. Notons que dans un futur travail, nous pourrions relier cet endommagement total à l'évolution des propriétés de transfert des matériaux cimentaires, pour mieux prédire leur évolution au cours du séchage.

Conclusion

Le modèle proposé au chapitre III a été appliqué pour étudier les évolutions THM d'une dalle de mortier soumise au séchage. Les simulations numériques réalisées ont montré que le modèle est capable de bien appréhender l'essentiel des comportements liés au tuilage d'une dalle en cours de dessiccation. La prédiction de l'endommagement en fonction du diamètre du granulat montre qu'un effet marqué de l'endommagement hydrique apparaît lorsque le diamètre du granulat augmente.

Conclusions générales et Perspectives

Cette étude a été consacrée à la modélisation de l'évolution du comportement du couplage mécanique et hydrique d'un matériau cimentaire soumis à une dessiccation, et ce dans le cadre général de la thermodynamique des milieux poreux partiellement saturés.

Dans le premier temps, les principales caractéristiques des matériaux cimentaires ont été présentées. Ensuite, en se basant sur la Microtomographie des Rayons X, on a étudié les détails de la microstructure complète de différents composites ciment – billes de verre. Une quantification des microfissures dues au séchage a été proposée au moyen des fonctions de Minkowski, montrant le rôle essentiel du diamètre des granulats dans l'augmentation du volume de microfissure de séchage.

A partir de ces constatations expérimentales, un modèle couplé d'endommagement mécanique et hydrique est formulé. L'endommagement mécanique est considéré isotrope, il est affecté par les déformations élastiques et plastiques. L'endommagement hydrique est défini comme isotrope, et formulé dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles. Sa loi d'évolution dépend de la teneur en eau locale et du diamètre du granulat. On a fait la comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux. Nous avons conclu que le diamètre des granulats joue un rôle très important sur l'évolution des fissurations dues au séchage.

Le modèle proposé est implanté dans un code de calcul par éléments finis pour prendre en compte globalement le comportement des géomatériaux cohérents en condition saturée et non saturée. Nous avons présenté dans le chapitre III des modélisations des essais de compression sur échantillons soumis au séchage, par la méthode des éléments finis. Nous avons ajouté l'influence de la taille des granulats du

béton dans la modélisation.

La modélisation a été utilisée pour un calcul de structure d'une dalle en cours de séchage et de tuilage, les simulations numériques proposées prouvent que le modèle est capable de rendre compte des effets de la dessiccation sur le comportement mécanique des matériaux à matrice cimentaire.

Les prolongements de ce travail sont nombreux. Les conséquences du séchage sur le comportement mécanique du béton à court et long terme sont importantes. Il conviendra de compléter les expérimentations de microtomographie pour les autres types d'échantillon, par exemple lorsque la proportion des granulats est égale à 59%. On peut également modifier la modélisation d'endommagement hydrique en obtenant plus de données expérimentales, encore manquantes aujourd'hui.

Références bibliographiques

- Abbas, A., Carcasses, M., and Ollivier, J. P. (1999). "Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation." *Materials and Structures*, 32(1), 3-8.
- Acker, P. (1988). *Comportement mécanique du béton: apports de l'approche physico-chimique*, Laboratoire central des ponts et chaussées.
- Alonso, E. E., Gens, A., and Josa, A. (1990). "Constitutive model for partially saturated soils." *Geotechnique*, 40, 405-430.
- Babout, L., Maire, E., Buffière, J. Y., and Fougères, R. (2001). "Characterization by X-ray computed tomography of decohesion, porosity growth and coalescence in model metal matrix composites." *Acta Materialia*, 49(11), 2055-2063.
- Baroghel-Bouny, V. (1994). "Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons," Ecole Nationales des Ponts et Chaussées, Paris.
- Baroghel-Bouny, V., Arnaud, S., Henry, D., Carcasses, M., and Quenard, D. (2002). "Vieillessement des bétons en milieu naturel: une expérimentation pour le XXI^e siècle. III-Propriétés de durabilité des bétons mesurées sur éprouvettes conservées en laboratoire." *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*(241), 13-59.
- Baroghel-Bouny, V., Mainguy, M., and Coussy, O. (1999). "Isothermal drying process in weakly permeable cementitious materials- assessment of water permeability." 59-80.
- Baroghel-Bouny, W., and Godin, J. (2000). "Experimental study on drying shrinkage of ordinary and high-performance cementitious materials." RILEM Publications, 215.
- Baron, J. (1982). *Les retraits de la pâte de ciment*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Baron, J., and Ollivier, J. P. (1992). *La durabilité des bétons*, Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées.
- Bartlett, F. M., and MacGregor, J. G. (1994). "Effect of moisture condition on concrete core strengths." *ACI Materials Journal*, 91(3).
- Baruchel, J. (2000). *X-Ray Tomography in Material Science*, Hermes Science Publications.
- Bazant, Z. P., and Raftshol, W. J. (1982). "Effect of cracking in drying and shrinkage specimens." *Cement and Concrete Research*, 12(2), 209-226.
- Bazant, Z. P., and Wittmann, F. H. (1982). *Creep and shrinkage in concrete structures*, Wiley.
- Benboudjema, F. (2002). "Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales-Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires," Université de Marne la Vallée, Marne la Vallée.
- Bernard, D., Gendron, D., Heintz, J.-M., Bordère, S., and Etourneau, J. (2005). "First direct 3D visualisation of microstructural evolutions during sintering through X-ray computed microtomography." *Acta Materialia*, 53(1), 121-128.
- Biot, M. A. (1941). "General theory of three-dimensional consolidation." *Journal of applied physics*, 12(2), 155.
- Bisschop, J., Pel, L., and van Mier, J. G. M., eds. (2001). *Effect of aggregate size and paste*

