



Etude du béton à l'échelle mesoscopique : simulation numérique et tests de micro-indentation

Dame Keinde

► To cite this version:

Dame Keinde. Etude du béton à l'échelle mesoscopique : simulation numérique et tests de micro-indentation. Génie civil. INSA de Rennes, 2014. Français. <NNT : 2014ISAR0030>. <tel-01149558>

HAL Id: tel-01149558

<https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01149558>

Submitted on 7 May 2015

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

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

Thèse



THESE INSA Rennes
sous le sceau de l'Université européenne de Bretagne
pour obtenir le titre de
DOCTEUR DE L'INSA DE RENNES
Spécialité : Génie Civil

présentée par
Dame KEINDE
ECOLE DOCTORALE : SDLM
LABORATOIRE : LGCGM

**Etude du béton à
l'échelle
mesoscopique :
simulation
numérique et tests de
microindentation...**

Mouhamadou Bassir DIOP
Professeur, Inspecteur Général de l'Etat, Sénégal / Rapporteur
Maryline CORNEN
MCF, INSA Rennes / Membre invité

Thèse soutenue le 16.12.2014
devant le jury composé de :

Ahmed LOUKILI
Professeur, Ecole Centrale de Nantes / Président
Eric GARCIA-DIAZ
Professeur, Ecole des Mines d'Alès / Rapporteur
Ibrahima Khalil CISSE
Professeur, Ecole Polytechnique de Thiès au Sénégal /
Directeur de thèse
Siham KAMALI BERNARD
MCF-HDR, INSA Rennes / Co-encadrante de thèse
Fabrice BERNARD
MCF-HDR, INSA Rennes / Directeur de thèse

Etude du béton à l'échelle mesoscopique : simulation numérique et tests de micro- indentation

DAME KEINDE



Remerciements

Cette thèse a été réalisée dans le cadre d'une cotutelle entre l'Institut Nationale des Sciences Appliquées de Rennes en France et l'Ecole Supérieure Polytechnique de Dakar de l'Université Cheikh Anta Diop de Dakar au Sénégal.

Je remercie profondément ALLAH, le Très Haut, de m'avoir donné la vie, la santé, la sérénité et les capacités pour faire ce travail de thèse. J'exprime ma profonde gratitude à mes directeurs de thèse M. Fabrice Bernard, Maître de Conférences HDR de l'Institut Nationale des Sciences Appliquées (INSA) de Rennes en France, M^{me} Siham Kamali-Bernard, Maître de Conférences HDR de l'Institut Nationale des Sciences Appliquées (INSA) de Rennes en France et Ibrahima Khalil Cissé, Professeur Titulaire des Universités au Sénégal d'avoir accepté de diriger cette thèse. Je tiens à leur présenter mes plus vifs remerciements de m'avoir consacré beaucoup de temps pendant ces trois années, sachant répondre à toutes mes interrogations, sans oublier leur participation à la rédaction des deux articles qu'on a publié en 2014 dans des revus internationales à savoir dans European Journal of Environmental and Civil Engineering et Key Engineering Materials et des deux articles qu'on a publié aux 31^{èmes} Rencontres de l'Association Universitaire de Génie Civil (AUGC), E.N.S. Cachan ; 29 au 31 mai 2013. Je leur remercie aussi de leur grand apport au cheminement de ce rapport. Je tiens à leur témoigner toute ma reconnaissance pour leur suivi, leur disponibilité, leur orientation, leurs remarques constructives et enrichissantes, leurs conseils, leur sympathie.

Je tiens à remercier Maryline Cornen, Maître de Conférences de l'Institut Nationale des Sciences Appliquées (INSA) de Rennes en France d'avoir accepté de travailler avec nous sur les essais expérimentaux du chapitre V.

Enfin, je Remercie ma mère et mes épouses pour leur soutien quotidien, leur encouragement, leur confiance et leurs invocations, sans oublier mes collègues du département de Génie Civil de l'Ecole Supérieure Polytechnique de Dakar pour leurs conseils et leur encouragement.

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre I : Synthèse bibliographique	7
I.1 Introduction	10
I.2 Présentation de la plateforme MuMoCC et des résultats obtenus à l'échelle du mortier et de la pâte de ciment hydratée	10
I.2.1 Motivation de la création de la plateforme	11
I.2.2 Stratégie de calcul	11
I.2.3 Représentation numérique en 3D du matériau utilisé	13
I.2.4 Construction de la microstructure de la pâte de ciment et de la mesostructure du mortier.....	14
I.2.5 Résultats obtenus par la plateforme MuMoCC à l'échelle Micro.....	15
I.2.6 Résultats obtenus par la plateforme MuMoCC à l'échelle Sub Meso (Mortier).....	18
I.3 Evaluation des propriétés mécaniques de la zone de transition	21
I.3.1 Généralités sur l'existence de l'ITZ	21
I.3.2 Microstructure de l'ITZ	21
I.3.3 Porosité de l'ITZ	24
I.3.4 Hydratation de l'ITZ.....	26
I.3.5 Influence des propriétés des granulats sur l'ITZ.....	30
I.3.6 Influence des ajouts minéraux sur la microstructure de l'ITZ.....	34
I.3.7 Divergence d'opinions sur l'effet de l'ITZ sur les propriétés du béton	35
I.4 Bilan des modèles analytiques	40
I.4.1 Modèle analytique pour la détermination des caractéristiques des matériaux à deux phases	41
I.4.2 Modèle analytique pour la détermination des caractéristiques des matériaux tri phasiques	44
I.5 Modèles numériques pour les matériaux hétérogènes	47
I.6 Présentation de l'essai micro-indentation	50
I.6.1 Présentation de l'appareil expérimental	50
I.6.2 Méthodes d'analyse de la courbe d'indentation.....	52
I.7 Conclusion	56
Chapitre II : Présentation du béton numérique 3D développé dans Abaqus et détermination du volume élémentaire représentatif (VER)	59
II.1 Introduction	62
II.2 Présentation du logiciel Abaqus	64
II.3 Approche de la Modélisation 3D	65
II.3.1 Construction du VER modèle du composite granulaire avec prise en compte de l'ITZ.....	65
II.3.2 Construction du VER modèle du composite granulaire avec prise en compte d'un glissement entre les granulats et la matrice	67

II.3.3 Comportement mécanique des différentes phases	67
II.3.3.1 Variable d'endommagement	68
II.3.3.2 Surface de charge.....	69
II.3.3.3 Loi d'érouissage et d'adoucissement.....	70
II.3.3.4 Loi d'écoulement	72
II.3.3.5 Méthode de régularisation.....	74
II.3.3.6 Conditions aux limites	74
II.4 Optimisation du maillage.....	75
II.5 Détermination de la taille du volume élémentaire représentatif (VER)	77
II.5.1 Identification du VER en compression.....	78
II.5.2 Identification du VER en traction	80
II.6 Conclusion.....	82
Chapitre III : Modélisation des bétons à l'échelle meso : étude de l'influence de la zone de transition et de l'interface matrice/granulats sur le comportement mécanique du béton.....	85
III.1 Introduction	88
III.2 Validation du Béton numérique – comparaison avec des modèles analytiques.....	88
III.2.1 Comparaison Modèle Numérique-Modèle biphasique de Christensen et Lo.....	89
III.2.2 Comparaison Modèle Numérique et du Modèle triphasique de Hashin-Monteiro.....	90
III.3 Etude de l'effet de la zone de transition sur le comportement global du béton.....	92
III.3.1 Etude de l'effet de la zone de transition sur le comportement global en compression du béton	93
III.3.2 Etude de l'effet de la zone de transition sur le comportement global en traction du béton.....	98
III.4 Estimation des propriétés élastiques et inélastiques du béton avec prise en compte du frottement entre la matrice et les granulats.....	100
III.5 Conclusion	105
Chapitre IV : Etude de l'effet du type de granulats sur l'interface matrice/granulats et sur le comportement mécanique global du béton	109
IV.1 Introduction.....	112
IV.2 Caractérisation de l'interface granulats/matrice	113
III.3 Méthodologie de modélisation en éléments finis.....	115
IV.4 Effet de la nature des granulats.....	117
IV.4.1 Effet des Granulats calcaires	117
IV.4.2 Effet des granulats siliceux	119
IV.4.2 Effet des Granulats plastiques	120
IV.5 Conclusion.....	121

Chapitre V : Utilisation de la micro-indentation et de la simulation numérique pour la caractérisation de la matrice cimentaire enrobant des granulats	123
V.1 Introduction	126
V.2 Programme expérimental	127
V.2.1 Matériau et Méthodes	127
V.2.2 Essai de Micro-indentation	128
V.2.2.1 Principe de l'essai et matériel utilisé.....	128
V.2.2.2 Dépouillement des résultats sur matériau sain	131
V.2.2.3 Exploitation des résultats par la méthode statistique sur matériau sain	136
V.3 Modélisation numérique par éléments finis de l'essai de micro-indentation	141
V.3.1 Hypothèses principales	141
V.3.2 Les paramètres du modèle	144
V.3.2.1 Etude de l'influence des paramètres associés à la loi de comportement choisi sur la courbe numérique force-déplacement.....	144
V.3.3 Identification paramétrique par méthode inverse.	149
V.3.3.1 Résultats : comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux de la simulation numérique	151
V.4 Application de la procédure expérimentale pour l'étude de dégradations environnementales : cas de l'incendie	154
V.4.1 Matériau et Méthodes	155
V.4.2 Effet de la température sur les propriétés élastiques de la pâte de ciment durcie	156
V.5 Conclusion.....	157
Conclusions générales et perspectives	159
Conclusions générales	161
Perspectives	162
Table des illustrations	165
Table des tableaux	173
Références bibliographiques	177

Introduction générale

A l'échelle mésoscopique (quelques cm), le béton peut être vu comme un milieu triphasique, composé de gravillons enrobés par une zone de transition, le tout noyé dans une matrice (le mortier) (figure 1).

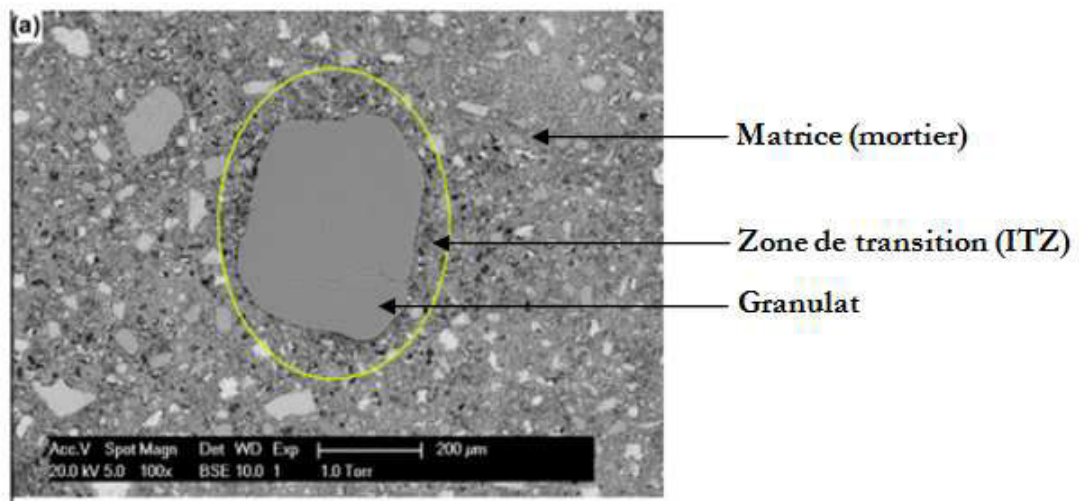


figure 1 : les différentes phases du béton à l'échelle mésoscopique

La présence de l'auréole de transition a diverses conséquences sur le béton :

- une réorganisation de l'espace poral à l'intérieur de la matrice, qui est différent de celui du mortier seul,
- et, du fait de sa plus forte porosité, cette zone interfaciale présente une résistance mécanique plus faible que celle du reste de la matrice et constitue donc un « point faible ».

La présence des granulats modifie la microstructure de la matrice et est la cause principale de la création de la zone de transition. leur nature (réactifs ou neutres...) influe fortement sur la qualité de la zone de transition [Malier 1992] et sur la nature de l'adhérence matrice-granulat.

Si l'existence et la constitution de l'auréole de transition sont maintenant bien admises dans la littérature internationale, ses conséquences macroscopiques, sur les propriétés mécaniques et physiques du composite granulaire qu'est le béton, demeurent un sujet controversé.

Dans ce travail de thèse, un ensemble d'objectifs à atteindre a été fixé. Il consiste en:






- ❖ la construction du volume élémentaire représentatif d'un matériau modèle représentant le béton en compression et en traction,
- ❖ l'étude de l'influence de l'auréole de transition sur les caractéristiques élastiques du béton et comparaison avec les modèles analytiques de Hashin-Monteiro et Christensen et Lo,

- ❖ l'étude de l'influence de l'auréole de transition sur le comportement inélastique du béton.
- ❖ l'étude de l'influence de la nature de l'interface matrice/granulat sur le comportement élastique et inélastique du béton.
- ❖ le développement d'une approche basée sur l'expérience et la simulation pour l'étude de la matrice à l'intérieur du composite cimentaire – béton, et la détermination des propriétés inélastiques, aussi bien à température ambiante qu'après traitement en température.

Le manuscrit de thèse est organisé en cinq chapitres détaillés ci-dessous.

Le **premier chapitre** est une synthèse bibliographique scindée en cinq parties. La première partie présente la plateforme de simulation numérique MuMoCC (Multi-scale Modeling of Computational Concrete) développé à l'INSA de Rennes à l'échelle de la pâte de ciment et à l'échelle du mortier. La deuxième partie est une revue bibliographique sur l'évaluation des propriétés mécanique de la zone de transition. La troisième partie expose les différents modèles analytiques pour caractériser les propriétés élastiques du béton. La quatrième partie présente les différents modèles numériques pour les matériaux hétérogènes. Enfin la dernière partie est consacrée à une synthèse bibliographique sur l'essai de micro-indentation pour déterminer les propriétés élastiques d'un matériau.

Le **deuxième chapitre** expose les différentes étapes de la construction de l'outil numérique dans Abaqus pour l'étude de l'effet de la zone de transition et de l'adhérence matrice/granulat sur les propriétés du béton. Ces étapes sont présentées ci-dessous :

-  Construction du VER modèle du composite granulaire avec prise en compte de l'ITZ
-  Construction du VER modèle du composite granulaire avec prise en compte d'un glissement entre la matrice et les granulats
-  Comportement mécanique des différentes phases du béton à l'échelle mésoscopique
-  Optimisation du maillage afin d'assurer une indépendance des résultats vis-à-vis de la taille des éléments finis
-  Détermination de la taille du volume élémentaire représentatif (VER) pour s'assurer que le modèle n'est pas affecté par des effets d'échelle.

Le **troisième chapitre** présente, d'une part la validation de l'outil numérique dans le domaine élastique par la comparaison avec des modèles analytiques et d'autre part l'application de l'outil numérique pour quantifier, dans le domaine élastique et inélastique, l'influence de la zone de transition et de l'interface matrice/granulat sur les propriétés macroscopiques du béton.

Le **quatrième chapitre** introduit l'étude de l'influence du type de granulats sur l'interface matrice/granulat et sur le comportement mécanique global du béton. Des observations par microscopie électronique à balayage ont été réalisées et l'outil numérique est appliqué pour quantifier l'effet des granulats calcaires, siliceux et plastiques sur les propriétés du matériau composite.

Le **dernier chapitre** traite des essais de micro-indentation et de leur simulation numérique afin de déterminer les propriétés élastiques et inélastiques de la matrice cimentaire

Enfin, des conclusions et des perspectives de cette étude sont exposées.

Chapitre I : Synthèse bibliographique

Sommaire

Chapitre I : Synthèse bibliographique.....	7
I.1 Introduction.....	10
I.2 Présentation de la plateforme MuMoCC et des résultats obtenus à l'échelle du mortier et de la pâte de ciment hydratée	10
I.2.1 Motivation de la création de la plateforme	11
I.2.2 Stratégie de calcul	11
I.2.3 Représentation numérique en 3D du matériau utilisé	13
I.2.4 Construction de la microstructure de la pâte de ciment et de la mesostructure du mortier.....	14
I.2.5 Résultats obtenus par la plateforme MuMoCC à l'échelle Micro.....	15
I.2.6 Résultats obtenus par la plateforme MuMoCC à l'échelle Sub Meso (Mortier).....	18
I.3 Evaluation des propriétés mécaniques de la zone de transition	21
I.3.1 Généralités sur l'existence de l'ITZ.....	21
I.3.2 Microstructure de l'ITZ.....	21
I.3.3 Porosité de l'ITZ	24
I.3.4 Hydratation de l'ITZ.....	26
I.3.5 Influence des propriétés des granulats sur l'ITZ.....	30
I.3.6 Influence des ajouts minéraux sur la microstructure de l'ITZ.....	34
I.3.7 Divergence d'opinions sur l'effet de l'ITZ sur les propriétés du béton	35
I.4 Bilan des modèles analytiques.....	40
I.4.1 Modèle analytique pour la détermination des caractéristiques des matériaux à deux phases	41
I.4.2 Modèle analytique pour la détermination des caractéristiques des matériaux tri phasiques	44
I.5 Modèles numériques pour les matériaux hétérogènes.....	47
I.6 Présentation de l'essai micro-indentation.....	50
I.6.1 Présentation de l'appareil expérimental	50
I.6.2 Méthodes d'analyse de la courbe d'indentation.....	52
I.7 Conclusion	56

I.1 Introduction

Dans ce travail de thèse nous nous intéressons en premier lieu à l'étude du béton à l'échelle mésoscopique, et plus particulièrement, à l'obtention des propriétés des différentes phases caractérisant cette échelle, à l'effet de la zone de transition, et à l'influence de l'interface matrice (mortier)/granulats sur le comportement global du béton. En effet cette étude représente la plus haute échelle de la modélisation hiérarchique du béton déjà entamée par la plateforme de simulation numérique 3D nommée "Multi-scale Modeling of Computational Concrete" ou MuMoCC développée à l'INSA de Rennes à l'échelle de la pâte de ciment (échelle micro) et à l'échelle du mortier (échelle sub-meso). Il est donc nécessaire de réaliser une étude bibliographique sur la plateforme MuMoCC, en rappelant le contexte d'étude, la stratégie de calcul, les techniques de création du modèle géométrique de la pâte et du mortier et enfin les résultats obtenus par la plateforme au niveau de ces deux échelles, et qui seront utilisés dans notre travail.

Une étude correcte du béton nécessite la prise en compte de la zone de transition qui est souvent assimilée au point faible du béton. Par conséquent une étude bibliographique est faite sur sa microstructure, sa porosité, son hydratation, son comportement face aux ajouts minéraux, sa sensibilité en présence des granulats et enfin la divergence d'opinions sur son effet sur les propriétés du béton.

Pour valider le modèle béton numérique développé dans notre travail de thèse dans le domaine élastique, on a comparé les résultats obtenus par notre modèle, avec ceux obtenus par certains modèles analytiques qu'on trouve dans la littérature. Pour cela une synthèse bibliographique sur les modèles analytiques et numériques est réalisée.

Enfin, les essais de micro- ou nano-indentation sont devenus populaires pour l'étude des matériaux hétérogènes. Ainsi une synthèse bibliographique est réalisée sur l'essai de micro-indentation qui est utilisé dans la deuxième partie de notre travail de thèse pour déterminer les propriétés mécaniques de la matrice cimentaire d'un béton.

I.2 Présentation de la plateforme MuMoCC et des résultats obtenus à l'échelle du mortier et de la pâte de ciment hydratée

Une plateforme de simulation numérique 3D des matériaux cimentaires, appelée MuMoCC est développée depuis maintenant 8 ans à l'INSA (Institut National des Sciences Appliquées) de Rennes. Elle permet de simuler numériquement le comportement mécanique et les propriétés de transfert (diffusion etc...) de pâtes de ciment et de mortiers. Le logiciel CEMHYD3D du NIST est utilisé pour la génération de la microstructure de la pâte de ciment et de la mésostructure du mortier.

L'objectif de ce travail de thèse est alors de développer un outil numérique pour modéliser d'une façon satisfaisante le béton tout en se servant des résultats de MuMoCC

obtenus à l'échelle du mortier et de la pâte de ciment hydraté. Le logiciel utilisé sera un logiciel aux Eléments Finis, Abaqus.

I.2.1 Motivation de la création de la plateforme

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde. C'est un matériau composite hétérogène composé d'un squelette granulaire de grande étendue (du micron à plusieurs dizaines de millimètres) enrobé par une matrice poreuse constituée par la pâte de ciment hydratée.

Les processus d'endommagement et de fissuration dans ce matériau hétérogène vont être fortement dépendants des caractéristiques intrinsèques et du niveau de microfissuration de la phase discontinue (le squelette granulaire), de la phase continue (la matrice poreuse) et de l'interface d'enrobage (l'auréole de transition). L'une des difficultés majeures est la prise en compte des modifications microstructurales de type microfissuration et macrofissuration sur la cinétique du processus d'endommagement qu'il soit physique ou chimique.

Cette dégradation du matériau peut non seulement affecter l'ouvrage (le matériau en tant que matériau de structure) mais aussi avoir des conséquences dramatiques vis-à-vis de l'environnement (le béton en tant que matrice de confinement). Ces pathologies vont conduire, si ce n'est à la ruine de la structure, au moins à des coûts prohibitifs en termes de maintenance et de réparation. On comprend ainsi que la mise au point d'outils performants permettant d'évaluer la durabilité des structures en béton est une préoccupation importante. Dans cette optique, une plateforme de simulation numérique 3D des matériaux cimentaires, appelée MuMoCC a été développée depuis maintenant 8 ans à l'INSA (Institut National des Sciences Appliquées) de Rennes.

I.2.2 Stratégie de calcul

Le béton est un matériau hétérogène composé d'un mélange de sable, de granulats entourés par une pâte de ciment durcie. Trois échelles élémentaires d'hétérogénéité doivent être considérées. Dans l'échelle meso, on observe de gros granulats entourés par une zone de transition, le tout enrobé par une matrice de mortier. Le mortier est composé de sable noyé dans la pâte de ciment durcie. A cette échelle, appelé sub-meso, on observe aussi de la porosité. La troisième échelle correspond à l'échelle micro qui est l'échelle des hydrates de la pâte de ciment. Cette pâte est un matériau d'une hétérogénéité très complexe avec une forte porosité, elle est composée principalement de C-S-H, de la portlandite (CH), d'aluminates et de sulfoaluminates. La différence des propriétés mécaniques des différentes phases sur chaque échelle augmente encore plus l'hétérogénéité de matériaux cimentaires. La complexité de ce type de matériau ne permet pas le développement de modèles analytiques pour la description réelle de son comportement. Par conséquent la seule alternative est l'utilisation de modèle numérique.

Les avancés dans les moyens informatiques ont largement favorisé le développement de la simulation numérique basée sur une description réaliste des matériaux, spécialement à l'échelle micro [Caill 2003]. L'utilisation d'une modélisation numérique du béton présente un certain nombre d'avantages par rapport aux méthodes analytiques, parmi lesquels :

- L'estimation et la compréhension de champs locaux de déformations et de contraintes ;
- La simulation des mécanismes locaux d'endommagement ;
- La détermination de l'influence et du rôle de chaque phase.

L'approche développée par la plateforme MuMoCC, est de type "hiérarchique": elle consiste à représenter l'hétérogénéité du matériau dans des Volumes Élémentaires Représentatifs des différentes échelles d'études (micro et sub-meso). Les propriétés mécaniques à une échelle se déterminent à partir de celles de l'échelle inférieure. Le logiciel CEMHYD3D, développé par le NIST (Washington/USA) est utilisé pour générer la microstructure digitalisée anhydre d'un ciment puis pour l'hydrater en suivant les réactions d'hydratation connues.

Le VER de mortier est généré en distribuant aléatoirement des grains de sable dans un cube en suivant une granulométrie donnée, le reste du cube représente la pâte de ciment hydratée, considérée homogène. La méthodologie a été en premier lieu appliquée à un mortier, fréquemment étudié expérimentalement dans la littérature, par exemple par Kamali et Le Bellégo [Kam 1999] [Le Bell 2001]. La composition minéralogique du ciment utilisé ainsi que la composition du mortier sont présentées dans les tableaux I.1 et I.2.

C ₂ S	C ₃ S	C ₃ A	C ₄ AF	Gypse
53%	19.4%	7.2%	7.9%	5.5%

Tableau I.1 : composition minéralogique du ciment [Kam 1999]

Composition en kg/m ³	
Ciment CEM I 42.5	639
Sable S1 (0.8-3.15)	414
Sable S2 (0.16-0.12)	966
Eau	256

Tableau I.2 : composition du mortier [Kam 1999]

Ainsi, la démarche adoptée au sein de la plateforme comporte deux étapes principales détaillées dans les paragraphes ci-dessous et dans la figure I.1.

I.2.3 Représentation numérique en 3D du matériau utilisé

Le béton est un matériau hétérogène composé d'un mélange de sable et de granulats incorporés dans une pâte de ciment durcie qui est elle-même composée de différentes phases. En raison de la grande différence d'échelles dans le système, il est impossible de représenter simultanément toutes ces caractéristiques structurelles dans un modèle unique. Ainsi, la seule véritable solution à ce problème est de faire l'hypothèse de la séparation d'échelles et d'utiliser les méthodes numériques dans un cadre hiérarchique multi-échelle. Par conséquent la plateforme a utilisé deux échelles pour décrire le comportement du béton.

Echelle micro : elle est définie comme l'échelle de la pâte de ciment hydraté. La pâte de ciment est un milieu hétérogène et complexe dans lequel les principales phases solides sont les silicates de calcium hydratés (C-S-H), la portlandite (CH) et les sulfoaluminates de calcium hydratés (ettringite, monosulfoaluminate). Ces phases solides sont en équilibre chimique avec une solution interstitielle qui remplit partiellement ou totalement la porosité.

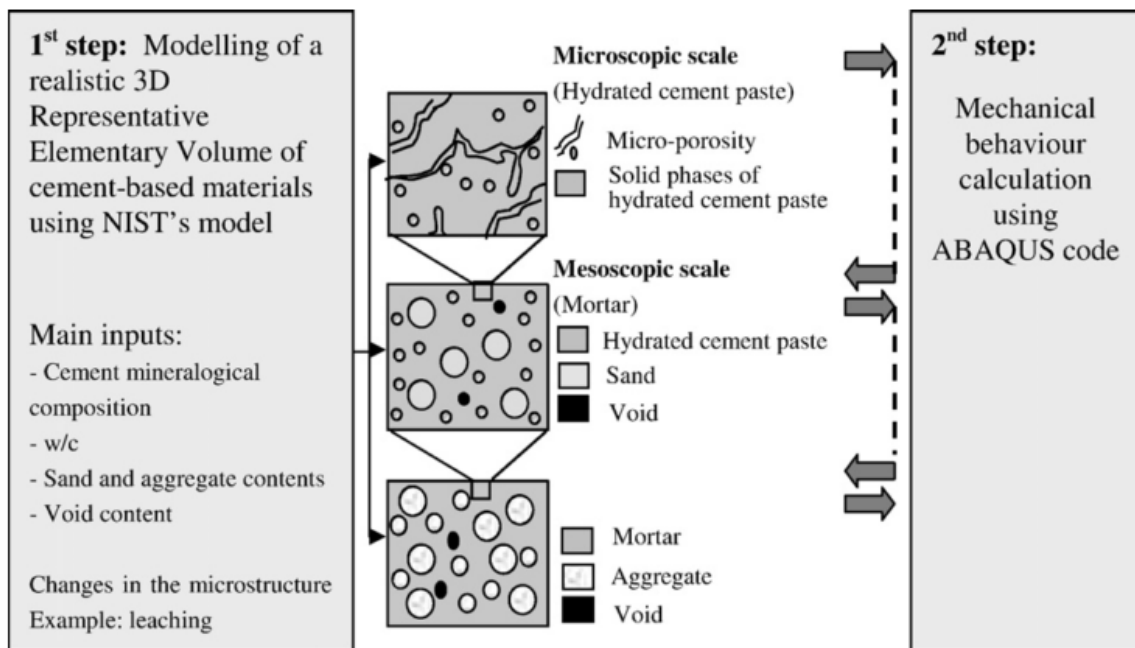


Figure I.1 : schéma illustrant la démarche de modélisation multi-échelle adoptée dans la plateforme [Kam 2007]

Echelle meso : il s'agit d'une échelle du composite granulaire. Une estimation du nombre total de grains dans un échantillon de béton montre qu'il est nécessaire de diviser le squelette granulaire, et par conséquent l'échelle méso, en deux parties, à savoir le mortier (que l'on appellera échelle "sub-meso") et le béton lui-même [Comb 2009]. Cette séparation existe depuis l'utilisation de ces deux matériaux dans la construction. Le mortier est constitué de petits grains de sable liés par une pâte de ciment homogène. Une

zone de transition interfaciale entre la matrice et les grains peut être mise en évidence. À cette échelle, les vides d'air sont généralement aussi observés. Enfin, le béton est considéré comme un système à trois phases : les gros grains, le mortier et l'ITZ qui assure leur liaison. La figure I.1 ci-dessous illustre les différentes échelles d'étude du matériau cimentaire.

I.2.4 Construction de la microstructure de la pâte de ciment et de la mesostructure du mortier

- A l'échelle micro

Le modèle d'hydratation discret, CEMHYD3D, développé au NIST aux USA [BEN 2000] est utilisé par la plateforme pour la représentation géométrique en 3D de la microstructure de la pâte de ciment. Le modèle tient compte de la distribution de la taille des grains et de la composition minéralogique du ciment, ainsi que de son rapport eau sur ciment. Ensuite, le matériau 3D généré est repris par un autre logiciel, Abaqus, dédié aux calculs mécaniques et de transport. L'image pixélisée (figure I.2) est alors transformée en un maillage éléments finis. Chaque voxel représentant une phase du matériau est alors considéré comme une maille cubique dans Abaqus. A chaque phase de la pâte de ciment ont été attribuées des caractéristiques mécaniques comme le module élastique, le coefficient de Poisson et la résistance en traction. Ces caractéristiques sont obtenues par nano-indentation [Kam 2004]. Chaque phase de la pâte de ciment (hydrates et anhydres) est considérée dans la plateforme MuMoCC comme élastique et fragile. La valeur de la résistance à la traction d'une phase est considérée proportionnelle au module élastique ($f_t = E/10000$). Un critère de Rankine est considéré pour la rupture des différentes phases.

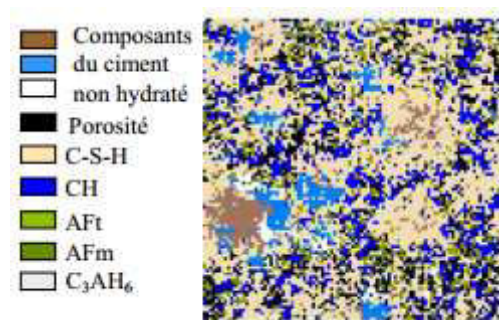


Figure I.2 : section 2D de la microstructure 3D de la pâte de ciment [Kam 2007]

- A l'échelle sub-meso

Il s'agit de l'échelle du mortier. Le mortier est modélisé comme un matériau tri-phasique composé d'une matrice cimentaire et des grains de sable sphériques séparés par une zone de transition (ITZ). La génération en 3D du volume élémentaire (figure I.3) est faite par le code CEMHYD3D du NIST (USA). Comme au niveau de la pâte de ciment, le modèle géométrique est transféré dans Abaqus pour l'étude du comportement mécanique du

mortier. A l'échelle de la mesostructure (mortier), un modèle de fissuration diffuse [Hill 1976] est utilisé pour prendre en compte le comportement en traction de la pâte de ciment hydraté.

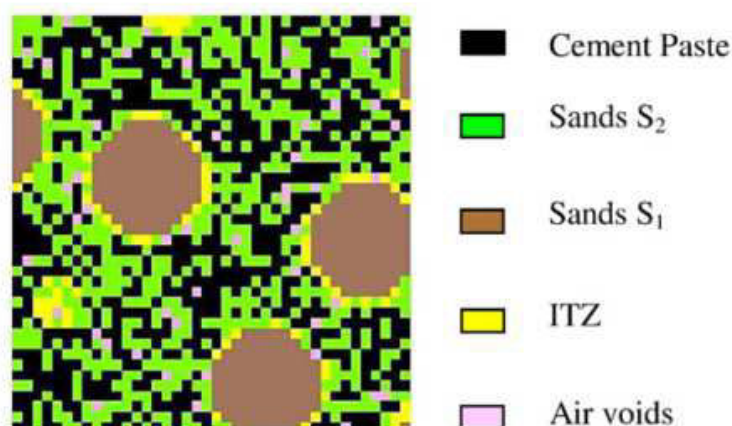


Figure I.3 : image 2D de la microstructure 3D du mortier [Kam 2007]

I.2.5 Résultats obtenus par la plateforme MuMoCC à l'échelle Micro

Comme expliqué précédemment, après la construction du modèle géométrique dans le code CEMHYD3D du NIST (USA), le modèle est transféré dans Abaqus pour le calcul mécanique. La plateforme suppose que chaque phase de la pâte de ciment a un comportement élastique et fragile.

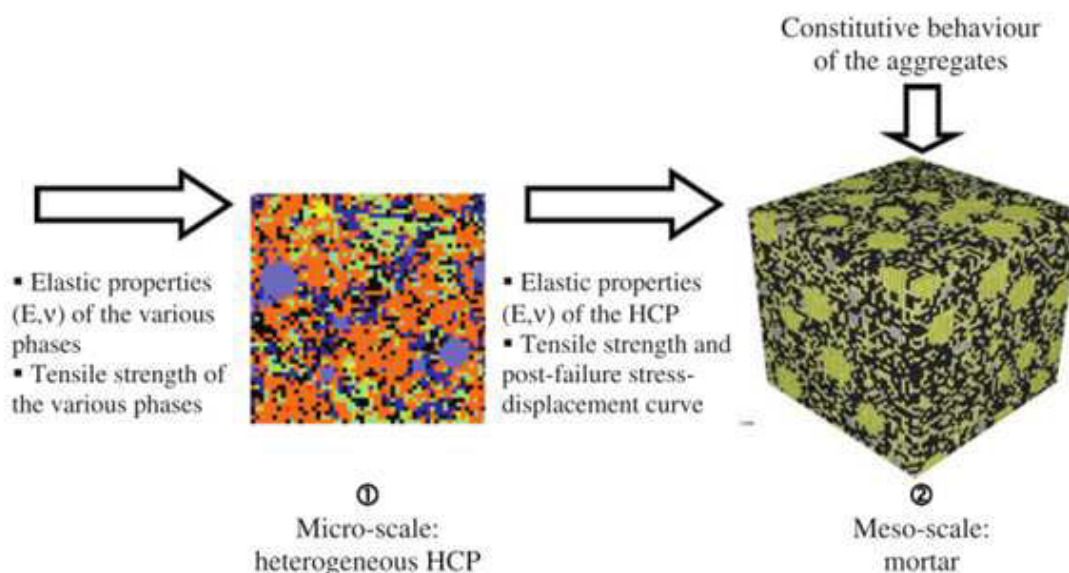


Figure I.4 : méthodologie multi-échelle et caractéristiques de chaque phase [Ber 2012]

Les paramètres élastiques des différents composants sont tirés de la littérature et sont généralement obtenus par l'essai de nano indentation. Les valeurs utilisées sont présentées

dans le tableau I.3. La résistance en traction de chaque phase est considérée comme proportionnelle au module élastique de la phase considérée : $f_t = E/10000$. Le critère de Rankine est utilisé pour modéliser le caractère fragile des différents composants de la pâte de ciment.

Phases	E (GPa)	ν
C ₃ S	117.6	0.314
C ₂ S	117.6	0.314
C ₃ A	117.6	0.314
C ₄ AF	117.6	0.314
Gypse	45.7	0.33
Portlandite	42.3	0.324
C-S-H	22.4	0.25
C-S-H _{pourz}	22.3	0.25
AFm	42.3	0.324
Aft	22.4	0.25
Porosité	0	0

Tableau I.3 : Module de Young et coefficient de Poisson utilisés dans la plateforme MuMoCC [Ber 2008] [Kam 2004]

La stratégie utilisée dans la plateforme MuMoCC pour étudier le comportement en traction de la pâte de ciment est la suivante. Un essai de traction est appliqué sur un volume élémentaire représentatif à l'échelle micro en imposant un déplacement positif sur les deux faces opposées du VER alors que les autres faces sont libres. Les propriétés de la pâte de ciment sont alors obtenues à l'aide d'un problème d'homogénéisation numérique. Six degrés d'hydratation ($\alpha = 27, 37, 51, 59, 64$ et 83%) ont été testés. La porosité capillaire f_{cap-p} est utilisée comme paramètre clé pour décrire le comportement en traction des matériaux cimentaires.

La figure I.5 présente l'évolution du module d'Young en fonction de la porosité capillaire. Ce résultat de la plateforme est intéressant car l'évolution suit une loi de puissance et donc permet d'obtenir directement le module élastique d'une pâte de ciment durcie dès lors que l'on connaît la fraction volumique de la porosité capillaire.

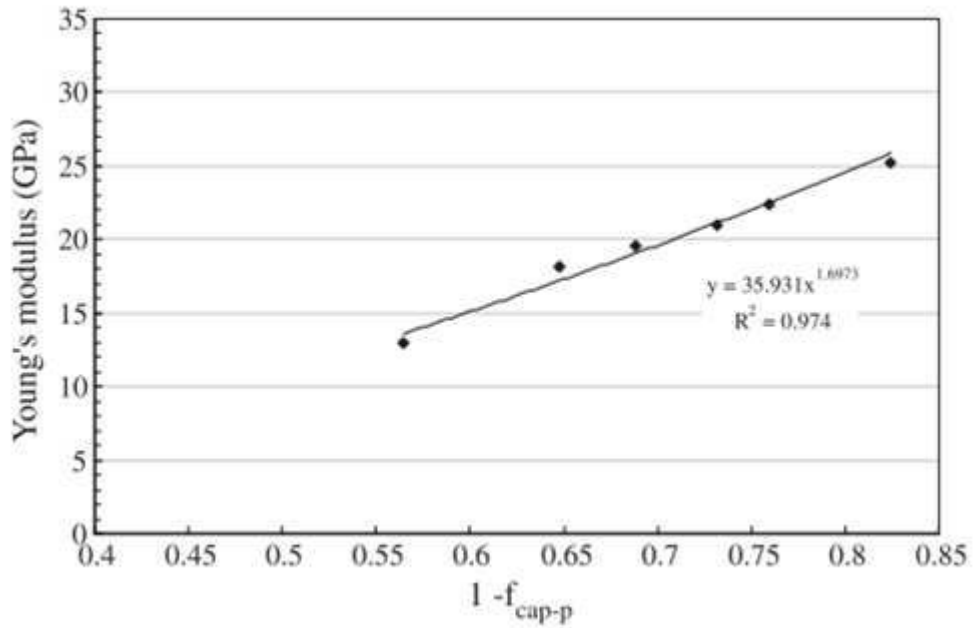


Figure I.5 : évolution du module d'Young de la pâte de ciment durcie en fonction de $(1 - f_{cap-p})$ [Ber 2012]

La figure I.6 présente les résultats de la plateforme en termes de courbe contrainte-déformation pour différentes valeurs de degrés d'hydratation. L'étude montre que plus le degré d'hydratation est faible plus le module d'Young et la résistance en traction sont petits et inversement. On note également un changement de comportement qui se fragilise avec le degré d'hydratation.

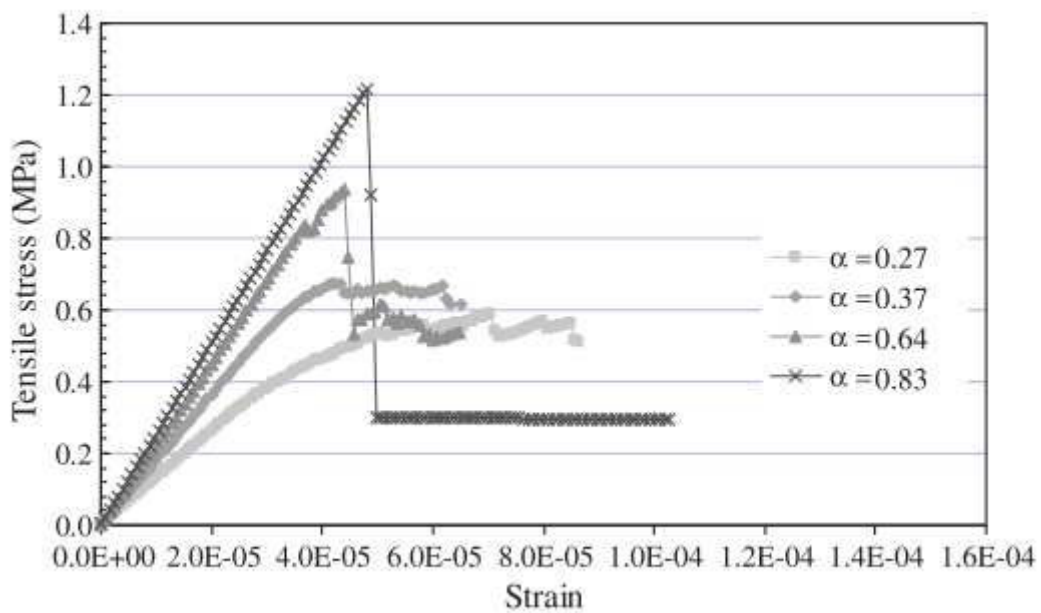


Figure I.6 : courbes contrainte-déformation pour différents degrés d'hydratation [Ber 2012]

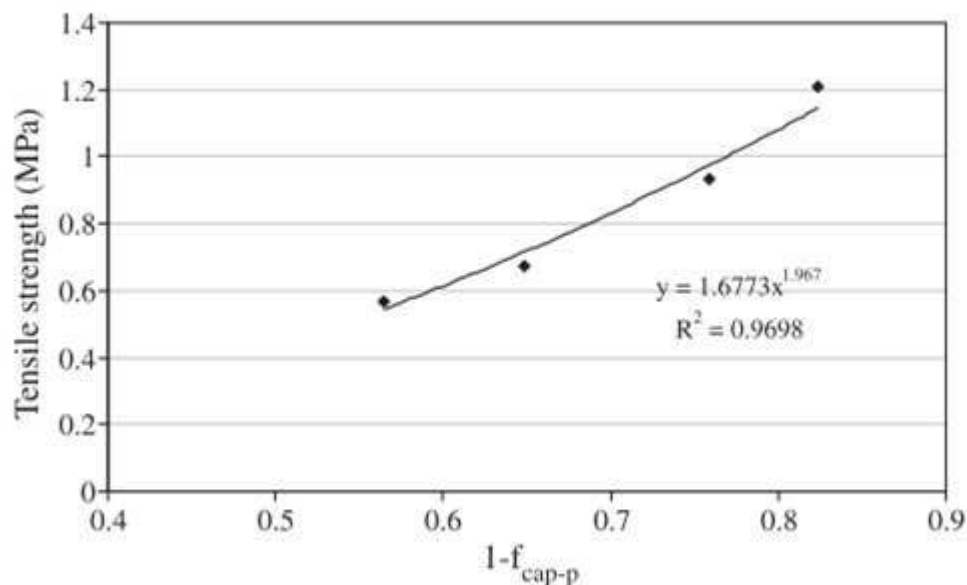


Figure I.7: évolution de la résistance en traction de la pâte de ciment durcie en fonction de $(1 - f_{cap-p})$ [Ber 2012]

Les résultats de la plateforme MuMoCC sur l'évolution de la résistance en traction de la pâte de ciment durcie en fonction de la porosité capillaire (figure I.7) donne, comme pour le module, une loi de puissance et permet par conséquent d'évaluer la résistance en traction de la pâte par simple connaissance de la porosité capillaire de la pâte.

I.2.6 Résultats obtenus par la plateforme MuMoCC à l'échelle Sub Meso (Mortier)

Le mortier simulé dans la plateforme a été déjà étudié expérimentalement par différents auteurs [Aden 1992] et [Le Bell 2001]. La composition du mortier est présentée dans le tableau I.2, elle contient 2 types de sable et le rapport E/C est égal à 0,4. Le ciment utilisé est de type CEM I.

Les caractéristiques de la pâte de ciment durcie sont tirées de l'étude à l'échelle micro, les grains de sable sont supposés avoir un comportement identique à la pâte, c'est-à-dire un comportement quasi-fragile, le tableau I.4 présente les caractéristiques mécaniques des sables.

Module d'Young (GPa)	80
Coefficient de Poisson	0.2
Résistance en traction (MPa)	12

Tableau I.4 : propriétés mécaniques des grains de sable [Ber 2012]

Après la construction du modèle géométrique du mortier dans le code CEMHYD3D du NIST (USA), le modèle est transféré dans Abaqus et différents tests mécaniques ont été simulés, plus particulièrement l'essai de compression. 4 degrés d'hydratation ($\alpha = 27, 37,$

64 et 83%) ont été considérés pour la simulation du comportement inélastique du mortier.

Les résultats à l'échelle de mortier par la plateforme montrent une comparaison satisfaisante entre les courbes contrainte-déformation expérimentale [Ber 2008] et numérique (figure I.8). Ils montrent aussi que la résistance en compression et le module élastique du mortier augmentent avec l'accroissement du degré d'hydratation (figure I.9)

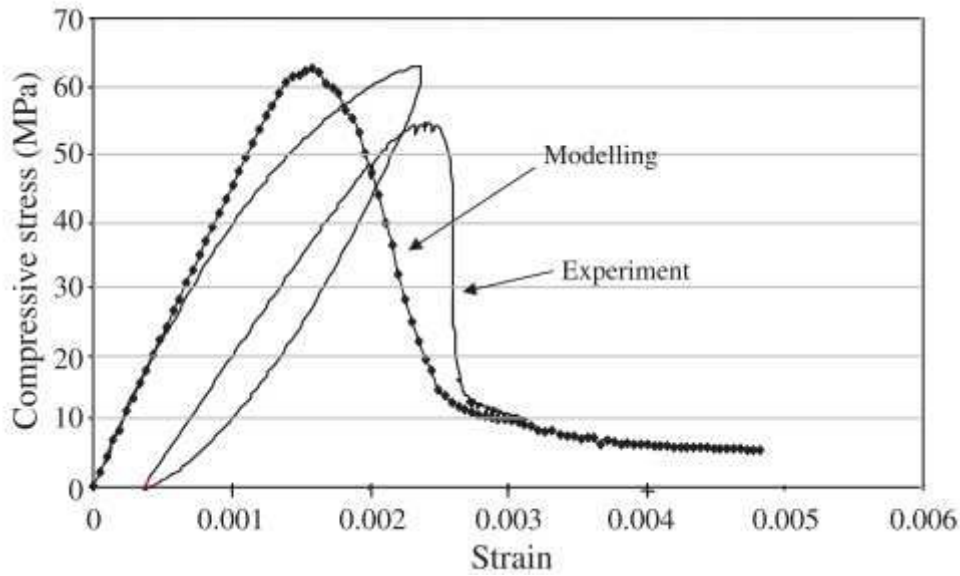


Figure I.8: comparaisons entre courbe expérimentale d'après [Ber 2008] et courbe numérique obtenue par la plateforme MuMoCC [Ber 2012]

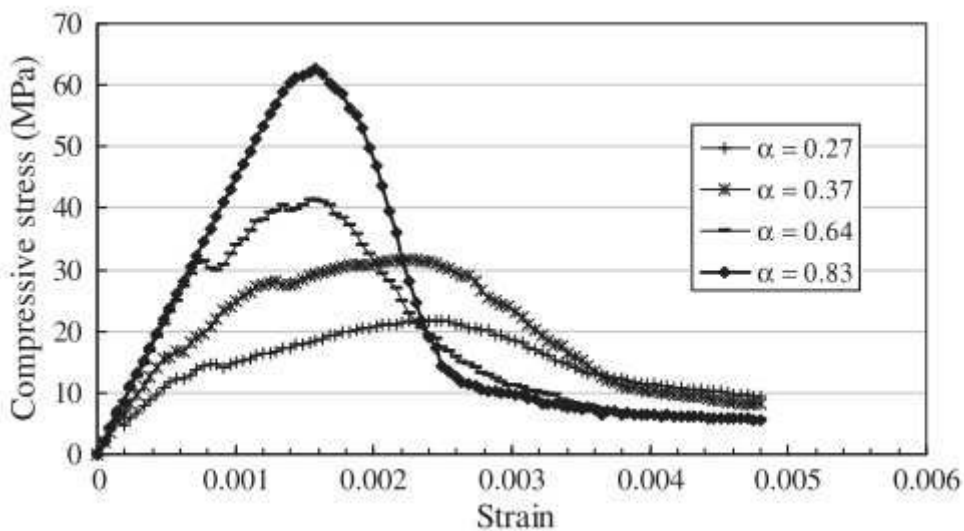


Figure I.9: évolution de courbe contrainte-déformation en fonction du degré d'hydratation [Ber 2012]

Les évolutions du module d'Young E_m et de la résistance en compression du mortier en fonction de la porosité capillaire sont données respectivement par les figures I.10 et I.11.

Ces résultats montrent que ces deux paramètres peuvent être estimés par des lois puissance. Les fonctions proposées par la plateforme MuMoCC sont :

$$E_m = 51,17(1-f_{\text{cap-p}})^{0,579} \quad \text{en (GPa)} \quad \text{Eq. I.1}$$

$$f_{\text{cm}} = 95,191(1-f_{\text{cap-p}})^{2,5949} \quad \text{en (MPa)} \quad \text{Eq. I.2}$$

Ces 2 relations sont utilisées dans notre travail à l'échelle du béton pour trouver les caractéristiques de l'une des phases du béton à savoir la matrice (mortier).

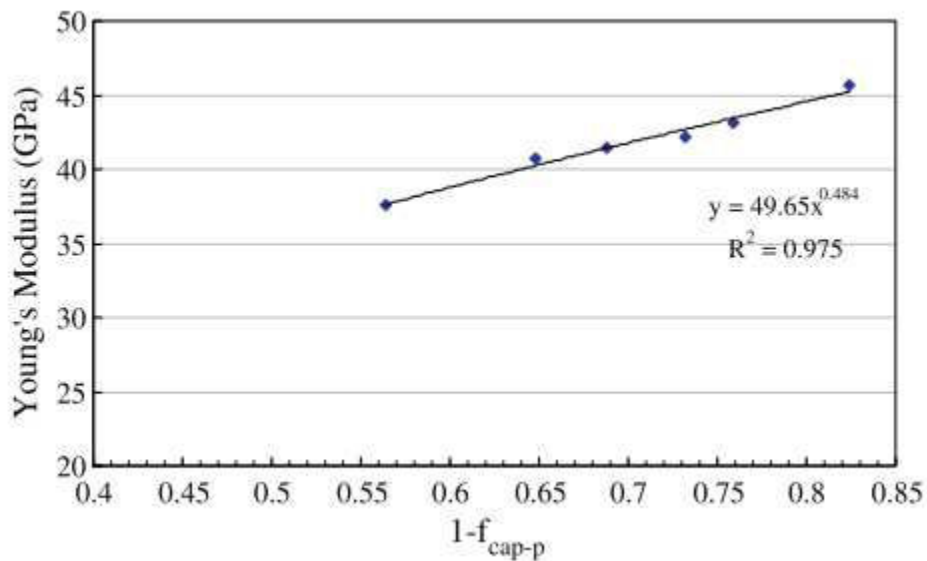


Figure I.10: évolution du module d'Young du mortier en fonction de la porosité [Ber 2012]

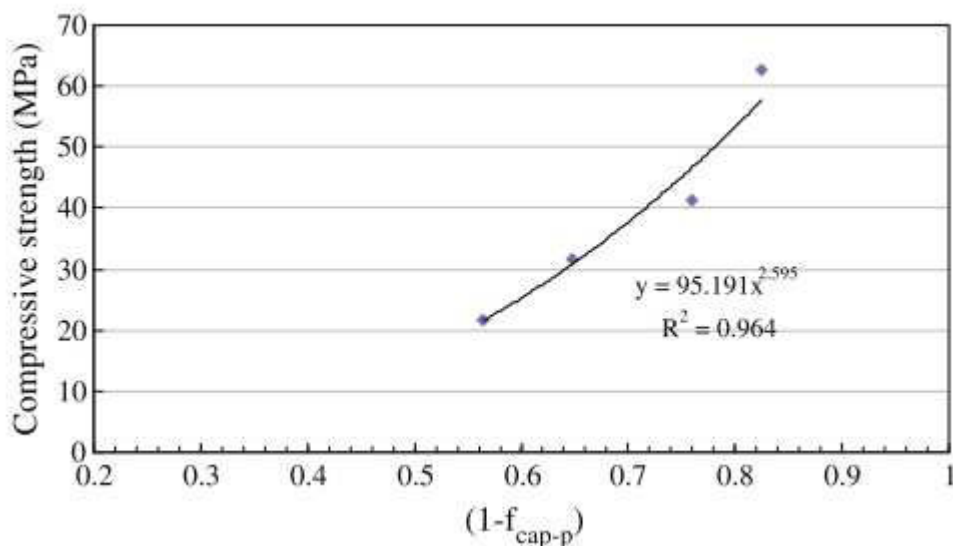


Figure I.11: évolution de la résistance en compression du mortier en fonction de la porosité [Ber 2012]

I.3 Evaluation des propriétés mécaniques de la zone de transition

La zone de transition interfaciale (ITZ) est l'un des facteurs clés que l'on associe à la résistance et la durabilité du béton. Sa caractérisation est un paramètre essentiel à la technologie du béton. Beaucoup de chercheurs se sont investi pour évaluer la microstructure de cette phase et ont étudié l'influence de certains paramètres sur la qualité de cette zone.

I.3.1 Généralités sur l'existence de l'ITZ

A l'échelle mesoscopique, le béton est généralement modélisé comme un matériau composite pour expliquer son comportement sous contraintes, physiques, mécaniques ou chimiques. Selon cette approche, un modèle à deux phases (granulats et matrice) n'est généralement pas suffisant parce que la pâte de ciment ne peut pas être considérée comme une phase homogène. En effet, la microstructure de la pâte de ciment est modifiée au voisinage des granulats [Ol 1994]. Cette zone d'interface entre les granulats et le mortier est souvent appelée auréole de transition ou Interfacial Transition Zone (ITZ) en anglais. De nombreuses propriétés du béton doivent être analysées en le considérant comme un composite à trois phases: granulats, ITZ, et matrice (mortier). Cette auréole gouverne la qualité de l'adhérence entre le mortier et les gravillons. Et par conséquent la résistance de leur liaison [Cott 1982]. L'objectif des paragraphes qui suivent est de présenter la caractérisation de l'ITZ.

L'effet de paroi a été utilisé par Mazo [Mazo 80] pour mettre en évidence l'existence autour des granulats d'une auréole de matériaux hydratés à forte porosité, due en particulier à la pellicule d'eau qui entoure les granulats lors du gâchage : la concentration des grains de ciment anhydres est plus faible à l'approche de la surface des granulats. Ce phénomène est comparable à l'effet de paroi qui existe entre la paroi des coffrages et la surface du béton.

I.3.2 Microstructure de l'ITZ

La microstructure de l'auréole de transition peut être décrite en termes de microstructure poreuse et de progression de d'hydratation [Ol 1994]. En effet l'hydratation au voisinage des granulats est différente de celle qui a lieu au cœur de la matrice car le rapport eau sur ciment y est plus grand. Par ailleurs, la croissance et la nature des hydrates peuvent être influencées par la surface et la nature chimique des granulats. Ainsi l'excès de porosité est à la fois la cause et la conséquence de l'existence de l'ITZ. Il existe plusieurs modèles qui décrivent la minéralogie de l'ITZ : le modèle de Barnes [Bar 1978], le modèle de Zimberman [Zim 1985], le modèle de Monteiro [Mont 1986] et le modèle de Bentur [Bent 1989].

Tous les modèles s'accordent sur le fait que l'ITZ n'est pas une zone homogène, elle est constituée de deux couches :

- La première couche en contact avec la surface des granulats a fait l'objet de controverses. Elle est caractérisée, selon Barnes [Bar 1978], par un film de cristaux orientés de portlandite, d'épaisseur $0,5 \mu\text{m}$, suivie d'un autre film de C-S-H qui a à peu près la même épaisseur. Ces deux films portent ensemble le nom de film duplex (figure I.12)

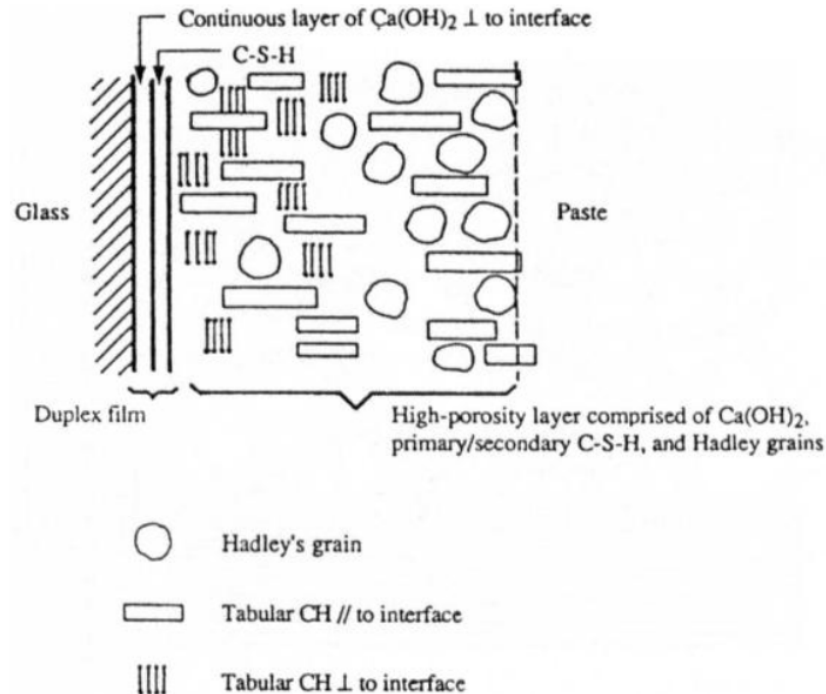


Figure I.12: modèle de Barnes [Bar 1978]

Toutefois, selon Zimmerman [Zim 1985], Monteiro [Mont 1986] et Bentur [Bent 1989], la première couche est une couche très dense d'épaisseur 2 à 3 μm constituée essentiellement de portlandite qui est recouverte par un réseau de cristaux d'ettringite. Elle est appelée couche de contact (figure I.13). De gros cristaux de portlandite se forment sans restriction et s'orientent préférentiellement dans la direction normale à la surface des granulats (figures I.14 et I.15).