- volume on drying shrinkage microcracking in cement-based composites*, Elsevier, Boston.
- Bisschop, J., and Van Mier, J. G. M. (2002). "How to study drying shrinkage microcracking in cement-based materials using optical and scanning electron microscopy?" *Cement and Concrete Research*, 32(2), 279-287.
- Blasquez, I., and Poiraudau, J. F. (2003). "Efficient processing of Minkowski functionals on a 3D binary image using binary decision diagrams." *Journal of WSCG*, 11(1).
- Bloch, I. "Reconstruction d'images de tomographie." *Ecole Nationale Supérieure des Télécommunications, département Traitement du Signal et des Images*.
- Bourgeois, F., Burlion, N., and Shao, J. F. (2002). "Modelling of elastoplastic damage in concrete due to desiccation shrinkage." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 26(8), 759-774.
- Brooks, J. J., and Neville, A. M. (1977). "A comparison of creep, elasticity and strength of concrete in tension and in compression." *Magazine of Concrete research*, 29(100), 131-141.
- Buffière, J. Y., Maire, E., Cloetens, P., Lormand, G., and Fougères, R. (1999). "Characterization of internal damage in a MMCp using X-ray synchrotron phase contrast microtomography." *Acta Materialia*, 47(5), 1613-1625.
- Burlion, N., Bernard, D., and Chen, D. (2006). "X-ray microtomography: application to microstructure analysis of a cementitious material during leaching process." *Cement and Concrete Research*, 36(2), 346-357.
- Burlion, N., Bourgeois, F., and Shao, J. F. (2000). "Coupling damage-drying shrinkage: experimental study and modelling." RILEM Publications, 315.
- Burlion, N., Bourgeois, F., and Shao, J. F. (2005). "Effects of desiccation on mechanical behaviour of concrete." *Cement and Concrete Composites*, 27(3), 367-379.
- Carmeliet, J., and Van Den Abeele, K. (2000). "Poromechanical modelling of shrinkage and damage processes in unsaturated porous media." RILEM Publications, 287.
- Chen, D. (2005). "Modélisation du comportement hydromécanique d'un mortier sous compression et dessiccation," Ecole Polytechnique de Lille, Lille.
- Cloetens, P., Barrett, R., Baruchel, J., Guigay, J. P., and Schlenker, M. (1996). "Phase objects in synchrotron radiation hard x-ray imaging." *JOURNAL OF PHYSICS-LONDON-D APPLIED PHYSICS*, 29, 133-146.
- Coussy, O., Baroghel-Bouny, V., Dangla, P., and Mainguy, M. (2001). "Evaluation de la perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte de masse durant le séchage." *Revue Française de Génie*, 155(5), 269-284.
- Coussy, O., Eymard, R., and Lassabatere, T. (1998). "Constitutive modeling of unsaturated drying deformable materials." *Journal of Engineering mechanics*, 124, 658.
- Coussy, O., and Ulm, F. (1995). *Mechanics of porous continua*, Wiley and Sons, New York.
- Feldman, R. F., and Sereda, P. J. (1968). "A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties." *Materials and Structures*, 1(6), 509-520.
- Georgin, J. F., Ambroise, J., Péra, J., and Reynouard, J. M. (2008). "Development of self-leveling screed based on calcium sulfoaluminate cement: Modelling of curling due to drying." *Cement and Concrete Composites*, 30(9), 769-778.