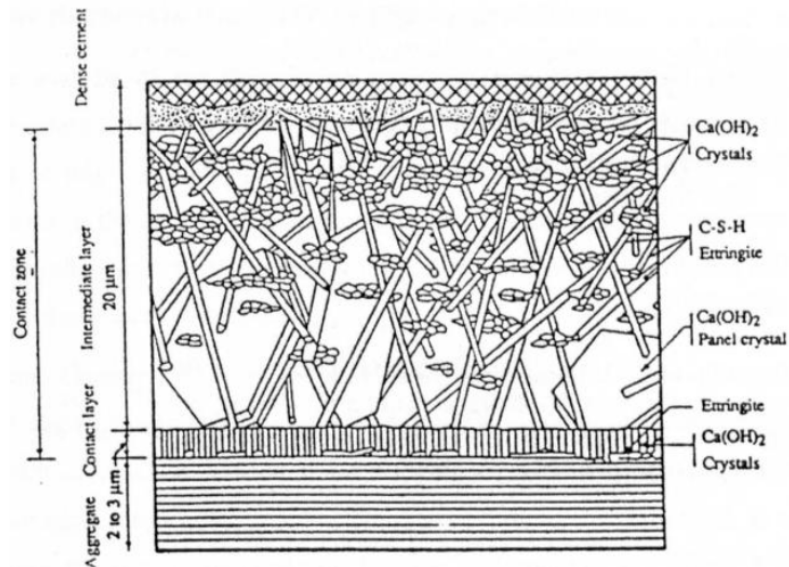


Figure I.13: modèle de Zimmerman [Zim 1985]

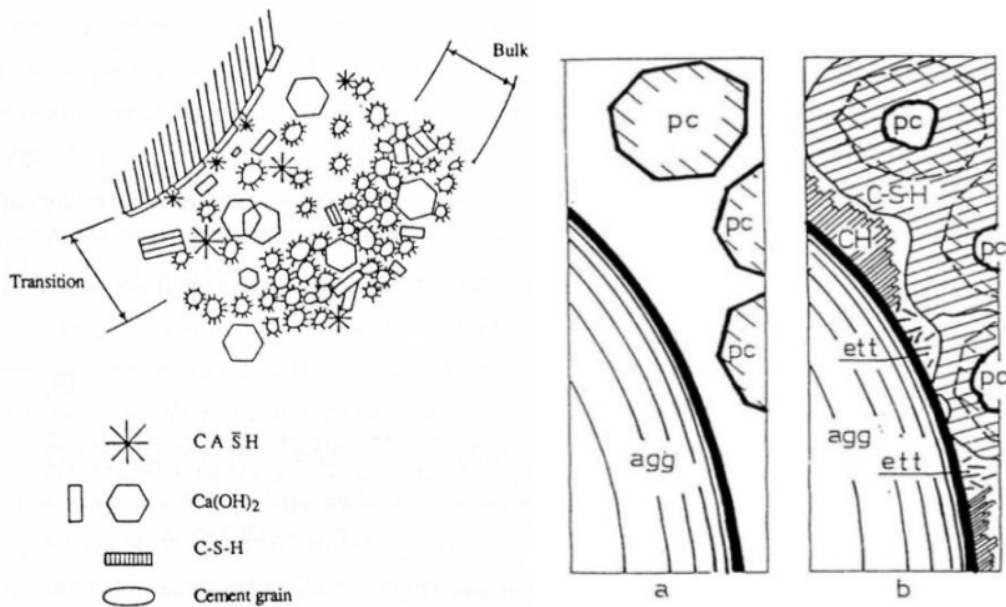


Figure I.14: modèle de Monteiro [Mont 1986]

Figure I.15: modèle de Bentur [Bent 1989]

- La deuxième couche vient directement après la première couche et fait également l'objet de controverses. Selon Barnes [Bar 1978], cette couche d'environ 50 μm , se compose de produits hydratés du ciment avec de gros cristaux de portlandite, des C-S-H et une grande quantité de grains de Hadley. Selon Zimmerman [Zim 1985], cette couche, d'épaisseur 20 μm , est constituée de cristaux d'ettringite en forme d'aiguilles, de gros cristaux hexagonaux de portlandite et de C-S-H. Monteiro [Mont 1986] a confirmé l'existence de gros cristaux de portlandite, mais aussi l'existence de cristaux d'ettringite et de grains de ciment anhydres.

Ce manque de consensus sur la composition minéralogique peut être expliqué par le fait que les auteurs n'ont pas utilisé dans leur étude les mêmes types de ciment, ni les mêmes granulats, ni les mêmes méthodes d'analyse.

I.3.3 Porosité de l'ITZ

Deux techniques sont généralement utilisées pour quantifier la porosité de l'ITZ : la porosimétrie au mercure et l'analyse d'images de Microscopie Electronique à Balayage obtenues sur des surfaces planes polies.

❖ Analyse d'images de Microscopie Electronique à Balayage

Scrivener et Pratt [Scriv 1986] sont les premiers à avoir développé cette technique expérimentale pour analyser la porosité de l'ITZ. La figure I.16 montre qu'avec une pâte de ciment au jeune âge, la porosité augmente près de la surface des granulats. Les principales variations de la porosité se produisent dans les 15 à 20 premiers μm . Cette technique est limitée car elle ne permet pas de quantifier les pores de diamètre inférieur à $0,25 \mu\text{m}$ et ne caractérise donc que de la meso-porosité [Scriv 1988], [Garb 1991], [Diam 2001], [Scriv 2004], [Basheer 2005], [Head 2008], [Nico 2012].

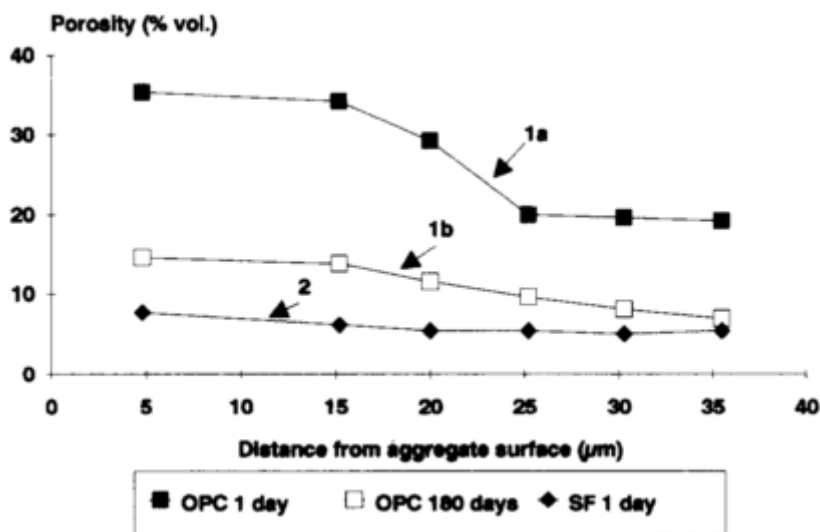


Figure I.16: effet de l'âge et de la fumée de silice sur la porosité de l'ITZ [Scriv 1988]

La figure I.17 obtenue par le Microscopie Electronique à Balayage [Yun 2013] montre une porosité très accentuée au voisinage du granulat.

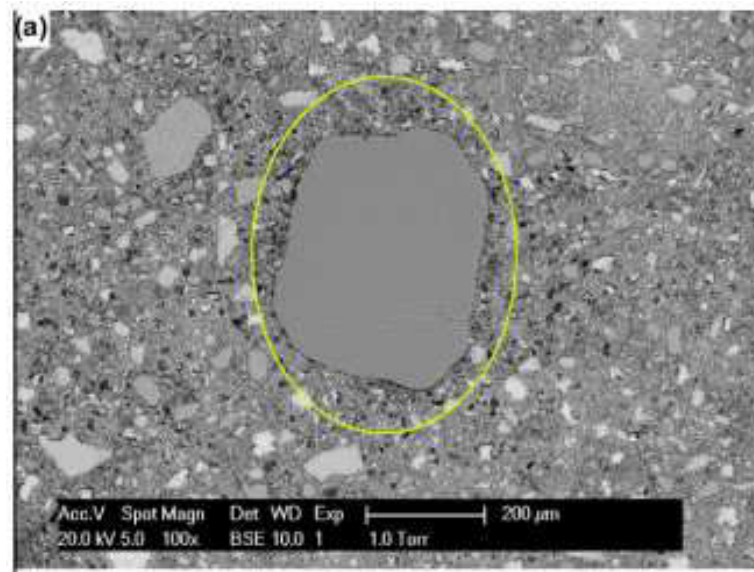


Figure I.17: porosité de l'ITZ [Yun 2013]

❖ Porosimétrie au mercure

Cette technique complète celle basée sur des images prises au MEB en permettant la détermination de la taille des pores. Le principe de cette méthode consiste à faire pénétrer le mercure dans les pores du matériau sous pression croissante (figure I.18). Elle permet d'accéder aux pores de taille comprise entre de 3 nanomètres et 400 μm [Sidn 1992]. Le gradient de la porosité est souvent utilisé pour évaluer l'épaisseur de l'ITZ.

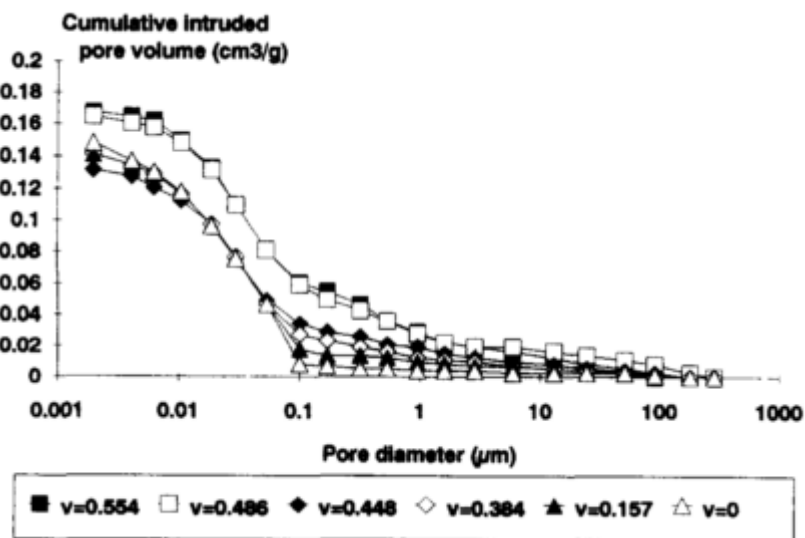


Figure I.18: évolution du volume de mercure dans les pores en fonction de la fraction volumique du sable [Olliv 1994]

La figure I.19 montre la porosité d'une pâte de ciment pure obtenue avec un rapport E/C égal à 0,4 sans granulat et la porosité d'une pâte de ciment à l'intérieur d'un mortier

obtenu avec le même rapport E/C. On observe que la porosité de la pâte dans le mortier est plus faible que celle dans la pâte simple [Ol 1994].

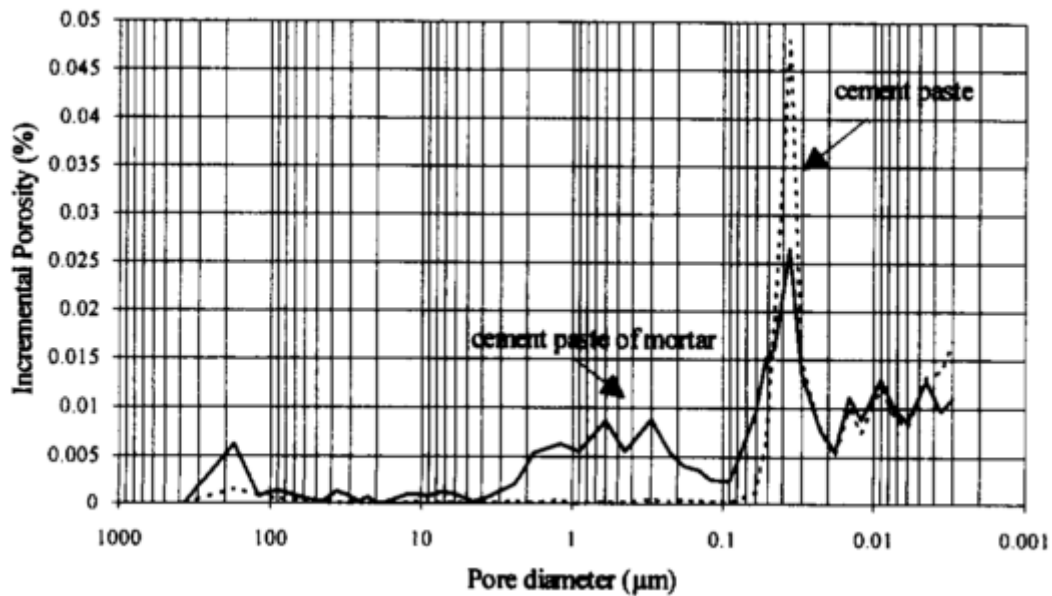


Figure I.19: différence de porosité entre pâte simple et pâte dans le mortier

I.3.4 Hydratation de l'ITZ

Farran [Far 1953], un pionnier dans la recherche sur l'ITZ, fut le premier à étudier des éprouvettes mixtes (figure I.20) et a observé une zone présentant une composition minéralogique différente à l'interface des granulats.

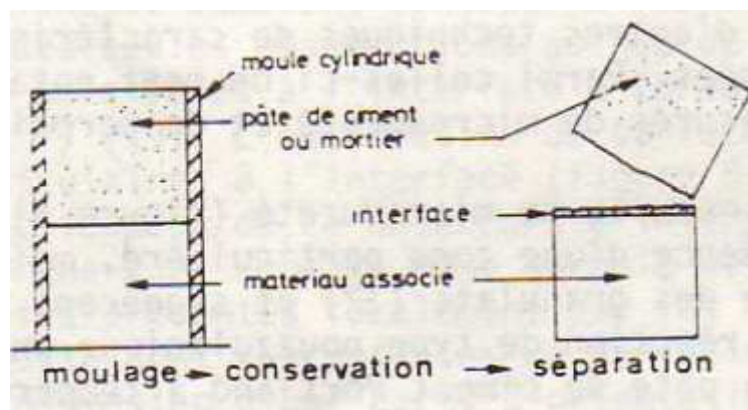


Figure I.20: préparation d'éprouvettes mixte d'après Farran [Far 1956]

En raison de l'effet de paroi et du micro-ressuage, un gradient de porosité et un gradient complémentaire de grains de ciment anhydres existent. La concentration en C_3S a été étudiée par Ollivier [Ol 1981] en utilisant le modèle composite et l'analyse de diffraction des rayons X (figure I.21). L'entassement des grains de ciment est plus faible à proximité des granulats qu'à l'intérieur de la matrice de pâte de ciment. Scrivener et al. [Scriv 1988 et

Scriv 1996] ont abouti aux mêmes résultats en utilisant la Microscopie Electronique à Balayage.

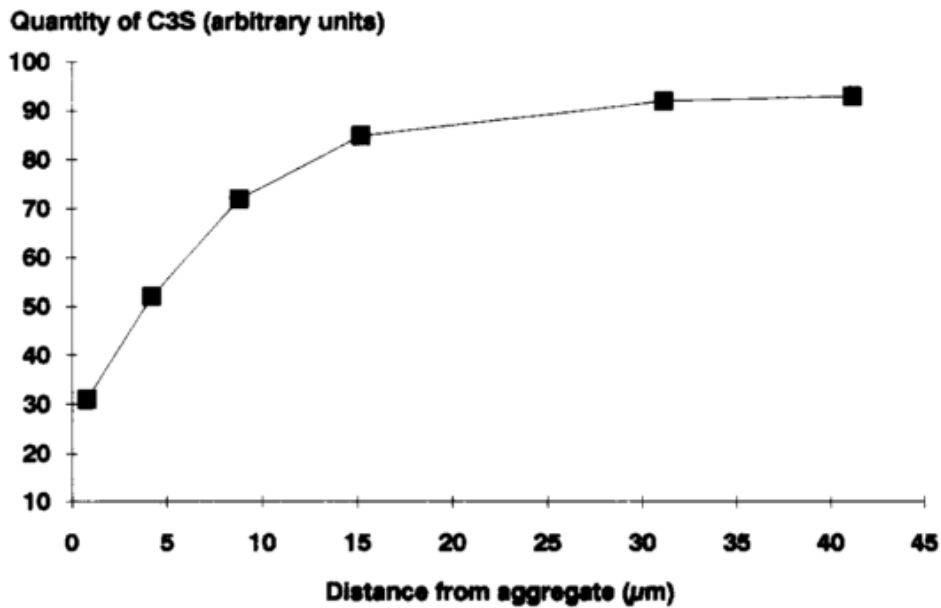


Figure I.21: variation de la concentration en C₃S d'une pâte de ciment ordinaire coulée sur une surface plane d'un granulat (E/C = 0.5 après 10 jours) [olliv 1981]

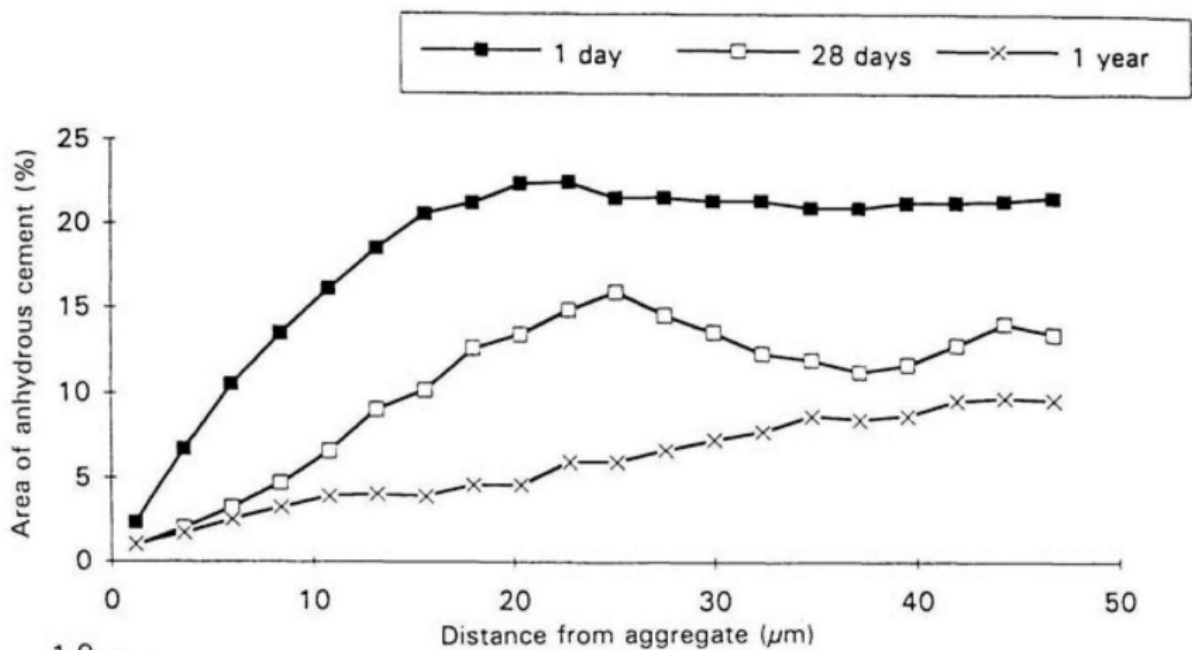


Figure I.22: distribution du ciment anhydre et degré d'hydratation calculé du béton âgé de 1 jour, 28 jours et 1 an [Scriv 1996]

L'hydratation du ciment et les caractéristiques qui en résultent dans l'ITZ peuvent être décrites en considérant la diffusion des ions et des contraintes spatiales [Ol 1994]. Comme le rapport eau sur ciment est très fort au voisinage des particules agrégées, l'hydratation se produit principalement en suivant le mécanisme de Le Châtelier. Puis, après la dissolution des composés anhydres, les ions mobiles se déplacent sous l'influence des gradients de concentration. Ce phénomène de diffusion d'ions peut être illustré par la comparaison de la quantité d'hydrates avec les quantités de matière anhydre, en tant que fonction de la distance par rapport à la surface des granulats. La variation des anhydres dans l'ITZ diminue pendant l'avancée de l'hydratation. Crumb [Crumb 1994] a montré une variation très significative (figure I.22) au voisinage du granulat à 1 jour d'hydratation.

Diamond [Diam 2001 et 2004] et Scrivener [Scriv 2004] ont montré à travers des analyses au MEB une variabilité de la quantité de portlandite au voisinage des granulats. Ils ont observé dans la première zone d'épaisseur $10\ \mu\text{m}$ à proximité des granulats une grande variation de portlandite (figure I.23) mais une faible variation de la portlandite si on s'éloigne des granulats.

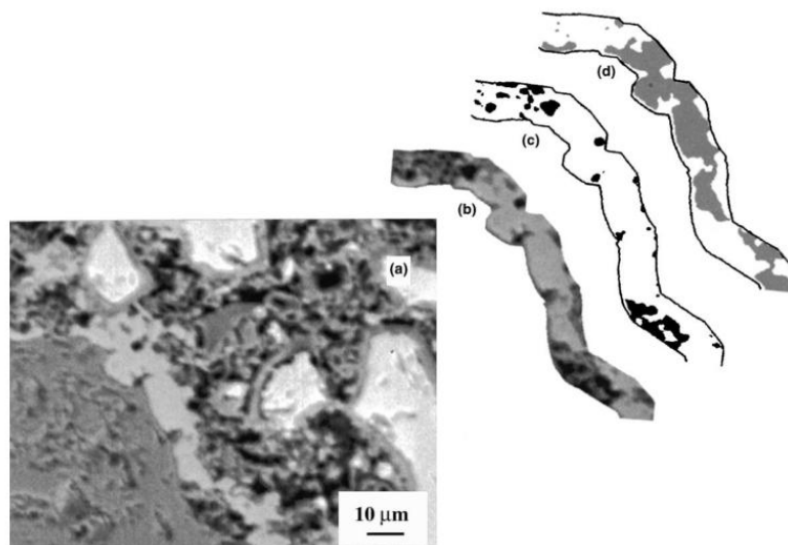


Figure I.23: Interphase grain de sable de dolomite-pâte de ciment à 3 jours ; b) première zone de $10\ \mu\text{m}$ adjacente à l'interface ; c) pores ; d) portlandite [Diam 2001]

Yuan et Older [Yuan 1987] ont étudié l'évolution du rapport CaO/SiO_2 en fonction de la distance de l'interface marbre-pâte de silicate tricalcique (figure I.24). Au voisinage de la surface des granulats, le rapport CaO/SiO_2 est très élevé, plus de 3. Au coeur de la matrice, à environ $120\ \mu\text{m}$ de la surface des granulats, le rapport est égal à 3. La migration des ions Ca^{2+} et OH^- est proposé par les auteurs pour expliquer ces résultats.

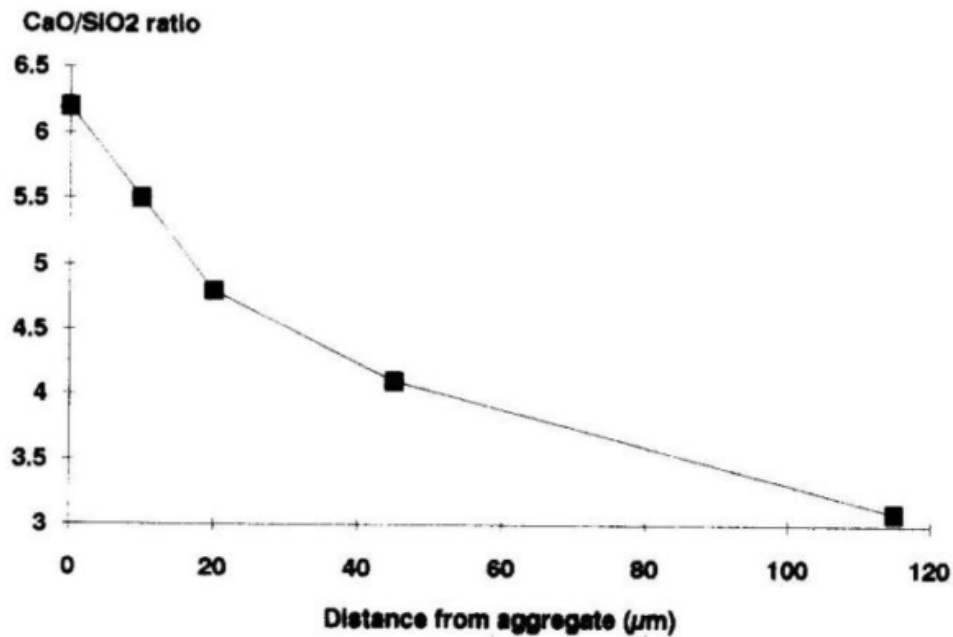


Figure I.24: gradient du rapport CaO/SiO_2 en fonction de la distance de l'interface marbre-pâte de C_3S à 28 jours [Yuan 1987]

Ce même résultat a été trouvé par Larbi (Larb 1991) pour un mortier à base de quartz (figure I.25). Le rapport augmente entre 7 et 28 jours à la suite des transports des hydrates.

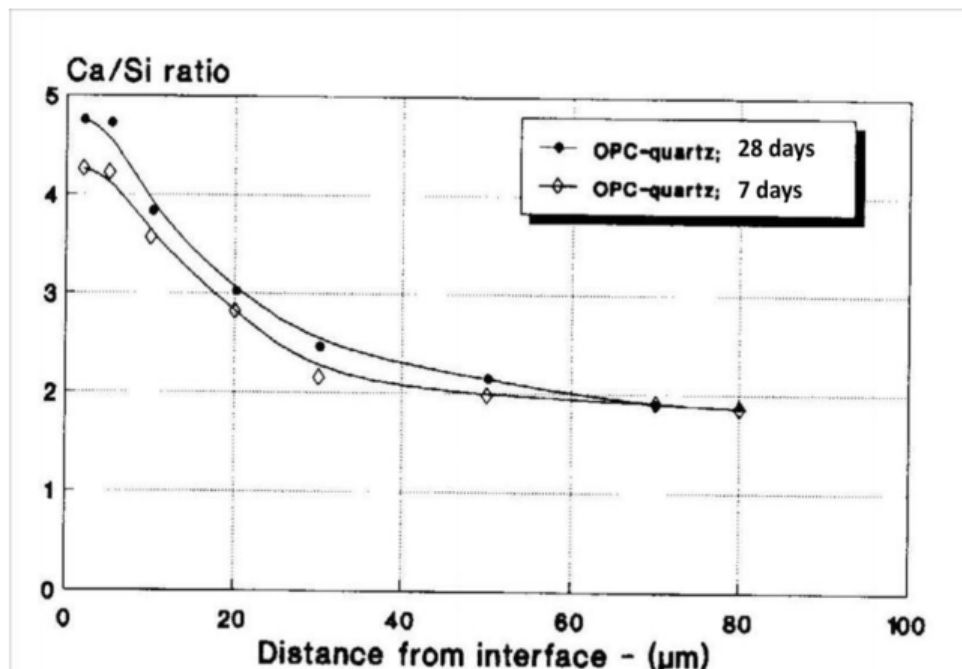


Figure I.25: gradient du rapport CaO/SiO_2 en fonction de la distance à l'interface à 7 et 28 jours ($E/C = 0,4$)

I.3.5 Influence des propriétés des granulats sur l'ITZ

Comme on l'a souligné précédemment, l'hydratation au voisinage des granulats peut être influencée par la surface et la nature chimique des granulats. L'objectif de cette partie est de présenter l'influence de la nature chimique, de la porosité et de l'absorption des granulats sur la formation de l'ITZ et sur la liaison ITZ-granat.

La nature des granulats (réactifs ou neutres...) influe fortement sur la qualité de la zone de transition [Mal 1992]. Les granulats calcaires (réactifs) présentent une zone de transition plus résistante et de perméabilité plus faible en raison des réactions chimiques qui se produisent au cours du temps. L'augmentation de la résistance du béton réalisé avec les granulats réactifs a été observée par Malier [Mal 1992] contrairement aux granulats de type quartz, comme les granulats siliceux, considérés neutres par rapport à la pâte de ciment.

L'effet du taux de saturation des granulats naturels sur le comportement global du béton a été étudié par Cortas [Cort 2010]. En utilisant des granulats silico-calcaires de coefficient d'absorption à 24 heures de 2,4% et un rapport E/C de 0,45, il a pu observer une diminution importante de la résistance en compression et en traction dès qu'il remplace les granulats secs par des granulats humides (surface mouillée) (figure I.26).

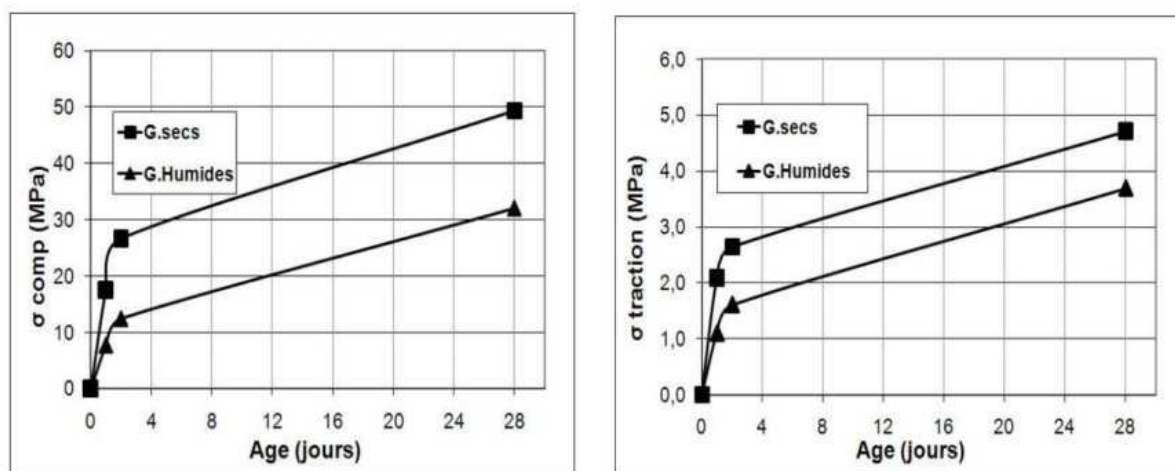


Figure I.26: résultat en compression et en traction de béton à granulat sec et humide-surface mouillée [Cort 2010]

Des observations au MEB lui a permis de conclure qu'avec des granulats secs, la liaison pâte-granat est de bonne qualité, alors qu'avec des granulats humides-surface mouillée, la qualité de la liaison est mauvaise avec des zones poreuses au voisinage des granulats. (figure I.27)

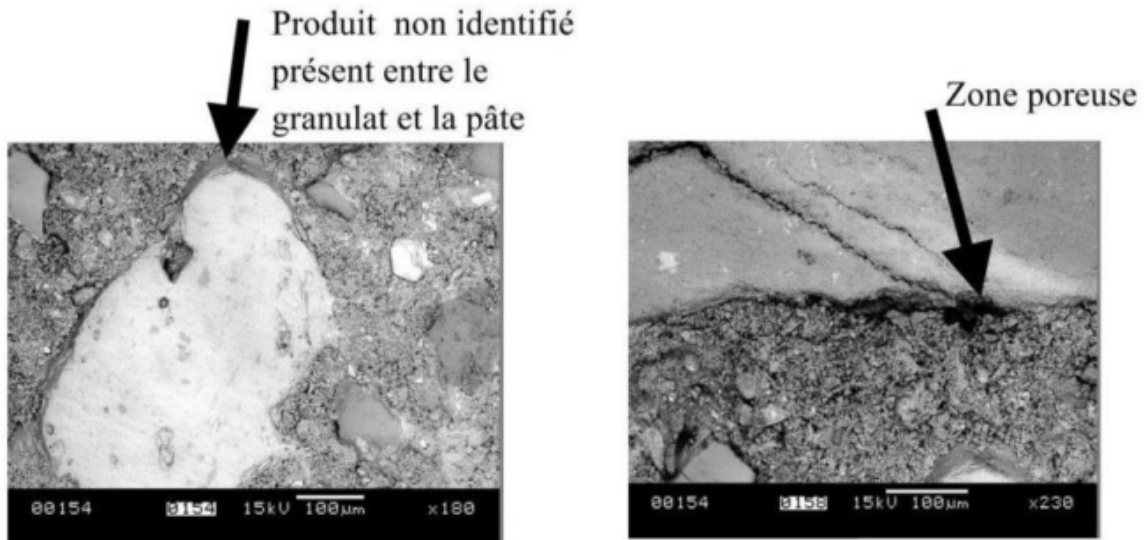


Figure I.27: images au MEB du béton de granulats humides-surface mouillée [Cort 2010]

Ce résultat, c'est-à-dire l'existence d'une pellicule d'eau autour des granulats humides-surface mouillée, a été aussi soulignée dans les travaux de Hemabvibool [Hema 2007] et Elsharief [Elsh 2005]

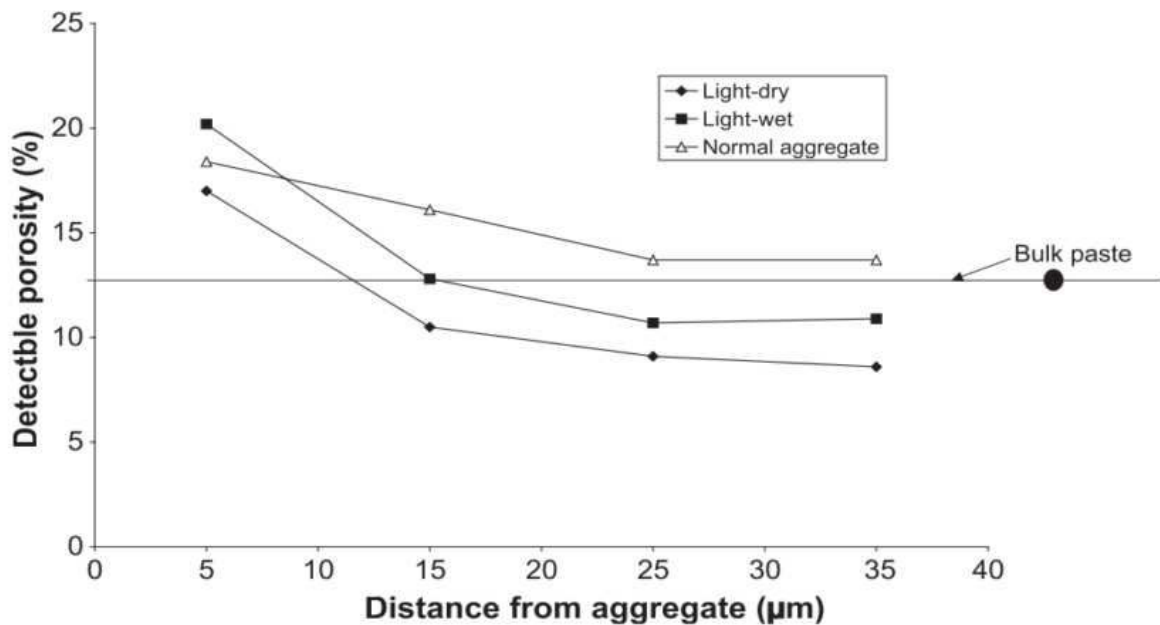


Figure I.28: Porosité dans la zone d'interface des mortiers avec E/C = 0,55 à 7 jours. [Am 2005]

Am [Am 2005] a montré, à travers ces travaux sur les granulats artificiels poreux que l'auréole de transition du mortier de granulats légers à l'état sec est moins poreuse que celle de granulats légers à l'état humide (figure I.28). Il attribue ces résultats à la capacité d'absorption des granulats. En effet lors du malaxage, l'eau qui s'accumule autour des granulats est absorbée par les granulats et par conséquent l'eau de ressuage autour des

granulats secs est moins importante. Hem [Hem 2007] souligne également que les granulats à l'état sec présentent une meilleure liaison avec la pâte par rapport au granulat à l'état humide. D'après Ke [Ke 2008], l'épaisseur de la zone de transition dépend fortement de la capacité d'absorption des granulats (figure I.29).

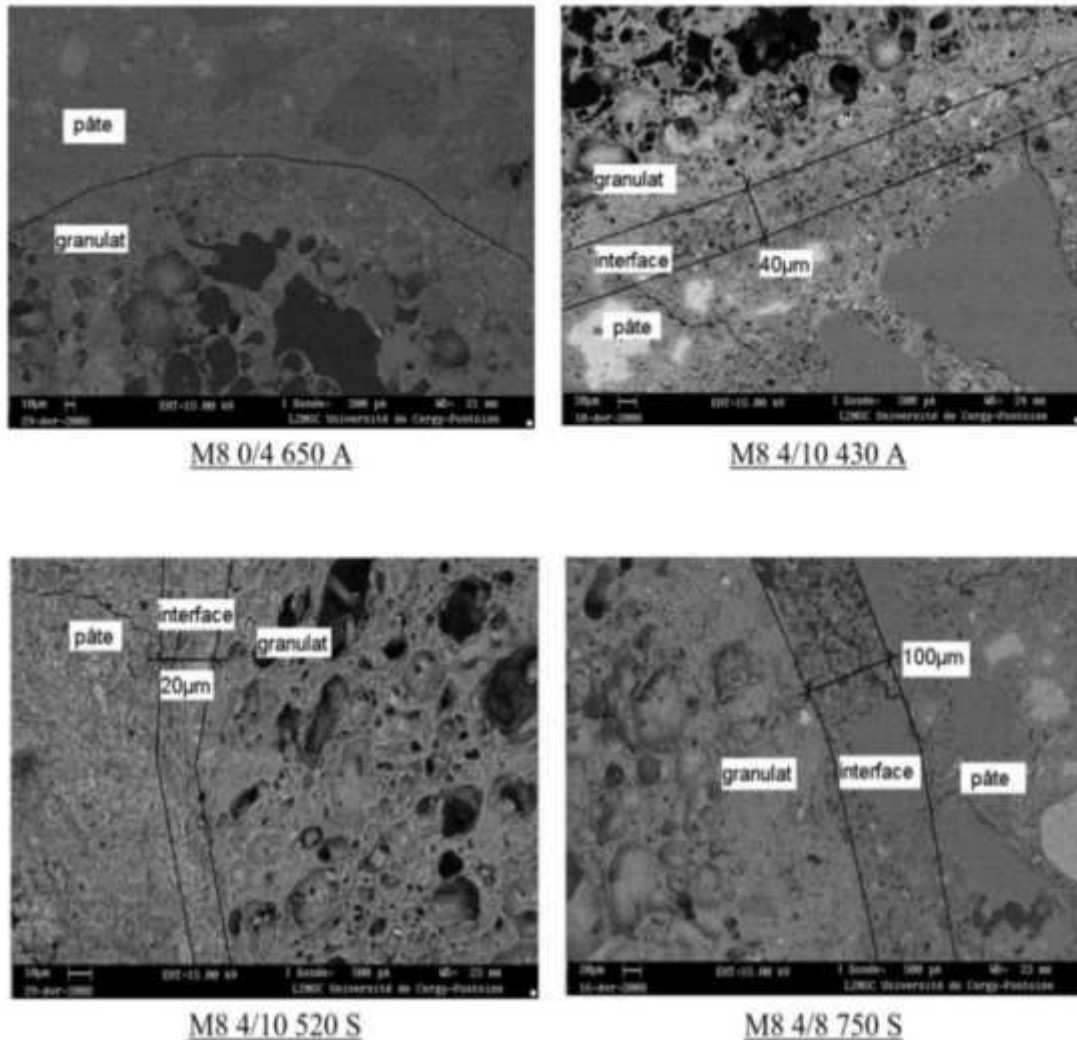


Figure I.29: observations au MEB des ITZ de granulats légers [Ke 2008]

D'après les travaux de Cui [Cui 2004] et de [Ke 2008] la présence des pores à la surface des granulats fournit à la pâte un site d'ancrage pour une meilleure formation de la liaison mécanique entre les granulats et la pâte (figures I.30 et I.31). En effet, une surface poreuse réduit l'effet de paroi qui provoque l'empilement des grains de ciment à proximité de l'interface. L'auréole de transition devient ainsi plus dense et présente une bonne adhérence avec les granulats.

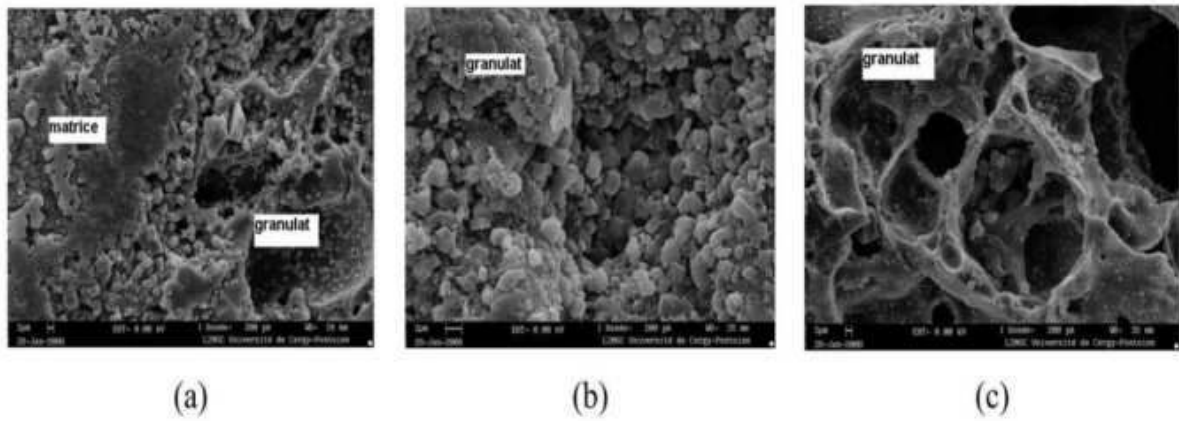


Figure I.30: imprégnation de la pâte dans le granulat de surface poreuse : a) Interface matrice/granulat ; b) périphérie du granulat ; c) milieu du granulat [Ke 2008]

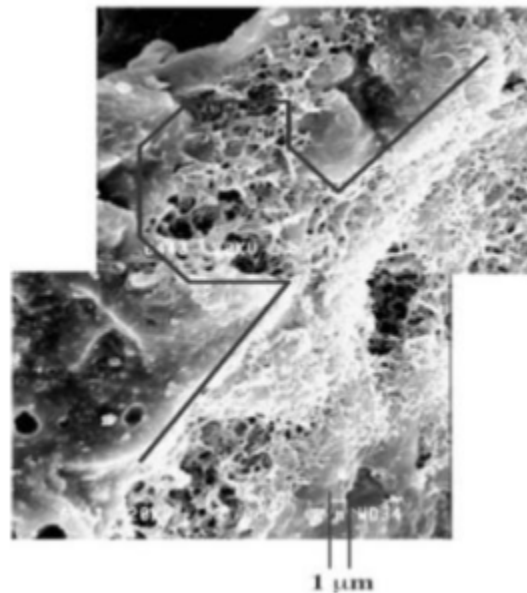


Figure I.31: verrouillage mécanique entre la pâte et le granulat, infiltration de la pâte à la surface du granulat [Cui 2004]

L'épaisseur de l'ITZ avec les granulats de surface poreuse est très fine, environ 5 à 10 μm , et est caractérisée par un réseau plus poreux composé d'aiguille d'ettringite, suivi par une couche de C-S-H denses avec moins d'ettringite (figure I.32)

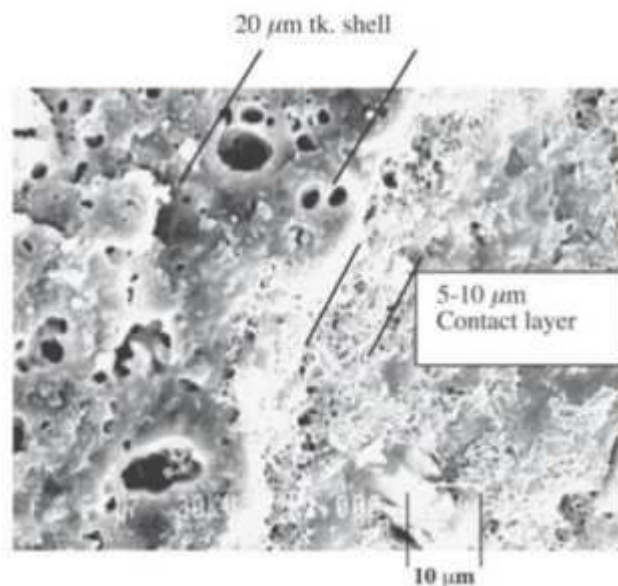
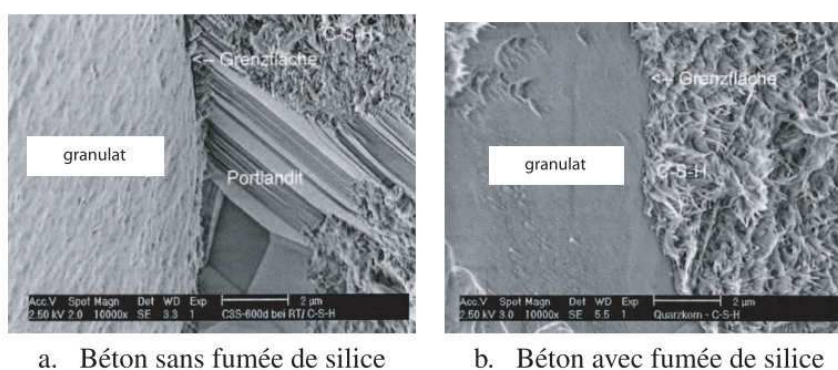


Figure I.32: zone d'interface entre un granulat d'argile expansée et la pâte de ciment dans un béton léger [Cui 2004]

I.3.6 Influence des ajouts minéraux sur la microstructure de l'ITZ

Quelques travaux de la littérature ont relevé l'influence de certains ajouts minéraux sur la microstructure de l'ITZ. Aïtcin [Ait 2003] a constaté une réduction de la porosité et de l'épaisseur de la zone de transition dans les Bétons à Hautes Performances (BHP). L'épaisseur de la zone de transition des BHP est limitée à 12 μm alors que celle des Bétons Ordinaires est d'environ 50 μm . Aïtcin [Ait 2003] signale aussi l'absence de la zone de transition dans les BHP avec fumée de silice comme le montre la figure I.33.



a. Béton sans fumée de silice

b. Béton avec fumée de silice

Figure I.33: microstructure de la zone d'interface granulat-matrice [Aïtcin 2003]

En effet, l'ajout de la fumée de silice permet la consommation de la portlandite par la réaction pouzzolanique pour former des C-S-H, densifiant ainsi la microstructure du matériau et améliorant ses performances mécaniques.

I.3.7 Divergence d'opinions sur l'effet de l'ITZ sur les propriétés du béton

La notion de l'ITZ a fait l'objet de nombreuses discussions durant ces dernières années. Certains chercheurs ont ainsi affirmé non seulement l'existence mais aussi l'influence de cette zone sur les caractéristiques des bétons ([Scriv 1999], [Garb 2007], [Mont 2002], [Nils 1992], Park [Park 2008] etc...). Scrivener [Scriv 1999] a d'abord fourni un aperçu fiable sur le concept d'ITZ. Ces travaux ont été poursuivis par Mindess [Mind 2003] et Zheng [Zheng 2005], qui ont assimilé cette zone à un point faible des bétons classiques. Les travaux de Zheng [Zheng 2005] et de Winslow [wins 1993] ont par ailleurs stipulé que la percolation de l'ITZ au travers d'un échantillon de matériau cimentaire fournissait un chemin préférentiel pour le transport de l'eau et des ions. Toutefois d'autres auteurs comme Leroy, de Larrard [Leroy 1994] et Rangaraju [Rang 2010] ont affirmé que cette zone, même si elle existait, n'avait aucun effet sur les propriétés du béton.

Les partisans d'une influence significative de l'ITZ n'ont cessé de mettre au point des modèles analytiques et numériques pour prédire le module d'élasticité du béton à l'aide d'une approche d'un matériau composite à 3 phases. Il ressort de leurs travaux que le module d'élasticité du béton est fortement influencé par la fraction volumique de l'ITZ, autrement dit : plus le volume d'ITZ est grand, plus le module d'élasticité du béton diminue. Ce phénomène est d'autant plus accentué que le rapport eau sur ciment est grand [Park 2008]. Selon les études de Husem [Hus 2003], la résistance en compression d'un béton fait avec des granulats ordinaires naturels, dépend pour 21%, de la pâte de ciment, pour 12% des granulats et 67% de l'auréole de transition. Oztekin [Ozt 1987] rapporte dans ces travaux que la résistance en compression $R_{cbéton}$ ou en flexion $R_{fbéton}$ est une fonction linéaire de la résistance du mortier composant le béton ($R_{cmortier}$ ou $R_{fmortier}$) et de la résistance en flexion de la liaison granulat-mortier.

$$R_{cbéton} = 0,526R_{cmortier} + 2,665A + 3,3 \quad \text{Eq. I.3}$$

$$R_{fbéton} = 0,428R_{fmortier} + 0,218A + 0,08 \quad \text{Eq. I.4}$$

Il est aussi stipulé dans ces travaux que la contribution de la résistance de la liaison granulat-mortier est environ la moitié de celle du mortier.

Pour mettre en évidence ou non l'influence de l'ITZ sur les propriétés mécaniques et la perméabilité du béton, Rangaraju a préparé deux séries de bétons de rapport E/C égal respectivement à 0,3 et 0,5. Chaque série contient 3 types de bétons (tableau I.6) de même quantité de ciment, de même quantité de granulats et de même quantité de sable, leur seule différence se trouve sur les différentes classes granulaires du sable tableau I.5.

Sieve size range (mm)	Specific surface area, m ² /kg	Sand blend notation		
		FA #1% retained	FA #2% retained	FA #3% retained
#4-#8 (4.75-2.36)	1.00	0	0	0
#8-#16 (2.36-1.18)	2.08	0	19	50
#16-#30 (1.18-0.6)	4.30	11	38	35
#30-#50 (0.6-0.3)	7.54	36	33	15
#50-#100 (0.3-0.15)	13.54	53	10	0
Fineness modulus		1.58	2.65	3.35
Spec. surf. area, m ² /kg		10.36	5.87	3.67
Calculated inter-aggregate spacing, μm		60	100	160

Tableau I.5: classe granulaire, surface spécifique, espacement entre les grains de sables utilisés dans les bétons [Rang 2010]

Item	Mixture proportion					
	Series #1, w/c = 0.30			Series #2, w/c = 0.50		
	FA #1	FA #2	FA #3	FA#1	FA #2	FA #3
Cement, kg/m ³	590	590	590	451	451	451
Sand, kg/m ³	606	606	606	606	606	606
Coarse agg., kg/m ³	997	997	997	997	997	997
Water, kg/m ³	173.3	173.3	173.3	224.8	224.8	224.8
Air, %	3	3	3	3	3	3
Superplasticizer, L/m ³	7	7	7	2.5	2.5	2.5

Tableau I.6 : Composition des trois types de pour des rapports E/C égale à 0.3 et 0.5 [Rang 2010]

En effet pour deux types de béton de même formulation, le volume d'ITZ obtenu avec un sable fin est plus grand que celui obtenu avec un sable grossier et l'espacement entre les grains du béton de sable fin est plus petit que celui du béton de sable grossier (figure I.34). Par conséquent si l'ITZ a un effet défavorable sur le comportement du béton, les propriétés du béton de sable fin doivent être très médiocres par rapport à celle du béton de sable grossier.

Rangaraju a comparé les valeurs de résistance en compression, en traction et de module d'élasticité des 3 types de béton pour chaque rapport E/C.

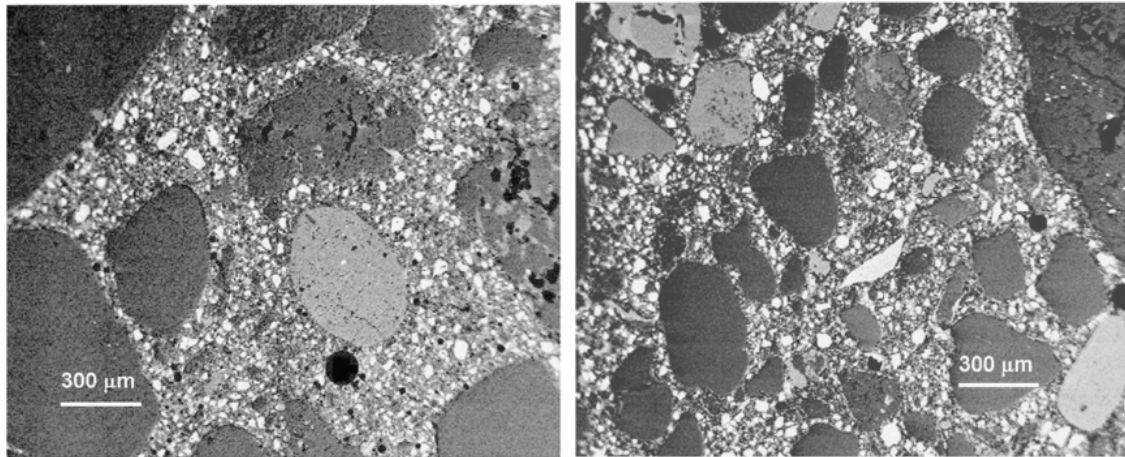


Figure I.34: image obtenu par MEB illustrant la différence de distance entre les grains d'un béton fabriqué avec de gros granulats (gauche) et d'un béton fabriqué avec de petits granulats (droite). Les deux bétons ont la même fraction granulaire [Rang 2010].

D'après la figure I.35, Rangaraju a conclu que le module d'élasticité du béton n'est pas affecté par la variation de l'espacement entre les grains et donc par le volume d'ITZ.

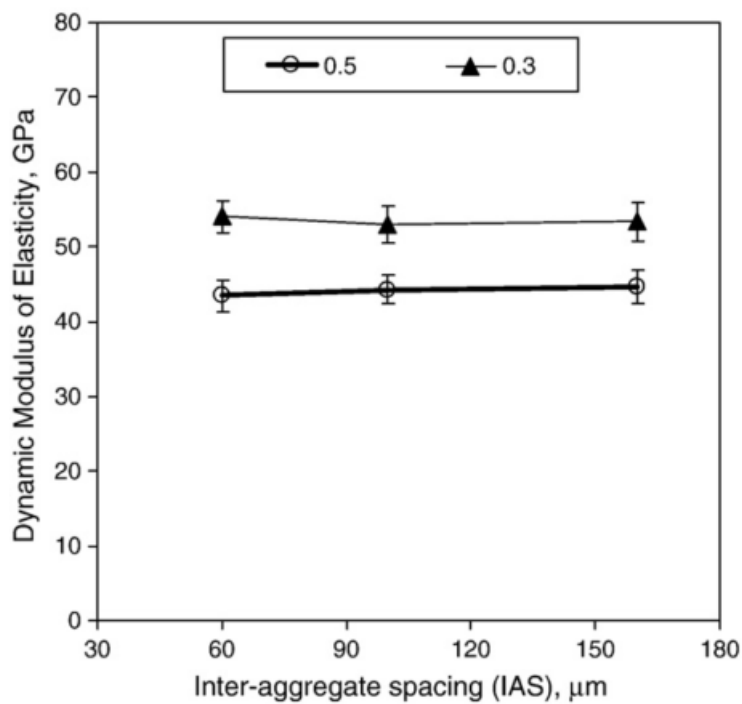


Figure I.35: Module Elastique Dynamique en fonction de l'espacement entre les grains [Rang 2010]

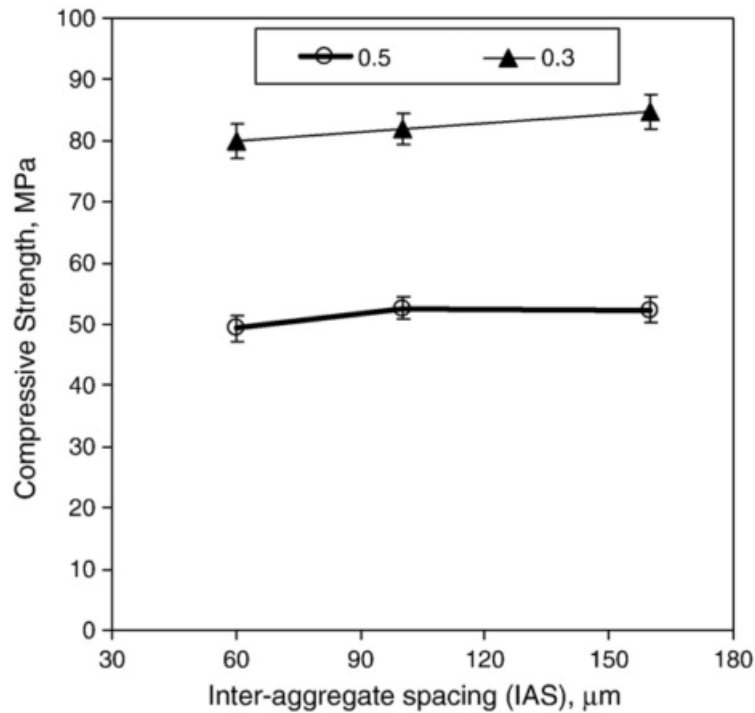


Figure I.36: résistance en compression à 28 jours en fonction de l'espacement entre les grains [Rang 2010]

Les valeurs de résistance en compression obtenues à 28 jours par Rangaraju sont tracées (figure I.36) pour les deux séries de béton. Pour le rapport E/C = 0,5 la résistance en compression ne varie presque pas si l'espacement entre les grains augmente c'est-à-dire si le volume d'ITZ diminue. Pour le rapport E/C = 0,3 il y a un léger effet, ce qui signifie que la résistance en compression du béton de sable fin (d'environ 80 MPa) est peu inférieure à celle obtenue de sable grossier (environ 84 MPa) et ce léger effet n'est pas observé dans les résistances à court et long termes (tableau I.7). Il conclut donc, dans son étude, que la zone de transition a un effet non significatif sur la résistance en compression du béton.

Age, days	Property	w/c ratio	Calculated IAS		
			60 μm	100 μm	160 μm
7	Compressive strength, MPa	0.3	68.4	70.0	69.5
		0.5	34.0	36.5	36.8
	Split tensile strength, MPa	0.3	7.80	7.93	7.27
		0.5	5.85	5.94	5.83
	Dynamic elastic modulus, GPa	0.3	51.0	49.5	50.0
		0.5	39.1	38.8	40.8
Chloride permeability, Coul.	0.3	3300	3400	3800	
	0.5	7500	7200	7400	
70 ^a	Compressive strength, MPa	0.3	88.6	90.7	94.0
		0.5	55.0	59.0	59.0
	Split tensile strength, MPa	0.3	7.97	9.51	8.88
		0.5	6.75	5.89	6.78
	Dynamic elastic modulus, GPa	0.3	55.8	54.7	55.4
		0.5	45.2	46.0	47.0
Chloride permeability, Coul.	0.3	2380	2600	2490	
	0.5	4230	3590	4250	

^a Except for the split tensile strength determinations, which were secured at 56 days.

Tableau I.7 : propriétés du béton mesurées à des âges différents de 28 jours [Rang 2010]

En commentant les résultats obtenus en traction, Rangaraju fait les commentaires suivants : les résistances en traction du béton de sable fin mesurées à 28 jours semblent être inférieures à celles obtenues avec un sable grossier (figure I.37 A). Cependant cette tendance ne se retrouve ni au jeune âge, ni à un âge avancé (tableau I.7) et (figure I.37 B). Il conclut donc que l'effet de l'ITZ sur la résistance en traction est négligeable.

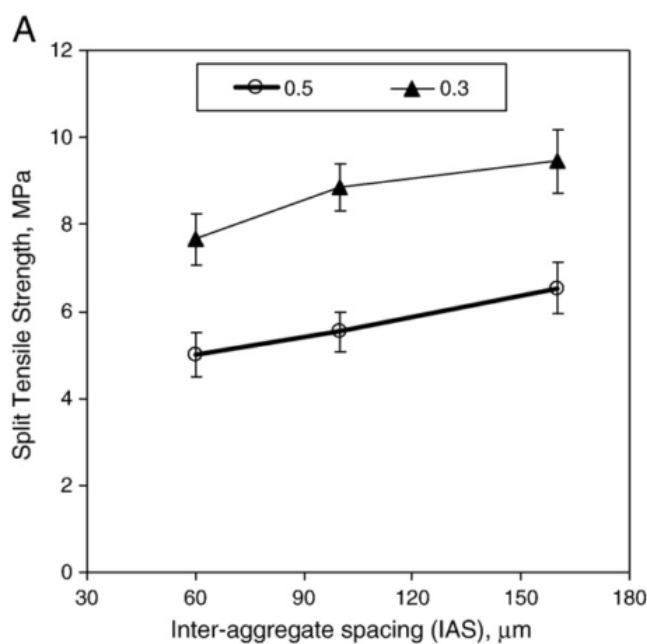


Figure I.37 A: résistance en traction par fendage à 28 jours en fonction de l'espacement des grains [Rang 2010]

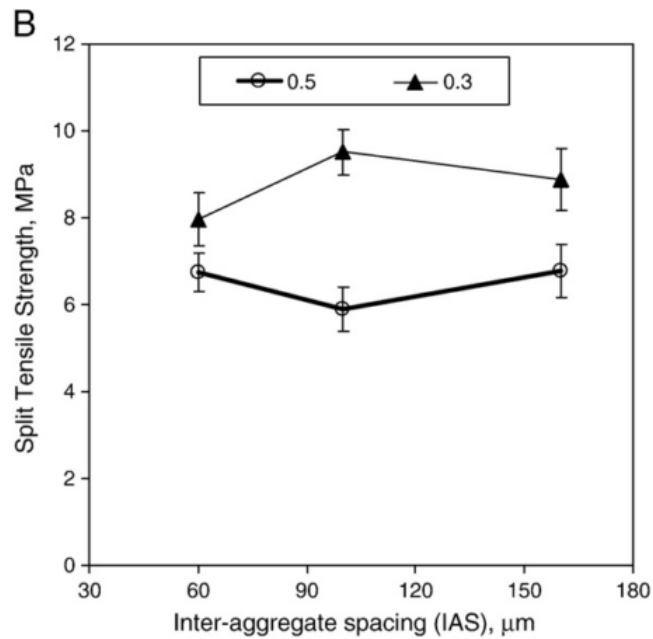


Figure I.37 B: résistance en traction par fendage à 57 jours en fonction de l'espacement entre les grains [Rang 2010]

Les résultats obtenus par Rangaraju mettent en doute le concept largement accepté que la zone de transition est le point faible du béton et influence les propriétés macroscopiques du matériau.

Cette divergence d'opinion nous a poussés à étudier dans ce travail de thèse l'effet de l'ITZ sur le comportement macroscopique du béton.

I.4 Bilan des modèles analytiques

Le module d'élasticité du béton joue un rôle essentiel dans l'analyse et la conception des structures réalisées avec ce matériau et a donc été largement étudié par de nombreux chercheurs.

Les premières recherches qui ont tenté d'estimer le module élastique du béton ont utilisé les résultats expérimentaux pour proposer des formules empiriques. Cependant ces formules empiriques sont souvent un peu simples pour prendre en considération l'influence de certains paramètres comme la fraction volumique du sable, du ciment, de la composition des granulats etc.... sur le module élastique du béton. C'est pourquoi d'autres chercheurs ont proposé des modèles analytiques et numériques pour essayer d'évaluer le module d'élasticité du béton.

- deux classes de modèles analytiques existent dans la littérature pour déterminer le module élastique du béton à partir de sa représentation à l'échelle mesoscopique: (1) des modèles traitant le béton comme un matériau biphasé composé de granulats et de la matrice (ce modèle peut être appliqué pour les Bétons à Hautes Performances qui en général n'ont pas de zone de transition) (2) des modèles traitant le béton comme un

matériau triphasé composé de granulats, de la matrice et l'auréole de transition (ITZ) (ce modèle est souvent utilisé pour les bétons ordinaires).

- Concernant la première classe, on peut citer : le modèle de la solution diluée, la méthode Auto Cohérente [Abou 1991], le modèle de Mori-Tanaka [Abou 1991], les bornes de Voigt et Reuss [Abou 1991], le modèle de Hashin et Shtrikman [Hash 1963] et le modèle de Christensen et Lo [Christ 1979]
- Pour la deuxième classe, on peut citer le modèle de Ramesh et Sotelino [Ram 1996] et celui de Hashin et Monteiro [Hash 2002].

L'objectif de cette partie est de présenter les méthodes d'homogénéisation analytique classiques pour déterminer le comportement équivalent d'un matériau hétérogène. Les modèles analytiques utilisés dans notre travail sont le modèle de de Christensen et Lo et celui de Hashin et Monteiro.

Il existe trois étapes principales pour le traitement des matériaux hétérogènes [Zao 1997], [Born 2001]:

- la représentation: c'est l'étape de la définition des phases, de leur description spatiale et de leur comportement mécanique;
- la localisation : c'est l'étape de la modélisation mécanique, de la détermination des relations entre les champs ;
- l'homogénéisation: c'est l'étape de détermination du comportement effectif et des opérations de moyennes.

I.4.1 Modèle analytique pour la détermination des caractéristiques des matériaux à deux phases

- La solution diluée:

Dans cette méthode chaque inclusion est considérée comme noyée dans la matrice, elle s'applique dans le cas où les inclusions sont suffisamment éloignées entre elles et que la fraction volumique d'inclusion est faible.

Aboudi [Abou 1991] propose dans le cas d'un matériau à 2 phases (matrice=phase 1 et inclusions sphériques=phase 2), les expressions des coefficients de compressibilité K et de cisaillement G équivalents:

$$K_{comp}^{dl} = K_{mat} + f_{inc} \frac{(K_{inc} - K_{mat})(3K_{mat} + 4G_{mat})}{(3K_{inc} + 4G_{mat})} \quad \text{Eq. I.5}$$

$$\frac{G_{comp}^{dl}}{G_{mat}} = 1 - \frac{15(1 - \nu_{mat})(1 - \frac{G_{inc}}{G_{mat}})f_{inc}}{7 - 5\nu_{mat} + 2(4 - 5\nu_{mat})\frac{G_{inc}}{G_{mat}}} \quad \text{Eq. I.6}$$

- méthode Auto-Cohérente:

Cette méthode tient compte de l'interaction entre les différentes phases du milieu hétérogène. La matrice qui entoure chaque inclusion est supposée être un milieu infini ayant les mêmes caractéristiques que celle du matériau homogénéisé recherché.

Pour un matériau à deux phases, avec des inclusions sphériques, les coefficients de compressibilité et de cisaillement équivalents sont [Abou 1991] :

$$K_{comp}^{ac} = K_{mat} + f_{inc} \frac{(K_{inc} - K_{mat})(3K_{comp}^{ac} + 4G_{comp}^{ac})}{(3K_{inc} + 4G_{comp}^{ac})} \quad \text{Eq. I.7}$$

$$G_{comp}^{ac} = G_{mat} + f_{inc} (G_{inc} - G_{mat}) \frac{15(1 - \nu_{comp}^{ac})}{G_{comp}^{ac} (7 - 5\nu_{comp}^{ac}) + 2(4 - 5\nu_{comp}^{ac})G_{inc}} \quad \text{Eq. I.8}$$

Où K_{comp}^{ac} et G_{comp}^{ac} sont respectivement les modules de compressibilité et de cisaillement du matériau équivalent.

- modèle de Mori-Tanaka:

Ce modèle, basé sur le calcul de la contrainte moyenne et de l'énergie élastique stockée dans la matrice d'un matériau contenant des inclusions, a été proposé par Mori et Tanaka [Mori 1973]. Pour un matériau à deux phases, avec des inclusions sphériques, les coefficients de compressibilité et de cisaillement équivalents sont [Born 2001] :

$$K_{comp}^{mt} = K_{mat} + f_{inc} \frac{K_{mat} (K_{inc} - K_{mat})}{[(1 - f_{inc})(K_{inc} - K_{mat})\alpha_1 + K_{mat}]} \quad \text{Eq. I.9}$$

$$G_{comp}^{mt} = G_{mat} + f_{inc} \frac{G_{mat} (G_{inc} - G_{mat})}{[(1 - f_{inc})(G_{inc} - G_{mat})\beta_1 + G_{mat}]} \quad \text{Eq. I.10}$$

Où les paramètres α_1 et β_1 sont :

$$\alpha_1 = \frac{3K_{mat}}{3K_{mat} + 4G_{mat}} \quad \beta_1 = \frac{6(K_{mat} + 2G_{mat})}{5(3K_{mat} + 4G_{mat})} \quad \text{Eq. I.11}$$

- modèle de Christensen et Lo:

Pour un matériau bi-phasique Christensen et Lo [Christ 1979] ont développé un modèle à trois sphères pour évaluer le module élastique du béton.

Le coefficient de compressibilité du matériau est :

$$K_{comp}^{cl} = K_{mat} + \frac{f_{inc} (K_{inc} - K_{mat})}{1 + (1 - f_{inc}) [(K_{inc} - K_{mat}) / (K_{mat} + 4G_{mat} / 3)]} \quad \text{Eq. I.12}$$

Avec :

K_{comp}^{cl} le module de compressibilité du matériau composite à deux phases

K_{mat} le module de compressibilité de la matrice

G_{mat} le module de cisaillement de la matrice

f_{inc} la fraction volumique des granulats

Le module de cisaillement est la solution de l'équation quadratique suivante

$$b(G_{comp}^{cl} / G_{mat})^2 + 2c(G_{comp}^{cl} / G_{mat}) + d = 0 \quad \text{Eq. I.13}$$

Avec

$$b = 8(G_{gra} / G_{mat} - 1)(4 - \nu_{mat})\eta_1 f_{gra}^{10/3} - 2[63(G_{gra} / G_{mat} - 1)\eta_2 + 2\eta_1\eta_2]f_{gra}^{7/3} \quad \text{Eq. I.14}$$

$$+ 252(G_{gra} / G_{mat} - 1)\eta_2 f_{gra}^{5/3} - 50(G_{gra} / G_{mat} - 1)(7 - 12\nu_{mat} + 8\nu_{mat}^2)\eta_2 f_{gra} + 4(7 - 10\nu_{mat})\eta_2\eta_3$$

$$c = -2(G_{gra} / G_{mat} - 1)(1 - 5\nu_{mat})\eta_1 f_{gra}^{10/3} + 2[63(G_{gra} / G_{mat} - 1)\eta_2 + 2\eta_1\eta_3]f_{gra}^{7/3} \quad \text{Eq. I.15}$$

$$- 252(G_{gra} / G_{mat} - 1)\eta_2 f_{gra}^{5/3} + 75(G_{gra} / G_{mat} - 1)(3 - \nu_{mat})\eta_2 \nu_{mat} f_{gra} + \frac{3}{2}(15\nu_{mat} - 7)\eta_2\eta_3$$

$$d = 4(G_{gra} / G_{mat} - 1)(5\nu_{mat} - 7)\eta_1 f_{gra}^{10/3} - 2[63(G_{gra} / G_{mat} - 1)\eta_2 + 2\eta_1\eta_2]f_{gra}^{7/3} \quad \text{Eq. I.16}$$

$$+ 252(G_{gra} / G_{mat} - 1)\eta_2 f_{gra}^{5/3} + 25(G_{gra} / G_{mat} - 1)(\nu_{mat}^2 - 7)\eta_2 f_{gra} - (7 + 5\nu_{mat})\eta_2\eta_3$$

$$\eta_1 = (49 - 50\nu_{gra}\nu_{mat})(G_{gra} / G_{mat} - 1) + 35(G_{gra} / G_{mat})(\nu_{gra} - 2\nu_{mat}) + 35(\nu_{gra} - \nu_{mat}) \quad \text{Eq. I.17}$$

$$\eta_2 = 5\nu_{gra}(G_{gra} / G_{mat} - 8) + 7(G_{gra} / G_{mat} + 4) \quad \text{Eq. I.18}$$

$$\eta_3 = (G_{gra} / G_{mat})(8 - 10\nu_{mat}) + (7 - 5\nu_{mat}) \quad \text{Eq. I.19}$$

- Bornes de Voigt et Reuss:

Ce modèle repose sur les théorèmes de minimisation de l'énergie potentielle, il fournit une borne inférieure, la borne de Voigt, et une borne supérieure, la borne de Reuss, afin de cerner l'ordre de grandeur des modules de cisaillement et de compressibilité d'un matériau hétérogène [Abou 1991], [Born 2001] :

$$\frac{1}{\frac{f_{inc}}{K_{inc}} + \frac{f_{mat}}{K_{mat}}} \leq K_{hom}^{vr} \leq f_{inc} K_{inc} + f_{mat} K_{mat} \quad \text{Eq. I.20}$$

$$\frac{1}{\frac{f_{inc}}{G_{inc}} + \frac{f_{mat}}{G_{mat}}} \leq G_{hom}^{vr} \leq f_{inc} G_{inc} + f_{mat} G_{mat} \quad \text{Eq. I.21}$$

- Bornes de Hashin et Shtrikman:

Par une approche énergétique, Hashin et Shtrikman ont proposé un encadrement des modules du milieu homogénéisé. Le matériau bi-phasique est supposé vérifier les propriétés suivantes :

$$K_{mat} \leq K_{inc} \quad \text{et} \quad G_{mat} \leq G_{inc} \quad \text{Eq. I.22}$$

Hashin et Shtrikman proposent les relations suivantes :

$$K_{mat} + \frac{f_{mat}}{\frac{1}{K_{inc} - K_{mat}} + \frac{3f_{inc}}{3K_{mat} + 4G_{mat}}} \leq K_{comp}^{hs} \leq K_{inc} + \frac{f_{inc}}{\frac{1}{K_{mat} - K_{inc}} + \frac{3f_{inc}}{3K_{inc} + 4G_{inc}}} \quad \text{Eq. I.23}$$

$$G_{mat} + \frac{f_{mat}}{\frac{1}{G_{inc} - G_{mat}} + \frac{6f_{inc}(K_{mat} + 2G_{mat})}{5G_{mat}(3K_{mat} + 4G_{mat})}} \leq G_{comp}^{hs} \leq G_{inc} + \frac{f_{inc}}{\frac{1}{G_{mat} - G_{inc}} + \frac{1}{G_{inc} - G_{mat}} + \frac{6f_{mat}(K_{inc} + 2G_{inc})}{5G_{inc}(3K_{inc} + 4G_{inc})}} \quad \text{Eq. I.24}$$

I.4.2 Modèle analytique pour la détermination des caractéristiques des matériaux triphasiques

- Bornes de Hashin et Monteiro :

Pour un matériau tri-phasique, Hashin et Monteiro [Hash 2002] ont utilisé le modèle de Christensen et Lo pour formuler un modèle à quatre sphères pour évaluer le module élastique du béton.

Le coefficient de compressibilité du matériau est :

$$K_{comp} = K_{mat} + \frac{(f_{gra} + f_{ITZ})(K_{red} - K_{mat})}{1 + (1 - f_{gra} - f_{ITZ})[(K_{red} - K_{mat})/(K_{mat} + 4G_{mat}/3)]} \quad \text{Eq. I.25}$$

Où :

$$K_{red} = K_{ITZ} + \frac{\bar{f}_{gra}(K_{gra} - K_{ITZ})}{1 + (1 - \bar{f}_{gra})[(K_{gra} - K_{ITZ})/(K_{ITZ} + 4G_{ITZ}/3)]} \quad \text{Eq. I.26}$$

Avec :

$$\bar{f}_{gra} = f_{gra} / (f_{gra} + f_{ITZ}) \quad \text{Eq. I.27}$$

Le module de cisaillement est la solution de l'équation quadratique suivante

$$4h_{12}^{(3)} (G_{comp} / G_{mat})^2 + (h_{23}^{(3)} - 2h_{13}^{(3)} - 2h_{14}^{(3)} + 3h_{24}^{(3)} (G_{comp} / G_{mat}) - h_{34}^{(3)}) = 0 \quad \text{Eq. I.28}$$

Avec :

$$h_{ij}^{(3)} = L_{1i}^{(3)} L_{2j}^{(3)} - L_{1j}^{(3)} L_{2i}^{(3)} \quad ; \quad L^{(n)} = L^{(n-1)} S^{(n)} \quad \text{Eq. I.29}$$

$$L^{(1)} = \begin{bmatrix} 1 - 2\nu_{gra} & 1 - 2\nu_{gra} & 1 - 2\nu_{gra} & 1 - 2\nu_{gra} \\ -6\nu_{gra} & -7 + 4\nu_{gra} & 3\nu_{gra} & -7 - 2\nu_{gra} \end{bmatrix} \quad \text{Eq. I.30}$$

$$S^{(n)} = \begin{bmatrix} -2(5 - \nu_n) & 24\bar{f}_{n-1}^{2/3} & 2\nu_n & -14\bar{f}_{n-1} \\ 3(1 + \nu_n) & -24\bar{f}_{n-1}^{2/3} & 7 + 2\nu_n & -21\bar{f}_{n-1} \\ -(5 - 4\nu_n)\bar{G}_{n-1} & 6\bar{G}_{n-1}\bar{f}_{n-1}^{2/3} & -4\nu_n\bar{G}_{n-1} & 14\bar{f}_{n-1}\bar{G}_{n-1} \\ -(3 - 6\nu_n)\bar{G}_{n-1} & -6\bar{G}_{n-1}\bar{f}_{n-1}^{2/3} & -(7 - 4\nu_n)\bar{G}_{n-1} & 21\bar{f}_{n-1}\bar{G}_{n-1} \end{bmatrix} \quad \text{Eq. I.31}$$

$$* \begin{bmatrix} 14 & 14 & 14 & 14 \\ 6\nu_n & 7 - 4\nu_n & -3\nu_n & 7 + 2\nu_n \\ 9\bar{f}_{n-1}^{5/3} & 6\bar{f}_{n-1}^{5/3} & -36\bar{f}_{n-1}^{5/3} & 24\bar{f}_{n-1}^{5/3} \\ 5 - 4\nu_n & 2 - 4\nu_n & -2(5 - \nu_n) & 2(1 + \nu_n) \end{bmatrix} \quad \text{Eq. I.32}$$

$$\bar{G}_{n-1} = G_{n-1} / G_n \quad \text{Eq. I.33}$$

$$\bar{f}_{n-1} = \sum_{i=1}^{n-1} f_i / \sum_{i=1}^n f_i \quad \text{Eq. I.34}$$

Avec :

- Phase 1 : granulat ; phase 2 : zone de transition ; phase 3 : matrice et phase 4 : composite
- **f** : Fraction volumique
- **v** : Coefficient de poisson
- **gra** : Granulat
- **mat** : Matrice
- **ITZ** : Zone de transition
- **comp** : Composite (béton)

- Modèle de Ramesh

Pour évaluer le module de compressibilité, Ramesh applique une pression radiale au modèle composite à 4 phases (figure I.38).

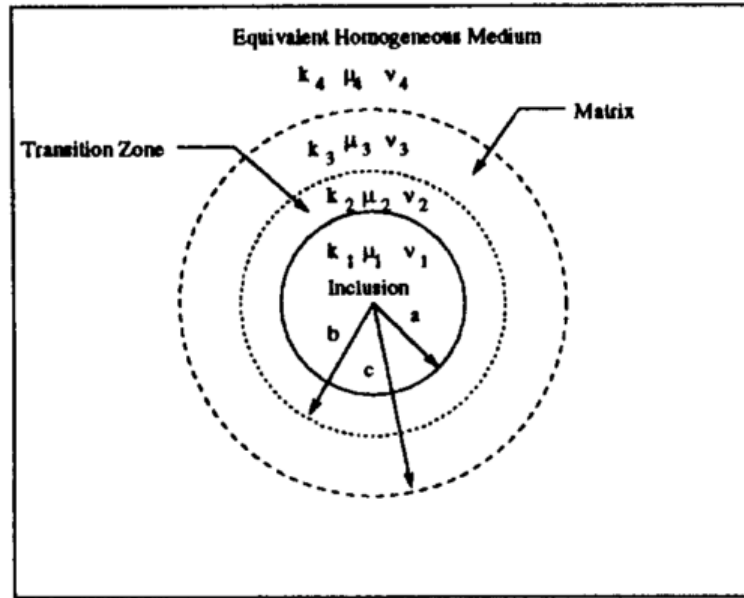


Figure I.38 : modèle composite à 4 phases [Ram 1996]

Il utilise les coordonnées sphériques pour ramener le problème à un problème unidirectionnel. La satisfaction des conditions de continuité en déplacements et en contraintes lui permettent d'obtenir l'expression du module de compressibilité du milieu homogène équivalent :

$$k_4 = \frac{\gamma_1 + \gamma_2}{\gamma_3 + \gamma_4} \quad \text{Eq. I.35}$$

Avec:

$$\gamma_1 = (3k_1 + 4\mu_2)b^3[k_3(4\mu_3 + 3k_2)c^3 + 4\mu_3(k_2 - k_3)b^3] \quad \text{Eq. I.36}$$

$$\gamma_2 = 4(k_1 - k_2)a^3[3k_3(\mu_2 - \mu_3)c^3 + \mu_3(3k_3 + 4\mu_2)b^3] \quad \text{Eq. I.37}$$

$$\gamma_3 = (3k_1 + 4\mu_2)b^3[(4\mu_3 + 3k_2)c^3 - 3(k_2 - k_3)b^3] \quad \text{Eq. I.38}$$

$$\gamma_4 = 3(k_1 - k_2)a^3[4(\mu_2 - \mu_3)c^3 - (3k_3 + 4\mu_2)b^3] \quad \text{Eq. I.39}$$

Pour évaluer le module de cisaillement, le modèle composite à 4 phases est soumis à un cisaillement en traction. La satisfaction des conditions de continuité en déplacements et en contraintes, lui permettent d'avoir 13 relations à 13 inconnues. Ces relations sont décrites en détails dans la référence [Ram 1996]. Le logiciel Mathematica [Wolf 1988] est souvent utilisé pour résoudre l'équation symbolique suivante :

$$\Psi_1 \mu_4^2 + \Psi_2 \mu_4 + \Psi_3 = 0 \quad \text{Eq. I.40}$$

Avec Ψ_1 , Ψ_2 , Ψ_3 des constantes numériques qui peuvent être déterminées par les données du problème.

I.5 Modèles numériques pour les matériaux hétérogènes

Contrairement aux modèles analytiques qui sont limités à la détermination des propriétés élastiques du matériau hétérogène, les modèles numériques permettent d'étudier non seulement le comportement élastique, mais aussi le comportement non linéaire. Ils présentent d'autres avantages comme l'estimation et la compréhension des champs locaux de déformations et de contraintes, la simulation des mécanismes locaux d'endommagement et la détermination de l'influence et du rôle de chaque phase [Born 2001], [Mar 1987], [Andrieux 1983]. Depuis une dizaine d'années, de plus en plus de modèles sont apparus dans la littérature internationale. Ils sont maintenant si nombreux qu'une revue exhaustive serait impossible à faire. Ainsi, l'objectif de cette partie est de présenter uniquement quelques modèles numériques que l'on peut qualifier d'historiques.

- **Modèle béton numérique du code Symphonie**

Mounajed [Mounaj 2001], [Mounaj 2002] a développé, dans le code symphonie, un modèle numérique pour générer le volume élémentaire représentatif d'un matériau multiphasique, présentant une distribution aléatoire des pores et des granulats (figure I.39). Le matériau comportant n phases est construit de la manière suivante :

- Génération de la première phase qui est le squelette solide de la matrice ciment notée M1.
- Génération aléatoire de la deuxième phase (les pores) qui peut être décomposée en plusieurs sous phases pour représenter les différentes tailles de pores.
- Génération aléatoire de la troisième phase (les granulats) qui peut être décomposée en plusieurs sous phases pour représenter les différentes tailles des granulats.

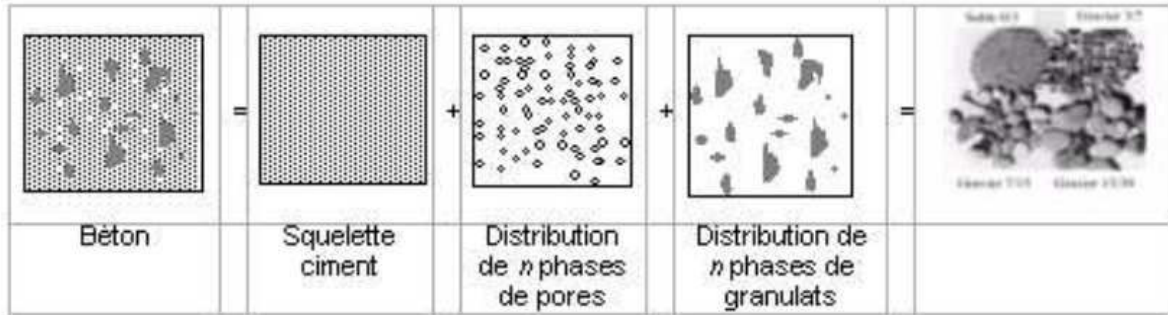


Figure I.39 : composition multi-phasique du béton numérique [Mounaj 2002]

Dans ce modèle l'utilisateur peut s'appuyer sur la granulométrie réelle pour choisir les fractions volumiques et les tailles des différentes phases. Cependant ce modèle ne prend pas en compte l'auréole de transition et il est très difficile de maîtriser la position des différentes phases, ce qui est intéressant pour bien comprendre les interactions.

- **Modèle de L'EPFL**

Ce modèle, basé sur la méthode des éléments finis, est mis en place par Guidoum [Guidoum 1994] à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suisse). Le principe consiste à générer de façon aléatoire la granulométrie (figure I.40) et de travailler sur des sous-domaines en faisant des résolutions de façon itérative sur le VER.

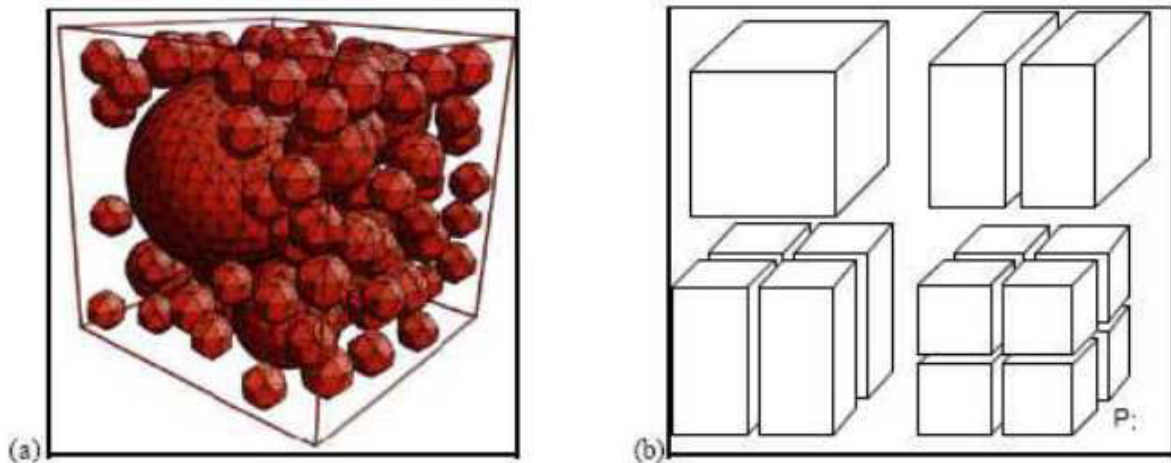


Figure I.40: Modèle de l'EPFL : représentation du VER généré par éléments finis pour les bétons [Huet 1999]. (a) maillage 3D des granulats. (b) décomposition de domaine

Ce modèle limité aux calculs élastique et viscoélastique, n'est pas conçu pour la prise en compte de la zone de transition.

- **Modèle du NIST**

Ce modèle proposé par le National Institute of Standards and Technology (NIST, Etats Unis) permet de représenter de manière aléatoire la microstructure d'une pâte de ciment ou d'un béton par des images digitales. Il permet, d'une part d'étudier la diffusivité d'une pâte de ciment et celle d'un béton [Garb 1998], et d'autre part, par la théorie de percolation, de déterminer certains paramètres associés à la porosité [Garb 1999]. Il permet aussi d'obtenir les propriétés macroscopiques de transport avec la formation d'une grille en éléments finis sur le volume élémentaire et l'utilisation de la technique du "marcheur aléatoire", comme illustré sur la figure I.41 [Garb 2001].

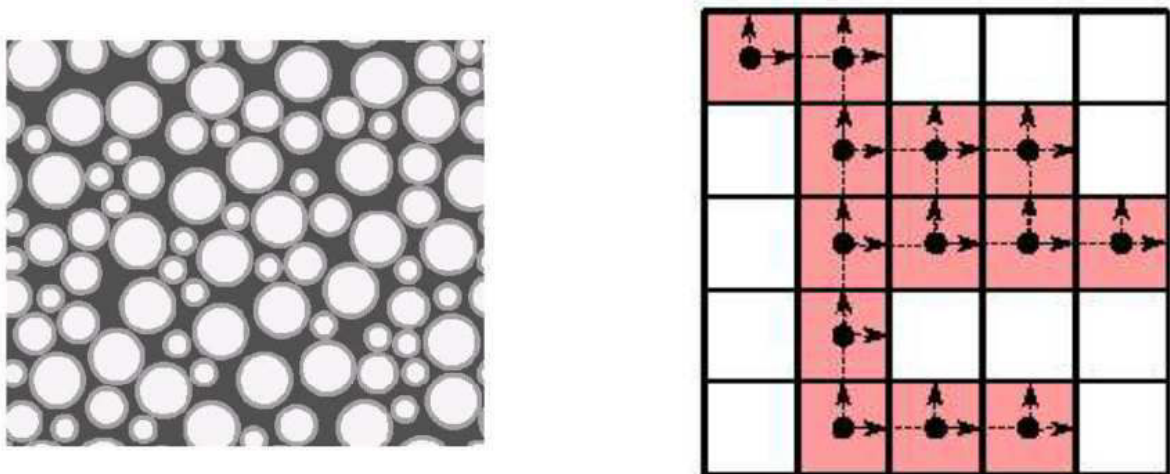


Figure I.41: Modèle du NIST : image digitale d'un mortier avec des inclusions de granulats (gauche) [Garbo 2001]. (a) représentation schématique de la résolution d'un problème d'écoulement par éléments finis générés sur une image digitale (droite) [Garbo 1999]

Ce modèle prend en compte la zone de transition mais a été limité, jusqu'à présent à l'étude de l'influence de la zone de transition sur la diffusivité du béton.

- **Modèle de TU Delft.**

Ce modèle est mis en place par l'Université de Technologie de Delft aux Pays-Bas. Le principe consiste à générer des inclusions sphériques (les granulats) dans un cube de taille suffisante [Stro 1999] jusqu'à l'insertion de toute la granulométrie. Les granulats affectés de coordonnées dynamiques se déplacent au contact d'autres granulats ou au contact des parois et le cube se rétrécit. Le processus continue jusqu'à l'obtention du VER souhaité et la compacité souhaitée [Stro 2004]. Enfin, un maillage avec des éléments finis triangulaires est superposé (figure I.42). Ce modèle permet de simuler l'hydratation des pâtes de ciment [Stro 2004], mais permet aussi le calcul de l'endommagement selon le modèle de Mazars [Maz 1984]. Il prend en compte la zone de transition en raison du maillage fin, mais est limité au calcul 2D.

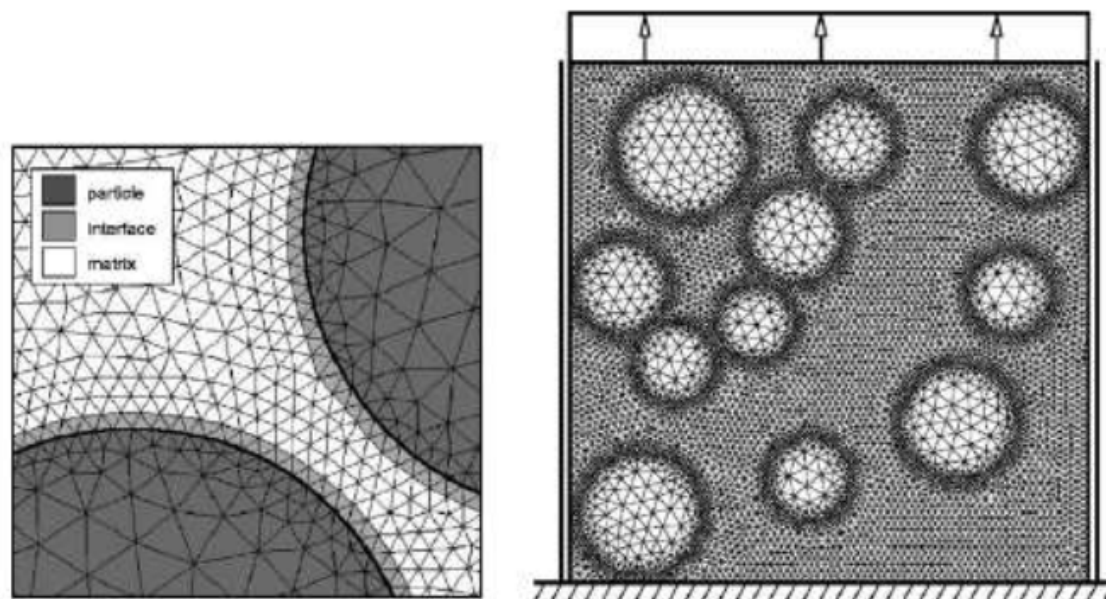


Figure I.42: Modèle de TU Delft : représentation du VER de béton défini par une grille d'éléments finis [Stroeven 2004]

I.6 Présentation de l'essai micro-indentation

Utilisé depuis longtemps pour déterminer la résistance locale à la déformation d'un solide, l'essai d'indentation consiste à appliquer une force F à l'aide d'un poinçon de géométrie connue dans le matériau à tester. Une empreinte résiduelle notée A apparaît à la suppression de la charge F . Traditionnellement, cette aire résiduelle est utilisée pour définir la dureté $H = \frac{F}{A}$, mais sa détermination est délicate dans la mesure où la microscopie optique utilisée pour mesurer les dimensions de l'empreinte est parfois aberrante si la taille de l'empreinte est très petite. Avec l'avancée de la technologie de l'informatique qui permet l'enregistrement en continu de l'évolution de la profondeur d'indentation en fonction de la charge appliquée, des méthodes d'analyses sont apparues dans les années 80 [Peth 1983], [Loub 1984], [Ol 1984]. Ces méthodes reposent sur la courbe charge-décharge, appelée courbe d'indentation. Le module d'élasticité et la dureté sont alors obtenus en exploitant la courbe de décharge du matériau. Dans cette partie on va exposer le fonctionnement de l'appareil expérimental souvent utilisé dans l'indentation instrumenté et différentes méthodes d'analyse des courbes charge-déplacement.

I.6.1 Présentation de l'appareil expérimental

Le fonctionnement de l'appareil d'indentation instrumenté est présenté dans la figure I.43. Le principe consiste à générer un champ magnétique à l'intérieur de la bobine parcourue par un courant I . Ce champ magnétique interagit avec le champ magnétique permanent [Peth 1981], ce qui permet de faire bouger le poinçon (indenteur) et donc d'appliquer une force F par induction. La valeur de la force F est évaluée par le biais du

courant I qui circule dans la bobine. Le déplacement absolu à la tête de l'indenteur est mesuré par un capteur capacitif. Les ressorts qui relient le bâti à la colonne d'indentation facilitent le déplacement de la pointe d'indentation. Ainsi, le dispositif expérimental permet d'accéder à la force F et à la pénétration d'indentation.

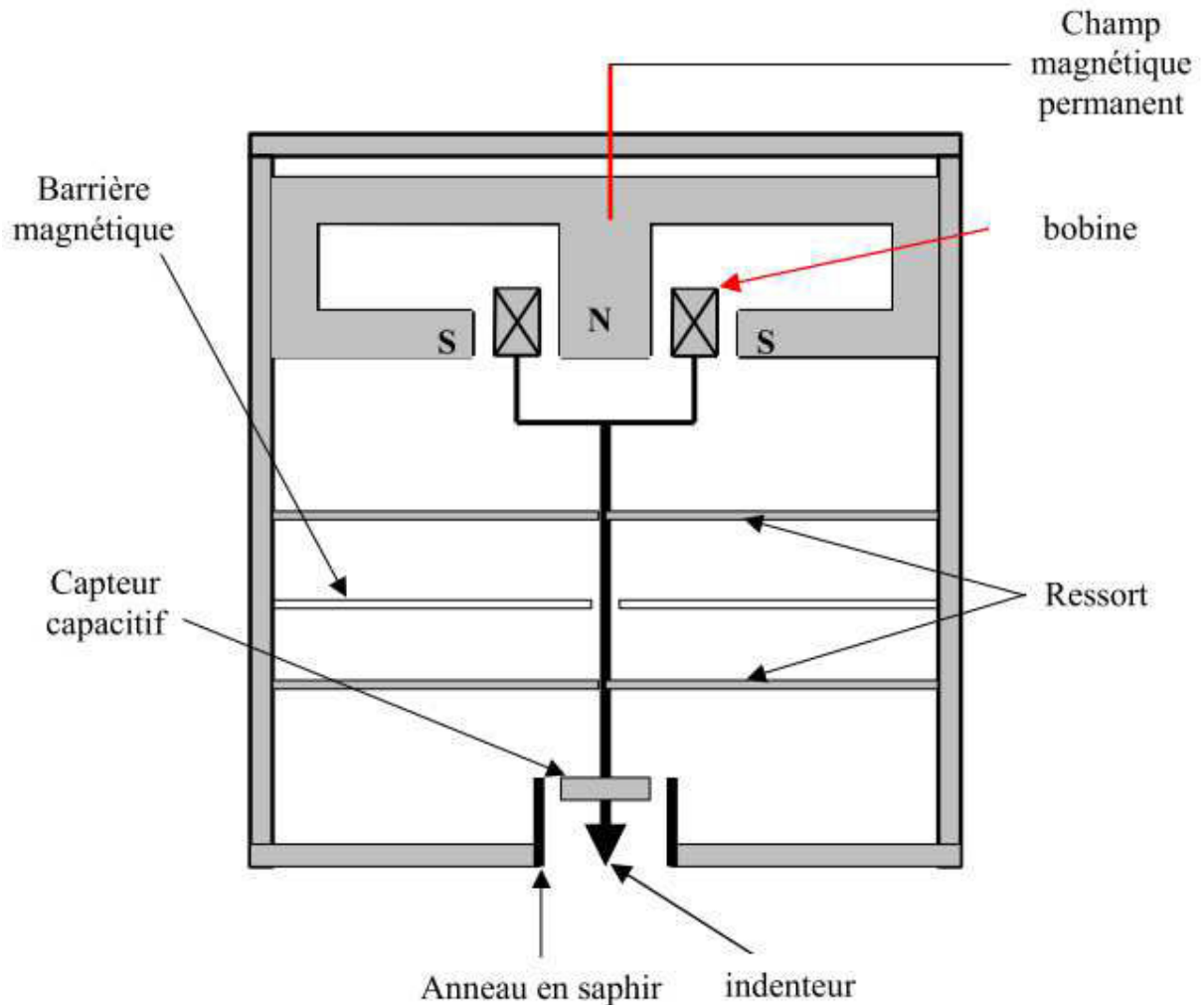


Figure I.43 : représentation schématique du dispositif expérimental de l'indentation expérimentée [Noura 2009]

L'appareil de mesure utilisé dans notre travail de thèse est un Micro scratch tester, fabriqué par la société Suisse CSM.

Lors de l'essai, la tête du poinçon est amenée au contact du matériau testé à des vitesses comprises entre 500 et 3000 nm/min. Le début d'indentation est repéré par la variation de la courbe déplacement-temps et on acquiert, dans la suite de l'essai, des séries de couples force-déplacement permettant de tracer la courbe d'indentation (figure I.44). On extrait de la phase de décharge de la courbe d'indentation, le module réduit et la dureté du matériau testé. L'obtention de ces paramètres élastiques sans passer par la détermination de l'aire résiduelle A , a poussé plusieurs chercheurs à proposer des modèles d'analyse de la courbe charge/déplacement.

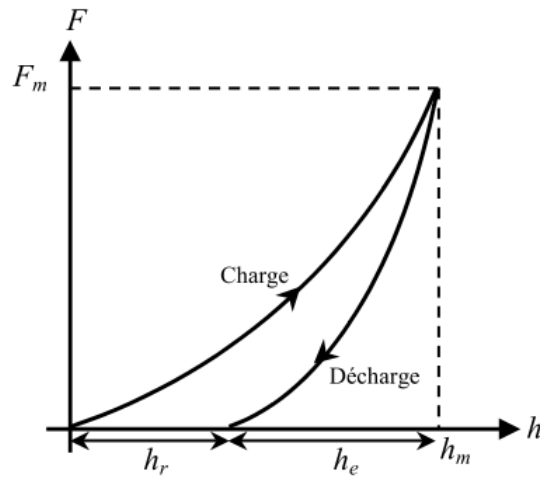


Figure I.44: courbe charge/décharge issue d'indentation : F_m est la charge maximale appliquée et h_e , h_m et h_r sont respectivement les profondeurs élastique, maximale et résiduelle.

I.6.2 Méthodes d'analyse de la courbe d'indentation

Les méthodes d'analyse se reposent sur la manière d'évaluation de la surface de contact A . La validité des paramètres de dureté et de module élastique dépendent fortement de la méthode d'analyse utilisée [Nour 2009]. Ainsi dans cette partie, les deux méthodes d'analyses les plus connues dans la littérature sont présentées.

- Méthode de Olivier et Pharr :

Cette méthode est celle utilisée dans notre travail de thèse. En observant les courbes d'indentation expérimentales d'un grand nombre de matériaux, Olivier et Pharr [OI 1984] ont proposé d'ajuster la courbe de décharge par une loi puissance :

$$F = B(h - h_r)^m \quad \text{Eq. I.41}$$

Où F est la charge instantanée, h la profondeur d'indentation, h_r la profondeur résiduelle d'indentation, B et m sont des constantes ajustables en fonction des données expérimentales. La raideur de contact S est la pente de la courbe de décharge (figure I.45) au point de la charge maximale et est évaluée par la dérivée de la pente :

$$S = \left(\frac{dF}{dh} \right)_{h=h_m} = Bm(h_m - h_r)^{(m-1)} \quad \text{Eq. I.42}$$

Avec, h_m la profondeur d'indentation maximale et h_r la profondeur résiduelle.

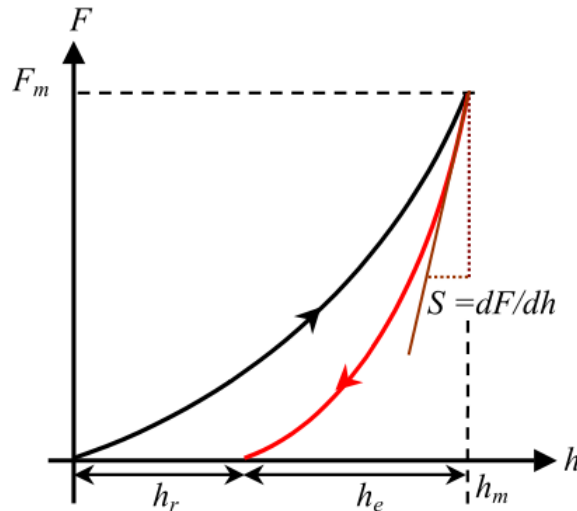


Figure I.45: courbe charge/décharge issue d'indentation : méthode Olivier et Pharr

Connaissant la raideur de contact S , Olivier et Pharr introduisent deux paramètres à savoir la profondeur de contact h_p (profondeur sur laquelle l'indenteur est en contact avec la surface du matériau) et la profondeur h_s (figure I.46) qui traduit la déflexion élastique du matériau. En se fondant sur ces deux grandeurs et la profondeur h_m , ils écrivent :

$$h_s = (h_m - h_p) \quad \text{Eq. I.43}$$

Puisque, dans cette équation, seule h_m est connue expérimentalement, Olivier et Pharr font l'hypothèse que le matériau est homogène, élastoplastique, linéaire et à comportement sink-in. Ainsi ils établissent à partir des solutions de Sneddon, la formule suivante [Ol 1992] :

$$h_p = h_m - \alpha \frac{F_m}{S} \quad \text{Eq. I.44}$$

Où α est un paramètre traduisant la géométrie de la pointe : $\alpha = 0,75$ pour une sphère, $\alpha = \frac{2}{\pi}(\pi - 2)$ pour un indenteur conique et $\alpha = 1$ pour un indenteur plat [Sned 1965].

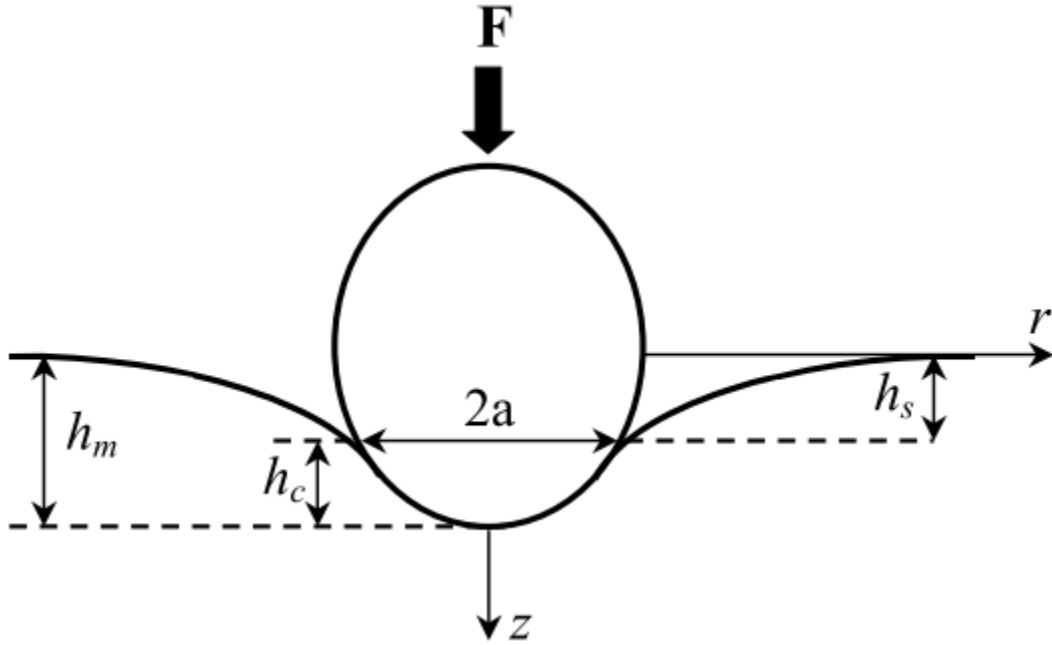


Figure I.46 : représentation schématique d'un contact Sphère rigide/plan (cas du contact de Hertz)
[Noura 2009]

Connaissant h_p , il est facile d'évaluer la valeur de la surface de contact A , dès lors que l'on connaît la géométrie du poinçon. En faisant l'hypothèse que la décharge infinitésimale d'un indenteur axysymétrique est régie par les mêmes équations que la décharge d'un indenteur plat de même aire (figure I.47), Olivier et Pharr établissent l'expression du module élastique réduit E^* :

$$E^* = \frac{1}{2\beta} \frac{\sqrt{\pi}}{\sqrt{A}} S \quad \text{Eq. I.45}$$

Où β est un coefficient correcteur qui compense la non-axisymétrie de l'indenteur.

$$A = 24,5h_p^2 \text{ est l'aire de contact pour un indenteur Berkovich parfait} \quad \text{Eq. I.46}$$

$$A = \pi a^2 = \pi(2Rh_c - h_c^2) \text{ est l'aire de contact pour une sphère parfaite.}$$

L'expression de la dureté H est formulée comme suit par Olivier et Pharr.

$$H = \frac{F}{A} \quad \text{Eq. I.47}$$

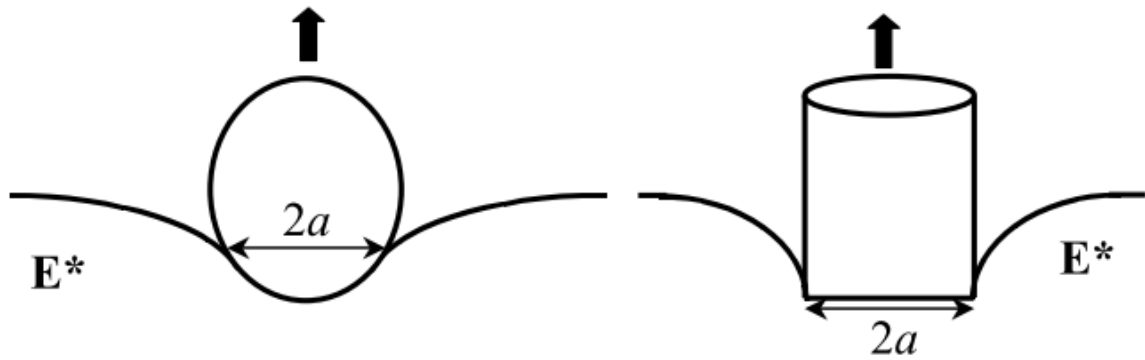


Figure I.47: équivalence entre la décharge d'un indenteur de géométrie quelconque et celle de l'indenteur sphérique de même rayon [Noura 2009]

- **Méthode de Doener et Nix :**

La profondeur de pénétration h de l'essai d'indentation est la somme du déplacement élastique du matériau et du déplacement plastique. Par conséquent la profondeur de contact h_p est différente de la profondeur d'indentation finale h_f . Pour estimer la profondeur de contact h_p , les deux auteurs supposent que le comportement élastique du contact d'indentation durant toute la décharge est identique à celui du contact entre un indenteur cylindrique et un demi-espace élastique (figure I.47) et que le premier tiers de la courbe de décharge est linéaire. Dans ces conditions, l'aire de contact reste constante durant toute la décharge et le tracé de la droite tangente à la portion linéaire de la courbe décharge à partir de la charge maximale donne la profondeur plastique h_p , qui correspond donc à l'intersection de la droite tangente avec l'horizontale (figure I.48)

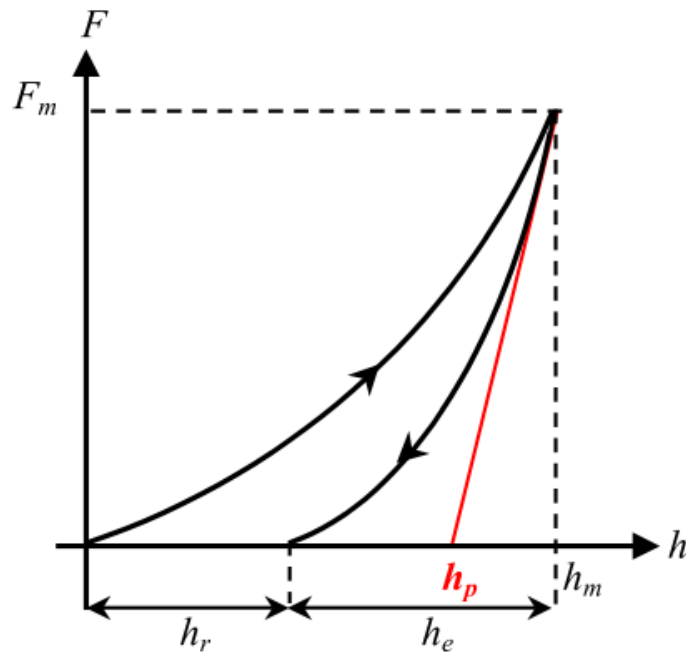


Figure I.48: courbe charge/décharge d'indentation: méthode de Doener et Nix

Ensuite les deux auteurs évaluent le déplacement élastique en utilisant les solutions analytiques de Sneddon. Enfin ils proposent l'expression de la pente S pour un indenteur quelconque :

$$S = \frac{dF}{dh} = 2aE^* = \frac{2}{\sqrt{\pi}}E^*\sqrt{A} \quad \text{Eq. I.48}$$

I.7 Conclusion

Dans ce chapitre, une synthèse bibliographique est effectuée sur la plateforme de simulation numérique 3D (MuMoCC) développée à l'INSA de Rennes à l'échelle de la pâte de ciment (échelle micro) et à l'échelle du mortier (échelle sub-meso). La plateforme utilise le logiciel CEMHYD3D du NIST pour générer le volume élémentaire représentatif de la pâte de ciment et celui du mortier. Le logiciel Abaqus est ensuite utilisé pour mener des calculs mécaniques. Des relations analytiques sont alors proposées pour calculer le module élastique et la résistance du mortier en fonction de la porosité de la pâte.

Dans ce travail, on va se placer à l'échelle mesoscopique afin d'étudier le comportement mécanique du béton. A cette échelle, le matériau peut être vu comme l'assemblage d'un squelette granulaire et d'une matrice cimentaire (le mortier). Entre ces deux composants principaux une auréole de transition apparaît, dont l'influence sur le comportement du matériau composite fait débat.

Afin de déterminer le comportement de chacune de ces phases, ainsi que leur interaction réciproque, nous avons décidé de combiner une approche de modélisation et une approche expérimentale. Les outils les plus pertinents pour un tel objectif sont, d'un point de vue de la modélisation, une approche de type "béton numérique" déjà initiée à l'INSA de Rennes aux échelles microscopique et sub-mesoscopique, et, d'un point de vue expérimental, le test de micro-indentation lui aussi déjà développé à l'INSA de Rennes mais pour l'étude d'autres matériaux. C'est sur ces grands axes que nous avons bâti cette revue de la bibliographie.

Nous avons dans un premier temps essayé de faire le point sur l'état des connaissances concernant la zone de transition autour des granulats. Pour maîtriser la géométrie de cette zone ainsi que ses caractéristiques, une étude bibliographique est faite sur sa microstructure, sa porosité, sa réaction face à la nature des granulats et aux ajouts minéraux. On a vu à travers ce chapitre que c'est une zone de très forte porosité, son épaisseur est de l'ordre de 50 à 100 μm et elle est sensible à la nature des granulats. Nous espérons, au travers de nos travaux, mieux comprendre son influence, la littérature internationale présentant des travaux contradictoires.

Nous avons aussi examiné les différents modèles analytiques et numériques qui existent pour déterminer les caractéristiques macroscopiques du béton. Les modèles analytiques sont très largement limités aux calculs élastiques et la plupart des calculs numériques qui abordent les caractéristiques inélastiques, ne prennent pas en compte de manière correcte (on reviendra dessus) la zone de transition.

Enfin l'essai de micro-indentation est présenté, ainsi que les différentes méthodes d'exploitation de ses résultats.

**Chapitre II : Présentation du béton numérique 3D développé dans Abaqus
et détermination du volume élémentaire représentatif (VER)**

Sommaire

Chapitre II : Présentation du béton numérique 3D développé dans Abaqus et détermination du volume élémentaire représentatif (VER).....	59
II.1 Introduction.....	62
II.2 Présentation du logiciel Abaqus.....	64
II.3 Approche de la Modélisation 3D.....	65
II.3.1 Construction du VER modèle du composite granulaire avec prise en compte de l'ITZ.....	65
II.3.2 Construction du VER modèle du composite granulaire avec prise en compte d'un glissement entre les granulats et la matrice	67
II.3.3 Comportement mécanique des différentes phases	67
II.3.3.1 Variable d'endommagement	68
II.3.3.2 Surface de charge.....	69
II.3.3.3 Loi d'écroutissage et d'adoucissement.....	70
II.3.3.4 Loi d'écoulement.....	72
II.3.3.5 Méthode de régularisation.....	74
II.3.3.6 Conditions aux limites	74
II.4 Optimisation du maillage	75
II.5 Détermination de la taille du volume élémentaire représentatif (VER).....	77
II.5.1 Identification du VER en compression.....	78
II.5.2 Identification du VER en traction	80
II.6 Conclusion.....	82

II.1 Introduction

A l'échelle mésoscopique le béton est habituellement représenté sous la forme d'une matrice avec des inclusions, les granulats, eux mêmes entourés par une zone de transition interfaciale (ITZ en anglais pour Interfacial Transition Zone). La présence de cette zone a été proposée en 1953 par Farran d'après ses recherches microscopiques [Far 1953]. Une des raisons expliquant la création de cette zone est l'effet de paroi produit par les granulats (une limitation de la concentration des particules de ciment dans le voisinage des agrégats). Cohen [Coh 1994] a montré que la zone de transition peut avoir un volume important et une plus grande porosité (figure II.1) et donc des propriétés mécaniques inférieures à celles de la matrice. Par conséquent, le module d'élasticité et la résistance mécanique du mortier et du béton peuvent être affectés. En outre, la nature des granulats influence fortement la qualité de la zone de transition. Les granulats calcaires développent une zone de transition plus résistante (figure II.2) en raison des réactions chimiques qui se produisent au fil du temps avec la matrice. L'augmentation de la résistance du béton avec des granulats réactifs a été observée par Malier [Mal 1992]. Des observations par microscopie électronique à balayage ont montré que l'adhérence entre la matrice et les granulats siliceux (figure II.3) est faible [Kam 2014] et qu'il n'y a pas d'adhérence avec les granulats plastiques (figure II.4) [Kam 2014].

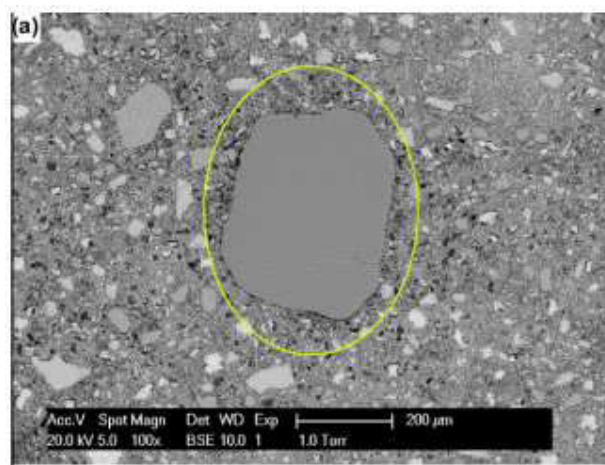


figure II. 1: porosité de l'ITZ [Yun 2013]

D'autres chercheurs se sont intéressés à évaluer l'influence des propriétés de l'ITZ sur le comportement mécanique des composites mortier et béton à l'aide de modèles analytiques. Cependant, ces modèles sont limités à des calculs élastiques et ne prennent pas en compte le glissement possible entre la pâte de ciment ou la matrice de mortier et les granulats.