- Granger, L. (1994). "Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires: analyse et modélisation." *Etudes et recherches des Laboratoires des ponts et chaussées. Série Ouvrages d'art*.
- Hearn, N. (1999). "Effect of Shrinkage and Load-Induced Cracking on Water Permeability of Concrete." *ACI Materials Journal*, 96(2).
- Herman, G. T. (1980). "Image Reconstruction from Projections, the Fundamentals of Computerized Tomography." *Computer Science and Applied Math*.
- Hu, J., and Stroeven, P. (2003). "X-ray absorption study of drying cement paste and mortar." *Cement and Concrete Research*, 33(3), 397-403.
- Hubert, F. X. (2005). "Contribution à L'Etude du Comportement Mécanique des Ouvrages en Béton avec Prise en Compte des Effets de la Dessiccation," Université des Sciences et Technologies de Lille, Lille.
- Hubert, F. X., Burlion, N., and Shao, J. F. (2001). "Consequences of desiccation on mechanical damage of concrete." 223-230.
- Jannin, P., Grova, C., and Gibaud, B. (2001). "Fusion de données en imagerie médicale: revue méthodologique basée sur le contexte clinique." *ITBM-RBM*, 22(4), 196-215.
- Jennings, H. M. (2000). "A model for the microstructure of calcium silicate hydrate in cement paste." *Cement and Concrete Research*, 30(1), 101-116.
- Jennings, H. M. (2004). "Colloid model of C- S- H and implications to the problem of creep and shrinkage." *Materials and Structures*, 37(1), 59-70.
- Jennings, H. M. (2008). "Refinements to colloid model of CSH in cement: CM-II." *Cement and Concrete Research*, 38(3), 275-289.
- Khelidj, A., Loukili, A., and Bastian, G. (1998). "Etude expérimentale du couplage hydro-chimique dans les bétons en cours de maturation: incidence sur les retraits." *Materials and Structures*, 31(9), 588-594.
- Kim, J. K., Han, S. H., and Song, Y. C. (2002). "Effect of temperature and aging on the mechanical properties of concrete Part I. Experimental results." *Cement and Concrete Research*, 32(7), 1087-1094.
- Krus, M., Hansen, K. K., and Künzel, H. M. (1997). "Porosity and liquid absorption of cement paste." *Materials and Structures*, 30(7), 394-398.
- Landis, E. N. (2005). "Damage variables based on three-dimensional measurements of crack geometry." *Strength, Fracture and Complexity*, 3(2), 163-173.
- Landis, E. N., and Nagy, E. N. (2000). "Three-dimensional work of fracture for mortar in compression." *Engineering Fracture Mechanics*, 65(2-3), 223-234.
- Landis, E. N., Nagy, E. N., and Keane, D. T. (2003). "Microstructure and fracture in three dimensions." *Engineering Fracture Mechanics*, 70(7-8), 911-925.
- Lassabatere, T. (1994). "Couplages hydromécaniques en milieu poreux non saturé avec changement de phase," Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Lemaitre, J., and Lippmann, H. (1996). *A course on damage mechanics*, Springer New York.
- Mainguy, M. (1999). "Modèles de diffusion non-linéaires en milieu poreux : applications à la dissolution et au séchage des matériaux cimentaires," Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Mainguy, M., Coussy, O., and Baroghel-Bouny, V. (2001). "Role of air pressure in drying of weakly permeable materials." *Journal of Engineering mechanics*, 127(6), 582-592.