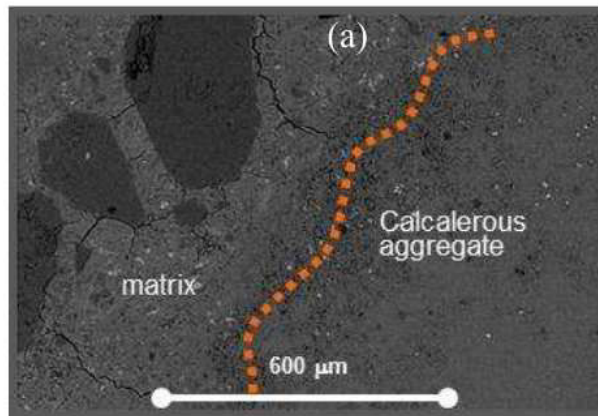


figure II. 2 : haute adhérence entre la matrice et les granulats calcaires [Kamali-Bernard et al 2014]

L'objectif de cette partie est de développer un béton numérique 3D, d'identifier les différentes caractéristiques des différentes phases du béton mais aussi de déterminer le volume élémentaire représentatif du béton en compression, comme en traction. Ce béton numérique sera utilisé par la suite de ce travail dans le chapitre III, afin d'étudier l'effet de la zone de transition et de l'interface matrice/granulats sur le comportement du béton.

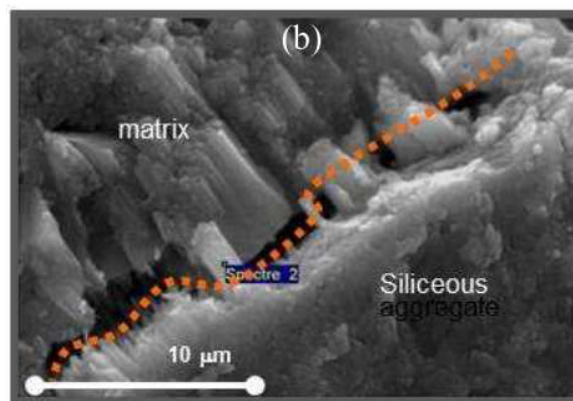


figure II. 3: faible adhérence entre la matrice et les granulats siliceux [Kam 2014]

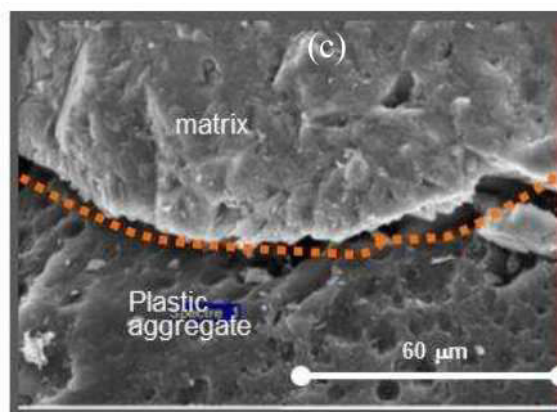


figure II. 4: aucune adhérence entre la matrice et les granulats plastiques [Kam 2014]

II.2 Présentation du logiciel Abaqus

Nos simulations sont réalisées avec le logiciel Abaqus [Hib 2005-A], [Hib 2005-B]. Il permet de décomposer en éléments simples la géométrie d'un modèle, et résout, pour tous les éléments, l'équation d'équilibre afin de déterminer les contraintes et les déplacements. Deux versions d'Abaqus existent : Abaqus/Standard qui utilise un schéma implicite pour résoudre les problèmes statiques linéaires et non linéaires et Abaqus/Explicit qui utilise un schéma explicite pour résoudre les problèmes dynamiques et quasi-statiques linéaires et non linéaires. Dans notre travail les deux versions ont souvent été utilisées et comparées.

II.2.1 Abaqus/Standard (implicite)

Le schéma implicite de Abaqus/Standard est déduit du principe fondamental de la statique ($\sum \bar{\mathbf{F}} = \bar{\mathbf{0}}$). Il utilise le principe des puissances virtuelles et évalue la matrice de rigidité pour faire les calculs nodaux. La convergence d'un calcul nécessite à chaque incrément d'inverser cette matrice de rigidité.

II.2.2 Abaqus/Explicit

Le schéma explicite de Abaqus/Explicit se fonde sur le principe fondamental de la dynamique :

$$\sum \bar{\mathbf{F}} = \mathbf{m}\bar{\mathbf{y}} \quad \text{Eq. II.1}$$

Où $\bar{\mathbf{F}}$ est la force, m est la masse et $\bar{\mathbf{y}}$ est l'accélération. L'équation d'équilibre appliquée sur chaque nœud est :

$$\underline{\underline{\mathbf{M}}}\underline{\underline{\ddot{\mathbf{u}}}} = \underline{\underline{\mathbf{P}}} - \underline{\underline{\mathbf{G}}} \quad \text{Eq. II.2}$$

Avec, $\underline{\underline{\mathbf{M}}}$ la matrice de masse diagonale, $\underline{\underline{\ddot{\mathbf{u}}}}$ l'accélération nodale, $\underline{\underline{\mathbf{P}}}$ représente les efforts extérieurs appliqués aux nœuds et $\underline{\underline{\mathbf{G}}}$ les efforts intérieurs appliqués aux nœuds.

L'accélération aux nœuds à l'instant t est :

$$\underline{\underline{\ddot{\mathbf{u}}}} = \underline{\underline{\mathbf{M}}}^{-1}(\underline{\underline{\mathbf{P}}} - \underline{\underline{\mathbf{G}}}) \quad \text{Eq. II.3}$$

Les vitesses des nœuds sont ensuite évaluées à l'instant $(t + \Delta t/2)$, puis les déplacements des nœuds sont déterminés à l'instant $t + \Delta t$:

$$\dot{\mathbf{u}}_{(t+\Delta t/2)} = \dot{\mathbf{u}}_{(t-\Delta t/2)} + \frac{\Delta t_{(t+\Delta t)} + \Delta t_t}{2} \ddot{\mathbf{u}} \quad \text{Eq. II.4}$$

$$\mathbf{u}_{(t+\Delta t)} = \mathbf{u}_t + \Delta t_{(t+\Delta t)} \dot{\mathbf{u}}_{(t+\Delta t)} \quad \text{Eq. II.5}$$

A l'aide de la loi de comportement, les efforts internes ainsi que les variables d'état, les déformations sont calculés à partir des déplacements. Les contraintes sont alors déduites.

Le processus est renouvelé en actualisant le temps, et à la fin de l'incrément de temps Abaqus/explicit donne les résultats. L'incrément de temps Δt est lié au maillage et est calculé par la relation suivante :

$$\Delta t = \frac{L_e}{C_d} \text{ avec } C_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad \text{Eq. II.6}$$

Avec L_e la longueur du plus petit élément du maillage, C_d la vitesse de propagation du son, E le module de Young et ρ la masse volumique.

Un calcul sous Abaqus/Explicit ne nécessite donc pas d'inverser la matrice de rigidité, ce qui facilite souvent la convergence des calculs. Une analyse quasi-statique peut être menée, il convient de vérifier que l'énergie cinétique du système reste négligeable devant l'énergie totale.

II.3 Approche de la Modélisation 3D

Afin d'étudier l'influence de la zone de transition et de la nature du contact granulats/matrice sur le comportement global en compression du béton, ce dernier est modélisé en 3D. Un béton ordinaire avec un rapport eau-ciment égal à 0,4 et une concentration granulaire égale à 39% en volume est considéré. Les granulats sont supposés être sphériques avec un diamètre de 10 mm. Un matériau modèle avec une structure granulaire enrobée par une matrice, caractérisé par la répétition d'une cellule unitaire, est établi, ce qui permet de maîtriser la position des différentes phases mais aussi celles des différents contacts ITZ/matrice-granulats. Un tel matériau modèle a également pour avantage de simplifier l'analyse locale des contraintes dans les différentes phases. Dans ce qui suit, la méthode adoptée pour obtenir des bétons numériques en tenant compte de la présence de l'ITZ ou d'un contact non parfait entre les granulats et la matrice est développée. Le modèle de comportement mécanique retenu pour décrire chaque phase est également présenté.

II.3.1 Construction du VER modèle du composite granulaire avec prise en compte de l'ITZ

Dans ce cas, le béton est considéré comme un matériau à trois phases composé de granulats, de la matrice (ici le mortier) et une zone de transition. Le VER matériau est modélisé par un cube dans lequel les granulats sont répartis de manière périodique. Le reste de la structure est donc l'ensemble matrice/zone de transition, qui présente ainsi plusieurs compartiments troués. La matrice et la zone de transition sont géométriquement modélisées à l'aide d'un seul ensemble, qui est ensuite divisé en deux parties. La zone de

transition est alors modélisée avec des éléments coque linéaires 3D (à 8 nœuds). Afin de calculer avec précision l'état des contraintes dans l'épaisseur d'une section de coque au cours de l'analyse, ces éléments sont préférables aux éléments coques classiques en particulier dans le cas d'un comportement non linéaire [Abaq 2013]. La règle d'intégration de Simpson, avec 5 points d'intégration, est considérée. Une analyse de sensibilité spécifique sur le nombre de points d'intégration a révélé que l'augmentation de ce nombre a une influence négligeable sur la courbe contrainte-déformation homogénéisée du matériau composite. Les divers composants sont ensuite assemblés et maillés comme représenté sur les figures II.5 et II.6. Deux valeurs de l'épaisseur de la zone de transition sont considérées : 50 μm et 100 μm . Une étude de sensibilité sur l'effet du maillage sur le modèle a été menée afin de trouver la finesse du maillage à partir de laquelle le maillage n'influence plus le modèle. Différents volumes cubiques ont été simulés afin d'identifier le volume élémentaire représentatif (VER).

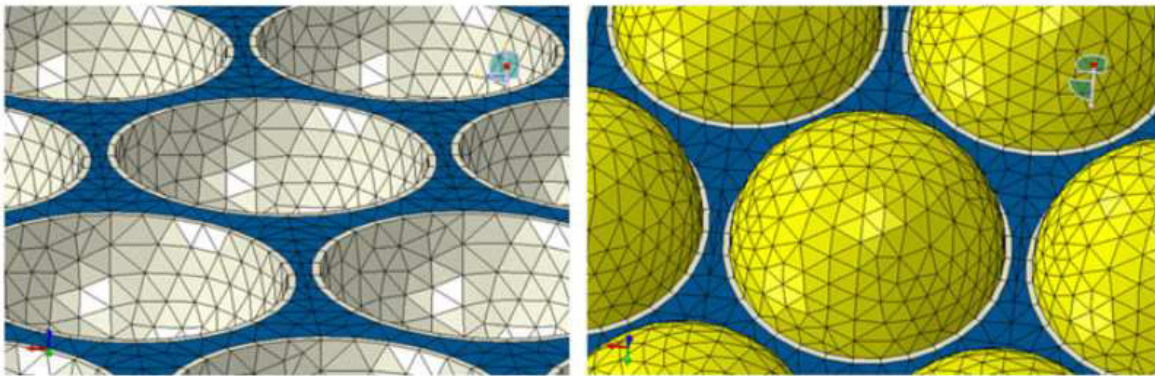


figure II. 5: Exemple de maillage de la matrice et de l'ITZ (gauche) et assemblage avec les granulats (droite)

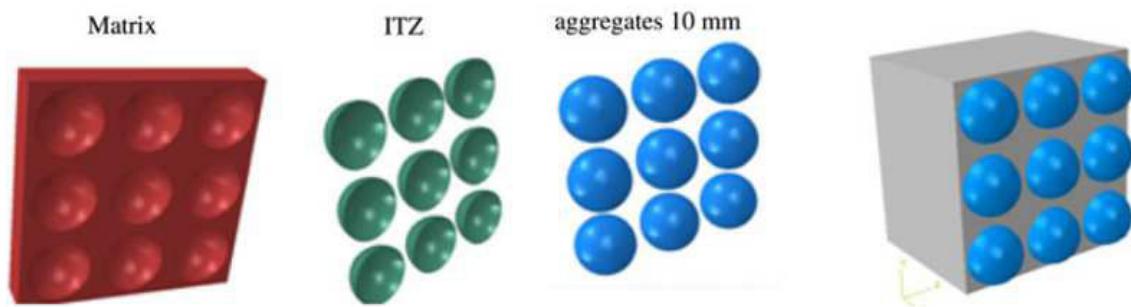


figure II. 6: Présentation de la construction du béton numérique à trois phases

II.3.2 Construction du VER modèle du composite granulaire avec prise en compte d'un glissement entre les granulats et la matrice

Dans ce cas, le béton est considéré comme un matériau à deux phases composé des granulats noyés dans une matrice (ici le mortier). Le modèle géométrique est fabriqué avec le logiciel Abaqus, en générant la matrice comme un compartiment troué et les granulats comme des sphères (figure II.7). La loi de Coulomb est utilisée pour modéliser le contact entre les granulats et la matrice. La présence d'une zone de transition est négligée. Différents coefficients de frottement ont été testés.

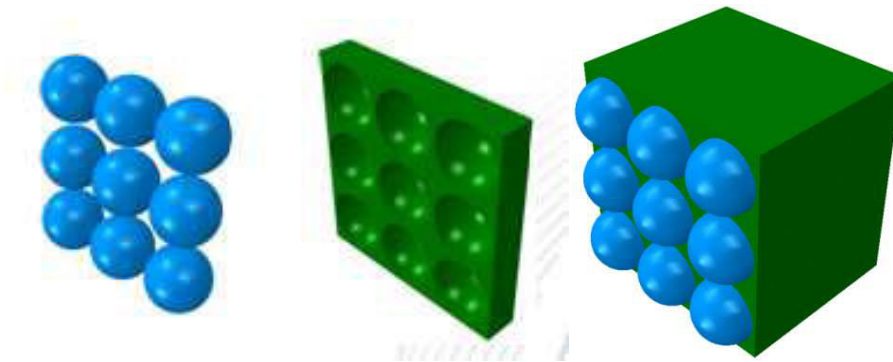


figure II. 7: Présentation de la construction du béton numérique à deux phases.

II.3.3 Comportement mécanique des différentes phases

Le béton est un matériau composé de granulats, de la matrice et de l'ITZ. En supposant que les granulats ont un comportement purement élastique, la matrice et l'ITZ gouvernent le comportement inélastique du béton, ces phases sont supposées suivre, dans ce travail, le modèle d'endommagement plastique (CDPM) proposé dans Abaqus. En général, la non linéarité du béton soumis à la compression peut être modélisée par des approches basées sur le concept de plasticité ou d'endommagement ou les deux [Maek 2003]. La plasticité est définie comme la déformation irréversible après décharge alors que l'endommagement est caractérisé par la diminution du module d'élasticité, ou encore la diminution de la pente dans la phase de déchargement (figure II.8).

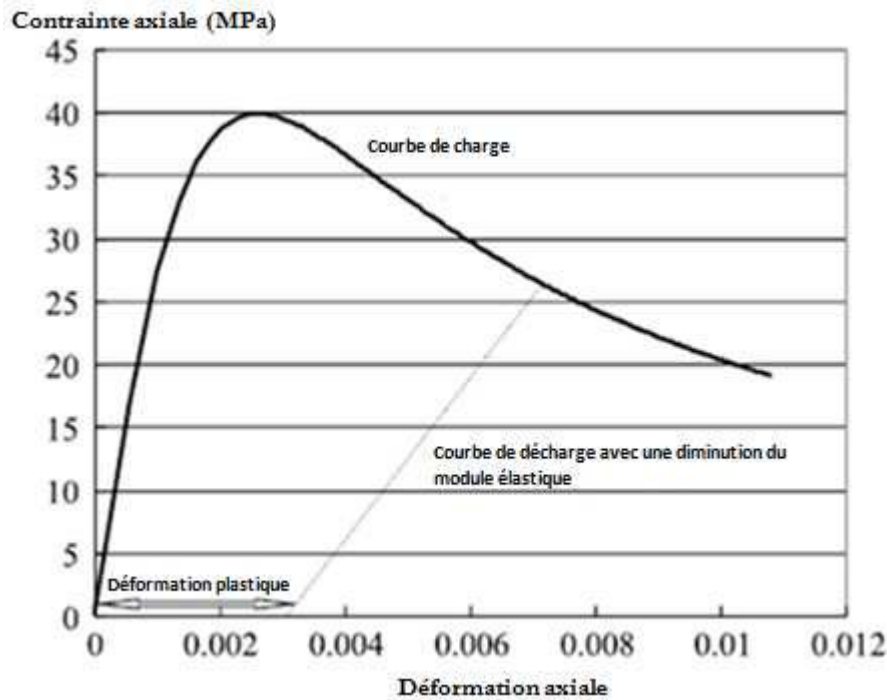


figure II. 8: exemple de contrainte-déformation du béton sous compression [Yu 2010]

Le modèle d'endommagement plastique (CDPM) est basé sur la plasticité et l'endommagement du matériau. Il suppose que les deux principaux mécanismes de rupture sont la fissuration à la traction et l'écrasement du matériau à la compression. Pour représenter le comportement inélastique du matériau, le modèle CDPM, dans Abaqus, utilise le concept d'endommagement isotrope en combinaison avec la traction isotrope et la plasticité de compression [Abaq 2013].

Les principaux aspects du modèle, à savoir la variable d'endommagement, le seuil de plasticité, la loi d'écrouissage et d'adoucissement du matériau définie par la courbe contrainte-déformation uni-axiale en compression hors de la plage élastique, et la loi d'écoulement sont présentés dans les paragraphes suivants.

II.3.3.1 Variable d'endommagement

Dans le modèle d'endommagement plastique (CDPM) utilisé, la relation contrainte-déformation utilise une variable d'endommagement scalaire :

$$\underline{\underline{\sigma}} = (1 - d)\underline{\underline{D}}^{el} : (\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}^{pl}) \quad \text{Eq. II.7}$$

Où $\underline{\underline{\sigma}}$ est le tenseur de contrainte, $\underline{\underline{\varepsilon}}$ et $\underline{\underline{\varepsilon}}^{pl}$ sont les tenseurs de déformations total et plastique, $\underline{\underline{D}}^{el}$ est la matrice d'élasticité non endommagée et d est la variable d'endommagement qui caractérise la réduction du module d'élasticité. 2 coefficients d_t et d_c sont définis pour représenter respectivement l'endommagement en traction et en compression

Quand le béton est soumis à la compression uni axiale la relation précédente devient :

$$\sigma_u = (1 - d)E * (\varepsilon_u - \varepsilon_p) \quad \text{Eq. II.8}$$

Où σ_u et ε_u sont la contrainte et la déformation du béton dans la direction du chargement. ε_p est la déformation permanente dans la direction de chargement. Enfin E est le module d'élasticité initiale du béton. Le facteur (1-d) représente le rapport entre la section efficace supportant la charge (section endommagée) et la section totale.

On définit la contrainte effective comme : $\bar{\sigma}_u = \frac{\sigma_u}{1-d}$ Eq. II.9

Le premier invariant du tenseur des contraintes effectives \bar{I}_1 et le second invariant \bar{J}_2 sont donnés par les expressions suivantes :

$$\bar{I}_1 = \bar{\sigma}_{ii} \quad \text{Eq. II.10}$$

$$\bar{J}_2 = \frac{1}{2} \bar{S}_{ij} \bar{S}_{ij} \quad \text{Eq. II.11}$$

Où \bar{S}_{ij} est le tenseur effectif des contraintes déviatoriques

Pour déterminer le coefficient d'endommagement d, il serait nécessaire de procéder à des essais cycliques pour chaque matériau considéré. Dans ce travail, pour simplifier la modélisation, la loi d'endommagement que nous utilisons est de la forme suivante :

$$d_{c,t} = 1 - \frac{\sigma_{c,t}}{f_{c,tm}} \quad \text{Eq. II.12}$$

$\sigma_{c,t}$ la contrainte axiale du matériau sur la branche descendante de la courbe contrainte déformation et $f_{c,tm}$ la résistance au pic (figure II.8).

II.3.3.2 Surface de charge

La surface de charge adoptée dans notre modèle est celle proposée par Lubliner et al. [Lub 1989] et par Lee et Fenves [Lee 1998]. Elle est de la forme suivante :

$$F = \frac{1}{1-B} (\sqrt{3J_2} - BI_1 + C(\varepsilon_p) \langle -\sigma_{min} \rangle - D \langle -\sigma_{min} \rangle) - \sigma_c(\varepsilon_{pc}) \quad \text{Eq. II.14}$$

Avec :

$$B = \frac{f_b/f_{co}-1}{2f_b/f_{co}-1} ; \quad 0 \leq B \leq 0,5$$

$$C = \frac{\sigma_c(\varepsilon_{pc})}{\sigma_t(\varepsilon_{pt})} (1 - B) - (1 + B)$$

$$D = \frac{3(1 - K)}{2K - 1}$$

Où :

σ_{min} est la contrainte principale minimale effective, f_b est la résistance du matériau sous une compression équibiaxiale ; f_{c0} la résistance du matériau sous compression uni-axiale; σ_c et σ_t sont respectivement les contraintes cohésives de compression et de traction ; ε_{pc} et ε_{pt} sont respectivement les déformations plastiques équivalentes en compression et en traction et K définit le degré de déformabilité du béton, il est le rapport entre la résistance du matériau sous compression bi-axiale et la résistance sous compression triaxiale. Kupfer et al. [Kup 1969] ont montré que la constante B peut être déterminée expérimentalement et ont trouvé un rapport f_b/f_{c0} proche de 1.16 d'où, donc, $B = 0.12$. La valeur f_b/f_{c0} est prise égale à 1,16 dans notre simulation. Pour des raisons de simplification la valeur par défaut donnée par Abaqus de $K = 0,66$ est considérée dans notre simulation. Yu et al [Yu 2010] ont utilisé une valeur de K égale à 0,725 dans leurs travaux. On notera que dans l'espace des contraintes de traction, cette surface de charge se confond avec le critère de Rankine.

II.3.3.3 Loi d'écroutissement et d'adoucissement

Abaqus demande uniquement pour calculer le modèle CDPM, la définition des courbes contraintes-déformations uniaxiales des matériaux.

Sous compression uni-axiale, la fonction d'écroutissement et d'adoucissement peut être définie dans le CDPM par :

$$\sigma_c = \sigma_c(\varepsilon_{pc}) \quad \text{Eq. II.15}$$

Pour notre étude, la loi du CEB-FIP [CEB 90] est utilisée pour définir l'évolution de la contrainte de compression en fonction de la déformation non élastique des 2 phases supposées suivre le CDPM, le mortier et l'auréole de transition (figure II.9).

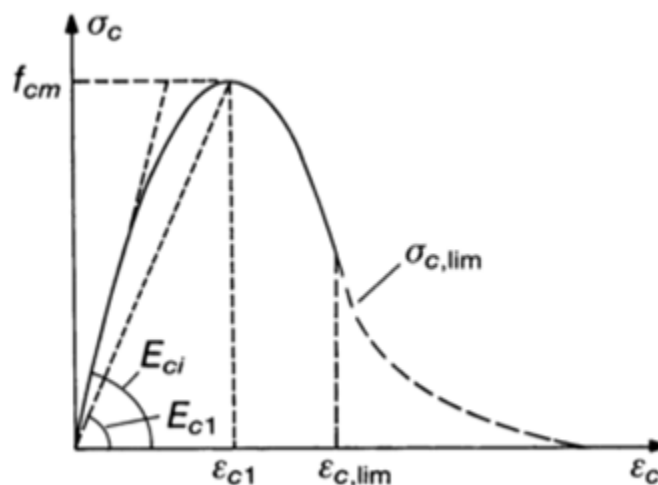


figure II. 9: diagramme-contrainte déformation pour la compression uni-axiale (CEB-FIP)

Cette loi définit la relation contrainte-déformation en compression de la façon suivante :

$$\sigma_c = -\frac{\frac{E_{ci}}{E_{c1}} \varepsilon_c - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2\right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} f_{cm} \quad \text{pour } |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c,lim}| \quad \text{Eq. II.16}$$

Pour $|\varepsilon_c| > |\varepsilon_{c,lim}|$

$$\sigma_c = -\left[\left(\frac{1}{\varepsilon_{c,lim}} \xi - \frac{2}{(\varepsilon_{c,lim}/\varepsilon_{c1})^2} \right) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + \left(\frac{4}{\varepsilon_{c,lim}/\varepsilon_{c1}} - \xi \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right]^{-1} f_{cm} \quad \text{avec :} \quad \text{Eq. II.17}$$

$$\xi = -\frac{4 \left[\left(\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2 \right) + 2 \frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} - \frac{E_{ci}}{E_{c1}} \right]}{\left[\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2 \right) + 1 \right]^2} \quad \text{Eq. II.18}$$

Le comportement en traction du mortier et de l'ITZ est modélisé en utilisant le diagramme bilinéaire contrainte ouverture de fissure (figure II.10) proposé par CEB-FIP [CEB 1990].

Comme on le verra dans le prochain paragraphe, la définition du comportement en utilisant l'ouverture de fissure est préférable, par rapport à la déformation, pour éviter les phénomènes de localisation et de dépendance au maillage qui s'ensuivent [Hill 1976]

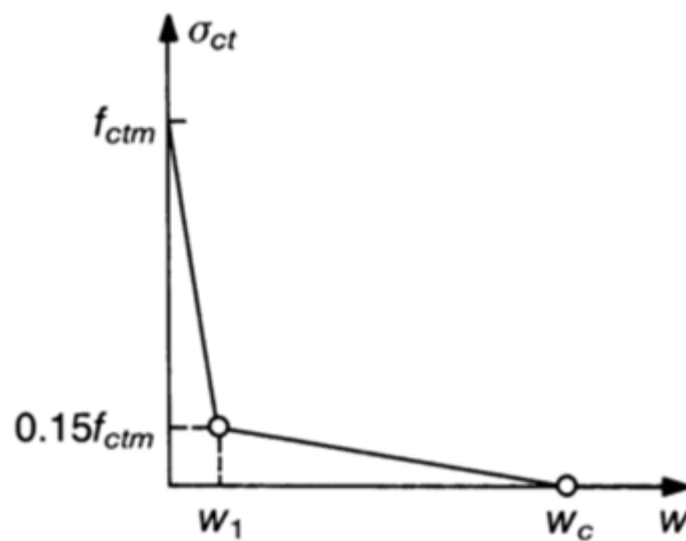


figure II. 10: diagramme contrainte ouverture des fissures pour une traction uni-axiale

Les contraintes et ouvertures de fissure permettant de caractériser le diagramme de la figure II.10 sont définies comme suit:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(1 - 0,85 \frac{w}{w_1} \right) \text{ pour } 0,15f_{ctm} \leq \sigma_{ct} \leq f_{ctm} \quad \text{Eq. II.19}$$

$$\sigma_{ct} = \frac{0,15f_{ctm}}{w_c - w_1} (w_c - w) \text{ pour } 0 \leq \sigma_{ct} \leq 0,15f_{ctm} \quad \text{Eq. II.20}$$

$$w_1 = 2 \frac{G_F}{f_{ctm}} - 0,15w_c \quad \text{Eq. II.21}$$

$$w_c = \alpha_F \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad \text{Eq. II.22}$$

Où

w est l'ouverture de fissure (mm)

w_1 est l'ouverture de fissure (mm) correspondant à une contrainte $\sigma_{ct} = 0,15f_{ctm}$

w_c est l'ouverture de fissure (mm) correspondant à une contrainte $\sigma_{ct} = 0$

f_{ctm} est la résistance en traction (MPa)

G_F est l'énergie de fissuration (Nmm/mm²)

α_F est un coefficient qui dépend du diamètre maximal d_{max} des granulats et est donné par le tableau suivant.

d_{max} (mm)	8	16	32
α_F	8	7	5

Tableau II. 1 : coefficient α_F pour estimer w_c

II.3.3.4 Loi d'écoulement

Dans ce travail la loi d'écoulement proposée par Drucker-Prager dans sa forme hyperbolique a été utilisée. Le potentiel d'écoulement non associé est défini par la fonction suivante :

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{to} \tan \psi)^2 + 3\bar{J}_2^2} - \frac{\bar{I}_1}{3} \tan \psi \quad \text{Eq. II.23}$$

La vitesse de déformation plastique est :

$$d\epsilon_p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_u} \quad \text{Eq. II.24}$$

Avec,

- ψ : l'angle de dilatance. C'est un paramètre important du modèle. Le chapitre 4 propose une méthodologie expérimentale couplée à une analyse inverse permettant

de déterminer la valeur de ψ pour les différentes phases caractéristiques de l'échelle de la pâte.

- σ_{to} est la contrainte de traction uniaxiale à la rupture.
- ϵ est un paramètre, appelé excentricité, qui définit la vitesse à laquelle la fonction se rapproche de l'asymptote (le potentiel d'écoulement tend vers une ligne droite quand l'excentricité tend vers zéro). $\epsilon = 0$ dans notre étude (valeur par défaut proposée par Abaqus).

Pour un béton donné, le module d'élasticité et les valeurs de résistance à la compression de la matrice doivent être différents quand une zone de transition est considérée ou non. En effet, La présence d'une zone de transition plus poreuse et aux caractéristiques plus faibles va se traduire par une diminution simultanée de la porosité loin de la zone de transition, dans la matrice. Il résulte de ce phénomène que la matrice dans le béton est différente du mortier de même composition (cf chapitre I). La prise en compte de cette différence, et de la répercussion de l'augmentation de la porosité de la zone de transition sur le reste de la matrice constitue l'une des principales originalités de ce travail.

Le tableau II.2 met en évidence ce phénomène et présente, pour 2 valeurs de α , les porosités comparées du mortier seul, de la matrice loin du granulat et de la zone de transition.

α	$\phi_{mortier}$	$\phi_{matrice}$	ϕ_{ITZ}
1.5	0.1760	0.1706	0.2559
2	0.1760	0.1655	0.3310

Tableau II. 2 : porosités du mortier seul, de la matrice loin du granulat et de la zone de transition

Pour tenir compte de cela, la relation proposée par Dridi [Dri 2008] est utilisée. Elle permet de déterminer la porosité de la matrice et de la zone de transition :

$$\phi_{matrice} = \phi_{mortier} \left(\frac{V_{matrice} + V_{ITZ}}{V_{matrice} + \alpha V_{ITZ}} \right) \text{ et } \alpha = \frac{\phi_{ITZ}}{\phi_{matrice}} \text{ avec } \alpha \in [1.5 ; 2] \quad \text{Eq. II.25}$$

Avec :

$\phi_{matrice}$: porosité du mortier dans le béton avec l'existence d'une zone de transition ;
 $\phi_{mortier}$: porosité du mortier seul (ou sans zone de transition); ϕ_{ITZ} : porosité de la zone de transition; $V_{matrice}$: volume de la matrice ; V_{ITZ} : volume de la zone de transition .

Bernard et al. [Ber 2012] ont proposé des relations qui donnent, pour un mortier, le module de Young et la résistance en compression en fonction de la porosité de la pâte :

$$E_{mortier} = 49.65(1 - \phi_{p\hat{a}te})^{0.434} \text{ et } R_{mortier} = 95.19(1 - \phi_{p\hat{a}te})^{2.595} \quad \text{Eq. II.26}$$

Après avoir déterminé la porosité, le module élastique et la résistance en compression de la matrice et de la zone de transition, les lois contrainte-déformation uniaxiales du CEB-FIP sont utilisées pour représenter le comportement uni-axial complet de ces phases.

II.3.3.5 Méthode de régularisation

En mécanique des milieux continus, les modèles constitutifs sont généralement exprimés en terme de relations contraintes-déformations. Toutefois, lorsque le matériau exhibe un comportement adoucissant (comme c'est le cas pour le béton), conduisant à des phénomènes de localisation des déformations, une telle formulation va résulter en une forte dépendance au maillage des résultats du calcul par éléments finis et en une énergie dissipée diminuant avec la taille de maille et pouvant ainsi tendre vers 0, ce qui est physiquement inadmissible.

Dans Abaqus, les modèles d'endommagement utilisent au contraire une formulation destinée à éviter la dépendance au maillage. Cela est fait en introduisant une longueur caractéristique, l_c , associée dans la formulation, à chaque point matériel et permettant d'exprimer les déplacements locaux (par exemple ouverture de fissures) en fonction de la déformation ε_n (dans une direction \vec{n}) : $u_n^{ck} = \varepsilon_{nn}^{ck} * l_c$

La longueur caractéristique est ici relative à la taille des éléments finis et à leur formulation : pour un élément linéaire du 1^{er} ordre, elle est égale à la taille de cet élément. De nombreuses études de sensibilité ont montré qu'une telle définition permettait de traiter efficacement les problèmes liés à la localisation numérique.

La partie adoucissante de la loi de comportement constitutive s'exprime alors en terme de contrainte-déplacement, ce qui le rend similaire au modèle de Hillerborg [Hill 1976].

II.3.3.6 Conditions aux limites

Afin de simuler un essai de compression ou un essai de traction, on impose respectivement un déplacement descendant (de 0.25 mm) ou ascendant (de 0.0325 mm) suivant la direction Y sur la face supérieure du VER (voir figure II.11) et on bloque le déplacement vertical sur les points de la face opposée.

Pour l'exploitation des résultats après simulation on extrait les réactions et les déplacements des nœuds de la face supérieure, ensuite on trace et on étudie la courbe contrainte – déformation. La contrainte est obtenue en faisant le rapport entre la somme des réactions de tous les nœuds de la face supérieure dans la direction Y sur la section de la face supérieure; la déformation est obtenue en faisant le rapport entre la moyenne des déplacements de tous les nœuds de la face supérieure dans la direction Y sur la hauteur du VER selon Y. on note que le déplacement est la condition au limite imposée selon Y et que la somme des réactions est la résultante (ou la force appliquée).

Pour l'étude élastique on détermine le module d'élasticité du béton qui est la pente de la courbe contrainte déformation.

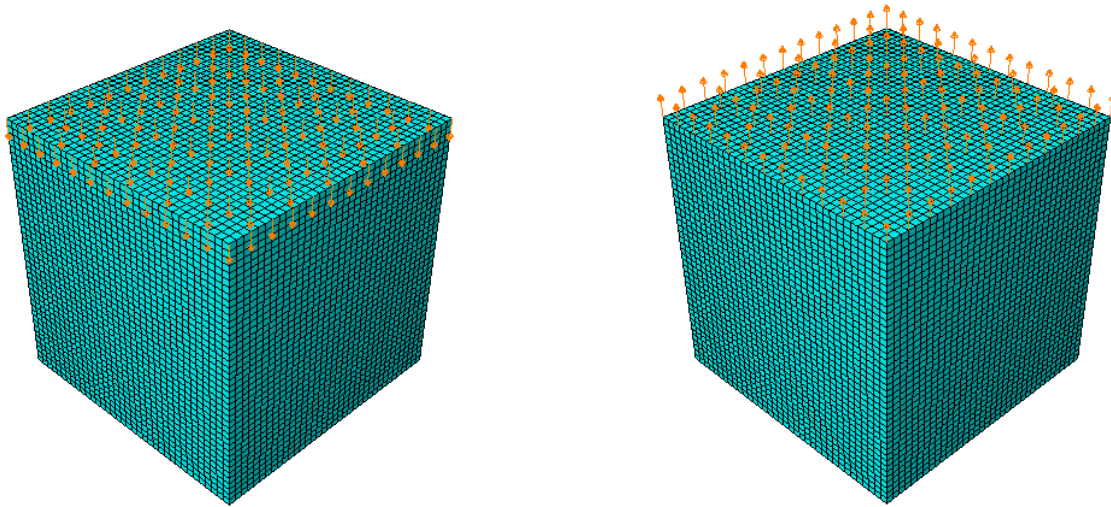


figure II. 11 : conditions aux limites du modèle : compression (gauche) et traction (droite)

II.4 Optimisation du maillage

Dans le but de mener à bien notre étude, une analyse de sensibilité de la solution numérique à la taille de l'élément est examinée pour trouver la taille de l'élément à partir de laquelle le maillage n'influe plus sur les résultats. 6 maillages (maillage 1,2...6) avec le même volume élémentaire mais avec différentes tailles d'éléments sont testés pour voir la réponse du modèle en terme de courbe contrainte-déformation en fonction du maillage. Les paramètres d'entrées du modèle sont la loi de comportement en compression et en traction de la matrice et les caractéristiques élastiques des granulats. La résistance en compression de la matrice a été prise égale à 57.6 MPa. Le tableau II.3 et les figures II.12 et II.13 illustrent les résultats et montrent qu'à partir d'une certaine densité de maillage, les résultats se rapprochent très clairement les uns des autres.

Ainsi les courbes contraintes déformations se regroupent en un même faisceau de courbes (figure II.12). On remarque très clairement que la contrainte maximale tend vers une limite, que l'on peut estimer atteinte dès le maillage 5 (taille de l'élément 0.4, 83592 éléments au total dans le modèle).

taille approximative de l'élément		nombre d'éléments	Contrainte normale au pic (MPa)	déformations au pic
1	Maillage 1	11016	71,09	0,001838091
0,7	Maillage 2	16416	68,68	0,0018378
0,6	Maillage 3	38448	64,9	0,00170783
0,5	Maillage 4	51408	62,74	0,001575733
0,4	Maillage 5	83592	61,73	0,001575194
0,3	Maillage 6	174528	62,03	0,001706176

Tableau II.3 : influence du maillage

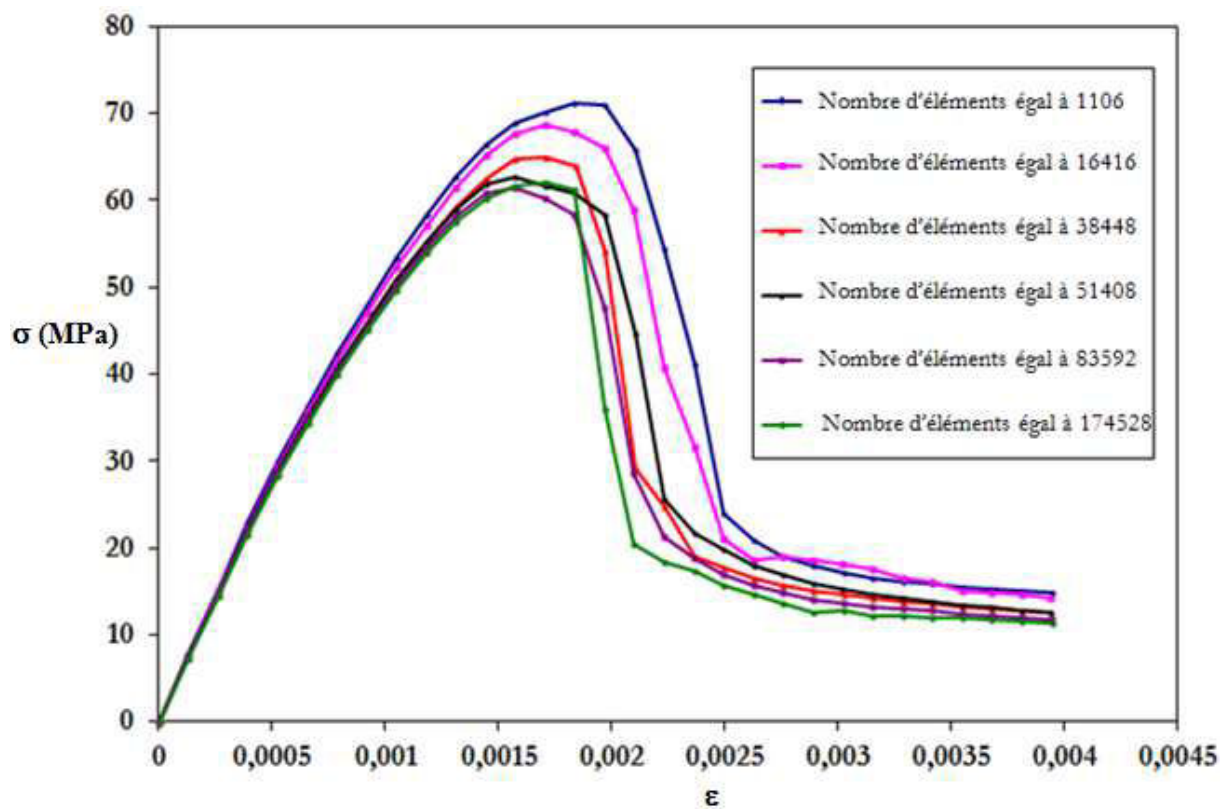


figure II. 12 : influence du maillage sur la courbe contrainte-déformation

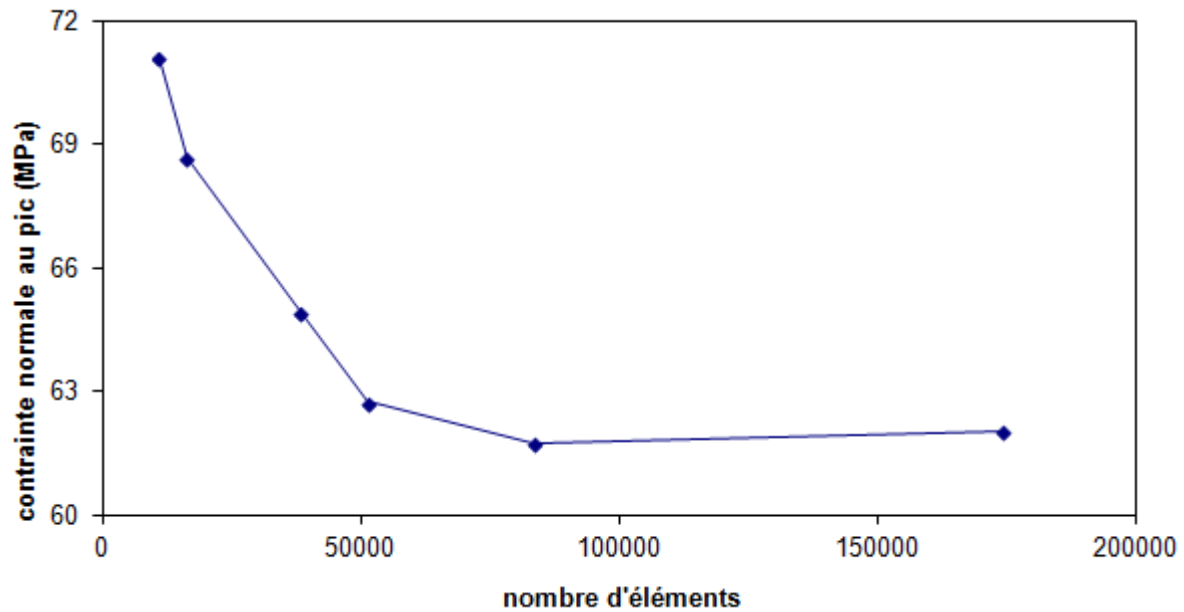


figure II. 13 : évolution de la contrainte au pic en fonction du maillage

II.5 Détermination de la taille du volume élémentaire représentatif (VER).

Le comportement de matériaux hétérogènes est souvent décrit par la notion de volume élémentaire représentatif. En effet, il permet de définir la structure macroscopique à l'aide d'un échantillon beaucoup plus petit (qui est encore assez grand pour être constitutivement valide). Avant de répondre à la question de la taille du VER qui sera considérée dans notre étude, il convient bien définir la notion de VER et de résumer les différentes techniques de la littérature visant à identifier sa taille.

La question de l'existence du volume élémentaire représentatif pour les matériaux adoucissants, tels que le béton, est un sujet de recherche actuel [Git 2007], [Ngu 2010]. Quelques définitions d'un VER, utilisé par les scientifiques à des fins différentes, sont énumérées ci-dessous.

- Un VER est le volume de matière minimale, contenant suffisamment de mécanismes de déformation. L'augmentation de ce volume ne devrait conduire ni à des changements d'équations d'évolution pour les différents champs de valeurs, ni à des changements de description de ces mécanismes [Tru 1997].
- Le VER est un échantillon de matière à utiliser pour déterminer les propriétés effectives du modèle macroscopique homogénéisé. Le VER doit être suffisamment grand pour contenir suffisamment d'informations sur la microstructure afin d'être représentatif, mais il doit être beaucoup plus petit que le corps macroscopique [hash 83].

- Le VER doit être choisi suffisamment grand par rapport à la taille de la microstructure, mais il est le plus petit élément de volume du matériau composite à partir duquel le module macroscopique représentatif reste constant. Il est un modèle suffisamment précis pour représenter la réponse moyenne du comportement du matériau [Drug 1996].
- Le VER est défini comme le volume minimal de l'échantillon à l'échelle du laboratoire, de telle sorte que les résultats obtenus avec ce modèle peuvent encore être considérés comme représentatifs de la structure in-situ [Van 1997].

Pour déterminer la taille du VER, ce qui demeure une question controversée dans la communauté scientifique internationale en particulier lorsque le comportement du matériau est adoucissant, divers échantillons numériques contenant la même concentration en granulats ont été considérés. Le milieu bi-phasique est composé uniquement de la matrice et des granulats sans présence de l'ITZ et l'adhérence entre les deux phases est supposée parfaite. Les différents échantillons numériques sont définis par le rapport entre la dimension du volume élémentaire et le diamètre des granulats (L / D) : 1,1 , 2,2 , 3,3 , 5,5 , 6,6 , 7,7 , 8,8 voir figure IV.14. Le maillage a été calibré à partir des résultats de l'analyse de sensibilité précédente.

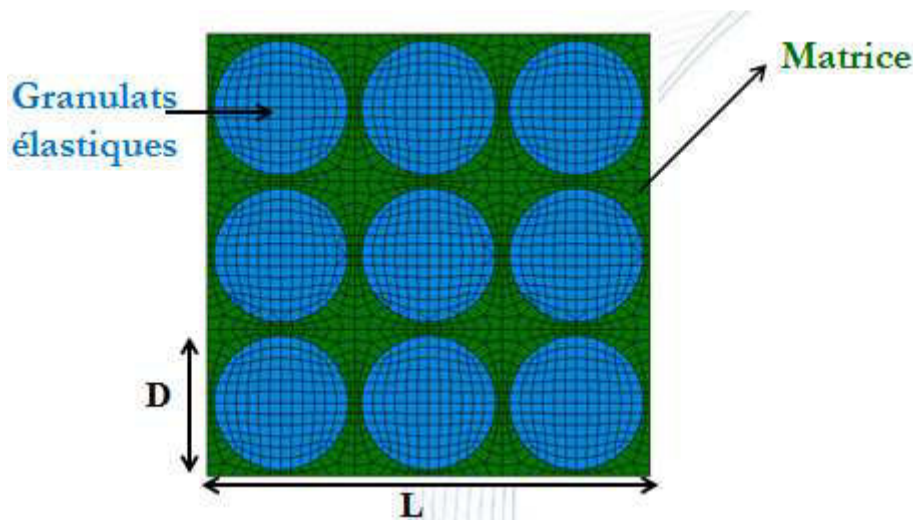


figure II. 14: modèle bi phasique utilisé pour la détermination du VER

II.5.1 Identification du VER en compression

Les caractéristiques mécaniques en compression uniaxiale définissant le matériau béton, sont son module d' Young, sa résistance en compression et son comportement adoucissant. L'objectif de cette partie est de trouver le VER nécessaire pour chacun de ces paramètres. Pour cela chaque volume élémentaire défini par son rapport L/D est testé en compression et l'analyse de la réponse du matériau, c'est à dire la courbe contrainte

déformation, permet de statuer sur l'existence d'une taille représentative de l'échantillon au-delà de laquelle ces 3 paramètres n'évoluent plus.

	Granulats	Matrice sans ITZ
ν	0.2	0.27
E (MPa)	80	45.65
R_c (MPa)	-	57.6

Tableau II.4 : données d'entrée de la modélisation. Caractéristiques élastiques et résistance en compression des différentes phases

La figure II.15 présente une coupe éclatée des différents volumes élémentaires testés. Les nombres de degrés de liberté pour chaque modélisation sont respectivement 13 197; 100 956; 335 655 ; 1 535 385; 2 645 172; 4 191 411; 6 246 480 pour les rapports L/D de 1.1 à 8.8.

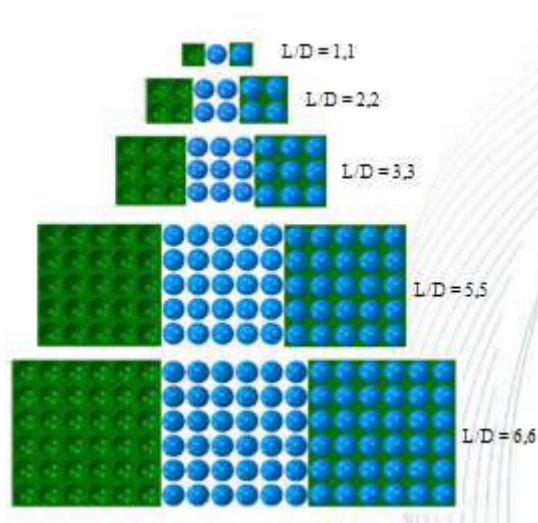


figure II. 15: différent volume élémentaire

Les modélisations numériques ont été effectuées avec Abaqus sur un cluster de calcul avec 16 nœuds agissant en parallèle. Les courbes de contraintes-déformation en compression obtenues sont présentées dans la figure II.16

L'analyse de la figure ci-dessous permet de conclure que :

- quelque soit le paramètre étudié, un VER semble pouvoir être défini
- pour étudier le module élastique du béton, le rapport $L/D = 1,1$ suffit. En effet l'évolution du rapport L/D n'influence pas le comportement élastique du béton : le module élastique reste constant.
- Pour étudier la résistance en compression du béton, le rapport $L/D = 2,2$ suffit car la figure montre que pour un rapport $L/D < 2,2$, la résistance du béton est

affectée par le volume élémentaire utilisé, alors que la résistance reste constante dès que le rapport L/D est supérieur ou égal à 2,2.

- Pour l'étude de la partie adoucissante du béton, les résultats montrent qu'il faut un rapport L/D = 3.3. En effet, si le rapport L/D est inférieur à 3,3, la partie post-pic est influencée par le volume élémentaire ; cependant les courbes post-pic se regroupent si le rapport est supérieur ou égal à 3,3 (figure II.16)

Pour l'étude de l'influence de l'auréole de transition et du contact matrice/granulat sur le comportement du béton en compression, on retient un VER avec un rapport L/D = 3,3.

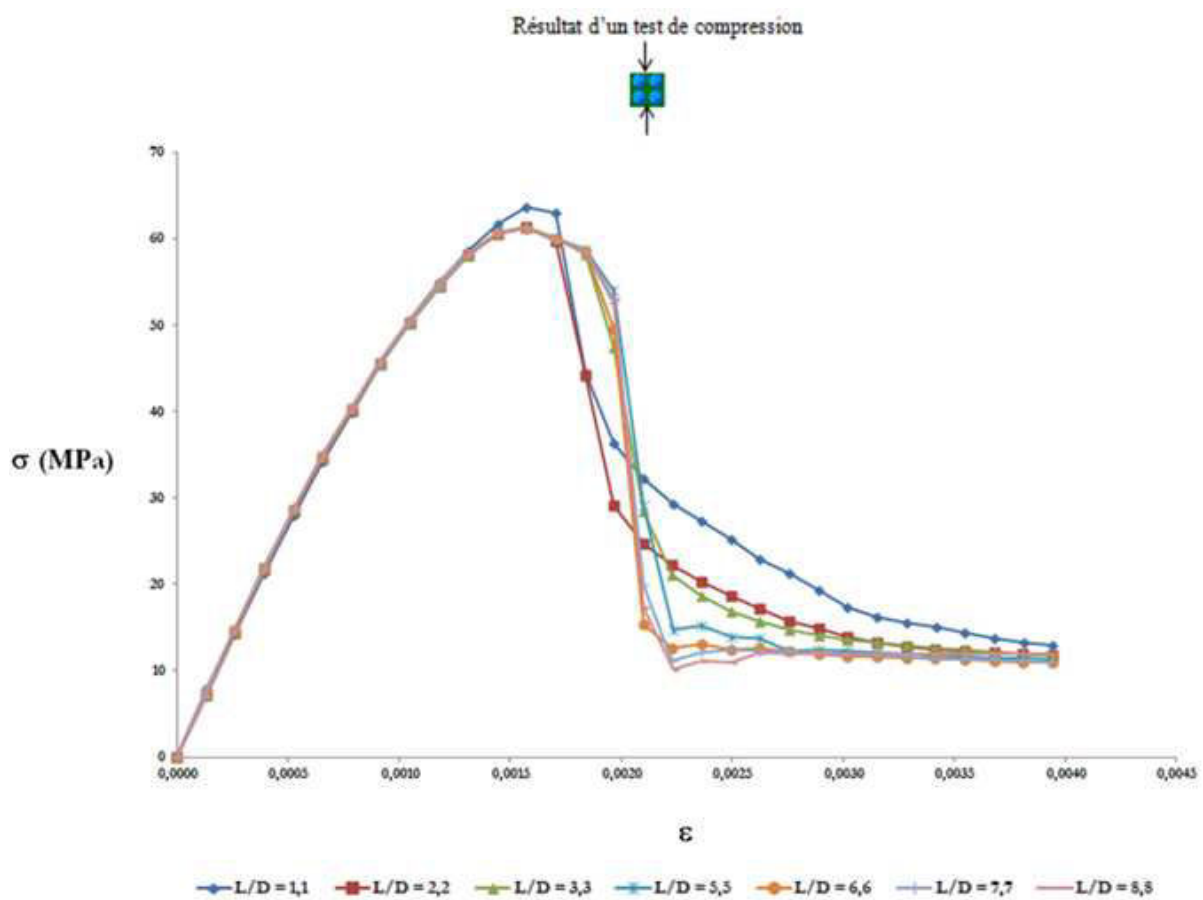


figure II. 16: effet du rapport L/D sur la courbe contrainte déformation du béton soumis à une compression uniaxiale

II.5.2 Identification du VER en traction

Tout comme pour la compression, les caractéristiques mécaniques en traction uniaxiale définissant le matériau béton sont son module d'Young, sa résistance en traction et son comportement adoucissant. L'objectif de cette partie est de trouver le VER nécessaire pour les 2 derniers paramètres (le module d'Young étant le même qu'en compression). Pour cela chaque volume élémentaire défini par son rapport L/D est testé en traction et l'analyse de la réponse du matériau, c'est à dire la courbe contrainte- déformation permet

de statuer sur l'existence d'une taille représentative de l'échantillon au-delà de laquelle ces paramètres n'évoluent plus.

La figure II.17 présente les courbes contrainte-déformation en traction pour chacun des volumes élémentaires testés.

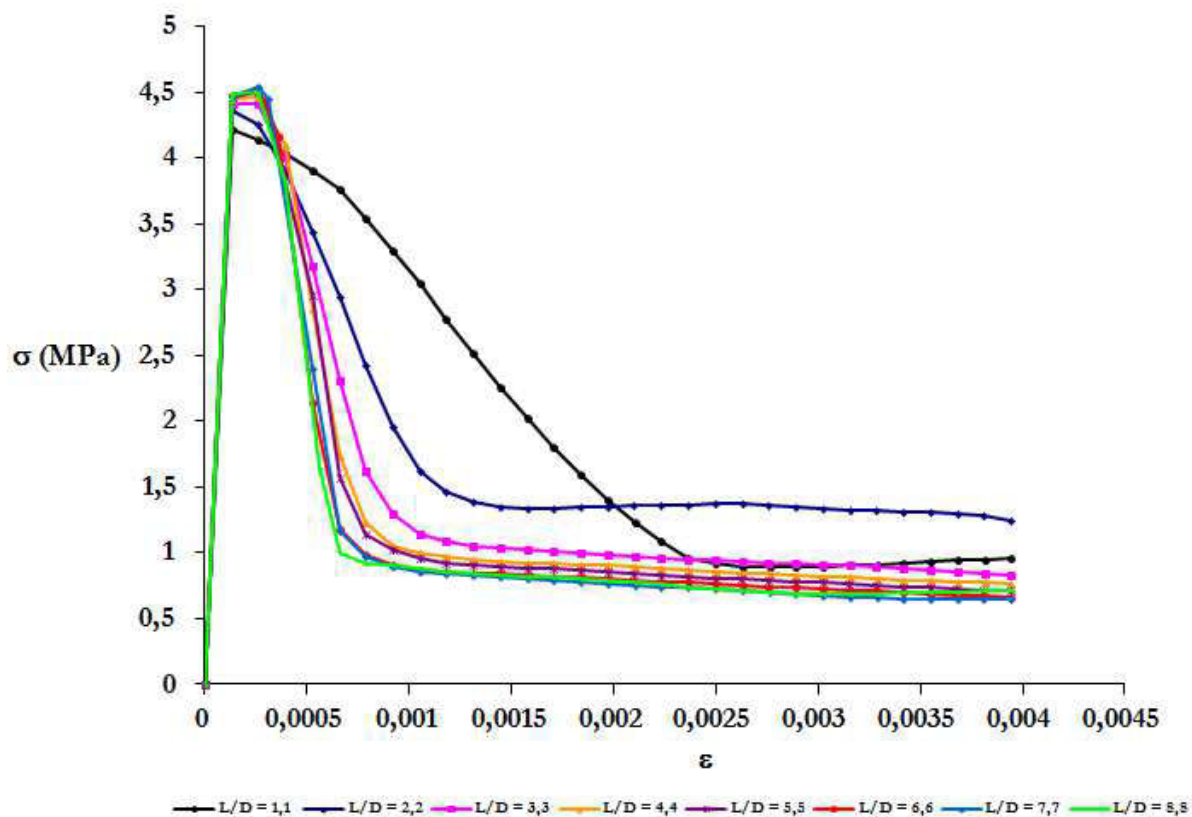


figure II. 17: effet du rapport L/D sur la courbe contrainte déformation du béton soumis à de la traction

L'analyse de la courbe ci dessus permet de conclure que

- Pour étudier la résistance en traction du béton, le rapport $L/D = 4,4$ suffit car la figure montre que pour un rapport $L/D < 4,4$, la résistance en traction du béton est affectée par le volume élémentaire utilisé, alors qu'elle reste constante dès que le rapport L/D est supérieur ou égal à 4,4.
- Pour l'étude de la partie adoucissante du béton, les résultats montrent qu'il faut un rapport $L/D = 6,6$. En effet si le rapport $L/D < 6,6$ la partie post-pic est influencée par le volume élémentaire ; cependant la courbe après pic reste presque identique si le rapport est supérieur ou égal à 6,6.

Pour l'étude de l'influence de l'aurole de transition et du contact matrice/granulat sur le comportement du béton en traction, on a retenu un VER de rapport $L/D = 6,6$.

On peut souligner qu'il y a un comportement dissymétrique du béton en compression et en traction. En première analyse, cette différence pourrait s'expliquer par une localisation

plus forte des fissures en traction, au contraire de la compression qui conduira à un faciès de fissuration plus diffus. L'interaction entre les dimensions de la fissure et les frontières de l'échantillon est donc plus grande en traction qu'en compression.

II.6 Conclusion

Un modèle numérique 3D développé avec le code de calcul aux Eléments Finis Abaqus est présenté pour étudier le comportement élastique et inélastique du béton avec prise en compte de la zone de transition ainsi que la nature de l'interface matrice/granulats. Le béton est représenté comme un matériau tri-phasique, composé de granulats sphériques, d'une matrice (le mortier) et de l'aurole de transition. L'interface matrice/granulats est modélisée en prenant en compte un contact parfait et un contact avec frottement. La loi de comportement de la matrice et de l'ITZ ainsi que l'équation qui prend en compte la répercussion de l'augmentation de la porosité de la zone de transition sur le reste de la matrice sont présentées. Enfin, une étude de sensibilité au maillage sur le modèle est réalisée avant la détermination du volume élémentaire représentatif en compression et en traction sur chacun des paramètres du béton.

Chapitre III : Modélisation des bétons à l'échelle meso : étude de l'influence de la zone de transition et de l'interface matrice/granulats sur le comportement mécanique du béton

Sommaire

Chapitre III : Modélisation des bétons à l'échelle meso : étude de l'influence de la zone de transition et de l'interface matrice/granulats sur le comportement mécanique du béton.....	85
III.1 Introduction	88
III.2 Validation du Béton numérique – comparaison avec des modèles analytiques.....	88
III.2.1 Comparaison Modèle Numérique-Modèle biphasique de Christensen et Lo.....	89
III.2.2 Comparaison Modèle Numérique et du Modèle triphasique de Hashin-Monteiro.....	90
III.3 Etude de l'effet de la zone de transition sur le comportement global du béton.....	92
III.3.1 Etude de l'effet de la zone de transition sur le comportement global en compression du béton	93
III.3.2 Etude de l'effet de la zone de transition sur le comportement global en traction du béton.....	98
III.4 Estimation des propriétés élastiques et inélastiques du béton avec prise en compte du frottement entre la matrice et les granulats	100
III.5 Conclusion	105

III.1 Introduction

La zone de transition interfaciale (ITZ) est l'un des facteurs clé que l'on associe à la résistance et la durabilité du béton. L'idée selon laquelle elle existe autour du sable et des granulats grossiers dans le béton a été un des fondements reconnus de la technologie du béton depuis longtemps. Son effet sur les propriétés du béton a fait l'objet de plusieurs discussions durant ces dernières années : certains chercheurs à l'instar de Scrivener, Garboczi [Garb 2007], Monteiro [Mont 2002], Nilson [Nils 1992, Park [Park 2008] etc.. affirment l'influence de cette zone sur les caractéristiques du béton et d'autres, comme Leroy, de Larrard [Leroy 1994] et Rangaraju [Rang 2010] affirment le contraire.

L'objectif de cette étude est de déterminer et de quantifier l'effet de deux situations sur le module d'élasticité et sur le comportement inélastique du béton à l'essai de compression et de traction unidirectionnelle. Le premier cas correspond à la présence d'une zone de transition poreuse et la seconde à l'existence de glissement avec frottement entre les granulats et la matrice. Ce deuxième cas (possible glissement entre matrice et granulat) est ignoré jusqu'à présent par la majorité des travaux menés sur l'effet de la zone de transition sur le béton.

A cet effet, le béton numérique 3D développé dans le chapitre précédent est simulé en utilisant le logiciel ABAQUS. Pour le premier cas (présence d'ITZ), le béton numérique est simulé comme un matériau composite à trois phases composé de granulats entourés par l'ITZ, puis enrobés dans une matrice de mortier. Les résultats de modélisation sont ensuite discutés et ceux obtenus avec des phases au comportement élastique sont comparés aux résultats des modèles analytiques de Christensen et Lo et de Hashin et Monteiro [HAS 02]. Pour le deuxième cas (glissement avec frottement entre les granulats et la matrice), le béton numérique est simulé en utilisant un matériau bi phasique composé de granulat et d'une matrice de mortier avec un possible glissement entre les deux phases. Les résultats mécaniques sont ensuite comparés à ceux obtenus avec un contact parfait (pas de glissement). L'effet significatif ou non significatif de la présence d'une zone de transition ou de frottement entre les granulats et la matrice est ensuite expliqué sur la base de l'analyse locale de la distribution des contraintes dans le matériau.

III.2 Validation du Béton numérique – comparaison avec des modèles analytiques

Afin de vérifier la validité de la stratégie de modélisation proposée dans le chapitre II, on s'intéresse à l'évolution du module d'Young pour différents modules élastiques des granulats obtenue avec le modèle numérique bi phasique (contact parfait entre matrice et granulat). Par ailleurs, on regardera aussi l'évolution du module d'Young en fonction du rapport $E_{ITZ}/E_{matrice}$, obtenue par le modèle numérique tri-phasique.

Le module élastique est calculé à partir de la courbe contrainte-déformation dans le régime élastique. Les résultats des simulations sont ensuite comparés à ceux obtenus par

des modèles analytiques. Deux classes de modèles analytiques existent dans la littérature pour déterminer le module élastique du béton :

- des modèles traitant le béton comme un matériau biphasé composé de granulats et de la matrice (applicable aux BHP qui en général n'ont pas de zone de transition). On peut citer le modèle de la solution diluée, la méthode Auto Cohérente, le modèle de Mori-Tanaka [ABO 91], le modèle de Hashin et Shtrikman [HAS 63] et le modèle de Christensen et Lo [CHR 79]) ;
- des modèles traitant le béton comme un matériau triphasé composé de granulats, de la matrice et de l'auréole de transition ITZ (applicable aux bétons ordinaires). On peut citer le modèle de Ramesh et Sotelino [RAM 96] et celui de Hashin et Monteiro [HAS 02].

Dans notre étude nous nous limiterons aux modèles analytiques de Christensen et Lo [CHR 79] et de Hashin-Monteiro [HAS 02]. Nous comparerons, d'une part, les résultats du modèle numérique à deux phases proposé dans ce travail à ceux obtenus avec le modèle analytique de Christensen et Lo et, d'autre part, les résultats du modèle numérique à trois phases avec ceux obtenus avec le modèle analytique proposé par Hashin et Monteiro. Les données utilisées sont dans le tableau III.1

	Matrice (mortier)	Granulats	Zone de transition
Module élastique en GPa	40	20 ; 30 ; 40 ; 50 ; 60 ; 70 ; 80	10% à 90% matrice
Coefficient de Poisson	0,27	0,2	0,27

Tableau III.1 : données d'entrée utilisées dans les calculs du module élastique

Ces deux modèles analytiques ont été présentés dans le chapitre I :

III.2.1 Comparaison Modèle Numérique-Modèle biphasique de Christensen et Lo

La figure III.1 montre l'évolution du module d'élasticité calculé et simulé en fonction de la variation du module d'élasticité des granulats. On observe que les valeurs obtenues avec le modèle numérique sont en accord avec celles obtenues par le modèle de Christensen et Lo. Pour un module d'élasticité des granulats de 80 GPa, l'écart calculé entre ces deux modèles est de 0.91%. Les résultats montrent aussi que le module du béton augmente avec celui des inclusions.

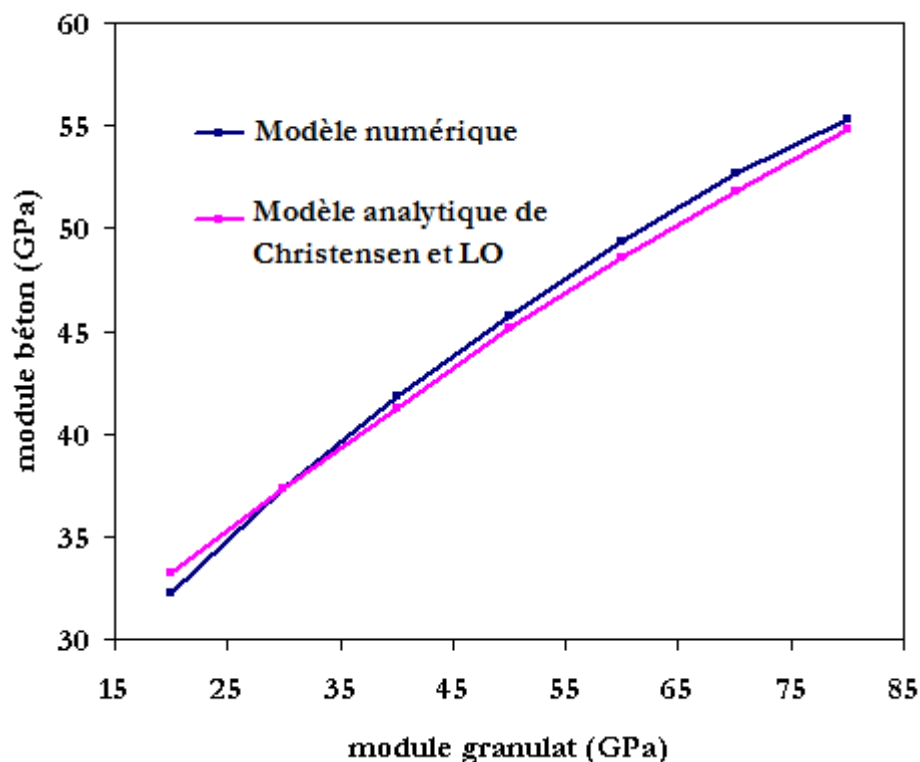


figure III. 1: évolution du module d'élasticité en fonction du module des granulats, comparaison des résultats numériques avec ceux obtenus par le modèle analytique à deux phases de Christensen et Lo

III.2.2 Comparaison Modèle Numérique et du Modèle triphasique de Hashin-Monteiro

Dans la littérature, il est indiqué que le module d'élasticité de la zone de transition est d'environ 30-50% de celui de la matrice [Ram 1996] et que l'épaisseur de la zone de transition est de l'ordre de 50 μm [Zoh 2001]. Les mêmes auteurs ont estimé le module d'élasticité du béton en utilisant une fraction volumique de la zone de transition de 10%, alors que Lee et Park [Lee 2008] l'ont estimé comprise entre 1 et 7 %. Dans cette étude le module d'élasticité de la zone de transition utilisé est de 10 à 90% celui de la matrice et la fraction volumique de l'ITZ est entre 1 et 6 %.

Les modèles numérique et analytique sont utilisés pour voir l'effet du rapport entre le module d'élasticité de la zone de transition et celui de la matrice sur le module global du béton. L'évolution du module élastique en fonction du rapport E_{ITZ}/E_{mat} donné par le modèle numérique à 3 phases en comparaison au modèle analytique triphasique de Hashin-Monteiro a été reportée dans la figure III.2, où E_{ITZ} et E_{mat} sont respectivement le module élastique de la zone de transition et le module élastique de la matrice.

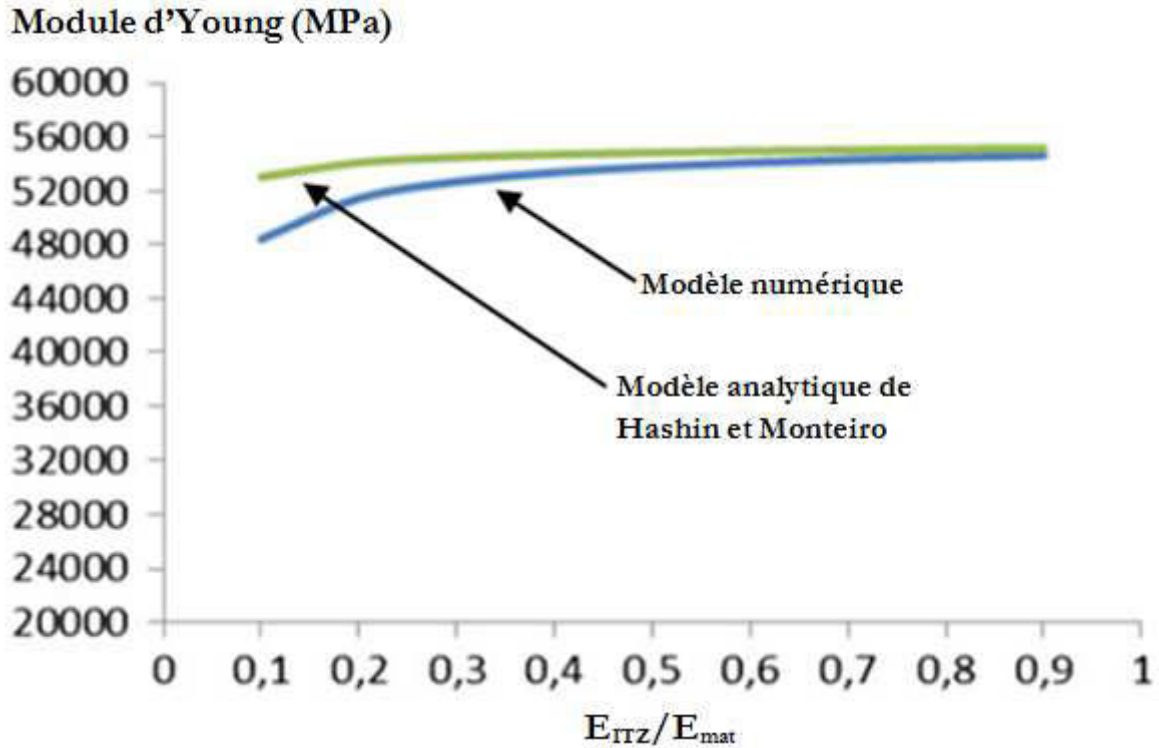


Figure III. 2: évolution du module d'élasticité en fonction du module des granules, comparaison des résultats numérique et ceux obtenus avec le modèle analytique à trois phase de Hashin et Monteiro

Les résultats analytiques et numériques coïncident pour un rapport $E_{ITZ}/E_{mat} > 0,4$. Ils montrent que plus la qualité de la zone de transition est bonne, plus faible est la perte du module d'élasticité du béton et vice-versa (figure III.2). Toutefois cette influence semble être faible. L'écart relativement significatif observé pour des rapports $E_{ITZ}/E_{mat} < 0,4$ peut être attribué à la mauvaise précision des modèles analytiques d'homogénéisation lorsqu'il y a une très grande différence entre les propriétés mécaniques des différents composants du béton. Cette moins bonne précision a été notée par plusieurs auteurs (par exemple Cailletand [Caill 2003]).

L'un des intérêts du modèle numérique et de l'utilisation d'un matériau modèle est la possible réalisation d'études locales. Le tracé de l'évolution des contraintes à l'intérieur du VER permet de comprendre comment la zone de transition affecte le comportement global du béton. La figure III.3 présente la distribution des contraintes dans chaque phase du béton sollicité. On observe que la contribution mécanique de la zone de transition est faible ce qui conduit à une redistribution des contraintes dans les autres zones.

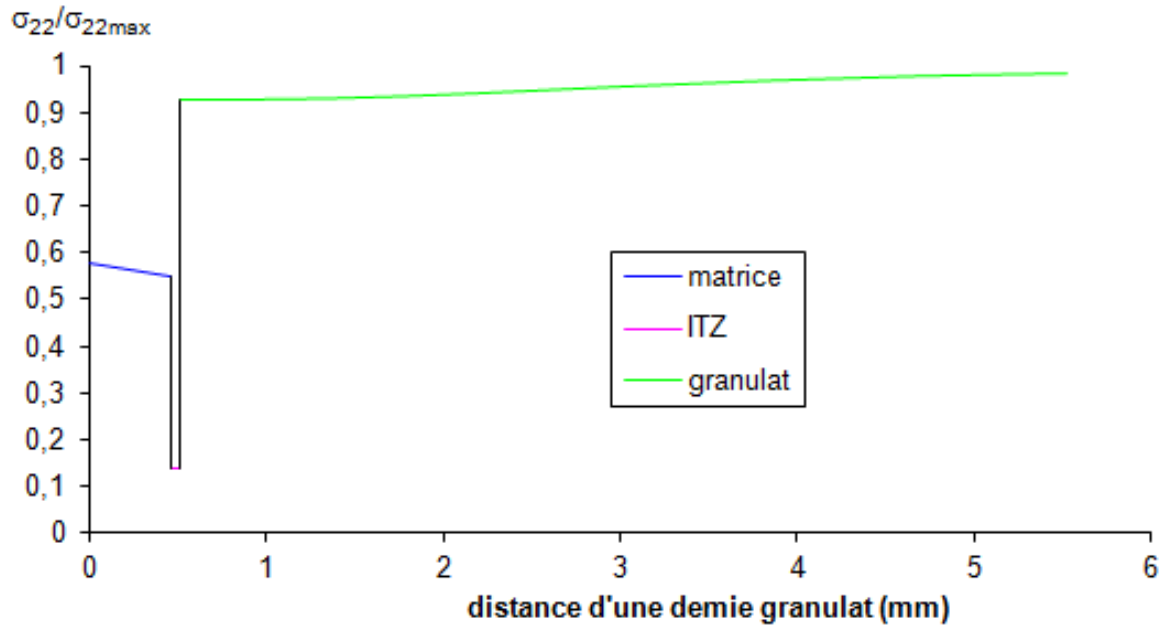


figure III.3: évolution des contraintes à l'intérieur du VER du béton avec prise en compte de l'ITZ

Après avoir validé le modèle numérique dans le domaine élastique, l'effet de deux paramètres sur le comportement inélastique du matériau composite sera étudié dans les paragraphes suivants

III.3 Etude de l'effet de la zone de transition sur le comportement global du béton

L'objectif de cette partie est d'étudier l'influence de la zone de transition sur la réponse globale du béton en compression et en traction. Pour cela on considère que l'auréole de transition a une épaisseur donnée et la nature de son interface avec le granulat est supposé parfaite. Le modèle géométrique présenté à la figure II.6 dans le chapitre II est utilisé

Pour étudier l'effet de la zone de transition, il faut en premier lieu regarder pour un volume d'ITZ donné comment la qualité de la zone de transition c'est-à-dire ses propriétés mécaniques va affecter le comportement du béton en compression et en traction. En effet la qualité de l'ITZ dépend de sa porosité : plus elle est grande, plus ses propriétés sont médiocres et vice versa. En deuxième lieu il faut voir comment est influencé le comportement du béton si le volume de l'auréole de transition augmente pour une qualité d'ITZ fixée. Pour cela, on a utilisé deux épaisseurs d'ITZ, à savoir 50 μm et 100 μm , ce qui nous permet d'avoir deux volumes d'ITZ : $V_{ITZ}/V_{mat} = 8,81\%$ et $V_{ITZ}/V_{mat} = 4,41\%$. Et 4 qualités d'ITZ sont utilisées par l'intermédiaire du coefficient α donné par la formule de Dridi (Eq. II.25).

La présence d'une zone de transition plus poreuse et aux caractéristiques plus faibles va se traduire par une diminution simultanée de la porosité loin de la zone de transition, dans la matrice.

Pour tenir compte de cela, la relation proposée par Dridi [Dri 2008] est utilisée. Elle permet de déterminer la porosité de la matrice et de la zone de transition.

Pour cette étude, la porosité de la pâte de ciment est considérée comme égale à 17,6% ($E/C = 0.4$). Cette valeur a été considérée à partir d'études antérieures sur la modélisation des pâtes de ciment avec E/C égal à 0,4 [KAM 09, KAM 11] et α appartient à [1,5 ; 1,75 ; 2]. Les granulats sont supposés avoir un comportement élastique et sont caractérisés par un module d'élasticité de 80 GPa et un coefficient de poisson de 0,2 alors que la matrice et la zone de transition ont un comportement élastoplastique endommageable. La plasticité et l'endommagement sont modélisés en utilisant le modèle présenté précédemment.

III.3.1 Etude de l'effet de la zone de transition sur le comportement global en compression du béton

Pour l'étude de l'influence de zone de transition sur la réponse du béton en compression nous avons utilisé un volume élémentaire représentatif donné par un rapport $L/D = 3,3$. Un déplacement vertical descendant de 0,25 mm sur la face supérieure du VER est appliqué. Le déplacement vertical aux nœuds de la face inférieure est bloqué.

La figure III.4 présente les courbes contraintes-déformations modélisées du matériau composite pour quatre valeurs de rapport entre la porosité de l'ITZ et la porosité de la matrice : $\alpha = 1, 1,5, 1,75$ et 2 . Le matériau de référence correspond au cas où $\alpha = 1$, ce qui signifie qu'il n'y a pas d'ITZ. Dans cette figure le rapport entre le volume d'ITZ et celui de la matrice est égal à 4,13%.

	v	$\alpha = 2$			$\alpha = 1,75$			$\alpha = 1,5$			$\alpha = 1$		
		Porosité (%)	R _c (MPa)	E (GPa)	Porosité (%)	R _c (MPa)	E (GPa)	Porosité (%)	R _c (MPa)	E (GPa)	Porosité (%)	R _c (MPa)	E (GPa)
Matrice	0,27	16,55	59,52	45,90	16,80	59,05	45,84	17,06	58,59	45,78	17,6	57,6	45,65
Zone de transition	0,27	33,10	33,54	18,16	29,41	38,56	19,90	25,59	44,21	21,76	17,6	57,6	45,65

Tableau III.2 : valeurs des propriétés mécaniques utilisées dans la simulation (porosité calculée avec la formule de Dridi. R_c et E sont déduits de l'équation de Bernard (Eq. II.26) et du modèle du CEB-FIP

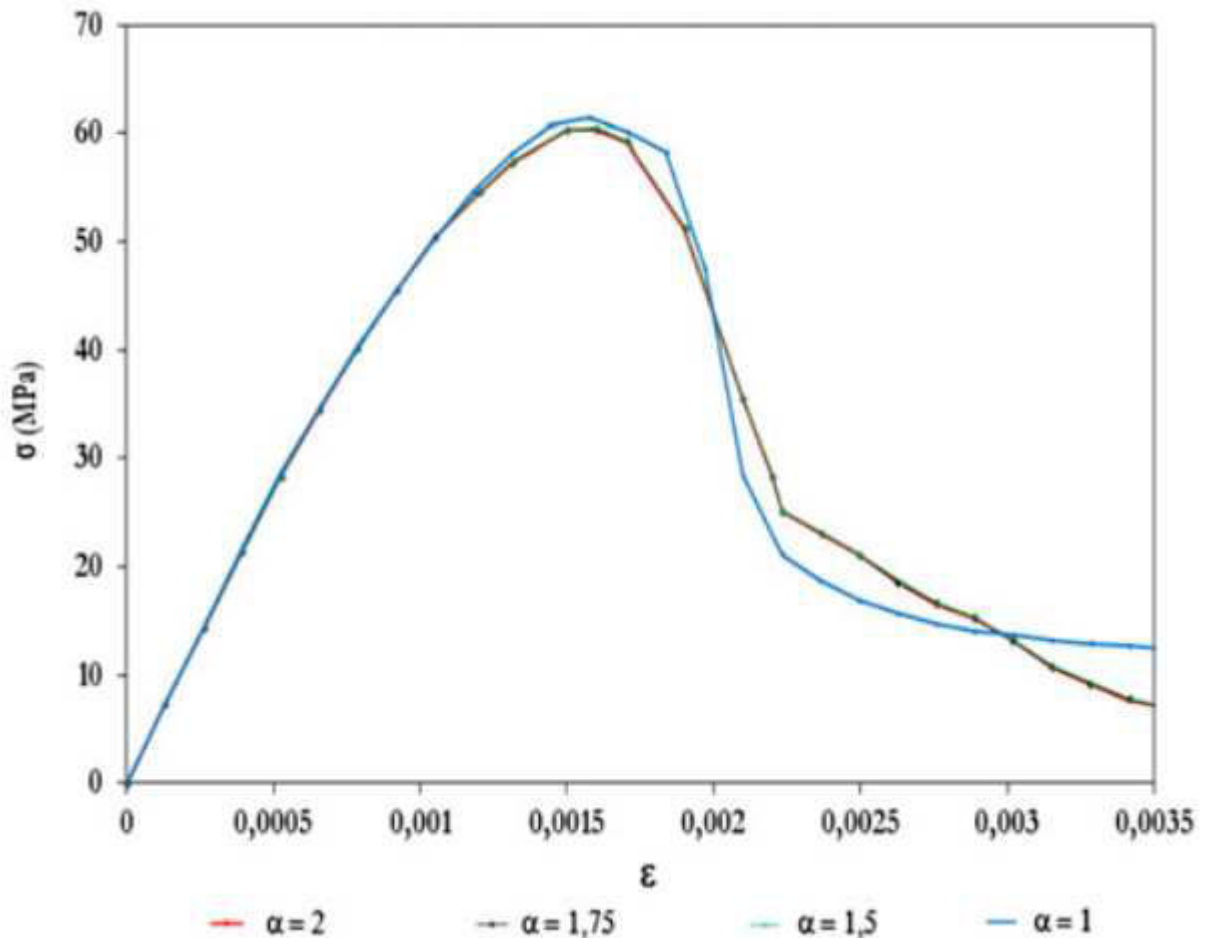


figure III. 14: Courbes contraintes-déformations modélisées pour des valeurs de α différentes

On observe à travers cette courbe que l'augmentation de la porosité de la zone de transition et donc la diminution de ses propriétés mécaniques n'a aucun effet sur le module élastique du béton et n'affecte que légèrement la résistance en compression du béton. En effet, si la porosité de l'ITZ passe de 17,6 % ($\alpha = 1$) à 33,86 % ($\alpha = 2$), la résistance en compression du matériau composite obtenue par le modèle numérique passe de 61,43 MPa à 60,75 MPa, donc une diminution de 1,10 %. On note également une superposition des points obtenus avec les simulations issues des coefficients $\alpha = 1,5, 1,75$ et 2. Ces résultats peuvent être expliqués par le fait que l'augmentation de la porosité de la zone de transition est accompagnée par une diminution simultanée de la porosité de la matrice [Dri 2008]. Et on sait que, d'après Bernard et al. [Ber 2012], plus la porosité de la matrice diminue plus ses propriétés mécaniques augmentent. Par conséquent l'effet négatif de la zone de transition est compensé par l'effet positif de la densification de la matrice.

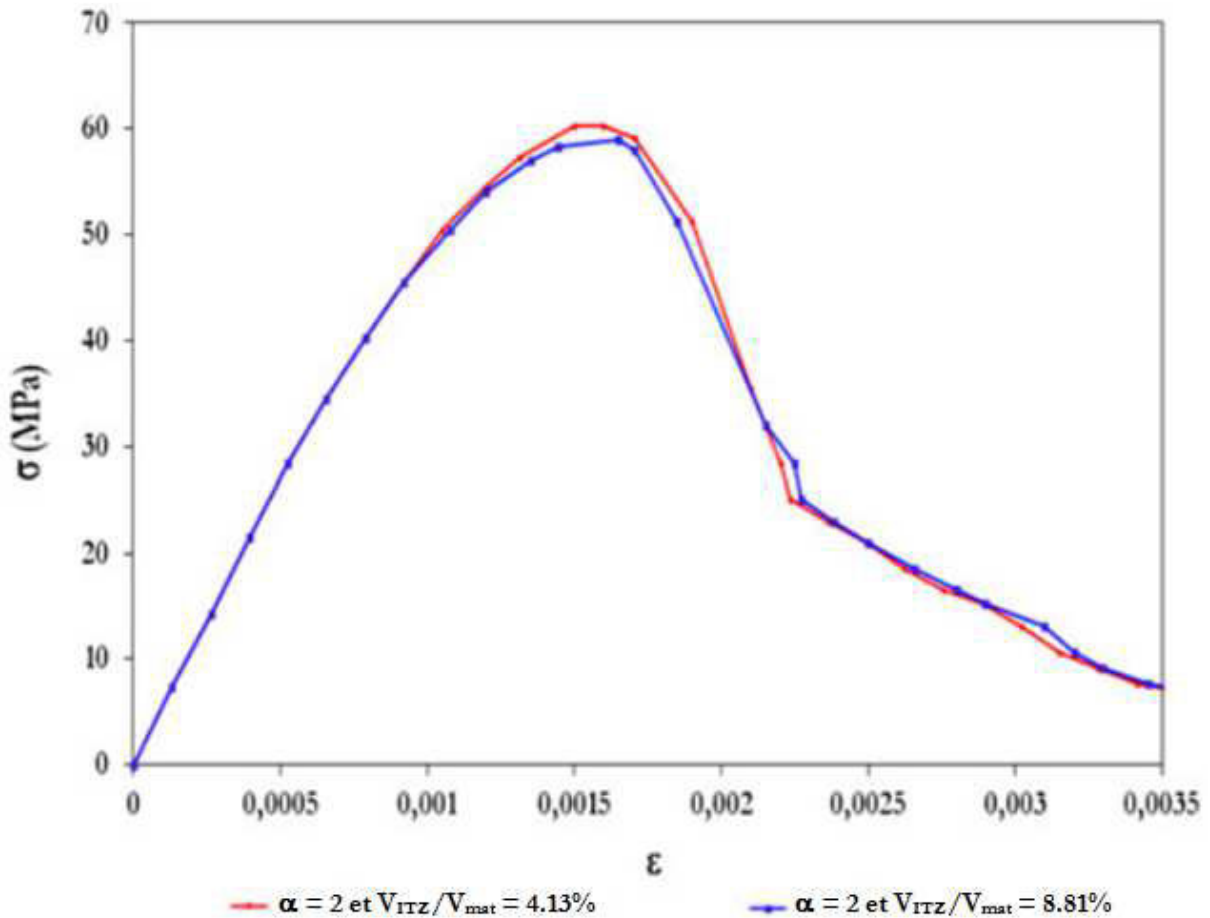


figure III.5: Courbes contraintes-déformations numériques pour deux volumes d'ITZ

La présence d'une zone de transition, aux propriétés mécaniques plus faibles, n'a pas non plus une influence très significative sur la partie post-pic (adoucissement) du comportement du matériau.

La figure III.5 présente les résultats de la simulation pour deux valeurs de volume d'ITZ (4,13 et 8,81%, obtenues respectivement, avec une épaisseur d'ITZ de 50 et de 100 μm) et pour $\alpha = 2$. Les courbes sont quasiment superposées, ce qui met en évidence la faible influence du volume d'ITZ sur le comportement en compression homogénéisé. Ici aussi, ces résultats s'expliquent par la densification de la matrice loin de la zone de transition, qui sera d'autant plus importante que le volume d'ITZ sera grand.

Les résultats obtenus dans cette partie sont en accord avec des résultats expérimentaux de la littérature. Par exemple, Rangaraju [Rang 2010] a montré dans ses travaux, que le module élastique et la résistance en compression d'un matériau cimentaire fait avec un sable grossier sont identiques à ceux obtenus avec un matériau cimentaire confectionné avec le même ciment et la même fraction granulaire volumique mais avec un sable fin (figure III.6). Il est clair que le volume d'ITZ du béton de sable fin est plus grand que

celui du béton de sable grossier, et, donc, si l'ITZ affectait réellement le comportement mécanique du béton, les propriétés de ces deux matériaux ne devaient pas être similaires.

	v	VITZ/Vmatrice = 8,81% (épaisseur ITZ = 100 μm)				VITZ/Vmatrice = 4,13% (épaisseur ITZ = 50 μm)			
		Porosité (%)	E (GPa)	Rc (MPa)	Rt (MPa)	Porosité (%)	E (GPa)	R au pic (MPa)	Rt (MPa)
Matrice sans zone de transition	0,27	17,60	45,65	57,60	4,05	17,60	45,65	57,60	4,05
Matrice	0,27	15,63	46,12	61,25	4,20	16,55	45,90	59,52	4,15
Zone de transition	0,27	31,25	19,02	35,99	2,69	33,10	18,16	33,54	2,60

Tableau III.3 : valeurs des propriétés mécaniques utilisées dans la simulation (porosité calculée avec la formule de Dridi. Rc (résistance en compression, R_t (résistance en traction) et E sont déduits de l'équation de Bernard (Eq. II.26) et du modèle du CEB-FIP

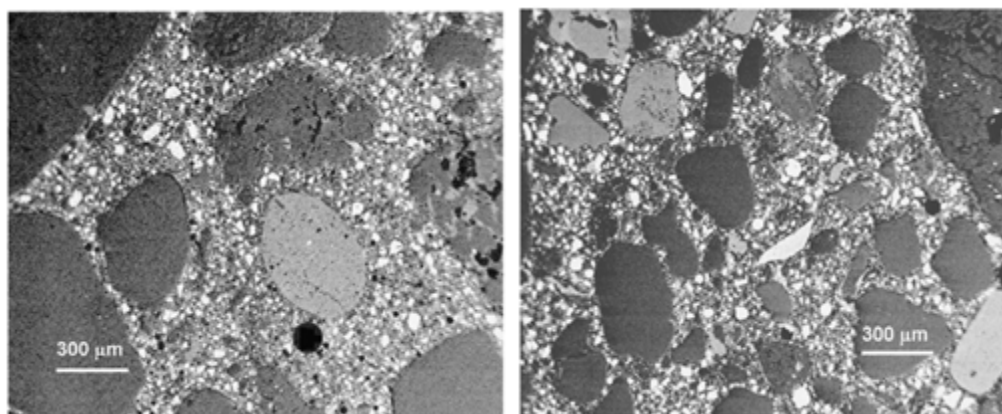


figure III.6: image obtenu par MEB illustrant la différence de la distance entre les grains d'un béton fabriqué avec de gros granulats (gauche) et d'un béton fabriqué avec de petits granulats (droite). Les deux bétons ont la même fraction granulaire [Rang 2010]

L'un des intérêts de notre modèle est qu'il permet de visualiser la direction des fissures et le degré d'endommagement à l'intérieur du volume élémentaire représentatif. Contrairement aux modèles basés sur l'approche de fissuration diffuse, le modèle de plasticité endommagée CDMP qu'on a utilisé dans notre travail n'a pas la notion de développement des fissures au niveau du point d'intégration matérielle. Cependant, il est possible d'introduire le concept d'une direction de fissure dans le but d'obtenir une visualisation graphique des modes de fissuration. D'après Lubliner et al [LUB 1989], on peut supposer que la fissuration est initiée aux endroits où la déformation plastique équivalente de traction est supérieure à zéro, et la déformation principale maximale

plastique est positive. La direction du vecteur normal au plan de la fissure est supposée être parallèle à la direction de la déformation principale maximale plastique.

Les figures suivantes montrent la cartographie de fissuration pour la simulation numérique du modèle de référence sans ITZ ($\alpha = 1$) et celle de la simulation pour $\alpha = 1,75$.

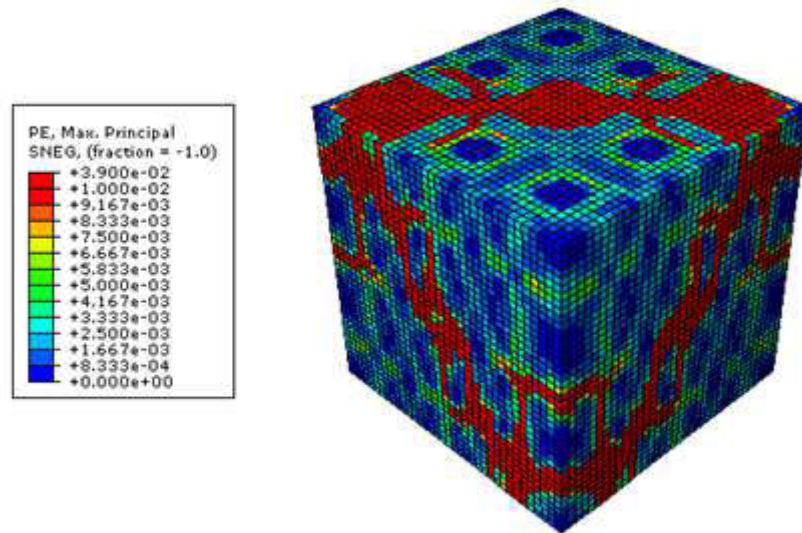


figure III. 7: Sollicitation en compression : Cartographie de fissuration (déformation principale maximale plastique) $\alpha = 1$

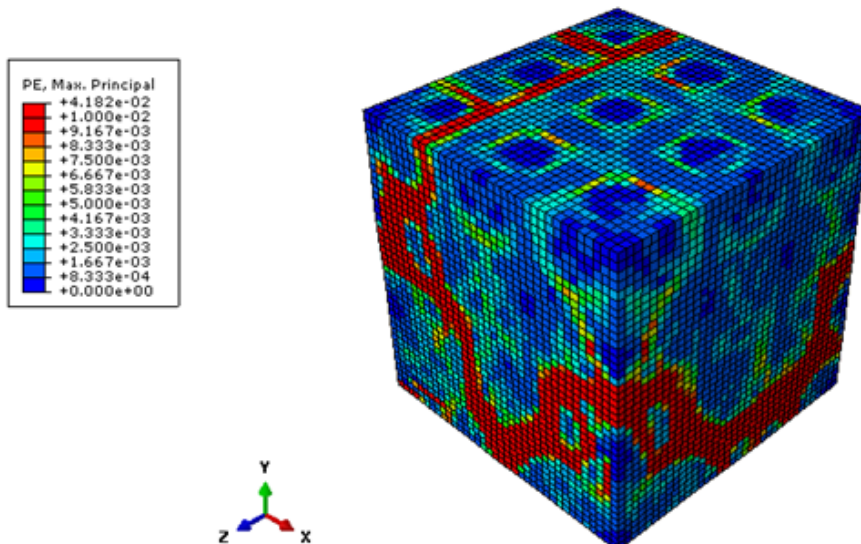


figure III.8: Sollicitation en compression : Cartographie de fissuration (déformation principale maximal) $\alpha = 1,75$

On note à travers les résultats que les directions de fissures du modèle sans auréole de transition sont différentes de celles obtenues avec la présence de l'ITZ. Des coupes permettent de comprendre ce qui se passe à l'intérieur du VER.

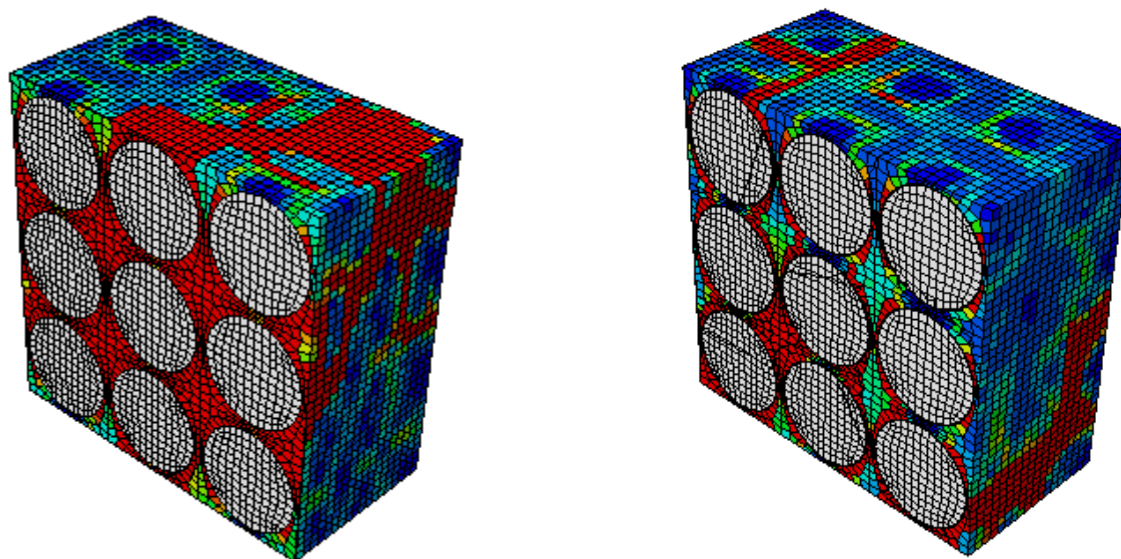


figure III.9: Cartographie de fissuration dans le plan (y, x), pour alpha = 1 (gauche) et pour alpha = 1,75 (droite)

Ainsi suivant le plan (z, y), on remarque que pour le modèle sans ITZ, toute la matrice est complètement fissurée, alors que tel n'est pas le cas avec la présence de l'ITZ où la fissuration se localise dans cette phase et contourne les granulats.

Même si les courbes contraintes déformations uniaxiales ne sont pas affectées par la présence d'une auréole de transition, celle-ci modifie clairement le faciès de fissuration : les fissures se localisent dans cette phase aux propriétés mécaniques plus faibles.

III.3.2 Etude de l'effet de la zone de transition sur le comportement global en traction du béton.

Cette partie est consacrée à l'étude de l'influence de la zone de transition sur le comportement en traction du béton. La simulation est faite en utilisant un volume élémentaire représentatif donné par le rapport $L/D = 6,6$. Un déplacement vertical descendant de 0,0325 mm sur la face supérieure du VER est appliqué. Le déplacement vertical aux nœuds de la face inférieure est bloqué. Les données d'entrées sont les mêmes que pour l'étude du comportement en compression.

Sur la figure III.10 est représentée la courbe contrainte-déformation du matériau composite pour différentes valeurs de α . On remarque que, pour une quantité d'ITZ donnée, la contrainte au pic en traction n'est pas influencée par les caractéristiques mécaniques de la zone de transition. Cependant si le volume d'ITZ augmente on remarque un effet non négligeable sur la résistance en traction (figure III.11).

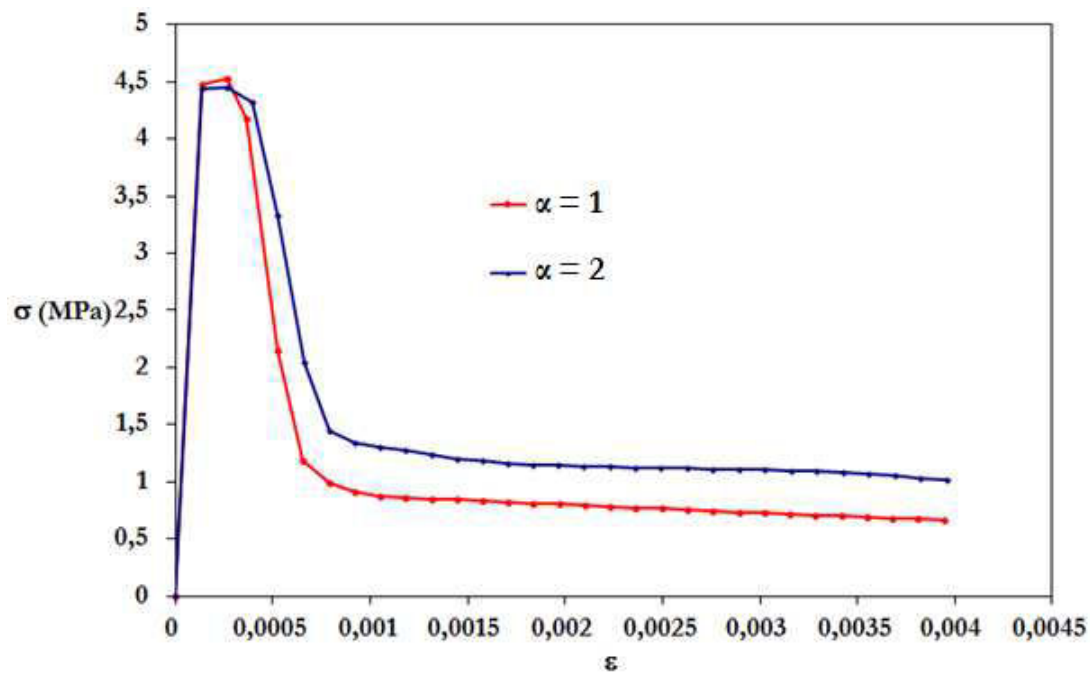


figure III. 10: Courbes contraintes-déformations modélisées en traction pour des valeurs de α différentes et $V_{ITZ}/V_{mat} = 4.13\%$

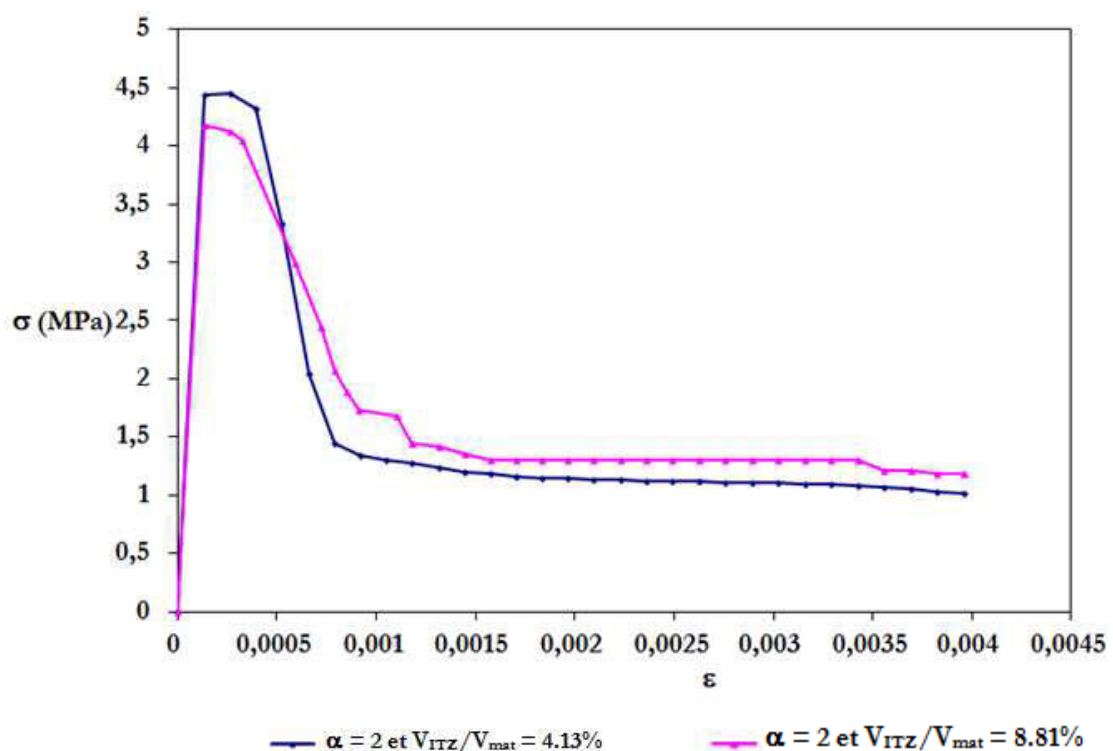


figure III. 11: Courbes contraintes-déformations numériques pour deux volumes d'ITZ

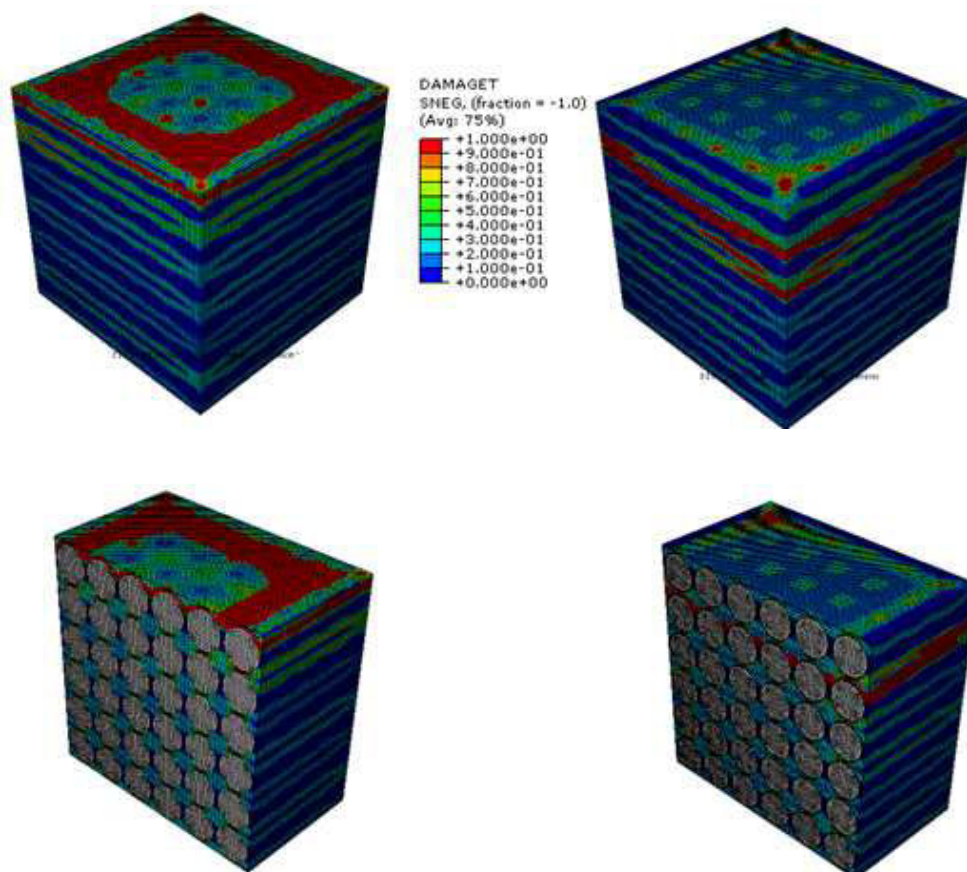


figure III. 12: Cartographie de l'endommagement en traction, pour $\alpha = 1$ (gauche) et pour $\alpha = 2$ (droite)

La visualisation de la variable d'endommagement de traction montre un développement des fissures perpendiculairement à l'axe (vertical) de la sollicitation (figure III.12).

III.4 Estimation des propriétés élastiques et inélastiques du béton avec prise en compte du frottement entre la matrice et les granulats

L'objectif de cette partie est d'étudier l'effet des conditions de contact granulats/matrice sur le comportement global du béton. On néglige alors la zone de transition, c'est-à-dire que la matrice présente en tout point les mêmes propriétés. Plusieurs coefficients de frottement ont été testés. En effet l'observation par microscopie électronique à balayage a permis de voir que le contact matrice-granulat n'est pas toujours parfait. Il faut tenir compte de ce paramètre pour étudier correctement le comportement du béton. C'est important de souligner que la grande majorité des études qui ont été faites sur l'effet de l'aurole de transition ne prend pas en compte l'aspect adhérence entre la matrice et le granulat.

La loi de Coulomb est utilisée pour modéliser le contact entre les granulats et la matrice. Le béton est modélisé en utilisant le modèle bi phasique présenté à la figure II.7 dans le chapitre II avec un contact matrice/granulat imparfait. Les propriétés mécaniques des

granulats sont identiques à celles utilisées dans le chapitre précédent. Le modèle d'endommagement plastique est utilisé pour la matrice. Les courbes du CEB-FIP sont à nouveau considérées avec les paramètres suivants : $E = 45,65 \text{ GPa}$, $\nu = 0,27$; résistance au pic $57,6 \text{ GPa}$. Les résultats des simulations en termes de module élastique sont présentés dans le tableau III.4. Les courbes contraintes-déformation en compression obtenues sont présentées dans la figure III.13. Les résultats montrent que si le contact n'est pas parfait entre la matrice et les inclusions, la résistance et le module élastique du béton diminuent considérablement. On observe aussi que plus le coefficient de frottement augmente plus la résistance augmente et tend ensuite vers une valeur limite. Le module d'élasticité du béton passe de 55351 MPa (cas du contact parfait) à 28370 MPa (coef=0.1) soit une diminution de $48,75\%$ et la résistance à la compression chute de 61.42 MPa à 18.07 MPa (-70.58%). On observe aussi que la déformation au pic du matériau composite ne suit pas une évolution linéaire: elle augmente avec le coefficient de frottement si celui-ci est inférieur à 0.8 . Elle diminue dans le cas contraire

Coef	0	0.1	0.3	0.5	0.8	1	1.5	2	4	5
E_{comp} (MPa)	27282	28370	30615	32741	35584	36919	38487	39773	40465	40503

Tableau III.4 Évolution du module élastique global du béton en fonction du coefficient de frottement matrice/granulats

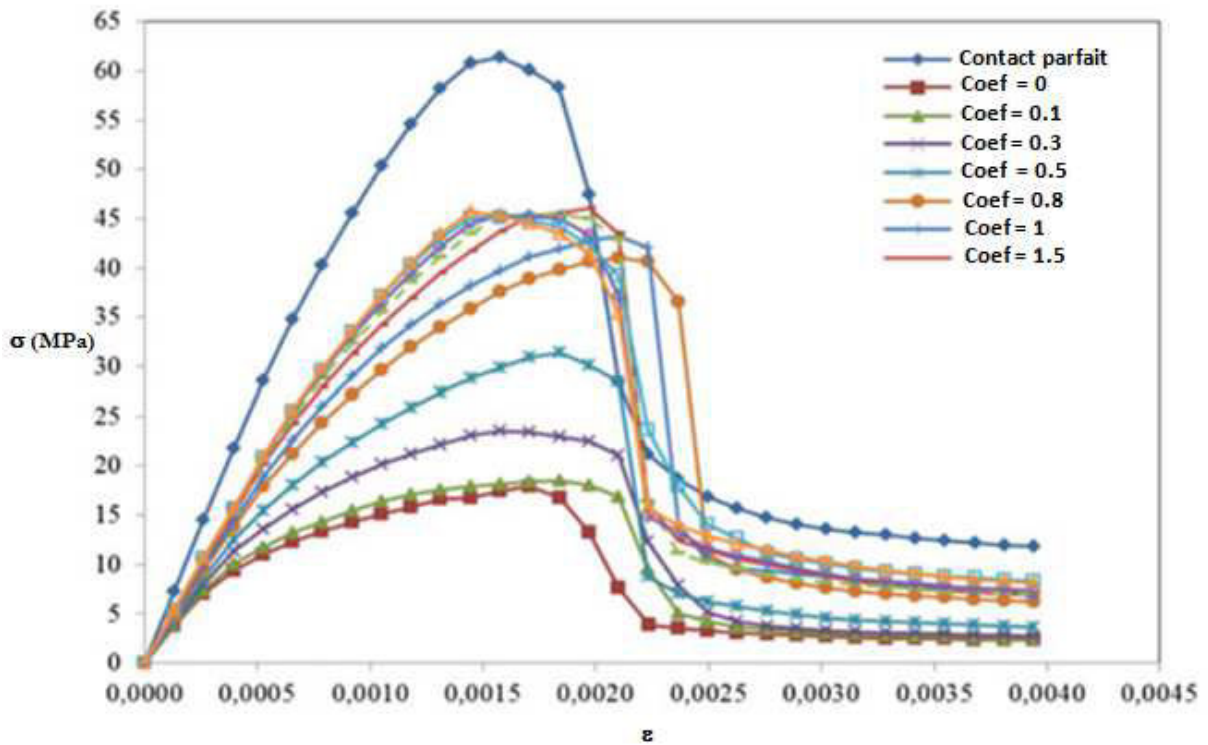


figure III.13: Courbes contraintes-déformations numériques avec prise en compte du frottement

Pour un coefficient de frottement fixé, on a aussi regardé comment évoluent les propriétés mécaniques du béton en fonction du module élastique des granulats. La figure III.14 montre que même si le contact entre les granulats et la matrice n'est pas parfait, l'augmentation du module de Young permet d'augmenter le module élastique et la résistance en compression du béton. On observe le même effet si l'adhérence matrice/granulat est parfait (figure III.15)

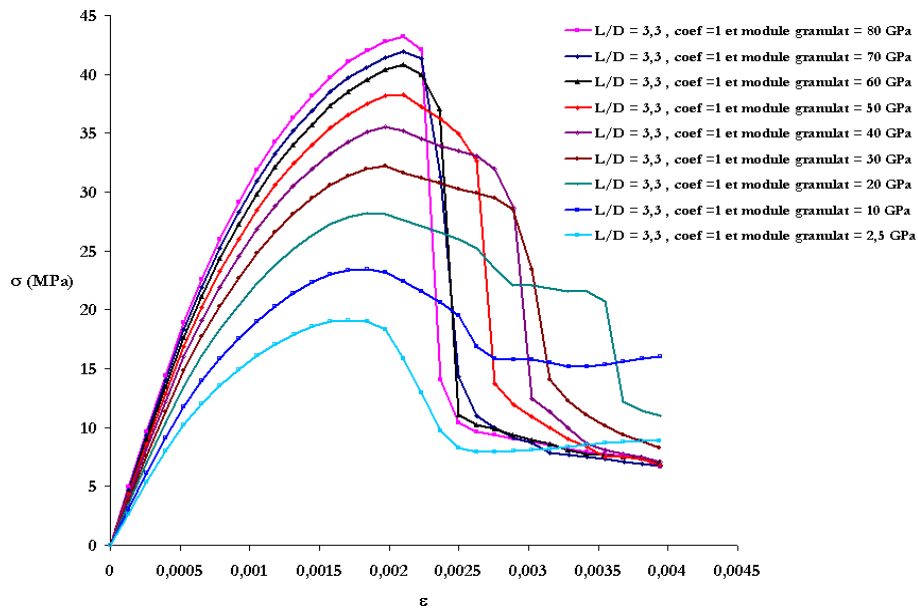


figure III.14: évolution de la courbe contrainte déformation en fonction du module élastique des granulats avec prise en compte du coefficient de frottement

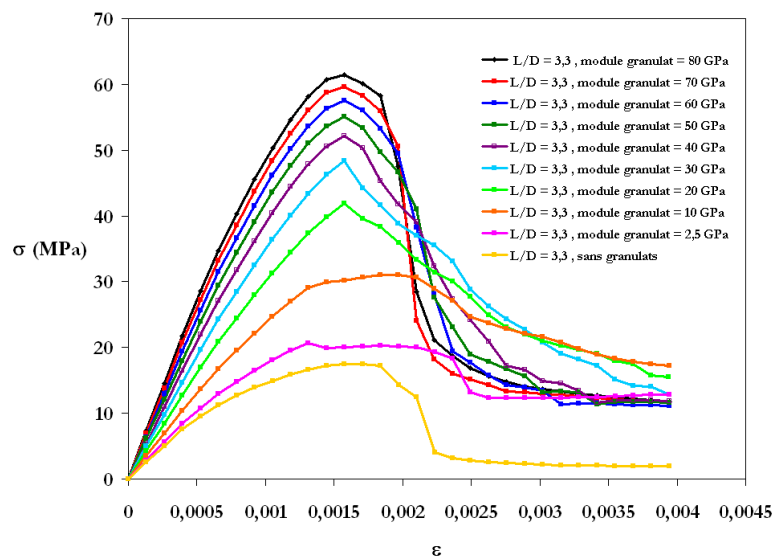


figure III.15: évolution de la courbe contrainte déformation en fonction du module élastique des granulats : contact parfait entre matrice et granulat

La superposition des courbes de comportement simulées (figure III.16) du béton avec un coefficient de frottement nul et celle avec un béton sans granulats (le volume des granulats est égal au volume des vides) nous permet de dire que si il n'y a pas d'adhérence entre la matrice et les granulats, ces derniers se comportent comme des pores dans le béton. La même figure permet de conduire à la même conclusion si le module des granulats est très faible.