- Mazars, J. (1984). "Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure," Université de Paris 6, Paris.
- Mura, T. (1987). *Micromechanics of Defects in Solids*, Kluwer Academic Pub.
- Natterer, F. (1999). "Numerical methods in tomography." *ACTA NUMERICA*, 107-142.
- Neville, A. M. (2000). *Propriété des bétons*, Eyrolles, Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton.
- Noblet, V. (2006). "Recalage non rigide d'images cérébrales 3D avec contrainte de conservation de la topologie," Université Strasbourg - I, Strasbourg.
- Okajima, T. (1970). "Strength of concrete under combined axial force (compression and tension) and torsional moment." *Trans. Architectural Inst. Jpn*, 178, 1-8.
- Parrott, L., and Hong, C. Z. (1991). "Some factors influencing air permeation measurements in cover concrete." *Materials and Structures*, 24(6), 403-408.
- Pihlajavaara, S. E. (1974). "A review of some of the main results on the ageing phenomena of concrete: effect of moisture conditions on strength, shrinkage and creep of mature concrete." *Cement and Concrete Research*, 4(5), 761-771.
- Pihlajavaara, S. E. (1982). "Estimation of drying of concrete at different relative humidities and temperatures of ambient air with special discussion about fundamental features of drying and shrinkage." *Creep and shrinkage in concrete structures*, 87-107.
- Popovics, S. (1986). "Effect of curing method and final moisture condition on compressive strength of concrete." *ACI*.
- Richardson, I. G. (2008). "The calcium silicate hydrates." *Cement and Concrete Research*, 38(2), 137-158.
- Sadouki, H., and Wittmann, F. H. (2001). "Numerical investigations on damage in cementitious composites under combined drying shrinkage and mechanical load." 95-98.
- Salvo, L., Cloetens, P., Maire, E., Zabler, S., Blandin, J. J., Buffiere, J. Y., Ludwig, W., Boller, E., Bellet, D., and Josserond, C. (2003). "X-ray micro-tomography an attractive characterisation technique in materials science." *Nuclear Inst. and Methods in Physics Research, B*, 200, 273-286.
- Szcześniak, M. (2007). "Analyse d'influence de saturation en l'eau et diamètre des granulats sur composites au matrice cimentaire dans uni axiale et triaxial condition de chargement," Ecole Polytechnique de Lille, France, Lille.
- Szcześniak, M., Burlion, N., and Shao, J. F. (2007). "An experimental study of the roles of water saturation degree and aggregate size in the mechanical response of cement based composites." *FraMCoS-6*, Italie.
- Tennis, P. D., and Jennings, H. M. (2000). "A model for two types of calcium silicate hydrate in the microstructure of Portland cement pastes." *Cement and Concrete Research*, 30(6), 855-863.
- Terrien, M. (1980). "Emission Acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction." *Bulletin de Liaison Labo. Ponts et Chaussées*, 105, 65-72.
- Therrien, J., Bissonneuve, B., and Cloutier, A. (2000). "Early-age Evolution of the mass transfer properties in mortar and its influence upon." *RILEM Publications*, 247.
- Toutlemonde, F. (1994). "Résistance au choc des structures en béton(du comportement du matériau au calcul des ouvrages)," Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

- van Genuchten, M. T. (1980). "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils." *Soil Sci. Soc. Am. J*, 44(5), 892-898.
- Verbeck, G. (1958). "Carbonation of hydrated portland cement." *Cement and Concrete: Papers*, 17.
- Villain, G., Baroghel-Bouny, V., Kounkou, C., and Hua, C. (2001). "Mesure de la perméabilité aux gaz en fonction du taux de saturation des bétons." *Revue française de génie civil*, 5(2-3), 251-268.
- Walker, S., and Bloem, D. L. (1957). "Effects of curing and moisture distribution on measured strength of concrete." Highway Research Board.
- Walker, W. W., and Holland, J. A. (1999). "Design, materials, and construction considerations for reducing the effects of concrete floor curling (warping) and shrinkage." *Industrial Floors*, 99, 171-180.
- White, D. R., Booz, J., Griffith, R. V., Spokas, J. J., and Wilson, I. J. (1989). "Tissue substitute in radiation dosimetry and measurement." *ICRU, Bethesda, MD, ICRU Rep*, 44.
- Wittmann, F. H. (1982). "Creep and shrinkage mechanisms." *Creep and shrinkage in concrete structures*, 129-161.
- Wolfsdorf, T. L., Bender, W. H., and Voorhees, P. W. (1997). "The morphology of high volume fraction solid-liquid mixtures: An application of microstructural tomography." *Acta Materialia*, 45(6), 2279-2295.
- Yurtdas, I. (2003). "Couplage comportement mécanique et dessiccation des matériaux à matrice cimentaire: étude expérimentale sur mortiers," Université des Sciences et Technologies de Lille et de l'Ecole Centrale de Lille, Lille.
- Yurtdas, I., Burlion, N., and Skoczylas, F. (2004). "Triaxial mechanical behaviour of mortar: Effects of drying." *Cement and Concrete Research*, 34(7), 1131-1143.