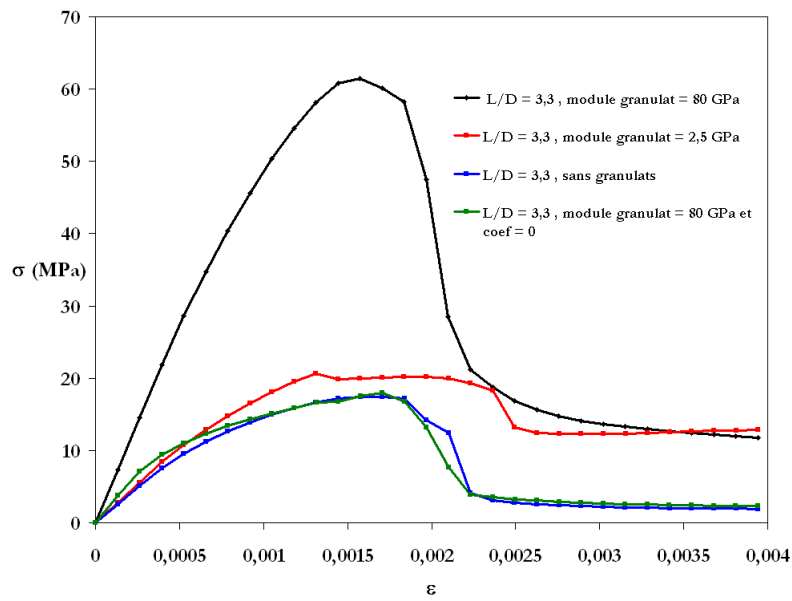


figure III. 16: comparaison entre courbes contraintes-déformation obtenues avec un coefficient frottement nul et le modèle sans granulats

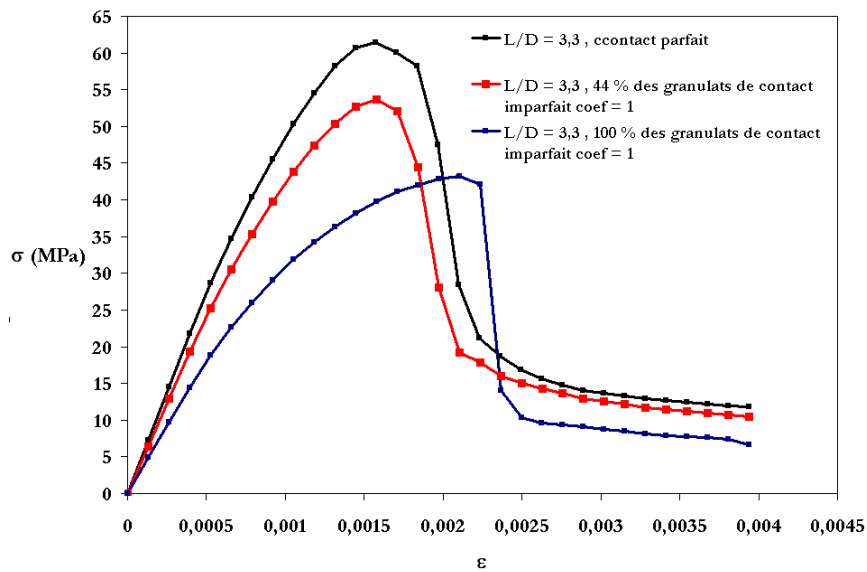


figure III.17: comparaison entre courbes contraintes-déformation obtenues avec 44% des granulats de contact non parfait et 100% de granulats de contact parfait

En fonction de la nature des granulats, de leur porosité et de leur forme, il peut exister dans le même béton des inclusions qui s'adhèrent bien avec la matrice et d'autres présentant un contact imparfait. Par conséquent on a comparé les résultats du béton numérique avec contact parfait sur tous les granulats à ceux obtenus avec 44 % des granulats ayant un contact imparfait (c'est-à-dire glissant avec un coefficient de frottement de 1) et 56 %, donc, présentant un contact parfait avec la matrice (figure III.17). Dans cette figure est également présentée la courbe contrainte-déformation d'un béton numérique avec 100% des granulats ayant un contact imparfait (coefficient de frottement = 1). Les résultats montrent qu'ajouter des granulats de contact parfait permet d'améliorer les caractéristiques mécaniques du béton et ce, même si les granulats ajoutés ne représentent pas la totalité du squelette granulaire.

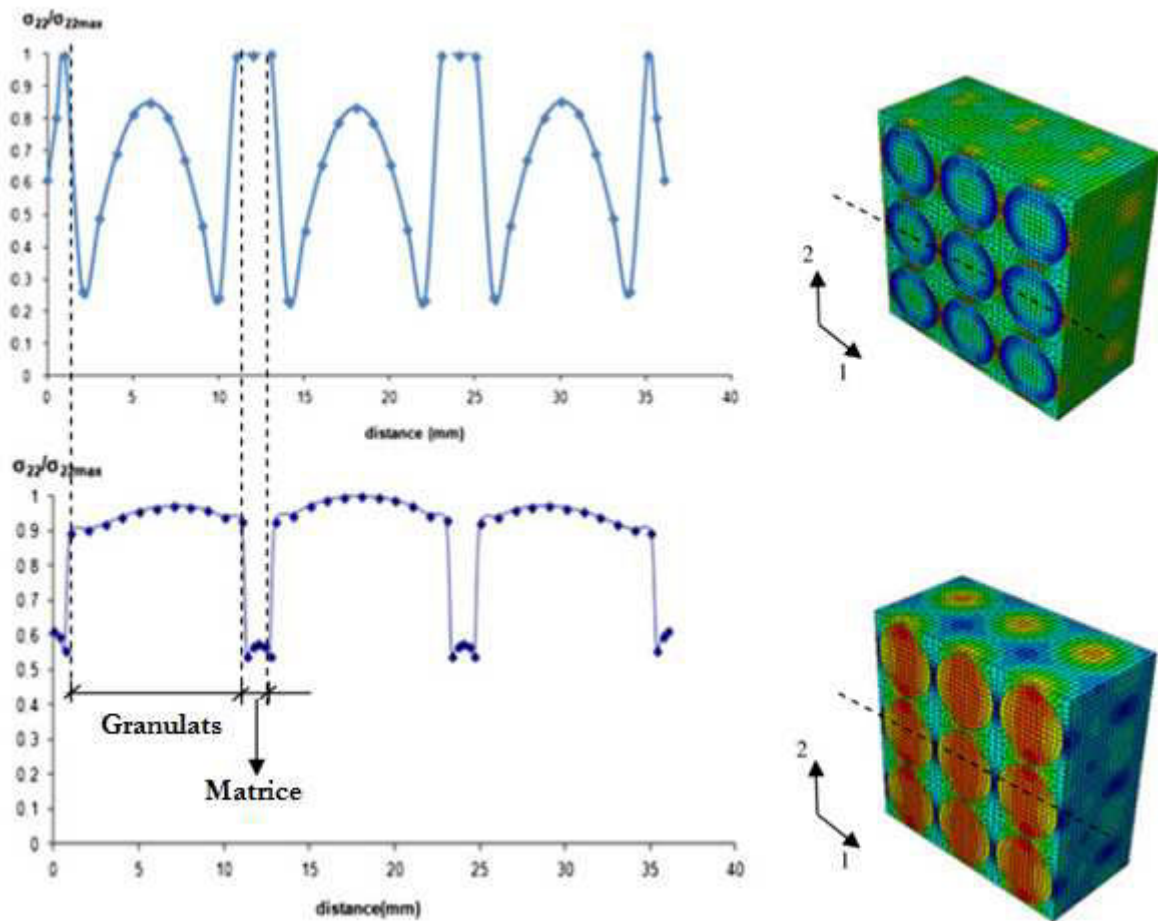


figure III.18: Évolution des contraintes à l'intérieur du VER de béton dans le cas d'un contact parfait (bas) et glissant avec frottement (haut)

Pour comprendre ce qui se passe à l'intérieur du volume élémentaire, a été tracée l'évolution de la contrainte dans la direction de la sollicitation suivant une ligne qui traverse toutes les phases. On observe (figure III.18) que la contribution mécanique de la matrice devient plus grande que celle des granulats lorsque le contact est glissant avec

frottement, contrairement au cas du contact parfait. Par conséquent, on peut conclure que si le contact n'est pas parfait les granulats n'offrent pas toute leur contribution mécanique.

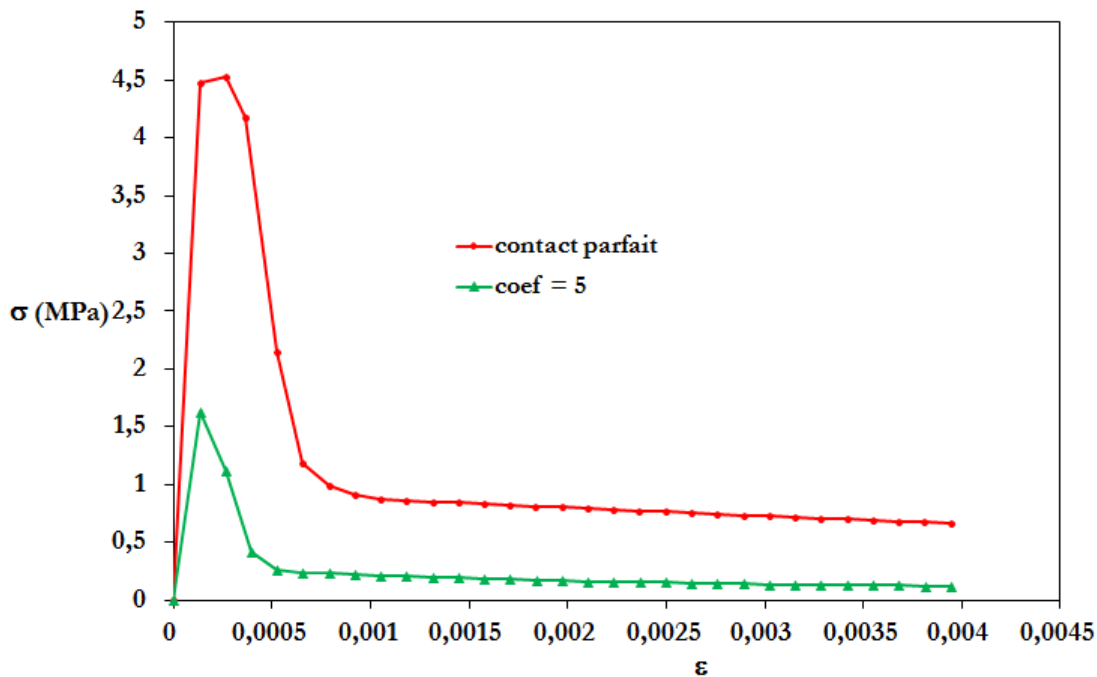


figure III.19: Courbes contraintes-déformations numériques avec prise en compte du frottement

Comme pour la compression si le contact est imparfait entre la matrice et le granulat, l'évolution de la courbe contrainte déformation en traction est fortement influencée (figure III.19).

III.5 Conclusion

Un modèle numérique 3D développé avec le code de calcul aux Eléments Finis Abaqus présenté au chapitre II est utilisé pour étudier le comportement élastique et inélastique du béton avec prise en compte de la zone de transition ainsi que la nature de l'interface matrice/granulats. Le béton est représenté comme un matériau tri-phasique, composé de granulats sphériques, d'une matrice (le mortier) et de l'aurole de transition. L'interface matrice/granulats est modélisée en prenant en compte un contact parfait et un contact avec frottement. En phase élastique, la modélisation numérique donne des résultats comparables à ceux des modèles analytiques de Christensen et Lo et de Hashin et Monteiro. En phase inélastique, les résultats des simulations ne montrent pas d'influence de la zone de transition autour des granulats sur le comportement global en compression du béton. En revanche, une influence significative de la nature du contact matrice/granulats est démontrée lorsqu'un glissement entre la matrice et les granulats est pris en compte. Cette influence est quantifiée en faisant varier la valeur du coefficient de frottement. Une analyse locale de la répartition des contraintes dans le matériau composite a permis d'expliquer les résultats obtenus.

Chapitre IV : Etude de l'effet du type de granulats sur l'interface matrice/granat et sur le comportement mécanique global du béton

Sommaire

Chapitre IV : Etude de l'effet du type de granulat sur l'interface matrice/granulat et sur le comportement mécanique global du béton	109
IV.1 Introduction	112
IV.2 Caractérisation de l'interface granulat/matrice	113
III.3 Méthodologie de modélisation en éléments finis	115
IV.4 Effet de la nature des granulats.	117
IV.4.1 Effet des Granulats calcaires	117
IV.4.2 Effet des granulats siliceux	119
IV.4.2 Effet des Granulats plastiques	120
IV.5 Conclusion	121

IV.1 Introduction

A l'échelle mesoscopique, le béton est considéré comme un système à trois phases : le granulat, la matrice (le mortier) et une phase d'interposition assurant leur liaison. Les granulats sont les constituants du béton qui jouent le rôle de remplissage, atténuateur de variations volumiques (retrait) et d'apport de résistance. Ils sont constitués d'un ensemble de grains minéraux qui, selon leurs dimensions, se situent dans l'une des quatre familles suivantes : les fillers, les sables, les gravillons, les graves. Ils peuvent être naturels (origine minérale sans transformations autres que mécaniques), artificiels (origine minérale résultant d'un procédé industriel comprenant des transformations thermiques ou autres) ou recyclés (obtenus par traitement d'une matière inorganique, c'est le cas des bétons de démolition de bâtiments). On distingue des granulats réactifs (calcaires) présentant de fortes liaisons avec la pâte de ciment et des granulats neutres (siliceux) qui présentent de faibles liaisons avec la pâte de ciment. Les propriétés physico-chimiques et mécaniques des granulats dépendent de leur nature, de la composition minéralogique de la roche dont sont issus, de leur structure (dimensions, formes, assemblage des cristaux constitutifs), de leur texture (orientations cristallines, clivages, fissures, porosité), de leur état de surface (rugosité, propreté) et de leur forme (arrondie, anguleuse). Le module d'élasticité des granulats varie en fonction de la nature des granulats. Il peut être au-dessous de 3 GPa (granulats plastiques) et peut dépasser 80 GPa (granulats siliceux).

Les propriétés de la pâte de ciment durcie sont en relation avec le type de ciment utilisé, le taux d'hydratation, le rapport E/C etc...

Dans le béton, on appelle « auréole de transition », la zone de contact entre la pâte de ciment et les granulats. Diamond [Diam 1986], [Diam 2004] et Perraton [Per 1999] ont montré que la qualité de l'auréole de transition est fortement liée à la nature et la forme des granulats. Elle est constituée d'hydrates, des produits de réaction entre le ciment et le granulat et éventuellement d'eau et d'air. Elle est caractérisée par une porosité élevée.

Comme on l'a vu dans le chapitre précédent, les propriétés du béton ne résultent pas de la simple addition des propriétés de chacune des trois phases, celles-ci interagissent entre elles dans le béton.

Le travail présenté dans ce chapitre porte sur l'effet des granulats siliceux, calcaires et plastiques sur le comportement à la compression du béton. Tout d'abord, l'interface matrice / granulat est caractérisée à l'aide d'un microscope électronique à balayage. L'essai de compression est ensuite simulé sur un béton numérique 3D en utilisant la méthode des éléments finis. L'influence de la qualité de l'interface matrice/granulats est quantifiée. Les résultats donnent un nouvel aperçu et aide à la compréhension de la contribution de la nature des granulats sur le comportement mécanique global des bétons.

IV.2 Caractérisation de l'interface granulat/matrice

D'après Hannawi [Hann 2011], la liaison entre la pâte de ciment et le granulat peut être réalisée par trois processus principaux :

- Un processus purement mécanique par indentation des produits d'hydratation sur les surfaces rugueuses des granulats. Ce processus n'est pas possible si la surface des granulats est lisse, c'est le cas des granulats plastiques.
- Un développement épitaxial des produits d'hydratation à la surface des granulats. Ce cas n'est possible que si le granulat est absorbant.
- Une réaction chimique entre les composants des granulats et la pâte de ciment. Ce processus est valable pour les granulats réactifs comme le calcaire et n'est pas possible pour les granulats inertes comme les granulats siliceux et plastiques.

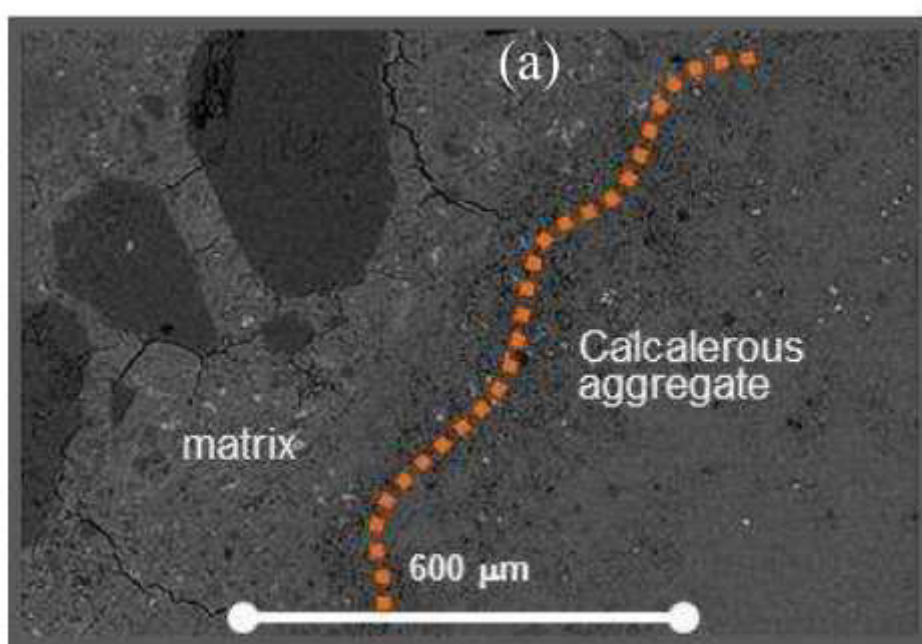


Figure IV. 1 : adhérence parfaite entre matrice et granulats calcaires

L'observation microscopique à balayage nous permet d'apprécier la qualité de l'adhérence entre la matrice et les granulats :

- ✚ La figure IV.1 présente la liaison entre le granulat calcaire et la matrice. On observe la matérialisation de la zone de transition caractérisée par une forte porosité (points de couleur noir) et une adhérence très bonne entre les deux phases. Les granulats réactifs présentent de fortes liaisons avec la pâte de ciment du fait de réactions chimiques qui se produisent au cours du temps. Ce fait est expliqué par la réaction du carbonate de calcium présent dans les granulats

calcaires et l'aluminate tricalcique ou les alumino-ferrites tétracalciques, ce qui donne naissance aux monocarbo-aluminates de calcium.

- ✚ La figure IV.2 présente la liaison entre le granulat siliceux et la matrice. On observe un défaut d'adhérence entre la matrice et granulat. Cela se traduit par la présence de vide sur une partie de l'interface. Par conséquent on peut dire que l'adhérence n'est pas parfaite avec ces types de granulats.
- ✚ Avec les granulats plastiques, on remarque une absence totale d'adhérence entre la matrice et le granulat (figure IV.3). Cela se traduit par une présence de poche de vide sur toute l'interface. La zone de contact entre les granulats neutres et la pâte de ciment a une très faible résistance et une forte perméabilité car il n'y a pas de réactions chimiques qui augmentent les forces d'adhésion. Elle constitue ainsi une zone de faiblesse du béton.

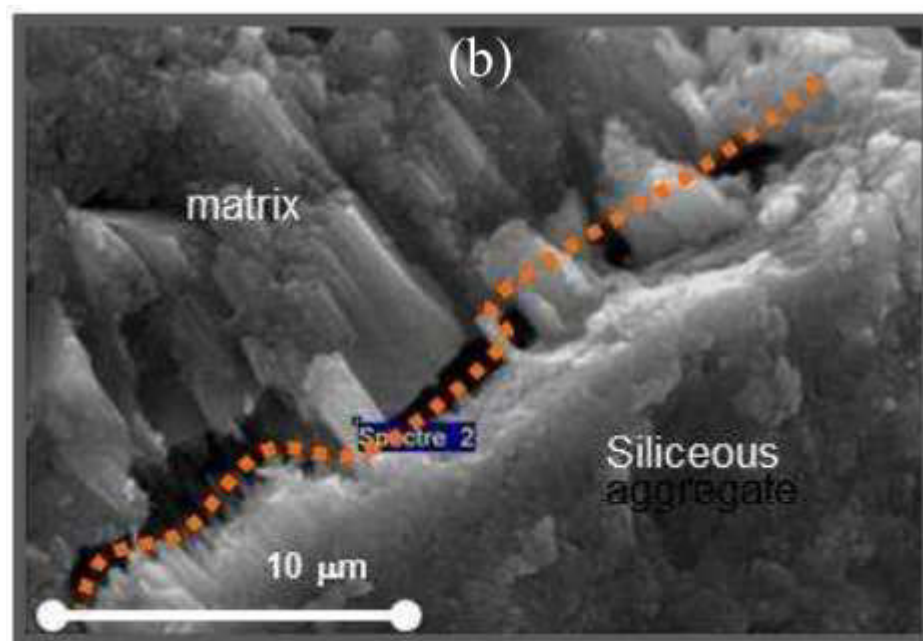


Figure IV. 2: adhérence non parfaite entre matrice et granulats siliceux. Ce contact sera de type glissant avec frottement

Ces derniers types de contacts peuvent être modélisés par un glissement avec différents coefficients de frottement. À la lumière de ces investigations sur la microstructure, il semble que, connaissant les propriétés mécaniques des granulats, l'analyse de leur influence sur le comportement global du béton peut être réduite à l'analyse de l'influence de leur zone de transition interfaciale. Ce chapitre devient alors une application des travaux développés dans les chapitres II et III. Une stratégie numérique est proposée.

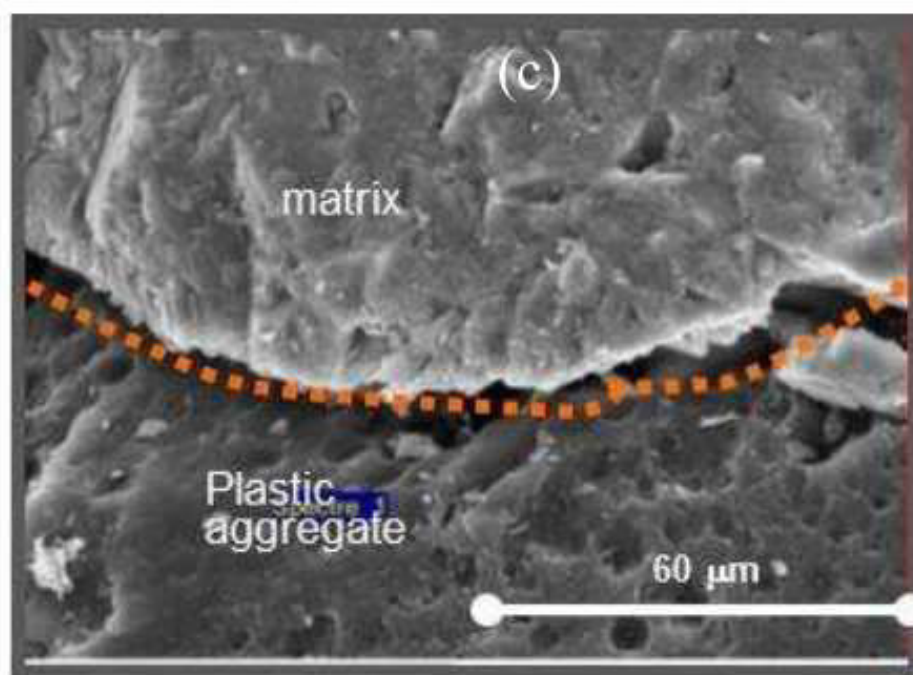


Figure IV. 3: adhérence non parfaite entre matrice et granulats plastiques. Ce contact sera glissant avec quasi-absence de frottement.

III.3 Méthodologie de modélisation en éléments finis.

Une simulation numérique par éléments finis basée sur une description explicite réaliste du matériau à l'aide du logiciel ABAQUS est développée. Cette partie complète la simulation du chapitre précédent qui étudiait sans tenir compte de la nature chimique et des propriétés réelles des granulats l'effet de l'auréole de transition et de l'adhérence matrice-granulat sur le comportement macroscopique du béton. Dans cette nouvelle étude, l'échelle meso est toujours considérée, le béton est vu comme un mélange de granulats grossiers noyés dans une matrice de mortier entouré par une auréole de transition et la qualité de l'adhérence dépend du type de granulat considéré.

Le béton numérique est simulé ici comme un matériau à 3 phases avec une répartition régulière idéalisée de granulats grossiers. Les granulats ont un diamètre de 10 mm, ce qui est en accord avec le diamètre moyen du squelette des granulats grossiers du béton ordinaire. Par conséquent, la concentration en grains est de 39%. L'épaisseur de l'auréole de transition est prise égale à 50 μm pour un certain type de granulats et nulle pour d'autres. Les différents composants du modèle utilisé pour l'étude de l'influence des granulats calcaires sont dans la figure IV.4. La figure IV.5 montre le modèle bi-phasique utilisé pour étudier l'effet des granulats siliceux et plastiques sur le béton. Pour l'auréole de transition, des éléments coques 3D avec 5 points d'intégration sont utilisés. Des éléments solides cubiques linéaires sont considérés pour la matrice et les granulats. La taille du cube ($33 \times 33 \times 33 \text{ mm}^3$) est choisie pour assurer la représentativité de la matière

même dans la partie post-pic de son comportement. Le rapport L/D est égal à 3.3 (voir chapitre précédent).

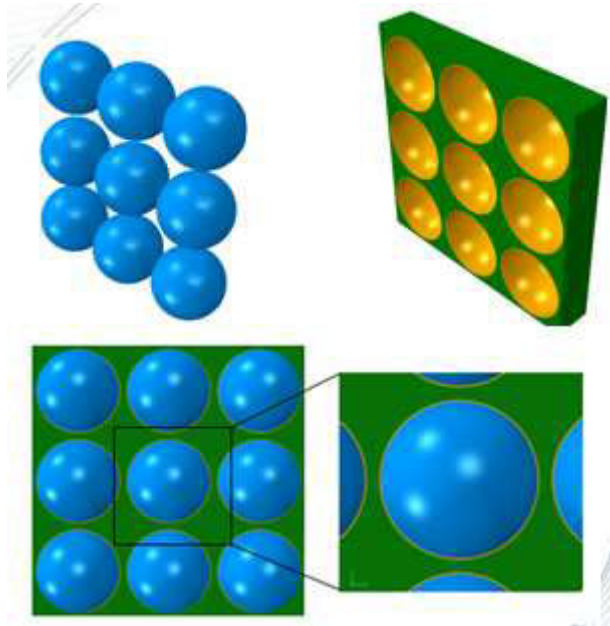


Figure IV. 4: composants du modèle utilisé pour les granulats calcaires

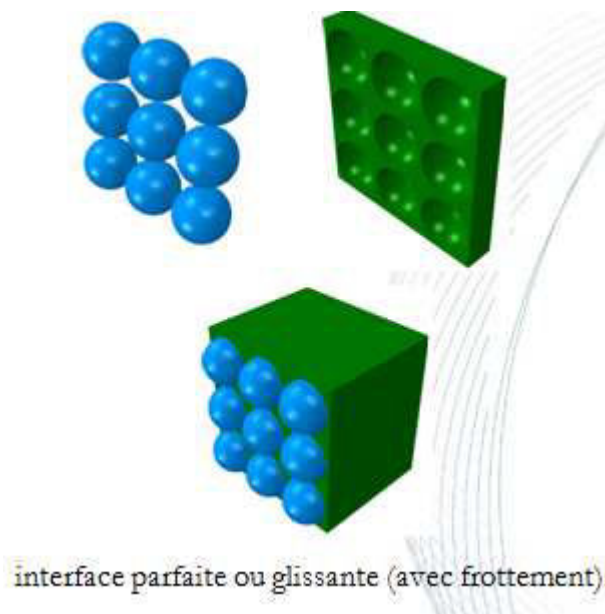


Figure IV. 5: composants du modèle utilisé pour les granulats siliceux et plastiques

Hypothèses mécaniques

Les granulats sont supposés être purement élastiques alors que la matrice et la zone de transition suivent la loi de plasticité et d'endommagement présentée au chapitre précédent. Le Modèle CEB-FIP est utilisé pour définir les comportements en traction et compression. Ce modèle repose principalement sur une seule entrée : la résistance à la

compression du matériau. Dans cette étude, un béton ordinaire avec un rapport E/C de 0,4 est considéré. D'après [Ber 2012], la porosité capillaire de la pâte de ciment durcie correspondant à un degré d'hydratation de 0,83 est 0,176. Cependant l'introduction d'un squelette granulaire modifie la matrice et diminue sa porosité. Pour prendre en compte ce phénomène, Dridi [Dri 2008] a proposé de relier la porosité des différentes zones de la matrice par l'équation IV.1.

$$\phi_{\text{matrice}} = \phi_{\text{mortier}} \left(\frac{V_{\text{matrice}} + V_{\text{ITZ}}}{V_{\text{matrice}} + \alpha V_{\text{ITZ}}} \right) \text{ et } \alpha = \frac{\phi_{\text{ITZ}}}{\phi_{\text{matrice}}} \text{ avec } \alpha \in [1.5 ; 2] \quad \text{Eq. IV.1}$$

Avec

ϕ_{matrice} : porosité du mortier dans le béton avec l'existence d'une zone de transition ;
 ϕ_{mortier} : porosité du mortier seul (ou sans zone de transition); ϕ_{ITZ} : porosité de la zone de transition ; V_{matrice} : volume de la matrice ; V_{ITZ} : volume de la zone de transition . La résistance à la compression des différentes zones peut être déduite de l'équation IV.2 [BER 2012]. Le tableau IV.1 donne les différentes propriétés déduites de l'équation IV.1 et l'équation IV.2 pour $\alpha = 1$ et pour la valeur moyenne de $\alpha = 1,75$.

$$R_c = 95.19(1 - \phi_{\text{pâte}})^{2.595} \quad \text{Eq.IV.2}$$

	$\alpha = 1$ (matrice sans ITZ)	$\alpha = 1.75$ (matrice avec ITZ-épaisseur ITZ = 50 μm)	
		Matrice	ITZ
Porosité (%)	17.60	16.80	29.41
R_c (MPa)	57.60	59.06	38.56

Tableau IV.1: valeurs des propriétés mécaniques utilisées dans la simulation ($\nu = 0.2$ pour les différentes phases)

IV.4 Effet de la nature des granulats.

IV.4.1 Effet des Granulats calcaires

Lorsque les granulats calcaires sont utilisés, leur contact avec la matrice peut être considéré comme parfait. D'après la littérature, le module d'Young des granulats calcaires est compris entre 50 GPa (granulats denses) à 90 GPa (granulats très denses). Les résultats de la simulation d'un essai de compression, en termes de courbes contrainte-déformation homogénéisées, sont fournis à la Figure IV.5 pour 4 valeurs du module des granulats : $E_{\text{agg}} = 50, 60, 80$ et 90 GPa. Dans ces simulations, α est pris égal à 1,75. En outre, les résultats sont comparés à la courbe contrainte-déformation de la matrice seule.

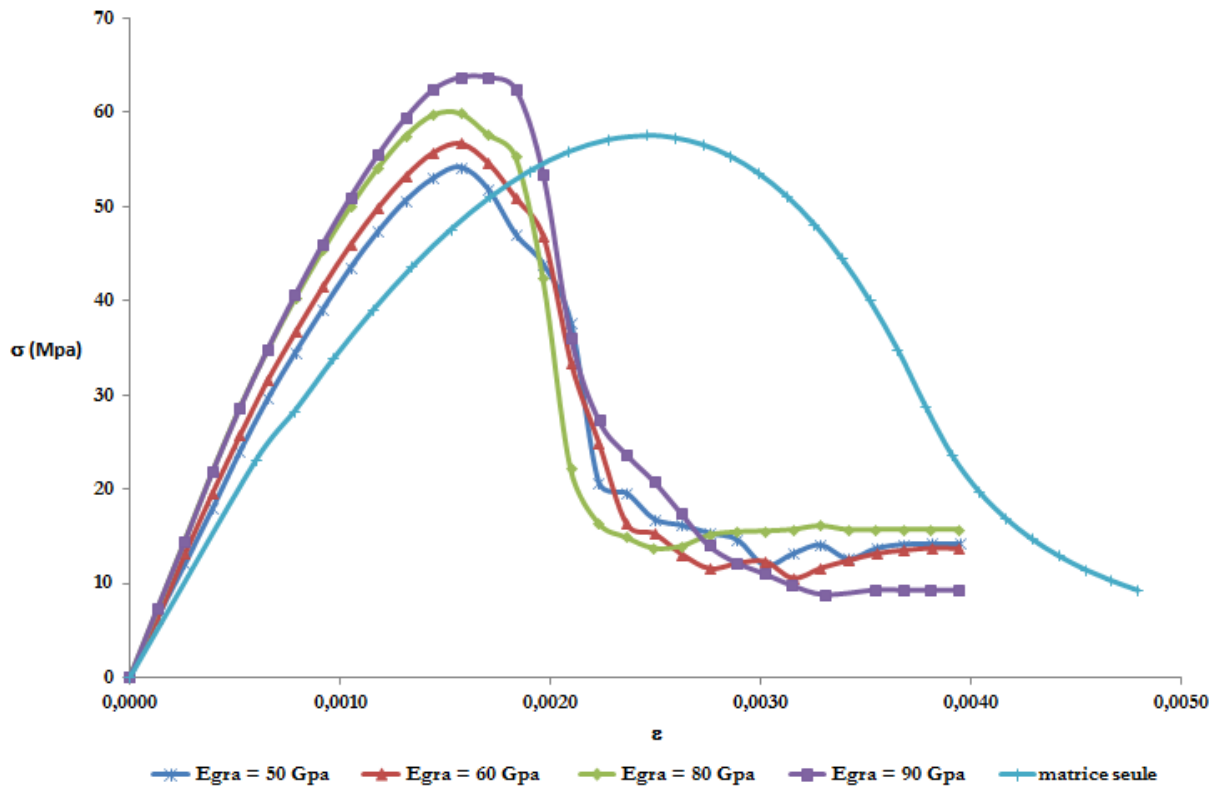


Figure IV. 6: Influence de granulats calcaires sur la courbe contrainte-déformation

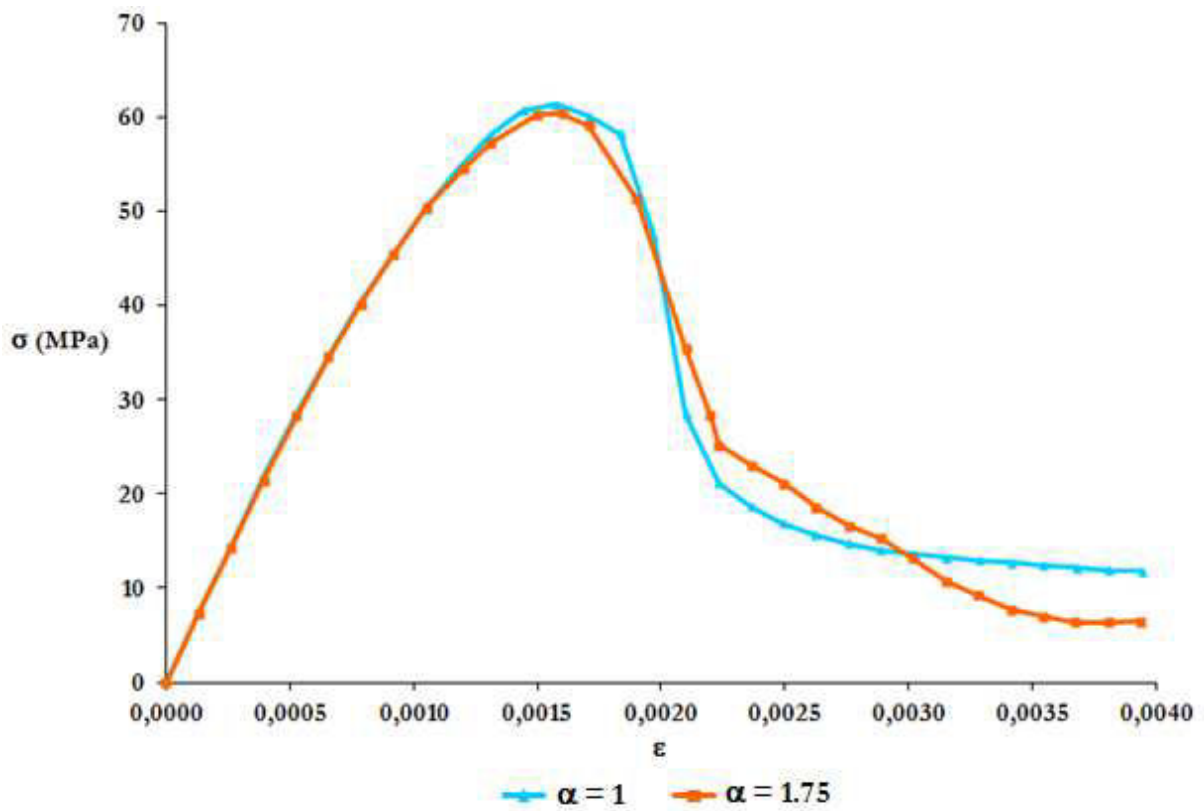


Figure IV. 7: courbes contrainte-déformation. Influence de α

L'ajout de granulats augmente le module d'élasticité du béton par 15, 32, 44 et 43% pour respectivement $E_{\text{gra}} = 50, 60, 80$ et 90 GPa. Il a également une influence sur la résistance maximale puisque la présence d'agrégats redistribue la répartition des contraintes à l'intérieur de la matrice. L'utilisation de granulats souples se traduit par une augmentation des contraintes dans la matrice et par conséquent par une diminution de la résistance du matériau composite. $E_{\text{gra}} = 60$ GPa semble être ici la valeur limite. Une plus grande valeur du module d'élasticité des granulats conduira à une augmentation de la résistance du matériau composite et inversement. Une autre conséquence de l'augmentation notable de la rigidité est une réduction de la ductilité du matériau.

Il est également intéressant de rappeler ici l'influence de l'ITZ (voir chapitre précédent). La figure IV.6 présente les courbes contrainte-déformation pour la valeur commune de $E_{\text{gra}} = 80$ GPa et deux valeurs de α : 1 (pas d'ITZ) et 1,75. Comme l'ont révélé ces nouveaux résultats, l'ITZ a une très faible influence sur le comportement global du béton fabriqué avec des granulats calcaires. Toutefois, si la zone de transition était amenée à se densifier avec le temps, comme cela est souvent mentionné dans la littérature, ce phénomène conduirait à une augmentation de la rigidité et de la résistance en compression du matériau composite. A condition toutefois, que cette densification n'ait pas de répercussion sur la matrice loin des granulats.

IV.4.2 Effet des granulats siliceux

Le lien entre les granulats siliceux et la matrice est caractérisée par une faible adhérence comme l'ont signalé les observations au microscope électronique à balayage. Une loi de Coulomb pour le contact tangentiel est considérée. D'après [Gu 2013], le coefficient de frottement est compris entre 0,58 et 0,84. Compte tenu de la très faible influence de l'auréole de transition, il a été décidé de négliger cette zone ($\alpha = 1$). Par ailleurs, la littérature ne révèle pas une différence évidente entre les modules d'Young des granulats siliceux et calcaires. Ainsi, seule l'influence d'un contact non parfait est étudiée. La figure IV. 8 présente l'ensemble des courbes de contrainte-déformation homogénéisées pour deux valeurs du coefficient de frottement (coef = 0,5 et 0,8) et pour les valeurs communes de $E_{\text{gra}} = 80$ GPa et $\nu_{\text{gra}} = 0,3$. Une comparaison avec les résultats numériques obtenus avec un contact parfait est également fournie.

Le manque d'adhérence est un paramètre d'une importance primordiale. En effet, par rapport à un contact parfait, un contact glissant avec un coefficient de frottement $\mu = 0,5$ conduit à une diminution du module d'Young et de la résistance à la compression du matériau composite respectivement de 42% et 48%. Par rapport à la matrice seule, la variation du module d'élasticité et la force maximale est respectivement de -17% et -5,5%. Il semble évident que l'ajout de granulats siliceux peut diminuer ces deux propriétés mécaniques importantes.

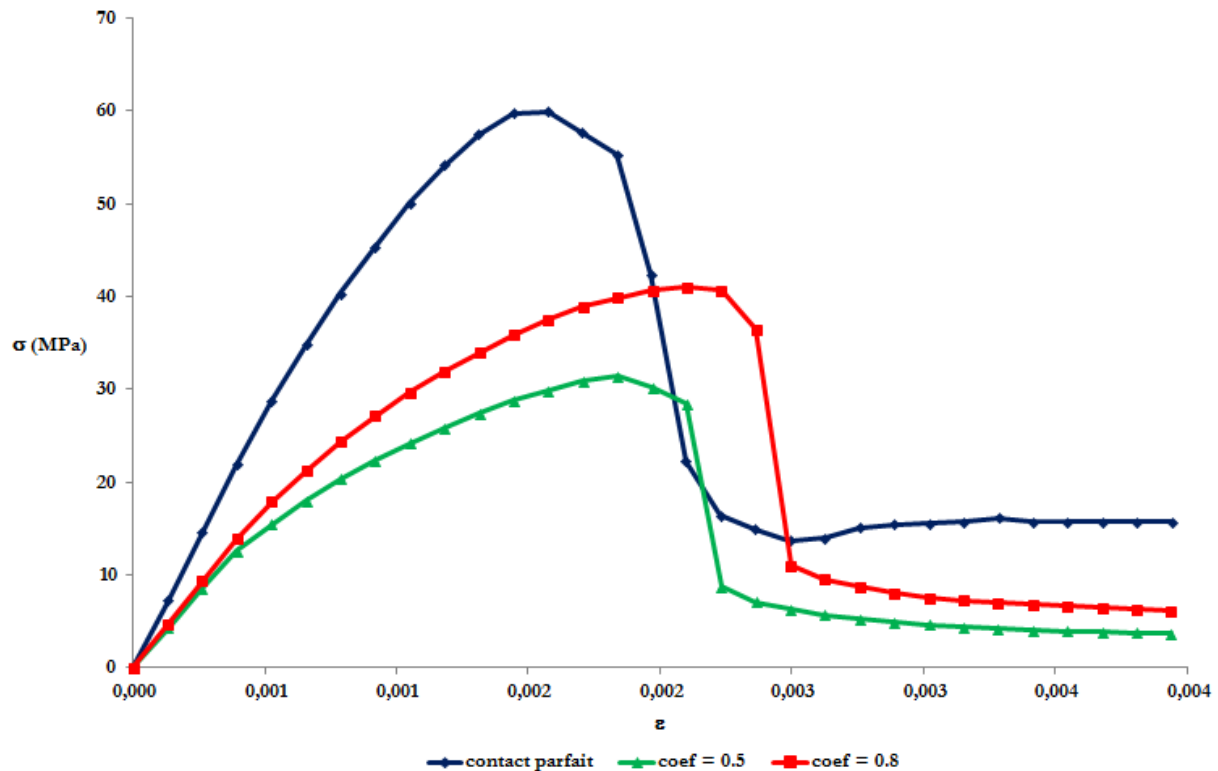


Figure IV. 8: Résultats pour différentes valeurs de coefficient de frottement (agrégats siliceux)- Comparaison avec un contact parfait.

IV.4.2 Effet des Granulats plastiques

Le manque d'adhérence est le plus accentué pour les granulats plastiques. Leur surface lisse conduit à un faible coefficient de frottement. L'analyse se limitera donc à μ variant entre 0 et 0,2. Seuls les granulats plastiques polycarbonates sont étudiés.

Comme révélé précédemment par [Hann 2011], l'ajout de ces matériaux conduit à l'apparition d'air occlus à l'intérieur de l'ensemble du matériau composite. Une augmentation de la porosité de 3,35% pour une addition de 39% en volume de granulats plastique est estimée. Cela a été pris en compte dans l'équation IV.2 ce qui entraîne une diminution des propriétés mécaniques de la matrice. Les autres propriétés mécaniques utilisées dans la simulation sont les suivantes: $E_{\text{gra}} = 2,5 \text{ GPa}$ et $\nu_{\text{gra}} = 0,37$ [Hann 2011]. Les courbes contrainte-déformation numériques sont présentées sur la figure IV.9. Une forte dépendance est mise en évidence. Par exemple, pour la valeur moyenne de $\mu = 0,1$, par rapport à la matrice seule, le module d'Young du béton, et sa résistance à la compression sont réduits respectivement de 49% et 69%. L'extrapolation de ces résultats pour le volume granulaire similaire à ceux utilisés [Hann 2011] conduit à une très bonne comparaison avec les expériences.

On notera toutefois qu'au contraire des granulats calcaires ou siliceux, et en se ramenant à des résistances en compression comparables, la ductilité du matériau n'est pas affectée.

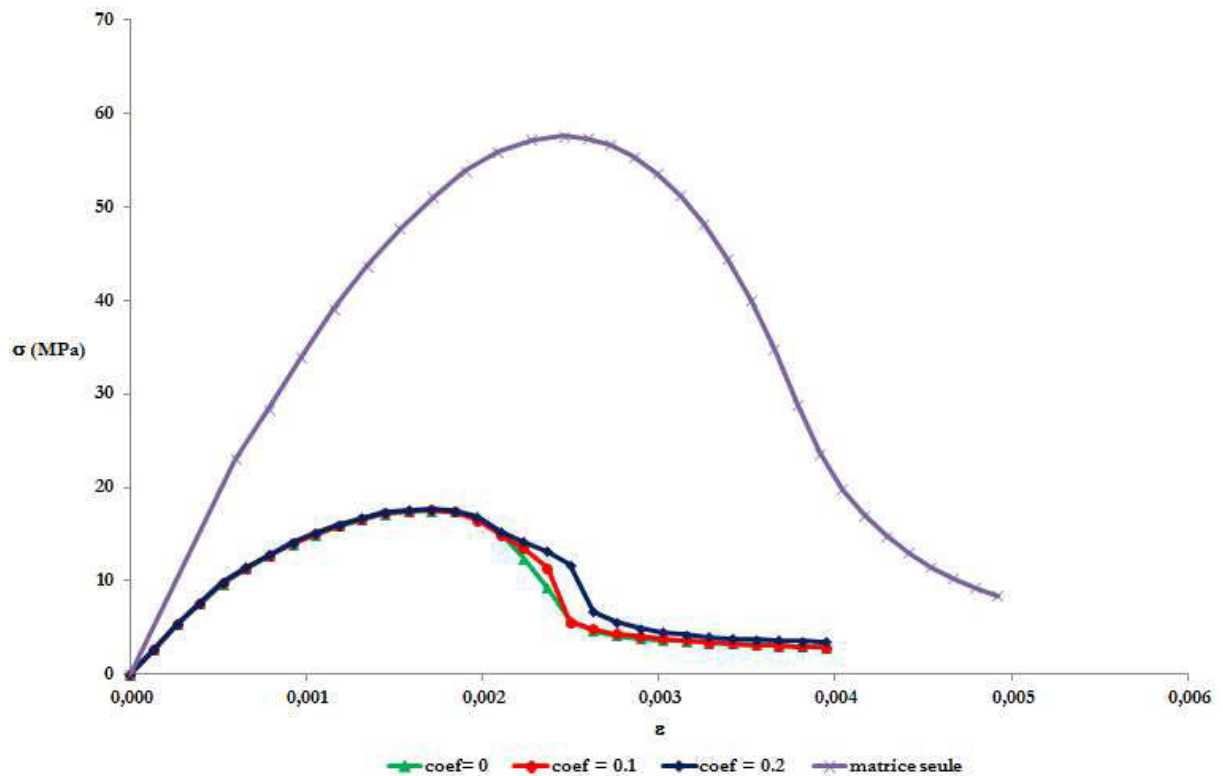


Figure IV. 9: Influence des agrégats plastiques (polycarbonates). Résultats pour diverses valeurs du coefficient de frottement

IV.5 Conclusion

Au moyen d'une modélisation numérique 3D du béton en tant que matériau hétérogène, la contribution de la nature des granulats sur le comportement mécanique global est étudiée. Parmi les trois types de granulats étudiés, seuls les granulats calcaires peuvent augmenter les caractéristiques mécaniques du composite. En raison de leur faible adhérence avec la matrice, les granulats siliceux et plus particulièrement les granulats plastiques provoquent une diminution non négligeable du module d'Young et de la résistance à la compression du béton.

Chapitre V : Utilisation de la micro-indentation et de la simulation numérique pour la caractérisation de la matrice cimentaire enrobant des granulats.

Sommaire

Chapitre V : Utilisation de la micro-indentation et de la simulation numérique pour la caractérisation de la matrice cimentaire enrobant des granulats.....	123
V.1 Introduction.....	126
V.2 Programme expérimental	127
V.2.1 Matériau et Méthodes	127
V.2.2 Essai de Micro-indentation.....	128
V.2.2.1 Principe de l'essai et matériel utilisé.....	128
V.2.2.2 Dépouillement des résultats sur matériau sain.....	131
V.2.2.3 Exploitation des résultats par la méthode statistique sur matériau sain	136
V.3 Modélisation numérique par éléments finis de l'essai de micro-indentation.....	141
V.3.1 Hypothèses principales.....	141
V.3.2 Les paramètres du modèle	144
V.3.2.1 Etude de l'influence des paramètres associés à la loi de comportement choisi sur la courbe numérique force-déplacement.....	144
V.3.3 Identification paramétrique par méthode inverse.	149
V.3.3.1 Résultats : comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux de la simulation numérique	151
V.4 Application de la procédure expérimentale pour l'étude de dégradations environnementales : cas de l'incendie	154
V.4.1 Matériau et Méthodes	155
V.4.2 Effet de la température sur les propriétés élastiques de la pâte de ciment durcie	156
V.5 Conclusion.....	157

V.1 Introduction

La plupart des propriétés et des aspects de la durabilité du béton sont liés aux caractéristiques de la pâte de ciment durci. Il est donc essentiel de comprendre la structure de base de la pâte de ciment hydraté pour mieux comprendre les propriétés physico-chimiques du béton. Le clinker est composé de quatre phases principales: C_3S , C_2S , C_3A et C_4AF . La pâte de ciment a une microstructure très complexe qui varie avec la composition du ciment, du temps et des conditions d'hydratation. De manière simplifiée, les principales phases de la microstructure sont les silicates de calcium hydratés (C-S-H), la portlandite (CH), le trisulfoaluminate de calcium appelé aussi ettringite (noté AF_t), le monosulfoaluminate (AF_m). On retrouve par ailleurs des grains de ciment anhydres et de la macro-porosité. Les C-S-H sont les principaux produits d'hydratation. C'est une phase poreuse avec des structures amorphes et colloïdales et une composition chimique variable. La portlandite CH se produit souvent sous la forme de cristaux massifs, mais est aussi mélangée avec des C-S-H à l'échelle du micron. CH et le clinker de ciment peuvent être considérés comme des phases solides non-poreuses. Depuis quelques décennies, différents travaux ont été faits pour mettre en évidence les phases solides du C-S-H et leurs propriétés élastiques. À l'échelle microscopique, l'observation des C-S-H dans une pâte de ciment hydratée montre deux textures différentes [Joa 2007]. Plusieurs auteurs ont donc proposé de décomposer les C-S-H en deux phases distinctes : l'une, appelée HD C-S-H ou inner C-S-H, a un aspect dense et se trouve à proximité du grain de ciment et l'autre, appelée LD C-S-H ou outer C-S-H a un aspect moins dense, plus fibreux et plus dispersé comme l'illustre la figure V.1.

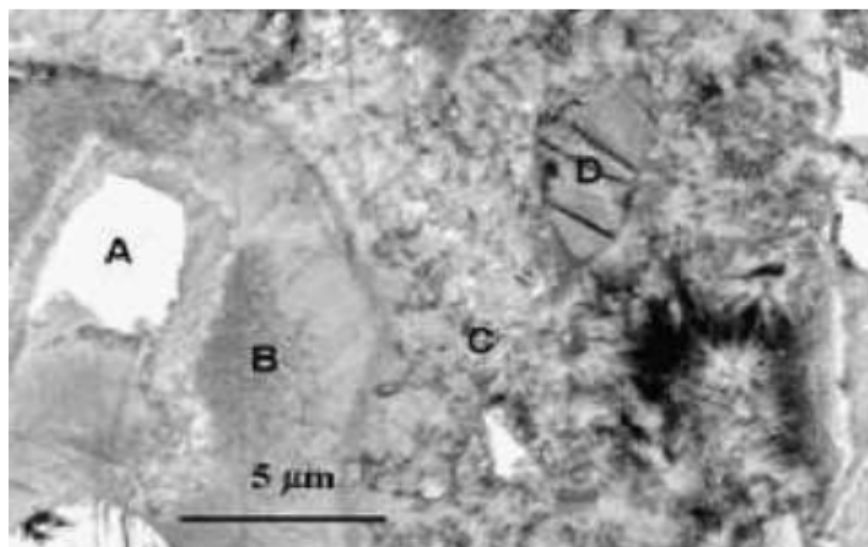


Figure V. 1 : Image en électrons rétrodiffusés d'une pâte de ciment : A grain de ciment anhydre ; B HD C-S-H ; C LD C-S-H ; D monosulfoaluminate ou AF_m [Diam 2006]

L'appellation de inner-C-S-H et de outer C-S-H vient des travaux de Scrivener [Scriv 1984] et de Richardson [Rich 2000], alors que Jennings [Jenn 2004], en menant des essais d'absorption d'azote a identifié deux types d'accessibilité à la porosité des C-S-H et les qualifie de HD C-S-H et de LD C-S-H. Constantinides et Ulm ont étudié le comportement mécanique des C-S-H par des tests de nano-indentation. L'analyse statistique de centaines de tests de nano-indentation a montré l'existence des deux types de C-S-H à savoir les LD C-S-H et les HD C-S-H. La différence principale entre ces deux phases se trouve dans leur porosité.

Les campagnes expérimentales menées jusqu'à maintenant ont été réalisées sur des phases pures ou sur la pâte de ciment sans les granulats (et donc sans l'auréole de transition).

L'objectif de cette partie est de développer une approche pour l'étude de la matrice à l'intérieur du composite cimentaire – béton, et la poursuivre jusqu'à la détermination des propriétés inélastiques en utilisant la simulation numérique. Cette détermination est évidemment d'une grande importance pour alimenter la démarche de modélisation initiée dans les chapitres précédents. Enfin, on s'intéresse à l'effet de la température sur les propriétés macroscopiques de la pâte de ciment durcie à l'intérieur du béton et on montre ainsi que la méthodologie peut être appliquée pour les problèmes de durabilité.

V.2 Programme expérimental

V.2.1 Matériau et Méthodes

Le béton utilisé dans notre étude est préparé avec un ciment de type CEM I, et de rapport E/C=0,5, d'un sable 0/4 et de granulats 6/10 et 10/20. La composition massique est : Sable 0/4 = 710 kg/m³ ; Granulat 6/10 = 365 kg/m³ ; Granulat 10/20 = 725 kg/m³ ; Ciment CEM I = 400 kg/m³.

Une éprouvette parallépipédique 7x7x28 cm est confectionnée et vibrée pour éliminer les bulles d'air. Après 24 heures, l'échantillon est retiré de son moule et est immédiatement placé dans une salle humide pour la maturation. Après dix jours, une scie à diamant est utilisée pour découper l'éprouvette afin d'obtenir des petits échantillons parallépipédiques de 1.5x1.5x2 cm (figure V.2). Les échantillons sont placés dans un dessiccateur. La surface de l'échantillon est ensuite polie à l'aide de plusieurs draps abrasifs. Les tailles des particules de diamants varient de 6 µm à 0,25 µm.

Ainsi dans cette étude, nous nous sommes intéressés à de faibles degrés d'hydratation. On notera toutefois que la méthodologie, à la fois expérimentale et numérique mise en place est indépendante du temps de maturation.

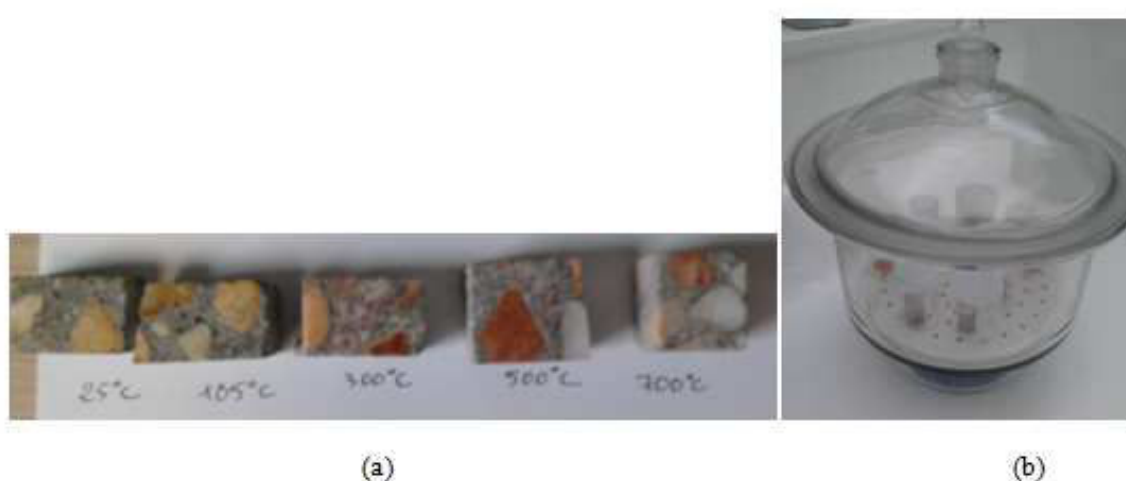


Figure V. 2: Epreuve parallélépipédique (a) et condition de stockage en dessiccateur

V.2.2 Essai de Micro-indentation

Depuis quelques années les techniques de nano- ou micro-indentation sont utilisées pour évaluer les propriétés élastiques des matériaux cimentaires ou des phases pures [Vel 2001] [Trt 2004] [Con 06]. Dans cette dernière référence, il a été montré que pour que le résultat de nano-indentation ne soit pas affecté par l'interaction avec les autres phases, la profondeur maximale, h_{\max} , de l'indentation doit être beaucoup plus petite que la taille caractéristique D de la phase (h_{\max} inférieure à $D/10$) et en même temps h_{\max} doit être plus grande que la maille élémentaire de la phase. Pour de petites profondeurs, la réponse d'indentation est affectée par la nature discrète des particules élémentaires, et pour de grandes profondeurs, la réponse d'indentation est affectée par l'interaction avec les différentes phases de la microstructure [Con 2006]. La dimension caractéristique D de la microstructure d'une pâte de ciment bien hydratée est de l'ordre de 1 à 3 micromètres [Tay 1997], et donc la profondeur maximale d'indentation sur chaque phase doit se trouver dans la gamme 100-300 nm [Con 2006]. Pour respecter ce critère, Ulm a utilisé des charges maximales comprises entre 0.65 et 0.77 mN pour évaluer les propriétés élastiques des différentes phases d'une pâte de ciment traitée à hautes températures [Ulm 2006].

Dans ce nouveau travail, nous cherchons à nous placer à une échelle supérieure à celle de [Ulm 2006] afin d'identifier des propriétés homogénéisées d'une matrice d'un béton. Si le choix s'est porté sur cette échelle (sub mesoscopique), c'est parce que nous souhaitons tenir compte de la modification de la matrice par l'ajout d'un squelette granulaire.

V.2.2.1 Principe de l'essai et matériel utilisé

Les essais sont effectués à température ambiante, l'appareil de mesure utilisé est un Micro scratch tester, fabriqué par la société Suisse CSM (figure V.3). Cet appareil appartient au laboratoire SCR-MI de l'INSA de Rennes. Cette partie du travail a été

menée en collaboration avec cette équipe. La pointe utilisée est de forme sphérique de diamètre égal à 10 μm . Sur l'échantillon, 99 indentations sont réalisées sur une zone de 250x240 μm dans la matrice cimentaire située à côté des granulats, la zone étant choisie au hasard (figure V.5). L'espacement entre les centres de gravité des indents est fixé à 25 μm dans une direction et à 30 μm dans la direction perpendiculaire. La charge utilisée pour tous les indents et pour tous les échantillons est fixée à 25 mN.

Ce choix d'effort, bien plus élevé que dans l'étude de [Ulm, 2006] s'explique par le fait que notre ambition était de trouver des propriétés homogénéisées et non les propriétés d'une seule phase.