Annexe au Chapitre II

Tableau 2-1 Points correspondants entre V_0 et V_2

Points références (Points_0)		Points corespondants (Points_48)	
Coordinateur(x,y)	Numéro de section	Coordinateur(x,y)	Numéro de section
624, 549	202	646, 549	203
586, 788	202	610, 788	209
1416, 524	203	1439, 526	221
1141, 700	209	1164, 701	227
829, 977	223	851, 975	243
1199, 590	401	1219, 585	418
254, 1186	414	272, 1176	413
1300, 708	413	1317, 702	432
1231, 728	414	1250, 722	434
750, 472	812	762, 450	815
1273, 574	812	1282, 555	828
843, 922	808	854, 904	826
706, 322	814	720, 280	841
542, 161	1207	541, 131	1195
1121, 973	1212	1119, 940	1236
873, 1022	1221	873, 991	1240
652, 1212	1224	652, 1181	1246

La matrice de transformation correspondant :

$$M_0 = \begin{bmatrix} 1.002272248 & 0.004065649118 & 0.02175596356 & -33.23899841 \\ -0.001196869183 & 1.005913138 & 0.03259062767 & -10.78653336 \\ -0.02539186366 & -0.03792782873 & 1.005723596 & 37.11317062 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$M = \begin{bmatrix} 1.002461 & -0.005484 & 0.000179 & 3.330468 \\ 0.002855 & 0.996103 & -0.001385 & 1.701155 \\ -0.000797 & 0.005212 & 0.994861 & -2.862041 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

la matrice de passage est :

$$M_{ref} = \begin{bmatrix} 1.004733086 & -0.001333263586 & 0.02181793563 & -29.92453384 \\ -0.001646092744 & 1.002169490 & 0.03102974035 & -9.189642906 \\ -0.02636419795 & -0.03239894286 & 1.000603199 & 34.03067780 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Tableau 2-2 Points correspondants entre V_0 et V_3

Points références (Points_0)		Points corespondants (Points_72)	
Coordinateur(x,y)	Numéro de section	Coordinateur(x,y)	Numéro de section
624, 549	202	639, 551	201
1140, 701	209	1155, 705	218
1168, 639	204	1184, 642	214
504, 1083	223	516, 1084	225
1112, 834	224	1126, 840	235
1298, 705	413	1319, 714	420
1199, 589	401	1210, 593	409
832, 1040	406	844, 1043	413
1272, 574	812	1280, 574	823
754, 472	812	758, 466	816
842, 922	808	848, 920	814

662, 1174	809	666, 1176	813
1181, 531	801	1187, 532	811
541, 160	1207	540, 159	1205
766, 496	1210	762, 496	1211
1121, 972	1212	1119, 972	1221
873, 1022	1218	870, 1020	1224
445, 651	1223	438, 648	1222

La matrice de transformation correspondant :

$$M_0 = \begin{bmatrix} 0.9932100177 & -0.002201694530 & 0.01760724001 & -10.29967117 \\ -0.003846748499 & 0.9987865090 & 0.004065931309 & 0.8297932744 \\ -0.01361720543 & -0.002689953428 & 1.000677228 & 7.712851048 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$M = \begin{bmatrix} 1.007744 & 0.005129 & 0.000281 & -10.619606 \\ 0.000820 & 1.000821 & 0.000744 & -2.019562 \\ -0.002768 & -0.003027 & 1.000816 & 4.436410 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$M_{ref} = \begin{bmatrix} 1.000850797 & -0.002837375272 & 0.01789906062 & -20.99261475 \\ -0.003068787279 & 0.9995744824 & 0.04811265506 & -1.191794872 \\ -0.01649473608 & -0.005791054573 & 1.001487970 & 12.18155289 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Résumé

La dessiccation des matériaux cimentaires affecte les propriétés mécaniques et hydriques: les propriétés élastiques, la résistance, la fragilité, la teneur en eau, etc. L'objectif était ici de proposer un modèle qui a la capacité de décrire les principaux aspects des matériaux cimentaire sous compression et dessiccation, en tenant compte des effets microstructuraux liés au séchage.

Une étude quadridimensionnelle du couplage entre dessiccation et fissuration est alors menée par microtomographie par rayons X. L'effet du retrait empêché par déformations différentielles entre les granulats et la matrice cimentaire est mis en évidence dans l'apparition de la fissuration, qui dépend du diamètre de ceux-ci. En se basant sur les phénomènes observés à l'échelle microscopique, nous avons proposé un modèle décrivant l'évolution d'un endommagement hydrique en fonction de diamètre des granulats et le teneur en eau. Cette modélisation s'appuie sur l'obtention de données quantitatives sur la fissuration due au séchage, issues des essais microtomographiques. Ensuite nous avons proposé un modèle de l'endommagement mécanique couplé à l'endommagement hydrique dans le cadre de la mécanique des milieux partiellement saturés.