Figure V. 3: Machine de nano-indentation

A l'endroit de l'indentation, la surface va se déformer d'une manière qui reflète les propriétés mécaniques du matériau indenté. Le module élastique et la dureté peuvent être calculés en fonction de la charge maximale et de la pénétration maximale. La méthode que nous allons utiliser est celle d'Olivier et Pharr, cette méthode décrit la partie supérieure de la courbe de décharge par la loi :

$$F = F_{\max} \left(\frac{h-h_p}{h_{\max}-h_p} \right)^m \quad \text{Eq. V.1}$$

Où F est la force ; F_{\max} est la force maximale appliquée ; h est la profondeur d'indentation ; h_p est la profondeur d'indentation après déchargement ; h_{\max} est la profondeur d'indentation maximale à F_{\max} ; m est une constante déterminée au moyen d'une méthode des moindres carrés et est fonction de la géométrie de l'indenteur.

Un exemple de courbe effort-enfoncement obtenue dans ce travail est proposé dans la figure V.4. Les différents paramètres de l'équation V.1 y sont définis.

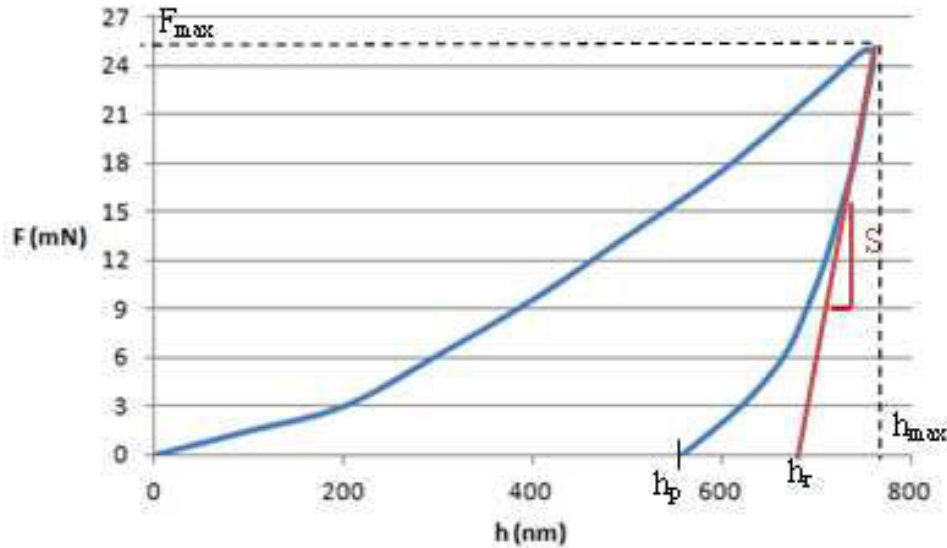


Figure V. 4: Dépouillement de l'essai de micro-indentation. Obtention de la raideur et de la profondeur de contact

La raideur de contact S est donnée par la tangente de la courbe au point de force maximale :

$$S = \left(\frac{dF}{dh} \right)_{\max} = m F_{\max} (h_{\max} - h_p)^{-1} \quad \text{Eq. V.2}$$

Le prolongement de cette tangente donne l'enfoncement h_r :

$$h_r = h_{\max} - \frac{F_{\max}}{S} \quad \text{Eq. V.3}$$

La profondeur de contact h_c est alors déterminée par :

$$h_c = h_{\max} - \varepsilon (h_{\max} - h_r) \quad \text{Eq. V.4}$$

Où ε dépend de l'exposant m .

La dureté H_{IT} est identifiée à partir de la charge maximale, F_{\max} , de la surface de contact projetée A_p à la profondeur de contact h_c , A_p est fonction de la profondeur de contact h_c , et est déterminée par calibration de la pointe de l'indenteur.

$$H_{IT} = \frac{F_{\max}}{A_p(h_c)} \quad \text{Eq.V.5}$$

Le module réduit, E_r est donné par :

$$E_r = \frac{F_{\max}}{A_p(h_c)} \quad \text{Eq. V.6}$$

Où β est le facteur de forme de l'extrémité de l'indenteur. Pour un indenteur sphérique, $\beta=1$.

Ce module réduit est fonction des modules d'Young et coefficients de Poisson du matériau indenté (inconnus) et du matériau de l'indenteur (connus). Sans hypothèse sur l'un des deux paramètres élastiques du matériau, il n'est pas possible de les décorréler par cette technique :

$$\frac{1}{E_r} = \frac{1-\nu_s^2}{E_{IT}} + \frac{1-\nu_i^2}{E_i} \quad \text{Eq. V.7}$$

Où E_i et ν_i sont respectivement le module élastique et le coefficient de Poisson de l'indenteur et ν_s le coefficient de Poisson de l'échantillon. Dans notre étude: $\nu_i = 0,07$ et $E_i = 1141$ GPa; on suppose aussi en première approche que $\nu_s = 0.24$ (valeur couramment admise pour le mortier).

V.2.2.2 Dépouillement des résultats sur matériau sain

La figure V.5 illustre la distribution des 99 indents effectués sur la matrice de l'échantillon de mortier non traité. Cet échantillon témoin sera également comparé aux échantillons traités thermiquement. La zone indentée a été visualisée à l'aide d'un Microscope Optique. La figure V.5 montre la matrice cimentaire entourée par des granulats sur son contour et met en évidence la zone indentée délimitée par un trait noir. On affecte à chaque indent un numéro pendant l'essai de micro-indentation.

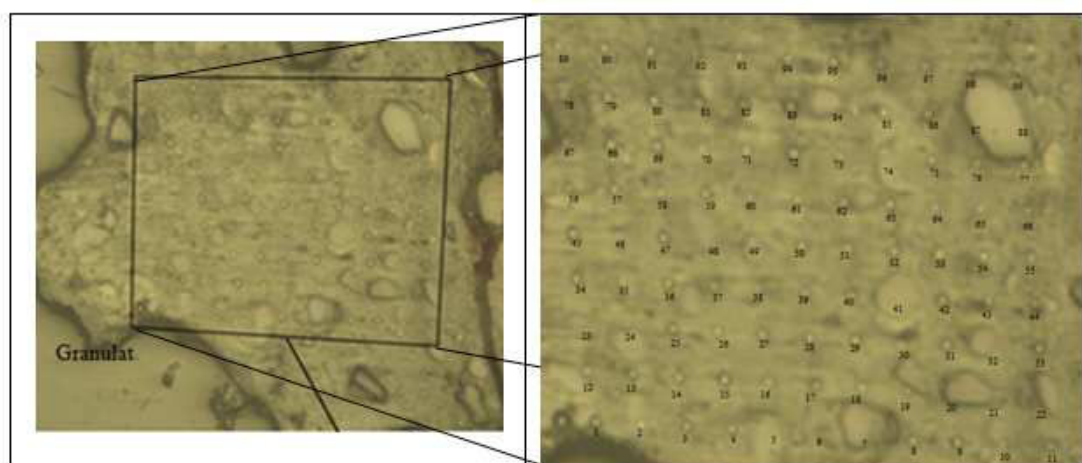


Figure V. 5: Zone testée et numérotation des indents

Pour mettre en évidence les différentes phases de la zone indentée, des images par Microscopie Electronique à Balayage ont été faites au Centre de Microscopie Electronique à Balayage et microAnalyse (CMEBA) de l'Université de Rennes 1. La figure V.6 montre la composition du béton dans la zone indentée, les grains de sable sont de couleur grise, les anhydres sont les petites particules de couleur blanche, les produits d'hydratation (C-S-H principalement) sont en gris clair et les vides et autres pores sont en

noir. Les figures V.7 à V.9 présentent les micros analyses qui ont été réalisées sur chacune des phases composant la matrice.

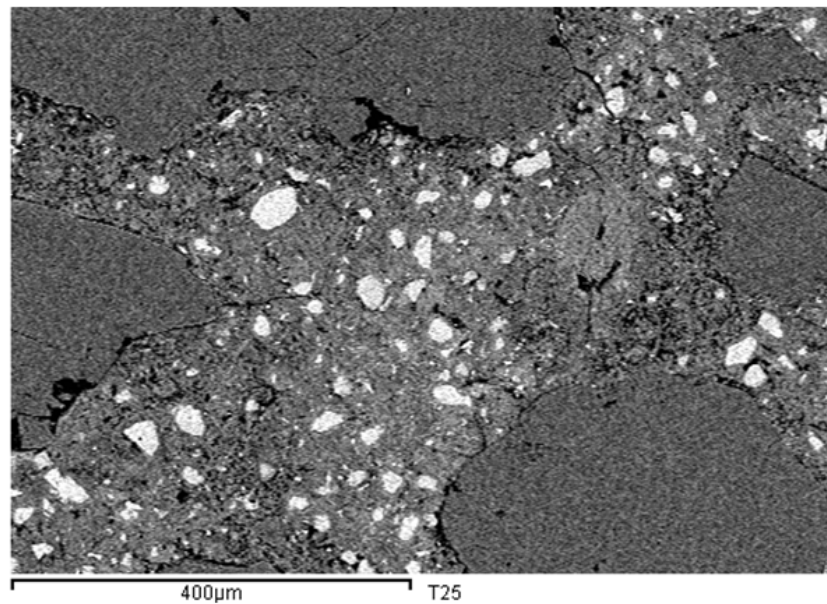


Figure V. 6: image de la zone indentée obtenue par Microscope Electronique à Balayage

Élément	%Masse	%Atomique
O K	59.05	71.68
Si K	40.95	28.32
Totaux	100.00	

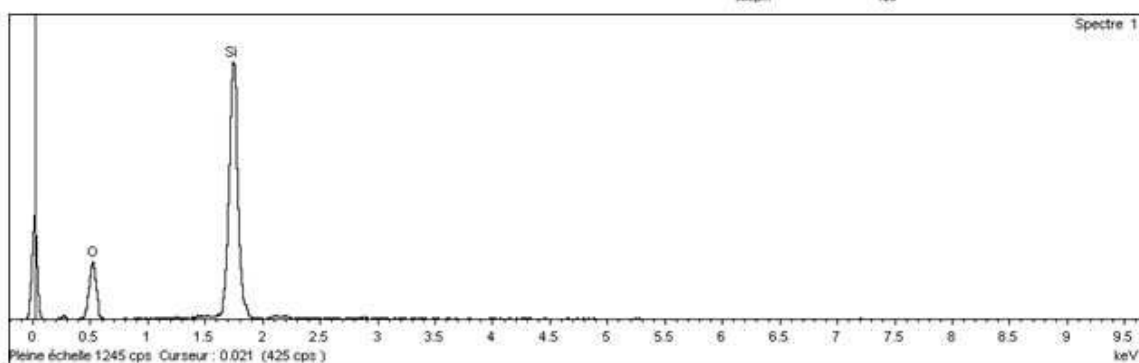
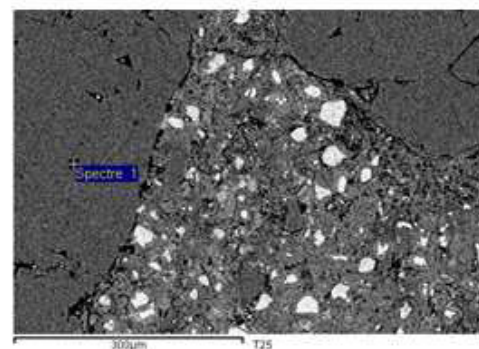


Figure V. 7: micro analyse sur un point appartenant au granulat entouré par la matrice

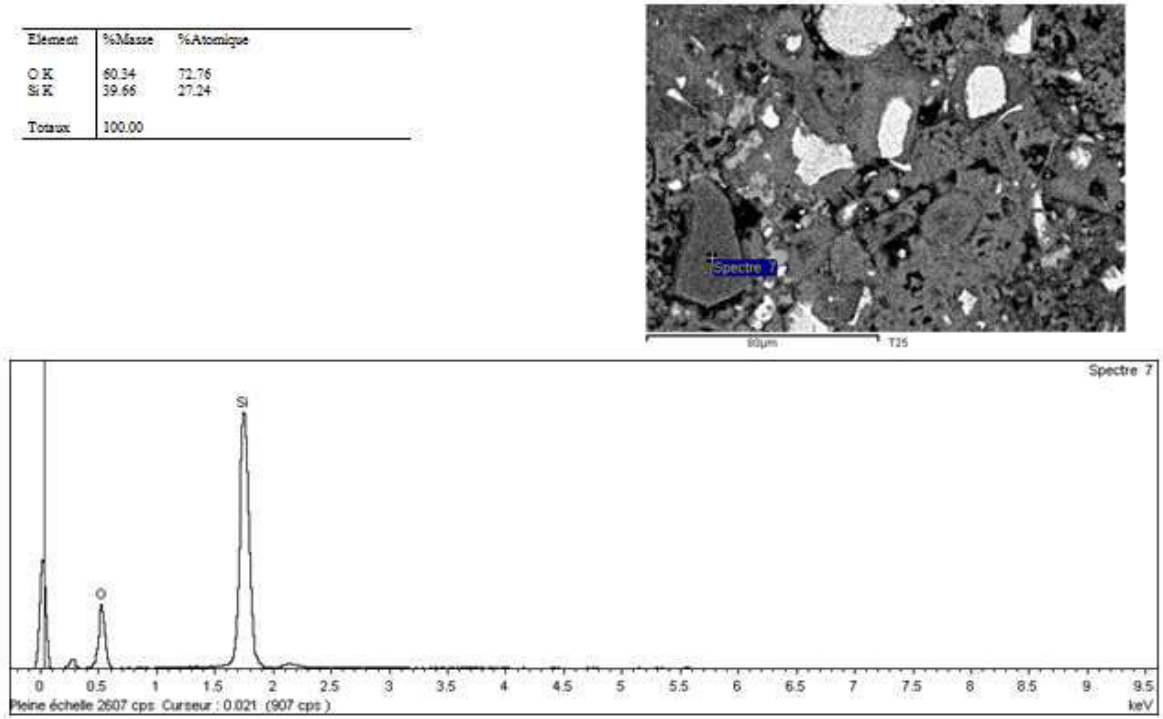


Figure V. 8: micro analyse sur un point appartenant à une particule de sable dans la matrice

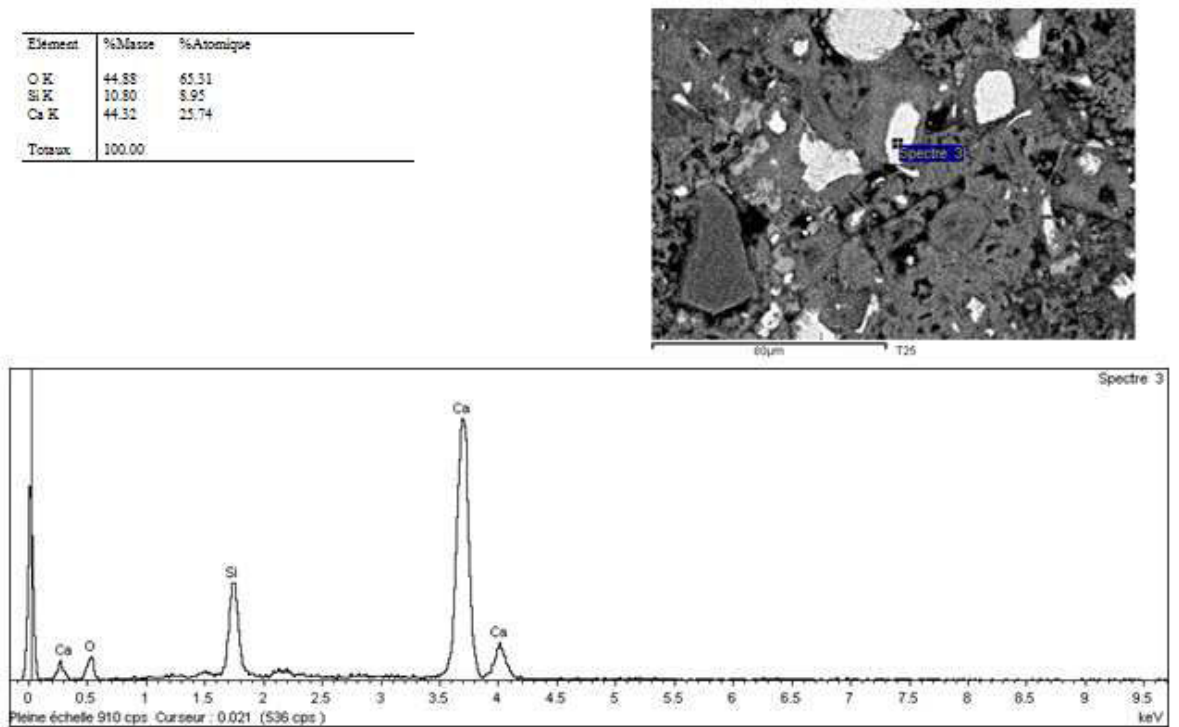


Figure V.9: micro analyse sur un point appartenant au clinker

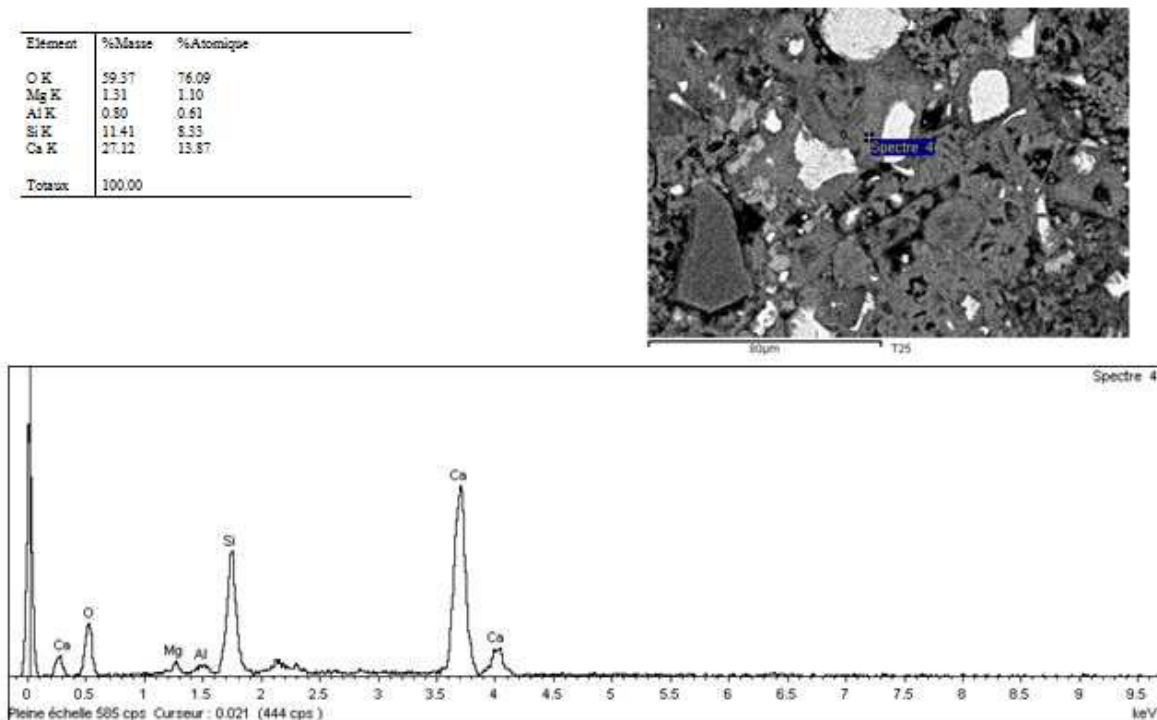


Figure V. 10: micro analyse sur un point appartenant aux C-S-H

La figure V.11 présente les évolutions du module élastique E (en GPa) et de la profondeur maximale h_{\max} (en nm) en fonction de la position indentée de l'échantillon non traité. On rappellera que le coefficient de Poisson, en principe impossible à décorrélérer du module d'Young, a été pris égal, en première approximation, à 0.24. Les fortes variations sur ces valeurs, ainsi mises en évidence, sont une conséquence de l'hétérogénéité du matériau et de la position du point indenté vis-à-vis du granulat, autour duquel on retrouve une auréole de transition de plus forte porosité que le reste de la matrice. Même en utilisant une force maximale de 25 mN, on ne parvient ainsi pas à homogénéiser les propriétés mécaniques.

On montre également, comme attendu, dans cette figure, qu'un module d'Young important se traduit par une profondeur d'enfoncement faible et réciproquement.

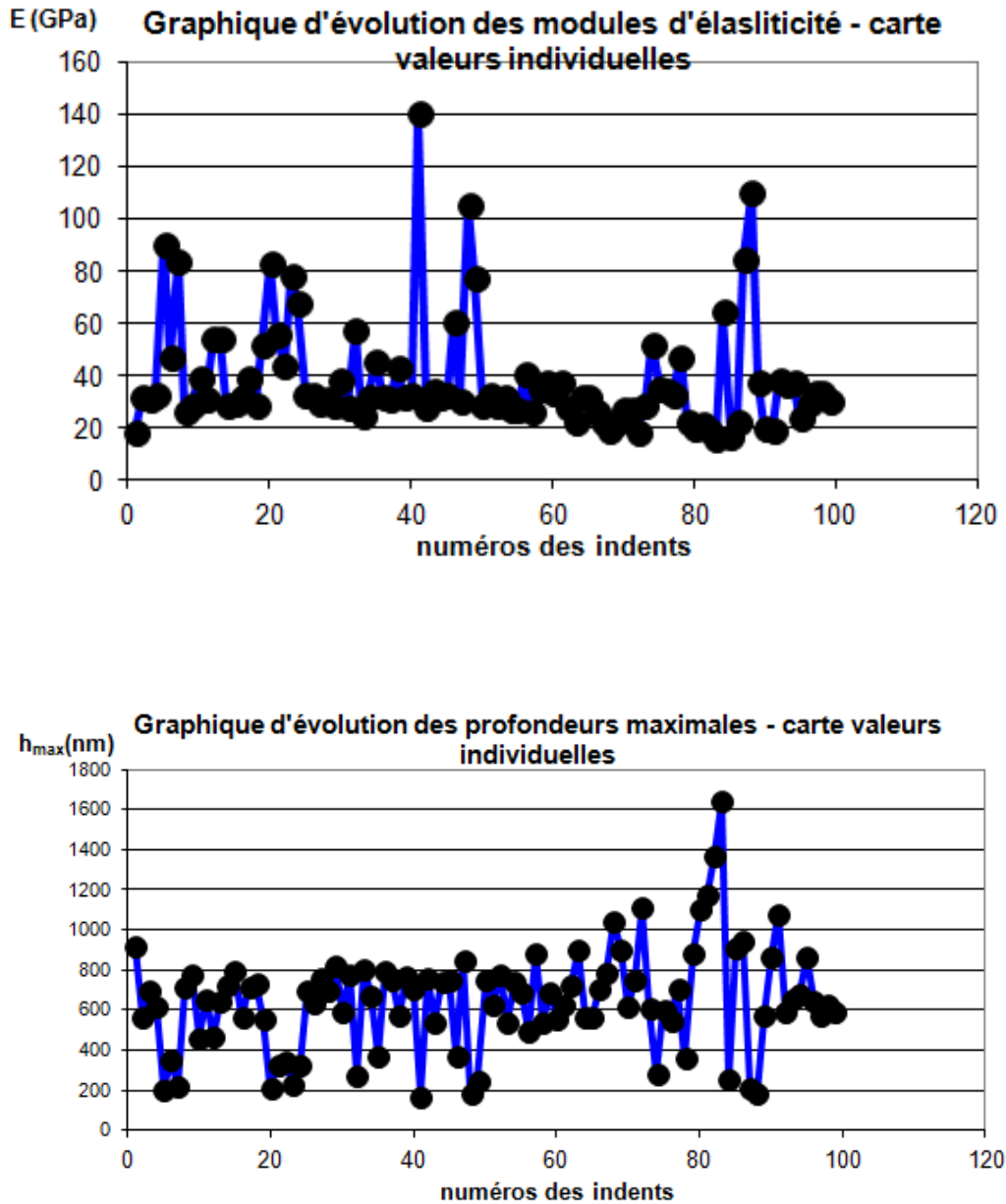


Figure V. 11: Résultats de micro-indentation. Evolution du module élastique E (haut) et de l'enfoncement maximal h_{max} (bas) en fonction du numéro de l'indent

Les figures V.12a et V.12b présentent un bilan des résultats obtenus en termes de module d'Young et d'enfoncement maximal et les répartissent en 10 intervalles de valeurs. Cette figure montre que 75% des points indentés ont un module d'Young inférieur à 40 GPa. L'observation de ces indents par microscopie électronique confirme que ces points se trouvent dans des zones hydratées, plus précisément les C-S-H. La loi normale est en outre proposée pour comparaison.

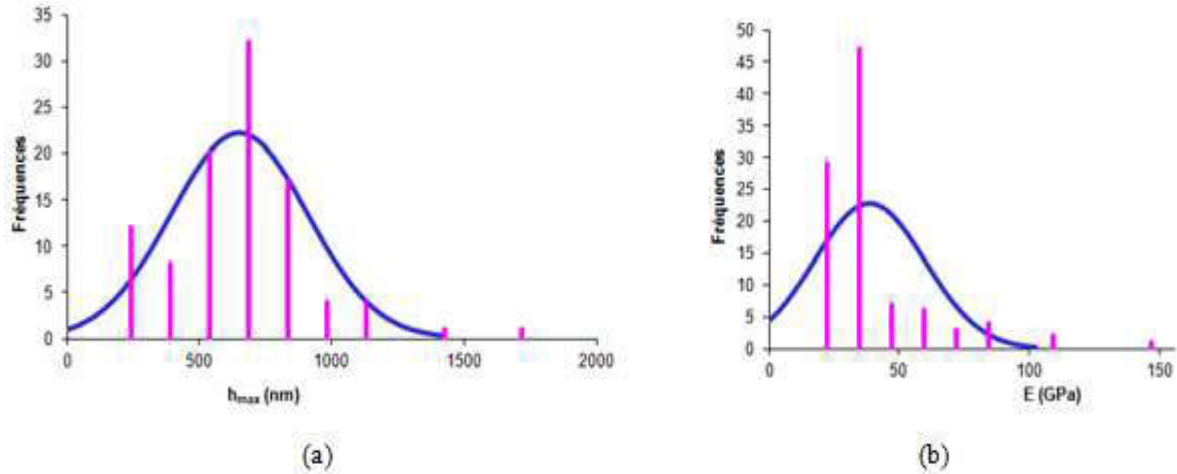


Figure V. 12: Nombre de points par intervalle de valeurs de profondeur maximale d'enfoncement (a) et de module d'Young (b). Comparaison avec la loi normale

V.2.2.3 Exploitation des résultats par la méthode statistique sur matériau sain

Classiquement, la méthode d'indentation était appliquée aux matériaux homogènes. Très récemment, Constantinides et Ulm [Const 2006] ont étendu cette technique aux matériaux composés de plusieurs phases mais aussi à différentes échelles. Pour appliquer cette technique nommée technique de la grille d'indentation, il faut effectuer, sur une grille de surface, une très grande série de tests d'indentation. Ensuite chaque essai d'indentation est considéré comme un événement statistique, et les propriétés mécaniques extraites de l'essai d'indentation à savoir le module élastique (E) et la dureté (H) sont considérées comme des variables aléatoires. Ces données sont ensuite analysées par déconvolution des densités de fréquences. On suppose que la distribution des propriétés mécaniques $x = E$ ou H de chaque phase j est très bien approximée par la loi normale ou distribution gaussienne :

$$p_j(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi s_j^2}} \exp\left(-\frac{(x-\mu_j)^2}{2s_j^2}\right) \quad \text{Eq. V.8}$$

Où μ_j est la moyenne arithmétique de toutes les valeurs N_j de chaque phase, tandis que l'écart type s_j^2 est la dispersion de ces valeurs :

$$\mu_j = \frac{1}{N_j} \sum_{k=1}^{N_j} x_k ; \quad s_j^2 = \frac{1}{N_j-1} \sum_{k=1}^{N_j} (x_k - \mu_j)^2 \quad \text{Eq. V.9}$$

$n = 1$ correspond au cas d'un matériau homogène, dans le cas de plusieurs phases, qui tous ont une distribution normale et qui n'interagissent pas les unes avec les autres, la distribution de la fréquence globale obéit à la fonction de densité de probabilité :

$$p(x) = \sum_{j=1}^n f_j p_j(x) \quad \text{Eq. V.10}$$

Où $f_j = N_j/N$ est la fraction surfacique occupée par la phase j .

$$\sum_{j=1}^n f_j = 1 \quad \text{Eq. V.11}$$

Le problème ainsi défini comporte $3n-1$ inconnues c'est-à-dire 3 inconnues par phase (μ_j, s_j, f_j), réduit par la condition de compatibilité (équation précédente). La répartition des réponses est obtenue sous forme de valeurs discrètes P_i . Par conséquent on peut déterminer les inconnues en minimisant l'erreur définie comme suit :

$$\sum_{i=1}^m \frac{(p_i - p(x_i))^2}{m} \quad \text{Eq. V.12}$$

Où, p_i est la valeur expérimentale de densité de fréquence, $p(x_i) = \sum_{j=1}^n f_j p_j(x_i)$ est la valeur théorique de la fonction de densité de probabilité au point x_i et m le nombre d'intervalles choisi pour construire l'histogramme.

En appliquant cette méthode statistique dans la zone indentée de notre étude, 5 groupes de valeurs expérimentales sont mis en évidence (figure V.13). On notera que les valeurs présentées sont obtenues pour un coefficient de Poisson égal à 0,24.

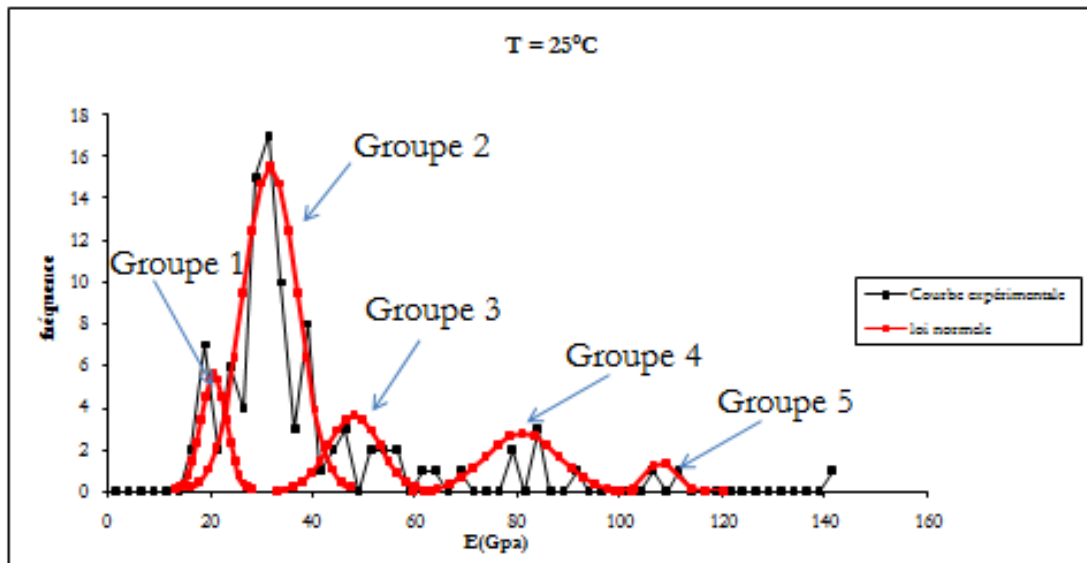


Figure V. 13: résultats de la déconvolution: différents composants de la matrice

- Le domaine du premier pic de l'histogramme nommé groupe 1 appartient à l'intervalle [16-27] GPa et la valeur moyenne du module d'Young est égale à $21,1 \pm 2,17$ GPa. Ces valeurs situées dans cet intervalle sont associées à des zones où la réponse de l'indentation est très probablement dominée par les LD C-S-H. En utilisant la nano indentation sur une pâte de ciment blanc durcie de rapport $E/C =$

0,5, Constantinides et Ulm [Cons 2007] ont trouvé que le module élastique des LD C-S-H est égal à $18,2 \pm 4,2$ GPa. Acker [Acker 2001] donne une valeur de 20 ± 2 .

La fraction volumique estimée de cette phase est égale à 19,19 %.

✚ Le domaine du second pic de l'histogramme nommé groupe 2 appartient à l'intervalle [27-39] GPa et la valeur moyenne du module élastique est égale à $31,54 \pm 3,6$ GPa. Ces valeurs situées dans cet intervalle sont associées à des zones où la réponse de l'indentation est très probablement dominée par les HD C-S-H. Constantinides et Ulm [Cons 2007] ont trouvé que le module élastique de cette phase est égal à $29,4 \pm 2,4$ GPa. Acker [Acker 2001] donne une valeur de 31 ± 4 .

La fraction volumique estimée des HD C-S-H est égale à 55,55 %.

✚ Le domaine du troisième pic de l'histogramme nommé groupe 3 appartient à l'intervalle [39-60] GPa et la valeur moyenne du module élastique est égale à $47,99 \pm 5$. Ces valeurs situées dans cet intervalle sont associées à des zones où la réponse de l'indentation est très probablement dominée par la portlandite CH. Constantinides et Ulm [Cons 2007] ont trouvé que le module élastique de cette phase est égale à $40,3 \pm 4$ GPa. Acker [Ack 2001] donne une valeur de 36 ± 3 .

La fraction volumique estimée des CH est égale à 12,12 %.

✚ Le domaine des quatrième et cinquième pic de l'histogramme nommés groupe 4 et groupe 5 appartient à l'intervalle [60-141] GPa et les valeurs moyennes du module élastique sont respectivement égales à $81 \pm 5,2$ et $107 \pm 3,4$. Ces valeurs situées dans cet intervalle sont associées à des zones où la réponse de l'indentation est dominée respectivement par le sable et le clinker. ces deux phases ne sont pas toujours discernables par une simple observation.

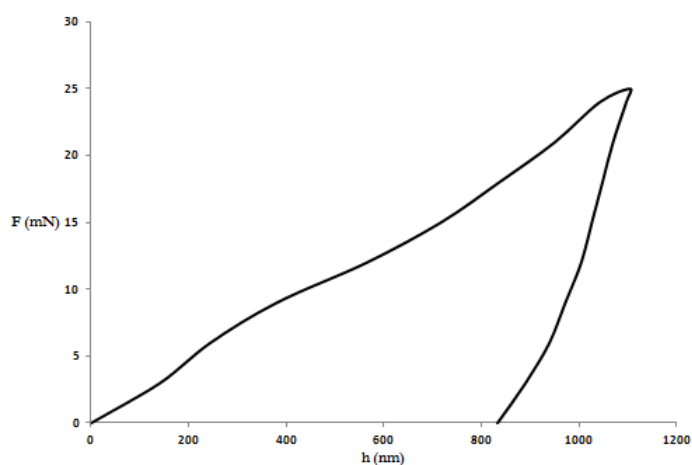
La fraction volumique combinée de ces deux phases est égale à 13,13%.

La précision de la mise en évidence de ces groupes doit toutefois être modulée car il est possible que, compte-tenu du niveau de charge, l'indenteur ait touché deux groupes simultanément.

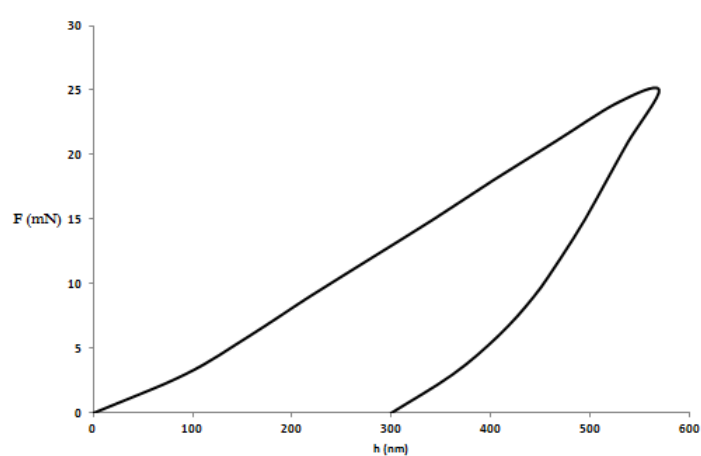
Notons par ailleurs que les HD C-S-H sont ici la phase dominante dans la matrice cimentaire. Ils représentent 74% du volume des C-S-H. Ce constat est contraire aux résultats obtenus précédemment sur la pâte sans les granulats. Constantinides et Ulm [Cons 2007], en étudiant une pâte pure, ont trouvé que la phase dominante est le LD C-S-H et que cette dernière représentait 65% du volume des C-S-H. Une possible explication

pourrait être liée à la présence des grains de sable et des granulats qui provoquent la naissance de la zone de transition de forte porosité et donc la diminution de la porosité de la matrice cimentaire. Par conséquent le rapport E/C de la matrice sans les granulats est plus grand que celui de la pâte de ciment durcie avec la présence des granulats. Et on sait que les LD C-S-H ou outer-C-S-H se forment dans les pores remplis d'eau pendant l'hydratation. D'ailleurs la pâte étudiée par Constantinides et Ulm était complètement hydratée sans la présence du clinker alors que l'observation de la matrice cimentaire de notre étude par MEB montre une présence non négligeable des grains anhydres, ce qui signifie que l'hydratation n'est pas complète.

Pour valider indirectement les résultats issus de la technique de déconvolution, on propose par la suite de ce travail de simuler l'essai de micro indentation. Cette simulation par le logiciel Abaqus sera poursuivie jusqu'à la détermination des propriétés inélastiques de chaque phase, ce qu'on ne pouvait pas évaluer par l'essai expérimental. Pour ce faire, chaque groupe est représenté par une courbe expérimentale caractérisée par un module élastique proche de la valeur moyenne du groupe. Les courbes expérimentales représentatives de chaque groupe sont représentées dans les figures suivantes.



(a)



(b)

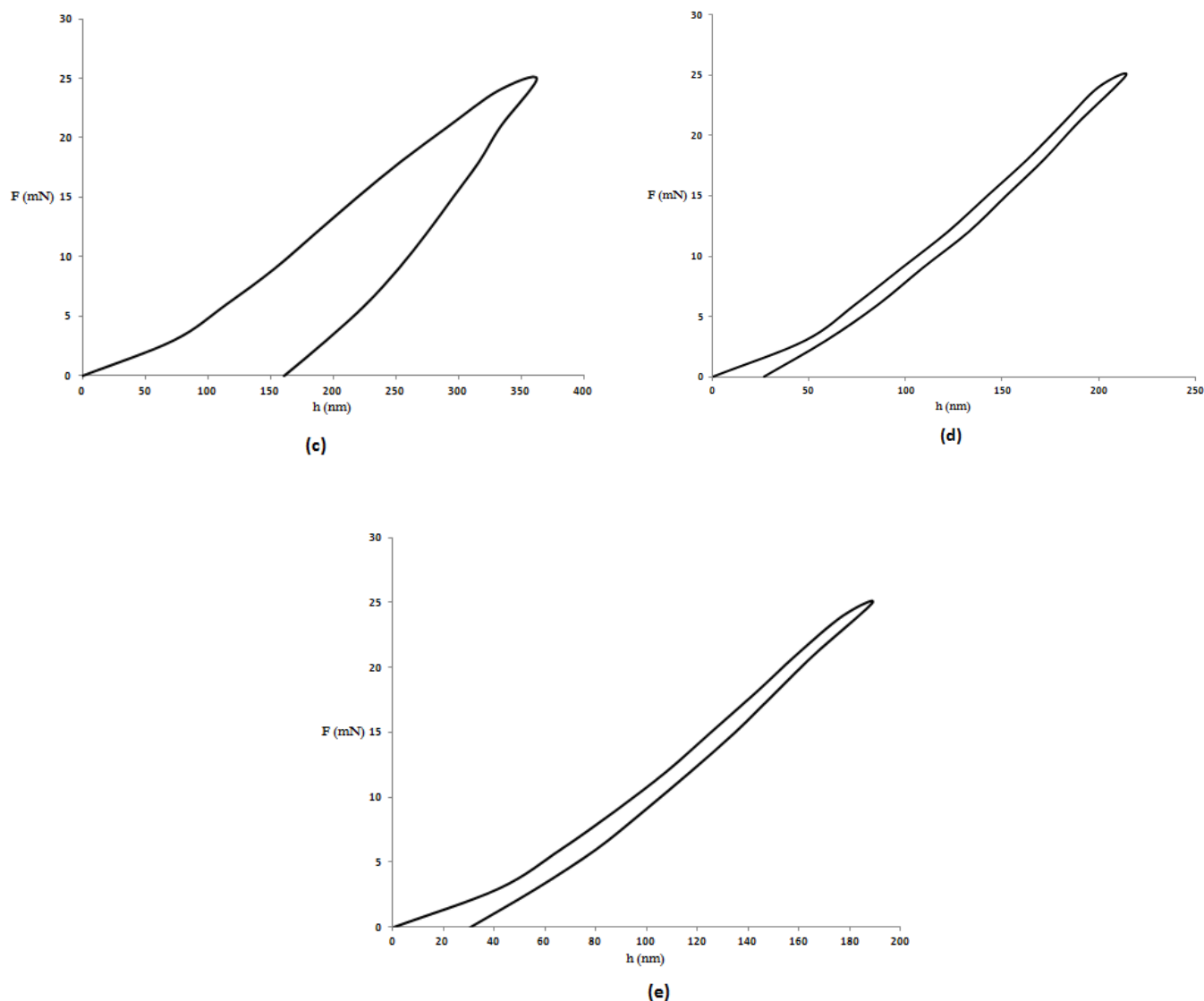


Figure V. 14: courbes expérimentales représentatives des différentes phases de la matrice :

(a) Groupe 1 ; (b) groupe 2 ; (c) groupe 3 ; (d) groupe 4 ; (e) groupe 5

L'analyse des courbes expérimentales représentatives des différents groupes nous permet de remarquer que, pour la même charge maximale égale à 25 mN, la déformation maximale des LD C-S-H (premier groupe) est deux fois plus grande que celle du deuxième groupe (HD C-S-H), et trois fois plus que pour le troisième groupe. La déformation résiduelle du premier groupe suit la même tendance. Par ailleurs l'aire plastique, délimitée par l'axe horizontal, la courbe de charge et la courbe de décharge, est plus grande pour les groupe 1 et 2 est presque nulle pour les groupes 4 et 5. Par conséquent on peut tirer des informations intéressantes concernant les différentes phases de la matrice cimentaire :

- Les LD C-S-H constituent la phase la plus déformable et ont une déformation plastique très grande. Ce comportement provient de leur forte porosité car ils se

forment dans les pores remplis d'eau et ont une texture fibreuse [Joa 2007]. D'après Ghabezloo [Ghab 2010] leur porosité est égale à 0,37. Par conséquent on peut dire qu'ils ont un comportement élastoplastique.

- Les HD C-S-H constituent une phase déformable avec une déformation plastique moins grande que les LD C-S-H. D'après Ghabezloo [Ghab 2010] leur porosité est égale à 0,24. On peut dire aussi que leur comportement est élastoplastique.
- Le CH est aussi une phase élastoplastique mais peu déformable par rapport aux deux premiers groupes. On remarque que l'aire, délimitée par l'axe horizontal, la courbe de chargement et la courbe de déchargement, est moins grande que celles des LD C-S-H et des HD C-S-H.
- Les grains de sable et le clinker, quant à eux, sont des phases pratiquement élastiques pour cette gamme d'effort appliqué car leur déformation résiduelle est faible et l'aire délimitée par l'axe horizontal, la courbe de chargement et la courbe de déchargement est presque nulle. Néanmoins, on considère que leur comportement demeure élastoplastique.

L'aspect très localisé de l'indentation ne conduit pas à solliciter le comportement endommageable des différentes phases. En effet de par la nature de l'essai, les zones sollicitées demeurent très confinées ce qui ne permet pas de conduire à une localisation des déformations et à un comportement adoucissant. Ce constat a été vérifié par Eléments Finis : l'introduction d'un adoucissement, lorsque l'on travaille en déplacement imposé ne permet pas d'atteindre l'effort de 25 mN.

Ces considérations vont nous guider dans le choix de la loi de comportement à utiliser pour le modèle numérique de chaque phase.

V.3 Modélisation numérique par éléments finis de l'essai de micro-indentation

V.3.1 Hypothèses principales

L'essai de microindentation permet uniquement l'évaluation du module élastique et la dureté du matériau. L'objectif de cette partie est de vérifier par simulation numérique les paramètres élastiques fournis par l'essai de microindentation, mais aussi a pour but de déterminer par analyse inverse les paramètres inélastiques de chaque phase constituant la matrice cimentaire. Signalons que les travaux menés jusqu'à présent pour caractériser les propriétés des phases de la pâte cimentaires se sont faits dans le domaine élastique. La démarche de notre simulation consiste à trouver l'ensemble des paramètres numériques à attribuer à chaque phase afin que la courbe numérique soit proche de la courbe expérimentale.

La simulation numérique de l'essai de micro-indentation est effectuée avec le code aux Eléments Finis Abaqus. L'indenteur sphérique est décrit par une surface rigide alors que chaque phase est modélisée avec des éléments solides axisymétriques. L'indenteur a un diamètre de $10\ \mu\text{m}$. Chaque phase est simulée seule en supposant qu'elle est homogène. Les paramètres élastiques moyens déterminés par l'expérience sont alors considérés. La simulation du test est menée en conditions de déplacement imposé alors que l'essai expérimental est en condition de force imposée. Le déplacement imposé est égal au déplacement maximal fourni par la courbe expérimentale représentative. La figure V.15 illustre la vue en plan du maillage avec la demi-sphère et la phase considérée. La figure V.16 montre la vue en 3D. Un déplacement nul est imposé aux nœuds de l'axe dans la direction perpendiculaire à l'indentation pour tenir compte de l'axisymétrie du modèle. L'échantillon est encasté à sa base et libre partout ailleurs. Un maillage fin est attribué à la zone située directement sous la pointe de l'indenteur et un maillage grossier est attribué loin de l'indenteur (figure V.15). Cette façon de faire nous permet de gagner en précision, et en même temps de réduire le temps de calcul.

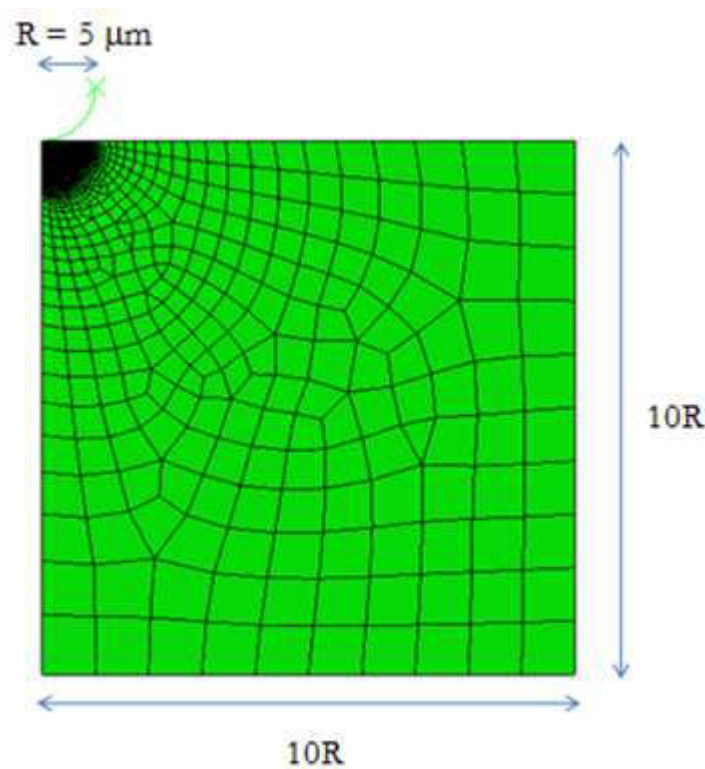


Figure V. 15: vue en plan du maillage utilisé pour simuler l'essai de microindentation

Le principe consiste à appliquer à la pointe de l'indenteur un déplacement croissant jusqu'à avoir un déplacement égal à la profondeur d'indentation maximale. Ensuite on décharge le déplacement progressivement jusqu'à avoir une valeur nulle. On extrait après simulation, la réaction et la profondeur de la pointe de l'indenteur, ce qui nous permet de tracer la courbe numérique force-déplacement.

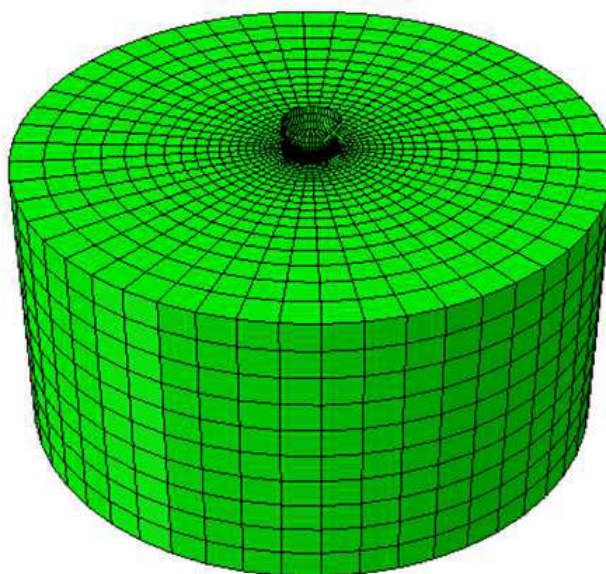


Figure V. 16: vue en 3D du maillage utilisé pour simuler de l'essai de microindentation

Le comportement du béton est le résultat de déformations locales à une échelle microscopique. Comme les granulats, dans un béton ordinaire, peuvent être considérés comme ne sortant pas du domaine élastique de leur comportement, le comportement élastoplastique du composite béton est gouverné par celui de la matrice cimentaire et donc par ses différents composants et leur association à savoir les C-S-H, la portlandite (CH) et éventuellement le clinker non hydraté. L'analyse des courbes expérimentales représentatives des différentes phases de la matrice cimentaire de notre étude a montré que ces dernières ont un comportement élastoplastique. Pour décrire ce comportement, il faut définir en plus du domaine élastique, le seuil de plasticité qui caractérise l'état de contraintes à partir duquel commence l'écoulement plastique et la loi d'écoulement qui relie l'incrément des déformations plastiques aux contraintes actuelles et à l'incrément des contraintes pendant l'écoulement. Pour cela le modèle de plasticité, constitué par la fonction de charge proposée par Lubliner [Lub 1989] et la loi d'écoulement de Drucker-Prager, est choisi dans ce travail pour modéliser le comportement non linéaire des différentes phases de la matrice cimentaire. Ce modèle est déjà présenté dans le chapitre II pour décrire le comportement élastoplastique de la matrice et de l'aurole de transition. L'utilisation de la loi de Drucker-Prager se justifie également par le caractère nanogranulaire des hydrates. Cette modélisation est combinée à une analyse inverse afin d'identifier les propriétés élastiques, de rupture et les paramètres associés à la loi de comportement de chaque phase.

V.3.2 Les paramètres du modèle

Le modèle de plasticité choisi pour décrire le comportement des différentes phases de la matrice cimentaire nécessite deux types de paramètres:

- Les paramètres intrinsèques du matériau à savoir : le module élastique, le coefficient de poisson, la résistance en compression et la résistance en traction.
- Les paramètres du modèle de plasticité à savoir: les paramètres de l'écoulement plastique de l'équation Eq. II.14 qui sont l'angle de dilatance Ψ et l'excentricité et les paramètres de la surface de charge de l'équation Eq. II.23 : (le rapport des résistances uniaxiale et biaxiale et le coefficient K qui doit être compris entre 0,5 et 1).

Le coefficient de frottement entre le matériau et la pointe de l'indenteur est aussi un paramètre inconnu du modèle numérique.

V.3.2.1 Etude de l'influence des paramètres associés à la loi de comportement choisi sur la courbe numérique force-déplacement

Comme on l'a vu ci dessus, les paramètres liés au modèle de comportement sont au nombre de 4. Il s'y ajoute le coefficient de frottement entre l'indenteur et la surface indentée. L'objectif de ce paragraphe est d'identifier les paramètres les plus influents sur la courbe numérique force-déplacement. Ce qui peut permettre par la suite de réduire le nombre d'inconnues. Le jeu de départ des paramètres matériau utilisés est : $E = 48,275$ GPa; $\nu = 0,324$; $R_c = 50$ MPa. Les paramètres du modèle de plasticité à savoir Ψ , K , le coefficient de confinement f_b/f_{co} , l'excentricité ϵ sont fixés initialement respectivement à 35° , 0.66, 1.16 et 0.

- **Etude de sensibilité sur le coefficient de frottement**

Le coefficient de frottement décrit le contact entre la pointe de l'indenteur et la surface indentée. Sur la figure V.17 est proposée l'évolution de la courbe numérique force profondeur d'indentation pour différents coefficients de frottement.

On observe que le coefficient de frottement entre le matériau et l'indenteur influence uniquement la force maximale et n'affecte ni la déformation résiduelle, ni la pente de la courbe de décharge. Toutefois, les résultats semblent moins influencés par le coefficient de frottement au-delà de la valeur de 0,6. Sorris et Constantinides [Cons 2013] ont également investigué ce point et ont trouvé qu'au-delà de 0,25 il n'y avait pas beaucoup d'influence. Dans la suite, on considèrera que le coefficient de frottement est égal à 0,6.

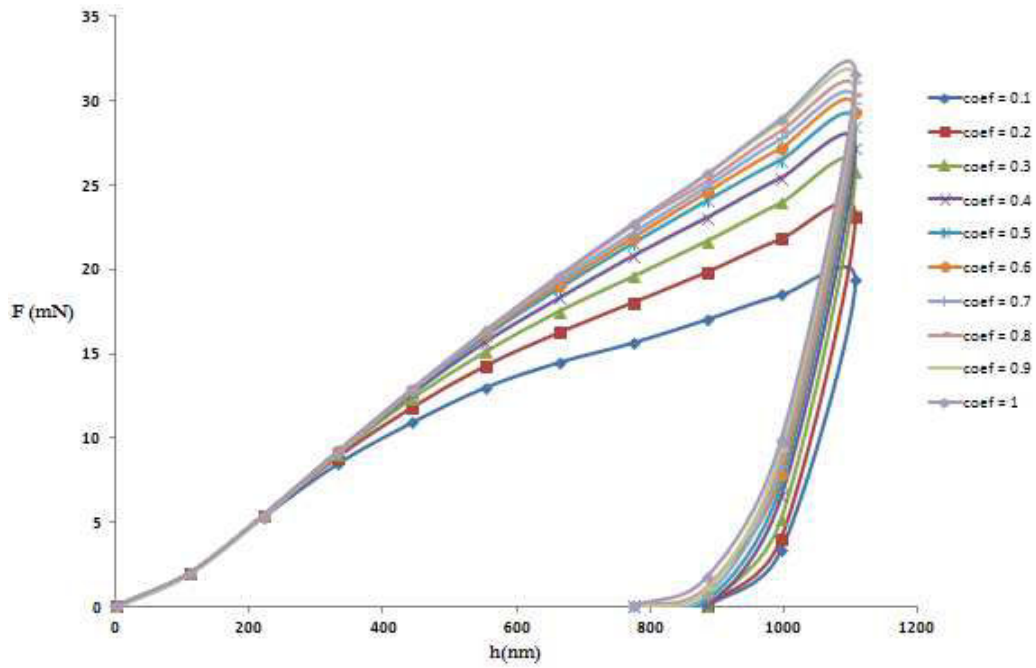


figure V. 17: évolution de la courbe force déplacement : effet du coefficient de frottement

- **Etude de sensibilité sur l'angle de dilatation**

L'angle de dilatance est un paramètre majeur qui gouverne la loi d'écoulement proposé par Drucker-Prager. La loi d'écoulement permet de quantifier la vitesse de déformation plastique et donc la déformation plastique au cours du chargement.

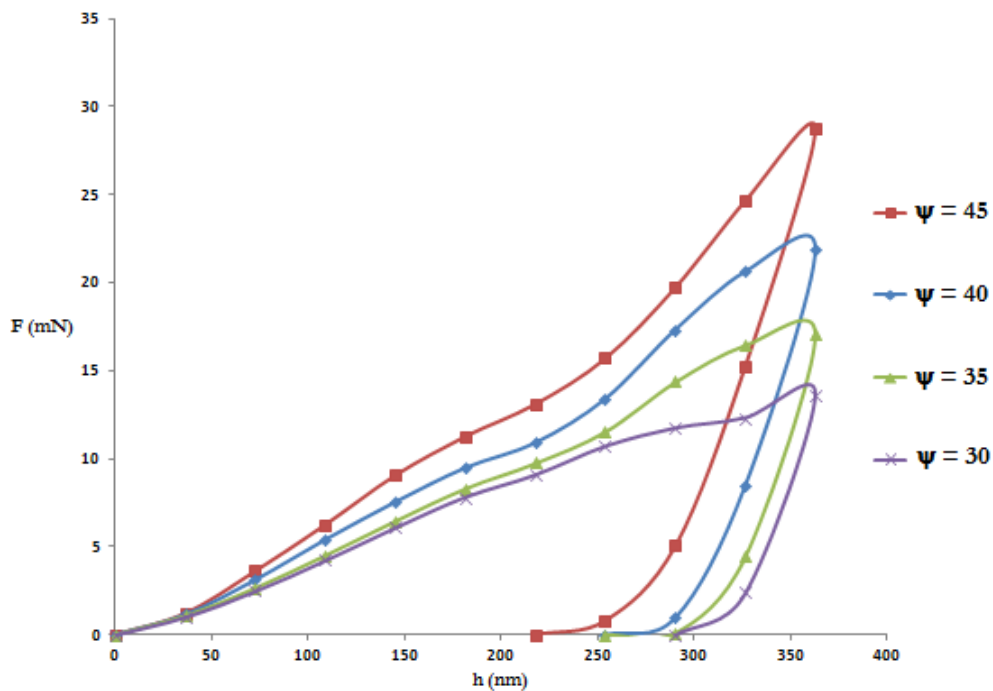


Figure V. 18: évolution de la courbe force déplacement : effet de l'angle de dilatation ψ

La figure V.18 présente les résultats pour différentes valeurs de ψ . On observe une forte influence de l'angle de dilataance; il influence principalement la force maximale, mais également la déformation résiduelle. En revanche il n'affecte pas la pente de la courbe de décharge, ni la courbe de charge. Plus l'angle de dilataance est petit, plus la déformation plastique est grande.