La comparaison des simulations numériques et les données expérimentales montre que le modèle reproduit les principaux aspects du comportement d'un mortier en fonction de la dessiccation. Une application à un calcul de structure montre la pertinence du modèle proposé

Mots clés : matériaux cimentaires, dessiccation, microtomographie par rayons X, endommagement mécanique, endommagement hydrique, microfissuration

Abstract

The desiccation of cementitious materials affects the mechanical and hydrous properties of the materials: strength, elastic properties, ductility, and the moisture content, etc. The objectives of this work are to propose a model which describes the main aspects of cement materials under the compression and desiccation, taking into account the microstructural consequences of drying.

A four-dimensional study of the coupling between desiccation and microcracking is performed by X-ray microtomography. The restrained shrinkage due to differential strains between aggregates and cementitious matrix is highlighted as the cause of microcracks nucleation, which is related to inclusions diameter. Based on a phenomenological analysis, it is proposed a model of hydrous damage which relies on the aggregates' diameter and the water content. This model is directly related with quantitative data obtained on microcracking due to drying, using the microtomographical technique. Then a model is proposed to couple the mechanical damage with the hydrous one within the framework of mechanics of the partially saturated media.

At last, the comparison between the numerical simulations and the experimental data shows that the model reproduces the main aspects of the behavior of a mortar according to the desiccation. A structural numerical application is then proposed to point the fact that the model is useable and pertinent.

Keywords: cementitious materials, desiccation, X-ray microtomography, mechanical damage, hydrous damage, microcracking

Résumé

La dessiccation des matériaux cimentaires affecte les propriétés mécaniques et hydriques: les propriétés élastiques, la résistance, la fragilité, la teneur en eau, etc. L'objectif était ici de proposer un modèle qui a la capacité de décrire les principaux aspects des matériaux cimentaire sous compression et dessiccation, en tenant compte des effets microstructuraux liés au séchage.

Une étude quadridimensionnelle du couplage entre dessiccation et fissuration est alors menée par microtomographie par rayons X. L'effet du retrait empêché par déformations différentielles entre les granulats et la matrice cimentaire est mis en évidence dans l'apparition de la fissuration, qui dépend du diamètre de ceux-ci. En se basant sur les phénomènes observés à l'échelle microscopique, nous avons proposé un modèle décrivant l'évolution d'un endommagement hydrique en fonction de diamètre des granulats et la teneur en eau. Cette modélisation s'appuie sur l'obtention de données quantitatives sur la fissuration due au séchage, issues des essais microtomographiques. Ensuite nous avons proposé un modèle de l'endommagement mécanique couplé à l'endommagement hydrique dans le cadre de la mécanique des milieux partiellement saturés.

La comparaison des simulations numériques et les données expérimentales montrent que le modèle reproduit les principaux aspects du comportement d'un mortier en fonction de la dessiccation. Une application à un calcul de structure montre la pertinence du modèle proposé

Mots clés : matériaux cimentaires, dessiccation, microtomographie par rayons X, endommagement mécanique, endommagement hydrique, microfissuration

Abstract

The desiccation of cementitious materials affects the mechanical and hydrous properties of the materials: strength, elastic properties, ductility, and the moisture content, etc. The objectives of this work are to propose a model which describes the main aspects of cement materials under the compression and desiccation, taking into account the microstructural consequences of drying.

A four-dimensional study of the coupling between desiccation and microcracking is performed by X-ray microtomography. The restrained shrinkage due to differential strains between aggregates and cementitious matrix is highlighted as the cause of microcracks nucleation, which is related to inclusions diameter. Base on a phenomenological analysis, it is proposed a model of hydrous damage which relies on the aggregates' diameter and the water content. This model is directly related with quantitative data obtained on microcracking due to drying, using the microtomographical technical. Then a model is proposed to couple the mechanical damage with the hydrous one within the formwork of mechanics of the partially saturated media.

At last, the comparison between the numerical simulations and the experimental data shows that the model reproduces the main aspects of the behavior of a mortar according to the desiccation. A structural numerical application is then proposed to point the fact that the model is useable and pertinent.

Keywords: cementitious materials, desiccation, X-ray microtomography, mechanical damage, hydrous damage, microcracking