- **Etude de sensibilité du modèle par rapport à l'excentricité.**

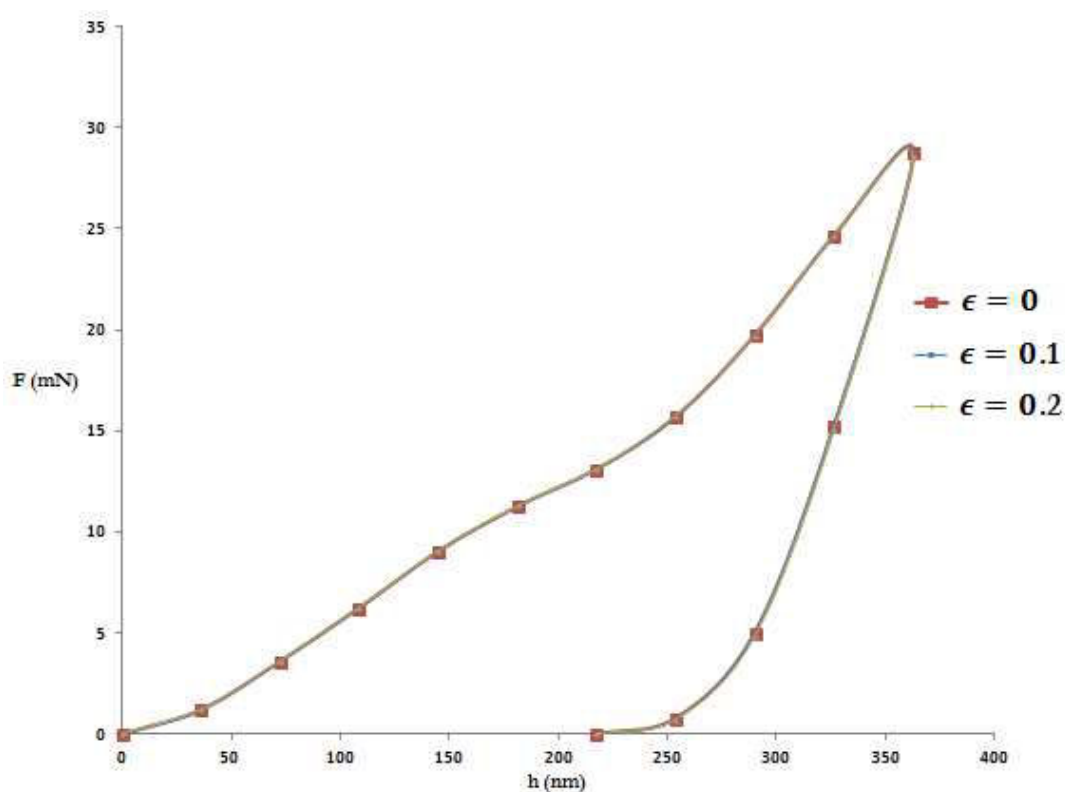


Figure V. 19: L'évolution de la courbe force déplacement : effet de l'excentricité ϵ

Trois valeurs de l'excentricité, apparaissant dans la forme hyperbolique du potentiel de Drucker Prager, ont été testées. La figure V.19 montre une faible influence de ce résultat : par la suite, on retiendra la valeur par défaut de 0.

- **Etude de sensibilité du modèle par rapport à f_b/f_{c0}**

4 valeurs du rapport f_b/f_{c0} ont été testées. La figure V.20 montre la forte influence de ce rapport sur les résultats.

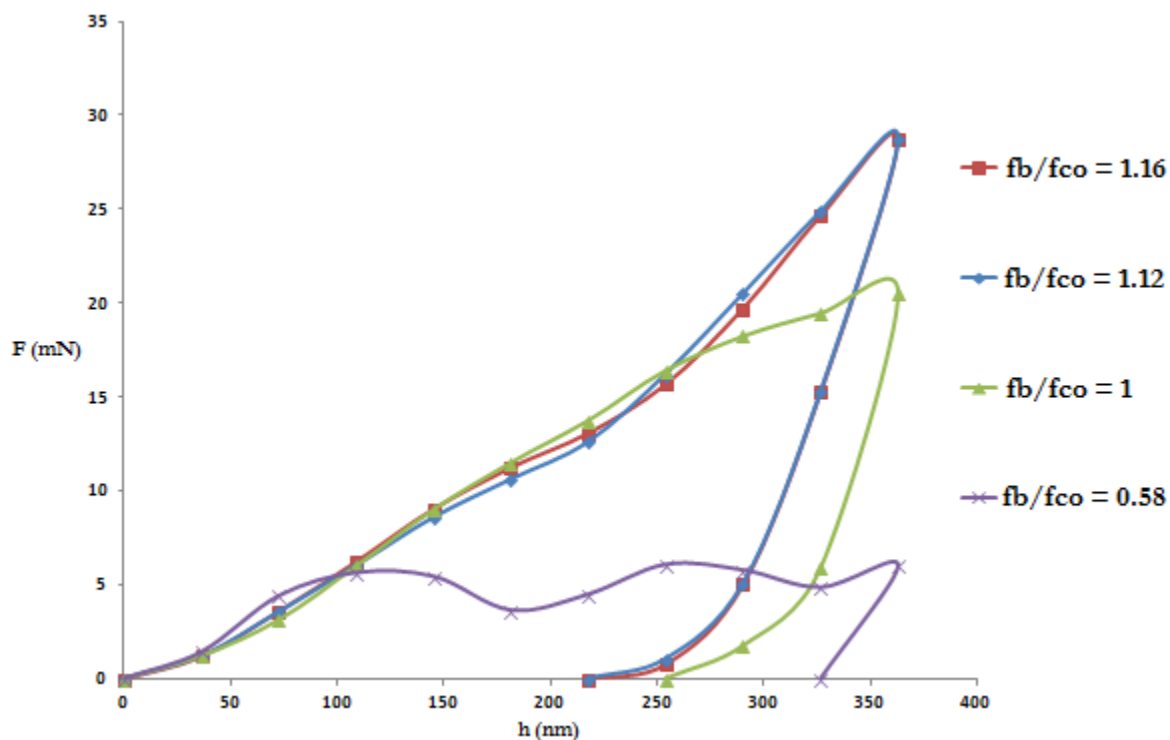


Figure IV. 20: évolution de la courbe force déplacement : effet de l'excentricité f_b/f_{co}

Il affecte la force maximale, et a une légère influence sur la déformation résiduelle, la courbe de chargement. En revanche, le rapport f_b/f_{co} n'affecte pas la pente de la courbe de décharge.

- **Etude de sensibilité du modèle par rapport à K**

Un des paramètres importants du modèle est le paramètre K. C'est le rapport entre la résistance du matériau sous compression bi-axiale et la résistance du matériau sous contrainte triaxiale. Il contrôle la capacité de déformation du matériau dans le modèle de Lubliner. Comme on le voit dans la figure V.21, plus K est grand et tend vers 1, plus le matériau est déformable. Par contre si K tend vers 0.5, le matériau devient peu déformable. La déformation résiduelle décroît lorsque K diminue.

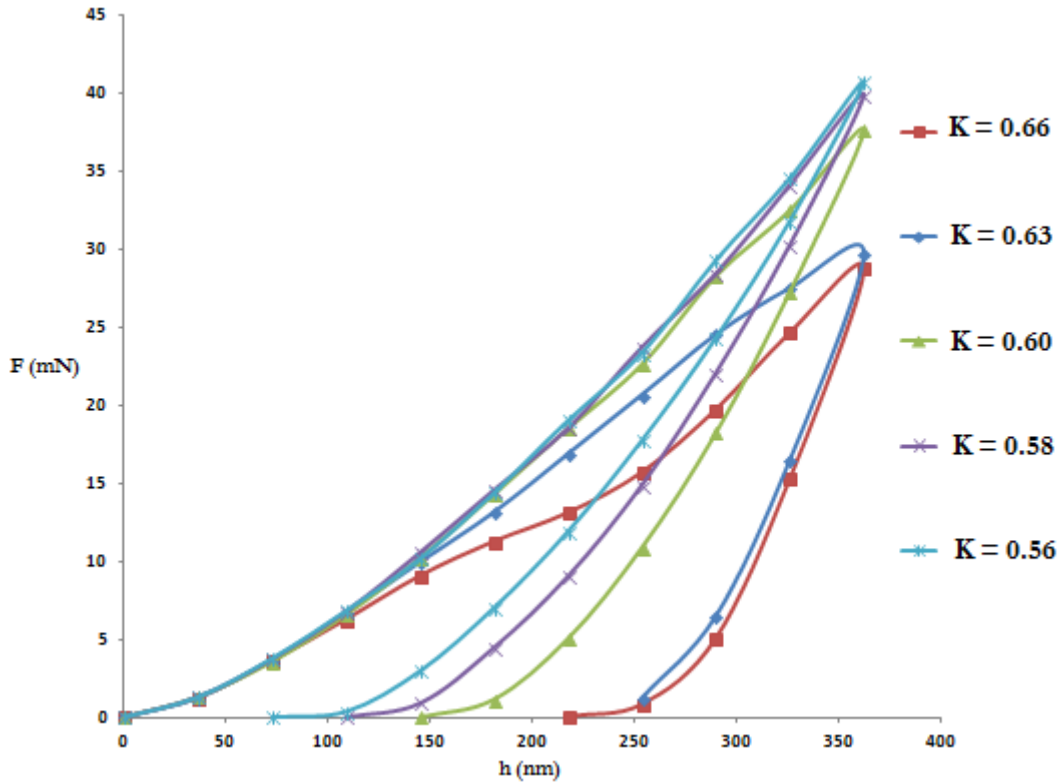


Figure V. 21: évolution de la courbe force déplacement : effet du coefficient K

- **Etude de sensibilité du modèle par rapport à la viscosité : du bon usage de la régularisation viscoplastique**

Pour résoudre les difficultés de convergence rencontrées avec des modèles de comportement présentant de l'adoucissement et de l'endommagement, Abaqus propose une méthode de régularisation viscoplastique de Duvant-Lions généralisée. Le taux de déformation $\dot{\varepsilon}_v^{pl}$ est définie par :

$$\dot{\varepsilon}_v^{pl} = \frac{1}{\mu} (\dot{\varepsilon}^{pl} - \dot{\varepsilon}_r^{pl}) \quad \text{Eq. V.12}$$

Où μ est la viscosité, c'est-à-dire le paramètre représentant le temps de relaxation, et ε^{pl} est la déformation plastique.

La régularisation viscoplastique avec une petite valeur de μ , comparée à l'incrément de temps, aide à améliorer la convergence sans compromettre la précision des résultats. Nous avons comparé la courbe numérique obtenue avec $\mu = 10^{-5}$ à celle obtenue sans régularisation viscoplastique (figure V.22), les résultats sont identiques. En cas de problème de convergence, cette technique avec cette valeur de μ pourra être utilisée.

Ces difficultés ne se produisent qu'avec une intégration implicite, on retiendra $\mu = 0$ avec Abaqus/Explicit.

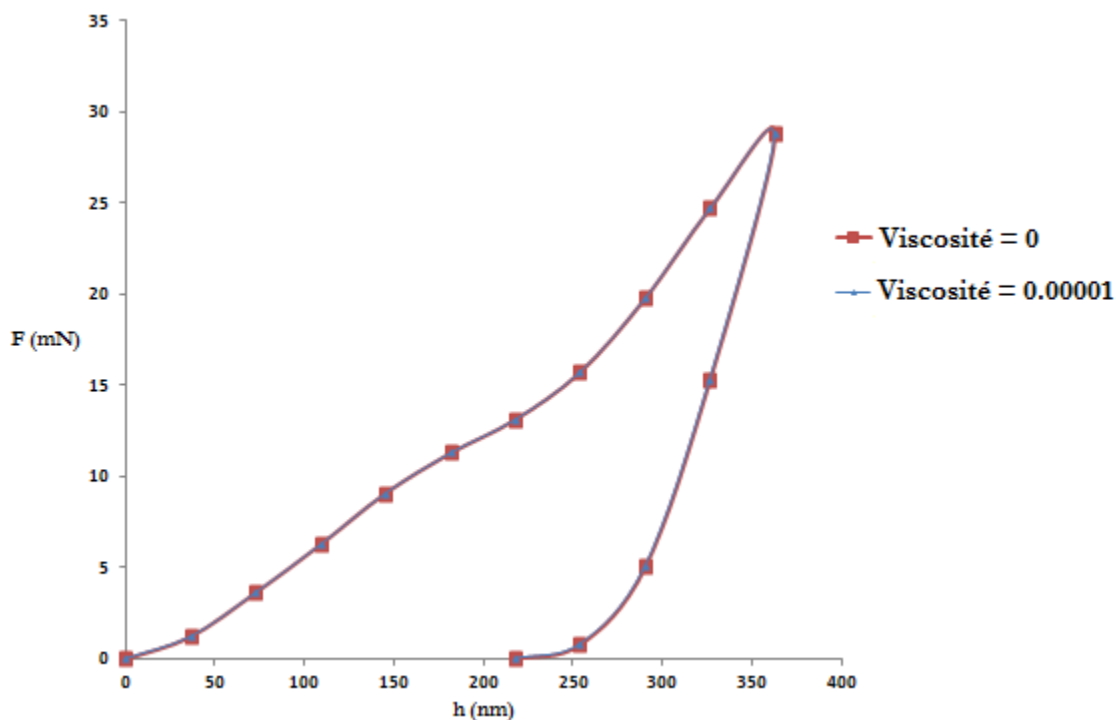


Figure V. 22: évolution de la courbe force déplacement : effet de la viscosité

- **Conclusion sur l'analyse de sensibilité**

En résumé on peut dire que les paramètres les plus influents sont l'angle de dilatance Ψ , K ainsi que le rapport f_b/f_{co} . Les autres paramètres n'affectent pas ou n'affectent que légèrement les courbes numériques force-enfoncement. Par conséquent, seuls ces paramètres sont retenus comme variables en fonction de la phase étudiée. Pour les autres paramètres les valeurs par défaut données par Abaqus sont retenues: $\epsilon = 0$; viscosité = 0.

V.3.3 Identification paramétrique par méthode inverse.

L'essai de micro-indentation permet d'extraire 2 paramètres du matériau à savoir le module de Young (moyennant une hypothèse sur le coefficient de poisson) et la dureté. Compte tenu de la difficulté liée au calcul d'une pente sur une courbe expérimentale, nous avons décidé de ne pas utiliser les valeurs précédemment déterminées et de considérer le module d'Young et le coefficient de poisson comme des paramètres à identifier. L'objectif de cette partie est ainsi de déterminer les paramètres de chaque phase à partir de l'essai de micro-indentation en utilisant une approche numérique couplée à une méthode inverse. Le principe de la méthode inverse consiste à minimiser de manière itérative l'écart entre le résultat d'un modèle et la mesure expérimentale [Astr 1971]. Le problème d'identification paramétrique est le problème inverse le plus utilisé en indentation. Il permet d'identifier les paramètres d'un matériau associés à une loi de comportement implémentée dans un code de calcul de type élément finis. Dans ce travail, la loi de comportement utilisée est la

loi de comportement plastique implantée dans le logiciel Abaqus. Dans notre cas, on a 7 paramètres à identifier par méthode inverse. Ces sept paramètres sont :

- Pour la partie élastique
 - E : le module de Young de la phase considérée
 - ν : le coefficient de poisson de la phase considérée
- Pour la partie inélastique
 - R_c : la résistance en compression de la phase considérée
 - R_t : la résistance traction de la phase considérée
- Pour la surface de charge de Lubliner et le potentiel plastique de Drucker-Prager
 - Ψ : le paramètre de dilatance
 - K : le coefficient de déformabilité
 - f_b/f_{c0} : le rapport entre la résistance à la compression biaxiale et à la compression uniaxiale

Des valeurs non aberrantes sont introduites dans le code de calcul Abaqus en tant que valeurs initiales. Ainsi le modèle élément finis donne une première réponse simulée de la courbe force-déplacement. A partir de l'écart existant entre la courbe numérique et la courbe expérimentale, un nouveau jeu de paramètres est introduit. Puis par itération les nouveaux paramètres permettent une nouvelle réponse simulée et un nouvel écart, jusqu'à ce que la courbe simulée soit assez proche de la réponse expérimentale. Les 7 paramètres associés à la loi de comportement de chaque phase sont alors identifiés.

Plus concrètement, le choix des valeurs initiales et la procédure d'identification ont été menés comme suit :

- choix de valeurs du module d'Young E et du coefficient de Poisson ν . Ce choix est fait de manière à bien reproduire la partie avant le pic de la courbe effort-enfoncement ;
- la valeur du rapport f_b/f_{c0} est fixée à 1,16 (valeur par défaut pour le béton, on assume que ce rapport est partagé par tous les composants du matériau) ;
- La résistance en traction est supposée égale, en première approximation, à $E/10000$ ([Ber, 2008]). La résistance en compression est alors fixée à $R_c=10 \cdot E/10000$ soit $R_c=E/1000$ (10 fois la résistance en traction) ;
- la valeur de l'angle de dilatance est initialement fixée à $\Psi=35^\circ$;

- K influence la partie de la courbe avant le pic, la valeur de la force maximale, et il est le seul à influencer la pente de la courbe de décharge. On sait par ailleurs que K proche de 0.5 est équivalent à un matériau rigide et K proche de 1 à un matériau très déformable. La valeur de K est identifiée sur la pente de décharge (et donc sans tenir compte de la partie de la courbe avant le pic). On peut choisir comme première valeur de $K = 0.7$ et commencer l'étude de sensibilité à partir de cette valeur.

- une fois K identifié, la valeur de l'angle de dilatance pour correctement simuler la partie de courbe avant le pic est ajustée.

- Si les deux paramètres, K et ψ , sont décorrélés alors ce n'est pas la peine de revenir sur K (et la partie post-pic ne sera pas du tout influencée par le changement de valeur de ψ); sinon, il faudra peut-être revenir un peu sur K et recalculer légèrement sa valeur, puis sur ψ etc...

- si l'écart modélisation-expérience n'est pas suffisamment petit, alors on retourne au début de la procédure et on réajuste les valeurs initiales.

V.3.3.1 Résultats : comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux de la simulation numérique

La méthode inverse décrite ci-dessus est appliquée sur chaque phase de la matrice à savoir ce qu'on a nommé précédemment : LD C-S-H, HD C-S-H, la portlandite CH, le sable et le Clinker. L'identification des paramètres présentés dans le tableau V.1, a nécessité plusieurs boucles dans la procédure itérative.

	LD C-S-H	HD C-S-H	CH	Sable	Clinker anhydre
E_{num}	18	25	40	63	90
ν	0,24	0,25	0,345	0,35	0,27
R_c	27	40	46	79,51	111,66
R_t	1,49	3,24	3,509	5,168	6,628
ψ	35	40	40	43	43
K	0,66	0,66	0,62	0,5	0,5

Tableau V.1 paramètres identifiés après l'application de la méthode itérative inverse. Le rapport f_i/f_{co} est demeuré égal à 1.16.

Ces figures sont :

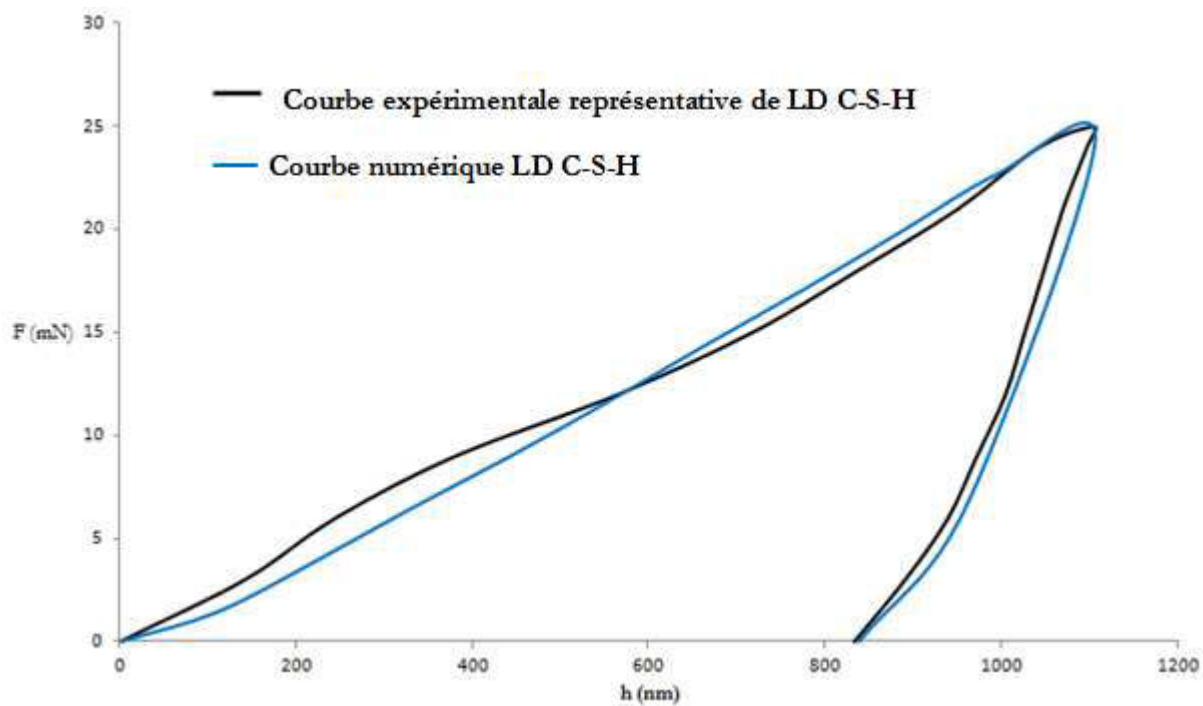


Figure V. 23: courbes expérimentale et numérique des LD C-S-H après identification paramétrique

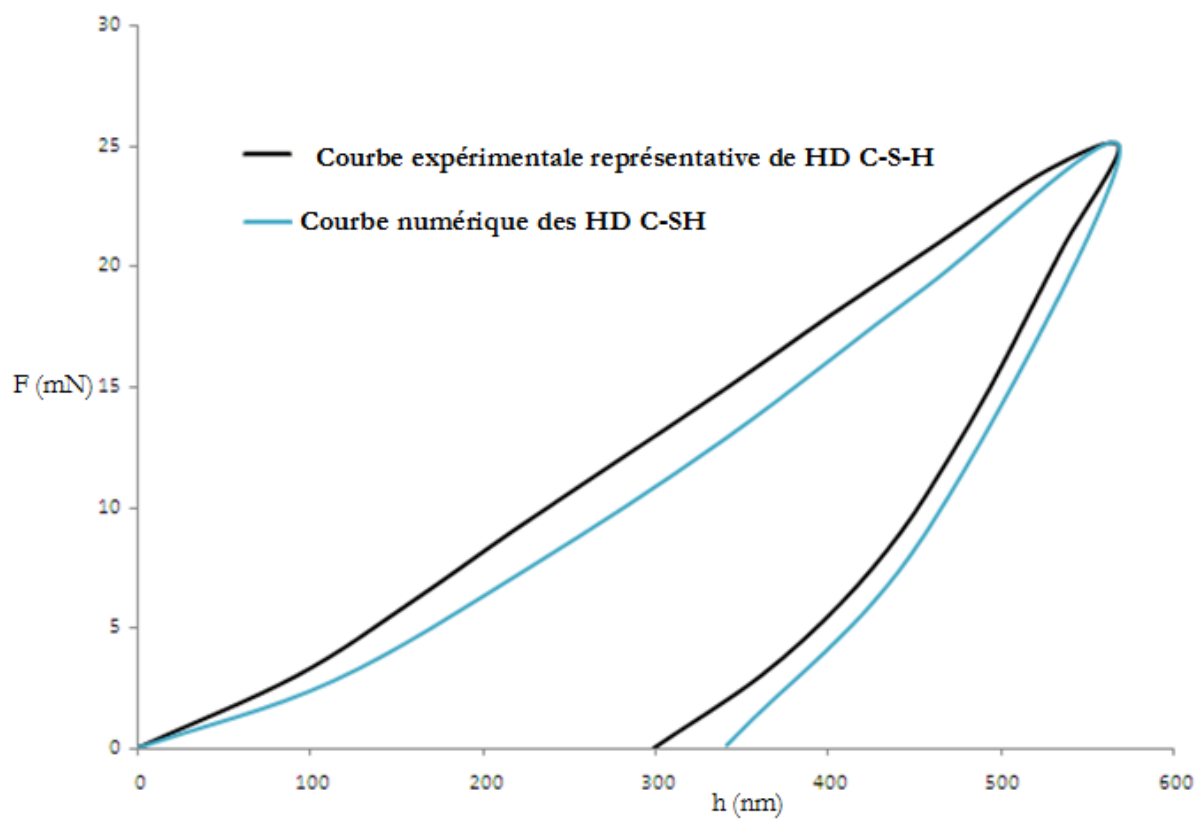


Figure V. 24: courbe expérimentale et numérique des HD C-S-H après identification paramétrique

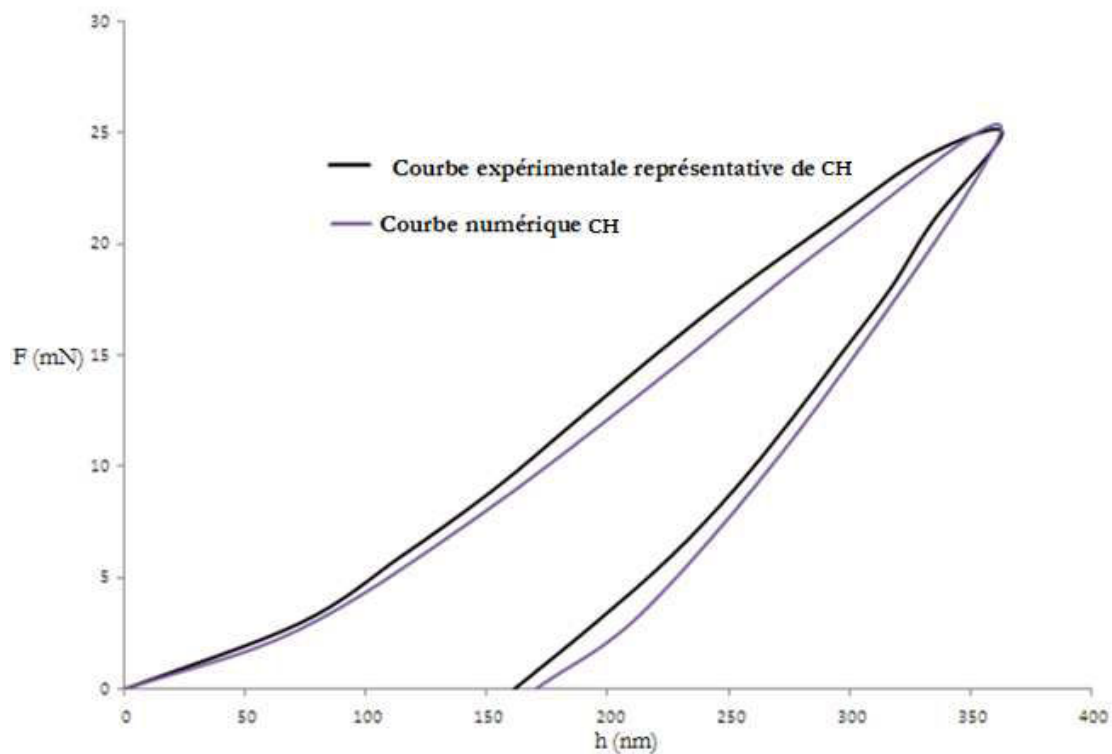


Figure V. 25: courbes expérimentale et numérique de la portlandite CH après identification paramétrique

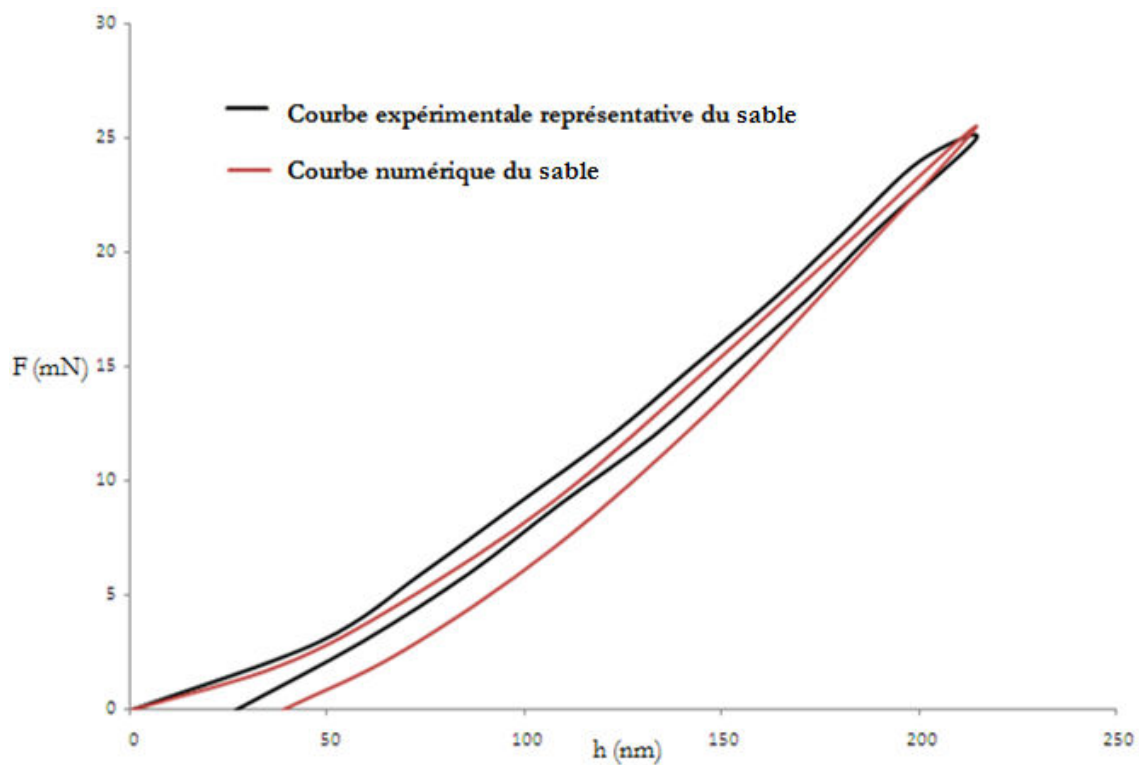


Figure V. 26: courbes expérimentale et numérique du sable après identification paramétrique

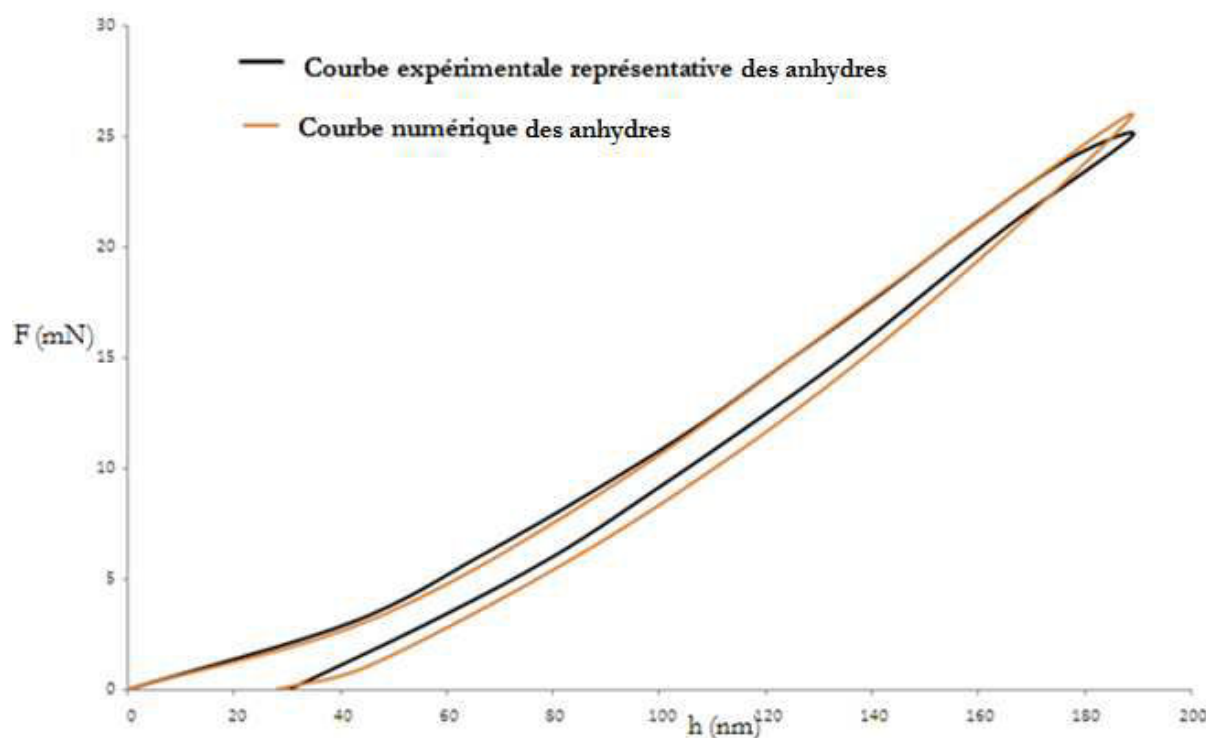


Figure V. 27: courbes expérimentale et numérique des anhydres après identification paramétrique

On observe une bonne corrélation entre les courbes numériques et expérimentales aussi bien pour la phase de charge que pour la phase de décharge. Du groupe 1 au groupe 5 on remarque que le module d'Young E , R_c , R_t et ψ augmentent alors que le coefficient K diminue. Néanmoins on note des différences entre les résultats expérimentaux et numériques. Le décalage des résultats peut être lié à différents paramètres tels que le coefficient de frottement difficile à déterminer, le choix du critère de plasticité, l'identification des courbes représentatives des différentes phases. On notera aussi qu'un calcul de pente sur une courbe expérimentale est parfois délicat si la courbe n'est pas parfaitement droite

V.4 Application de la procédure expérimentale pour l'étude de dégradations environnementales : cas de l'incendie

La connaissance des causes principales de la détérioration thermique de la matrice cimentaire à l'intérieur d'un béton exposé à de très hautes températures a fait l'objet de longues discussions entre deux courants de chercheurs surtout à la suite de la vulnérabilité des tunnels en béton et des bâtiments de grandes hauteur soumis à de l'incendie [Acker 1999]. Le premier courant considère, d'après [Khenn 1992] et [Will 2005], que le dommage thermique des matériaux à base cimentaire, à savoir la perte irréversible de la résistance et de la rigidité due à l'exposition à hautes températures, est consécutive à la microfissuration (début des fissures au niveau de la zone de transition interfaciale) induite

par la différence des coefficients de dilatation thermique et de raideur entre les granulats et la matrice. Ces effets purement mécaniques, cependant, devraient jouer un rôle moins important pour les pâtes de ciment, pour lesquelles des températures élevées sont connues pour nuire à l'élasticité et à la résistance à la compression [Dias 1990]. Le second courant attribue le dommage thermique à la déshydratation des produits primaires d'hydratation de la pâte de ciment durcie à savoir les silicates de calcium hydratés (C-S-H) [Bazant 1996 et Ulm 1999]

Les partisans de la première école ont souvent fait des études sur le béton à l'échelle macroscopique pour valider leur thèse [Khennane 1992 et Willam 2005] alors que ceux de la, deuxième école ont fait leur étude sur des pâtes de ciment durcies sans la présence des granulats à l'échelle nanométrique en utilisant la technique de la nano-indentation pour confirmer leur supposition. On peut citer comme exemple les travaux de Ulm [Ulm 2006].

Le but de cette partie n'est ni d'utiliser la technique d'indentation à grille statistique, ni de déterminer les propriétés mécaniques de chaque phase dans la pâte de ciment durcie, mais de déterminer les propriétés mécaniques représentatives homogénéisées de la pâte de ciment durcie.

V.4.1 Matériau et Méthodes

La même formulation de béton que dans les paragraphes précédents est utilisée dans cette partie de la thèse.

Des échantillons parallélépipédiques de 1.5x1.5x2 cm ont été confectionnés suivant la procédure relatée dans le paragraphe V.2

Comme le but de cette partie de l'étude est de déterminer les effets d'une exposition à hautes températures d'une pâte de ciment durcie à l'intérieur d'un béton, une procédure d'échauffement (figure V.28) a été choisie pour limiter les gradients thermiques et les effets transitoires donc de chauffage. À cette fin, les échantillons ont été chauffés à une vitesse de 1 K/min dans un four, puis maintenus à la température maximale désirée pendant 24 h, et enfin refroidis à une vitesse de 1 K/min. Les températures dans ce travail sont de 25°C, 105°C, 200 °C, 300°C, 500°C et 700°C. Après chauffage, les échantillons ont été de nouveau stockés dans un dessiccateur pour éviter une réhydratation.

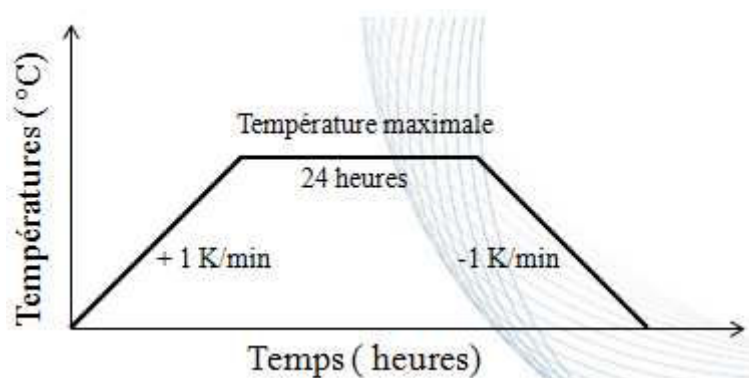


Figure V. 28: procédure d'échauffement des différents échantillons

V.4.2 Effet de la température sur les propriétés élastiques de la pâte de ciment durcie

La figure V.29 illustre la zone indentée de l'échantillon traité à une température de 105°C. Elle montre bien sûr l'hétérogénéité de la pâte mais également la présence d'une fissure traversante.

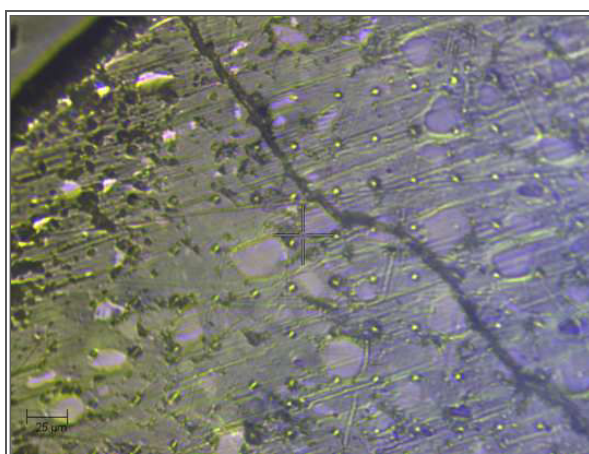


Figure V. 29: Zone indentée sur échantillon traité à 105°C. Présence d'une fissure traversante

La moyenne arithmétique des modules d'Young déterminés sur les 99 indents a permis d'obtenir une première approximation du module moyen de la matrice et a mis en évidence sa décroissance en fonction de la température. La figure IV.30 présente le rapport entre le module d'élasticité obtenu à une température T (°C) et celui à 25°C en fonction de la température. Les courbes proposées par le DTU Feu Béton et par [KHE 93] sont également tracées ; les résultats obtenus dans cette étude se situent entre ces deux bornes.

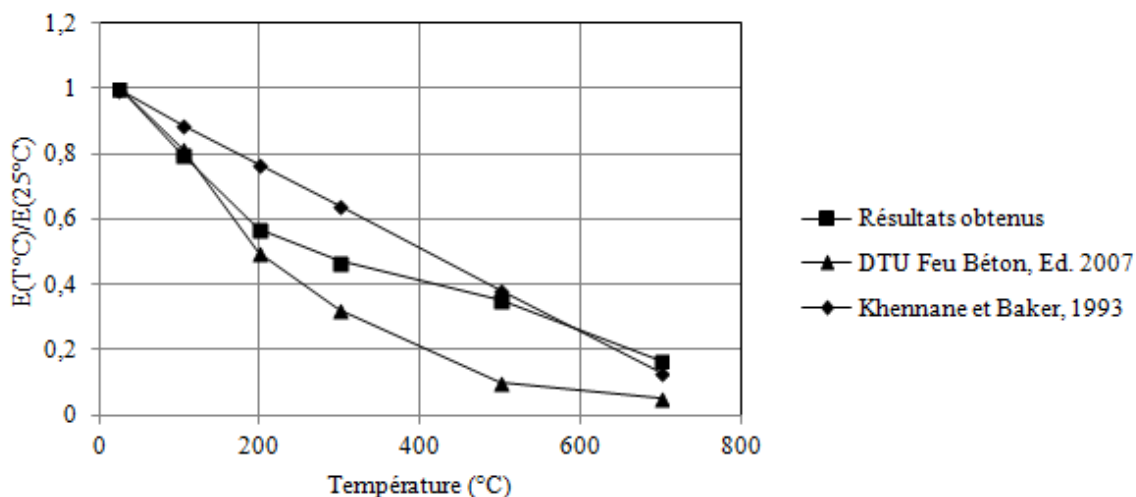


Figure V.30 : Evolution du module d'Young en fonction de la température. Résultats obtenus par micro-indentation et comparaison avec la littérature

V.5 Conclusion

Cette partie présente une campagne expérimentale de micro-indentation menée sur une matrice cimentaire entourée par des granulats. L'application de la technique d'indentation a permis d'identifier différentes phases de la matrice cimentaire et de déterminer les modules élastiques de chaque phase. Un modèle numérique a été développé pour valider les paramètres élastiques et pour évaluer les paramètres associés à la loi de comportement de chaque phase. La corrélation finalement obtenue entre le modèle numérique et l'expérience permet de conclure sur la faisabilité de la méthodologie. Ensuite l'essai de micro-indentation est mené sur des échantillons de béton ayant subi une élévation de température. L'analyse statistique sur un grand nombre de points permet de remonter à un module d'élasticité moyen. La décroissance du module d'Young avec la température a ainsi été déterminée.

Conclusions générales et perspectives

Conclusion générale

Ce travail de thèse est consacré au développement d'une démarche de simulation de type béton numérique et d'une approche expérimentale pour investiguer le comportement du béton en lien avec l'auréole de transition. D'un point de vue de la modélisation, le béton est représenté comme un matériau modèle, tri-phasique, composé de granulats sphériques, d'une matrice (le mortier) et de l'auréole de transition. L'interface matrice/granulats est modélisée en prenant en compte un contact parfait et un contact glissant avec frottement. Après la construction d'un volume élémentaire représentatif du béton en compression et en traction, la modélisation numérique est d'abord validée mécaniquement en comparant les modules élastiques obtenus avec le modèle proposé et ceux évalués avec les modèles analytiques de Christensen et Lo et de Hashin et Monteiro. Le modèle est ensuite utilisé pour analyser le comportement inélastique du béton. Les résultats des simulations montrent une influence négligeable de la zone de transition autour des granulats sur le comportement global en compression du béton. En revanche, une influence significative de la nature du contact matrice/granulats est démontrée lorsqu'un glissement entre la matrice et les granulats est pris en compte. Une analyse locale de la répartition des contraintes dans le matériau composite permet d'expliquer les résultats obtenus. L'application du modèle à l'étude de l'influence de la nature des granulats a révélé que, parmi les trois types de granulats étudiés, seuls les granulats calcaires pouvaient augmenter les caractéristiques mécaniques du composite. Les granulats siliceux et, plus encore, les granulats plastiques provoquent une diminution non négligeable du module d'Young et de la résistance à la compression du béton en raison de leur faible adhérence avec la matrice.

La proposition d'une méthodologie basée sur des campagnes expérimentales de micro-indentation et de la modélisation numérique de l'essai, a permis d'accéder aux caractéristiques intrinsèques élastiques et plastiques de la matrice cimentaire enrobant les granulats. La bonne corrélation des résultats expérimentaux et numériques a permis de conclure sur la faisabilité de la démarche adoptée.

L'essai de micro indentation a par ailleurs été appliqué sur des échantillons de béton ayant subi une élévation de température. L'analyse statistique sur un grand nombre de points a permis de remonter à un module réduit moyen. La décroissance du module d'Young avec la température a ainsi été déterminée.

Ce travail de recherche a ouvert de nombreuses pistes de développement aussi bien sur l'aspect numérique qu'expérimental.

Perspectives

Différentes perspectives peuvent être envisagées à la suite de ce travail de thèse. On va les énumérer dans l'ordre chronologique des chapitres de ce manuscrit, le développement du béton numérique, ensuite l'étude de l'influence de la zone de transition et de l'adhérence matrice/granat sur le comportement global du béton et enfin le couplage de l'essai de micro-indentation et la simulation numérique pour la détermination des propriétés de la matrice cimentaire enrobant des granulats.

Nous avons choisi de développer l'outil numérique en travaillant sur un matériau modèle, avec une structure granulaire caractérisée par la répétition d'une maille élémentaire, pour maîtriser la position des différentes phases et pour analyser plus facilement la répartition des contraintes à l'intérieur du matériau. Une perspective intéressante serait de développer l'outil avec d'autres formes de granulats : des formes idéalisées (cubique, elliptique...) ou des formes réelles présentant des aspérités et pouvant être obtenues par tomographie ou analyse d'images.

Dans ce manuscrit, nous avons utilisé l'outil numérique pour étudier l'effet de la zone de transition et de l'interface matrice/granat sur le comportement mécanique du béton. Ces deux aspects pourraient être combinés pour traiter le cas d'une interface possédant une adhérence avec les granulats pouvant s'endommager.

Par ailleurs, l'outil pourrait être utilisé pour l'étude de l'influence de la zone de transition sur les propriétés de transport (perméabilité) du béton, sur le comportement du béton sous sollicitations thermiques. Plusieurs autres applications sont également possibles : précipitation de produits gonflants pour simuler l'effet de différentes pathologies comme la réaction alcali-silice ou la formation d'ettringite différée.

L'essai de micro-indentation est couplé avec un modèle numérique pour déterminer les caractéristiques des différentes phases de la matrice enrobant les granulats. Un béton ordinaire avec un rapport $E/C = 0.5$ et un ciment de type CEMI ont été utilisés. Il serait intéressant d'appliquer la méthodologie avec des bétons fabriqués avec d'autres types de ciment et avec d'autres rapports E/C , mais aussi utiliser d'autres types de bétons comme les bétons autoplacants. Ce travail pourrait être complété par des démarches expérimentales pour estimer plus précisément les conditions de frottement entre l'indenteur et la surface indentée, et optimiser certains paramètres de la simulation.

La démarche couplée expériences-simulation mise au point pourrait par ailleurs être appliquée à d'autres échelles d'étude afin d'identifier des propriétés homogénéisées ou, au contraire, des propriétés de phases pures.

Table des illustrations

<i>Figure I. 1 : schéma illustrant la démarche de modélisation multi-échelle adoptée dans la plateforme [Kam 2007].....</i>	<i>13</i>
<i>Figure I. 2: section 2D de la microstructure 3D de la pâte de ciment [Kam 2007].....</i>	<i>14</i>
<i>Figure I. 3: image 2D de la microstructure 3D du mortier [Kam 2007]</i>	<i>15</i>
<i>Figure I. 4: méthodologie multi-échelle et caractéristiques de chaque phase [Ber 2012]</i>	<i>15</i>
<i>Figure I. 5: évolution du module d'Young de la pâte de ciment durcie en fonction de $(1 - f_{cap-p})$ [Ber 2012].....</i>	<i>17</i>
<i>Figure I. 6: courbes contrainte-déformation pour différents degrés d'hydratation [Ber 2012]</i>	<i>17</i>
<i>Figure I. 7: évolution de la résistance en traction de la pâte de ciment durcie en fonction de $(1 - f_{cap-p})$ [Ber 2012].....</i>	<i>18</i>
<i>Figure I. 8: comparaisons entre courbe expérimentale d'après [Ber 2008] et courbe numérique obtenue par la plateforme MuMoCC [Ber 2012]</i>	<i>19</i>
<i>Figure I. 9: évolution de courbe contrainte-déformation en fonction du degré d'hydratation [Ber 2012].....</i>	<i>19</i>
<i>Figure I. 10: évolution du module d'Young du mortier en fonction de la porosité [Ber 2012]</i>	<i>20</i>
<i>Figure I. 11: évolution de la résistance en compression du mortier en fonction de la porosité [Ber 2012].....</i>	<i>20</i>
<i>Figure I. 12: modèle de Barnes [Bar 1978].....</i>	<i>22</i>
<i>Figure I. 13: modèle de Zimmerman [Zim 1985]</i>	<i>23</i>
<i>Figure I. 14: modèle de Monteiro [Mont 1986]</i>	<i>23</i>
<i>figure I. 15: modèle de Bentur [Bent 1989].....</i>	<i>23</i>
<i>Figure I. 16: effet de l'âge et de la fumée de silice sur la porosité de l'ITZ [Scriv 1988]</i>	<i>24</i>
<i>Figure I. 17: porosité de l'ITZ [Yun 2013].....</i>	<i>25</i>
<i>Figure I. 18: évolution du volume de mercure dans les pores en fonction de la fraction volumique du sable [Olliv 1994].....</i>	<i>25</i>
<i>Figure I. 19: différence de porosité entre pâte simple et pâte dans le mortier.....</i>	<i>26</i>
<i>Figure I. 20: préparation d'éprouvettes mixte d'après Farran [Far 1956].....</i>	<i>26</i>
<i>Figure I. 21: variation de la concentration en C3S d'une pâte de ciment ordinaire coulée sur une surface plane d'un granulat ($E/C = 0.5$ après 10 jours) [olliv 1981]</i>	<i>27</i>
<i>Figure I. 22: distribution du ciment anhydre et degré d'hydratation calculé du béton âgé de 1 jour, 28 jours et 1 an [Scriv 1996].....</i>	<i>27</i>

<i>Figure I. 23: Interphase grain de sable de dolomite-pâte de ciment à 3 jours ; b) première zone de 10 μm adjacente à l'interface ; c) pores ; d) portlandite [Diam 2001].....</i>	<i>28</i>
<i>Figure I. 24: gradient du rapport CaO/SiO_2 en fonction de la distance de l'interface marbre-pâte de C3S à 28 jours [Yuan 1987].....</i>	<i>29</i>
<i>Figure I. 25: gradient du rapport CaO/SiO_2 en fonction de la distance à l'interface à 7 et 28 jours ($E/C = 0,4$).....</i>	<i>29</i>
<i>Figure I. 26: résultat en compression et en traction de béton à granulats sec et humide-surface mouillée [Cort 2010].....</i>	<i>30</i>
<i>Figure I. 27: images au MEB du béton de granulats humides-surface mouillée [Cort 2010]</i>	<i>31</i>
<i>Figure I. 28: Porosité dans la zone d'interface des mortiers avec $E/C = 0,55$ à 7 jours. [Am 2005]</i>	<i>31</i>
<i>Figure I. 29: observations au MEB des ITZ de granulats légers [Ke 2008]</i>	<i>32</i>
<i>Figure I. 30: imprégnation de la pâte dans le granulats de surface poreuse : a) Interface matrice/grulats ; b) périphérie du granulats ; c) milieu du granulats [Ke 2008].....</i>	<i>33</i>
<i>Figure I. 31: verrouillage mécanique entre la pâte et le granulats, infiltration de la pâte à la surface du granulats [Cui 2004]</i>	<i>33</i>
<i>Figure I. 32: zone d'interface entre un granulats d'argile expansée et la pâte de ciment dans un béton léger [Cui 2004]</i>	<i>34</i>
<i>Figure I. 33: microstructure de la zone d'interface granulats-matrice [Aïtcin 2003]</i>	<i>34</i>
<i>Figure I. 34: image obtenu par MEB illustrant la différence de distance entre les grains d'un béton fabriqué avec de gros granulats (gauche) et d'un béton fabriqué avec de petits granulats (droite). Les deux bétons ont la même fraction granulaire [Rang 2010].....</i>	<i>37</i>
<i>Figure I. 35: Module Elastique Dynamique en fonction de l'espacement entre les grains [Rang 2010].....</i>	<i>37</i>
<i>Figure I. 36: résistance en compression à 28 jours en fonction de l'espacement entre les grains [Rang 2010]</i>	<i>38</i>
<i>Figure I. 37 A: résistance en traction par fendage à 28 jours en fonction de l'espacement des grains [Rang 2010]</i>	<i>39</i>
<i>Figure I. 38B: résistance en traction par fendage à 57 jours en fonction de l'espacement entre les grains [Rang 2010]</i>	<i>40</i>
<i>Figure I. 39: modèle composite à 4 phases [Ram 1996].....</i>	<i>46</i>
<i>Figure I. 40: composition multi-phasique du béton numérique [Mounaj 2002]</i>	<i>48</i>

<i>Figure I. 41: Modèle de l'EPFL : représentation du VER généré par éléments finis pour les bétons [Huet 1999]. (a) maillage 3D des granulats. (b) décomposition de domaine</i>	48
<i>Figure I. 42: Modèle du NIST : image digitale d'un mortier avec des inclusions de granulats (gauche) [Garbo 2001]. (a) représentation schématique de la résolution d'un problème d'écoulement par éléments finis générés sur une image digitale (droite) [Garbo 1999].....</i>	49
<i>Figure I. 43: Modèle de TU Delft : représentation du VER de béton défini par une grille d'éléments finis [Stroeven 2004]</i>	50
<i>Figure I. 44: représentation schématique du dispositif expérimental de l'indentation expérimentée [Noura 2009]</i>	51
<i>Figure I. 45: courbe charge/décharge issue d'indentation : F_m est la charge maximale appliquée et h_e, h_m et h_r sont respectivement les profondeurs élastique, maximal et résiduelle.....</i>	52
<i>Figure I. 46: courbe charge/décharge issue d'indentation : méthode Olivier et Pharr</i>	53
<i>Figure I. 47: représentation schématique d'un contact Sphère rigide/plan (cas du contact de Hertz) [Noura 2009]</i>	54
<i>Figure I. 48: équivalence entre la décharge d'un indenteur de géométrie quelconque et celle de l'indenteur sphérique de même rayon [Noura 2009].....</i>	55
<i>Figure I. 49: courbe charge/décharge d'indentation: méthode de Doener et Nix.....</i>	55
<i>Figure II. 1: porosité de l'ITZ [Yun 2013].....</i>	62
<i>Figure II. 2: haute adhérence entre la matrice et les granulats calcaires [Kamali-Bernard et al 2014]</i>	63
<i>Figure II. 3: faible adhérence entre la matrice et les granulats siliceux [Kam 2014]</i>	63
<i>Figure II. 4: aucune adhérence entre la matrice et les granulats plastiques [Kam 2014].....</i>	63
<i>Figure II. 5: Exemple de maillage de la matrice et de l'ITZ (gauche) et assemblage avec les granulats (droite)</i>	66
<i>Figure II. 6: Présentation de la construction du béton numérique à trois phases.....</i>	66
<i>Figure II. 7: Présentation de la construction du béton numérique à deux phases.</i>	67
<i>Figure II. 8: exemple de contrainte-déformation du béton sous compression [Yu 2010]</i>	68
<i>Figure II. 9: diagramme-contrainte déformation pour la compression uni-axiale (CEB-FIP)</i>	70
<i>Figure II. 10: diagramme contrainte ouverture des fissures pour une traction uni-axiale.....</i>	71
<i>Figure II. 11: conditions aux limites du modèle : compression (gauche) et traction (droite). 75</i>	75
<i>Figure II. 12: influence du maillage sur la courbe contrainte-déformation.....</i>	76
<i>Figure II. 13: évolution de la contrainte au pic en fonction du maillage</i>	77

<i>Figure II. 14: modèle bi phasique utilisé pour la détermination du VER.....</i>	<i>78</i>
<i>Figure II. 15: différent volume élémentaire</i>	<i>79</i>
<i>Figure II. 16: effet du rapport L/D sur la courbe contrainte déformation du béton soumis à une compression uniaxiale</i>	<i>80</i>
<i>Figure II. 17: effet du rapport L/D sur la courbe contrainte déformation du béton soumis à de la traction</i>	<i>81</i>
<i>Figure III. 1: évolution du module d'élasticité en fonction du module des granulats, comparaison des résultats numériques avec ceux obtenus par le modèle analytique à deux phases de Christensen et Lo.....</i>	<i>89</i>
<i>Figure III. 2: évolution du module d'élasticité en fonction du module des granulats, comparaison des résultats numérique et ceux obtenus avec le modèle analytique à trois phase de Hashin et Monteiro.....</i>	<i>90</i>
<i>Figure III. 3: évolution des contraintes à l'intérieur du VER du béton avec prise en compte de l'ITZ.....</i>	<i>91</i>
<i>Figure III. 4: Courbes contraintes-déformations modélisées pour des valeurs de α différentes</i>	<i>93</i>
<i>Figure III. 5: Courbes contraintes-déformations numériques pour deux volumes d'ITZ.....</i>	<i>94</i>
<i>Figure III. 6: image obtenu par MEB illustrant la différence de la distance entre les grains d'un béton fabriqué avec de gros granulats (gauche) et d'un béton fabriqué avec de petits granulats (droite). Les deux bétons ont la même fraction granulaire [Rang 2010].....</i>	<i>95</i>
<i>Figure III. 7: Sollicitation en compression : Cartographie de fissuration (déformation principale maximale plastique) $\alpha = 1$</i>	<i>96</i>
<i>Figure III. 8: Sollicitation en compression : Cartographie de fissuration (déformation principale maximal) $\alpha = 1,75$.....</i>	<i>96</i>
<i>Figure III. 9: Cartographie de fissuration dans le plan (y, x), pour $\alpha = 1$ (gauche) et pour $\alpha = 1,75$ (droite)</i>	<i>97</i>
<i>Figure III. 10: Courbes contraintes-déformations modélisées en traction pour des valeurs de α différentes et $VITZ/Vmat = 4.13\%$</i>	<i>98</i>
<i>Figure III. 11: Courbes contraintes-déformations numériques pour deux volumes d'ITZ.....</i>	<i>98</i>
<i>Figure III. 12: Cartographie de l'endommagement en traction, pour $\alpha = 1$ (gauche) et pour $\alpha = 2$ (droite)</i>	<i>99</i>
<i>Figure III. 13: Courbes contraintes-déformations numériques avec prise en compte du frottement</i>	<i>100</i>

<i>Figure III. 14: évolution de la courbe contrainte déformation en fonction du module élastique des granulats avec prise en compte du coefficient de frottement.....</i>	<i>101</i>
<i>Figure III. 15: évolution de la courbe contrainte déformation en fonction du module élastique des granulats : contact parfait entre matrice et granulat</i>	<i>101</i>
<i>Figure III. 16: comparaison entre courbes contraintes-déformation obtenues avec un coefficient frottement nul et le modèle sans granulats.....</i>	<i>102</i>
<i>Figure III. 17: comparaison entre courbes contraintes-déformation obtenues avec 44% des granulats de contact non parfait et 100% de granulats de contact parfait</i>	<i>102</i>
<i>Figure III. 18: Évolution des contraintes à l'intérieur du VER de béton dans le cas d'un contact parfait (bas) et glissant avec frottement (haut).....</i>	<i>103</i>
<i>Figure III. 19: Courbes contraintes-déformations numériques avec prise en compte du frottement</i>	<i>104</i>
<i>Figure IV. 1: adhérence parfaite entre matrice et granulats calcaires</i>	<i>111</i>
<i>Figure IV. 2: adhérence non parfaite entre matrice et granulats siliceux. Ce contact sera de type glissant avec frottement</i>	<i>112</i>
<i>Figure IV. 3: adhérence non parfaite entre matrice et granulats plastiques. Ce contact sera glissant avec quasi-absence de frottement.</i>	<i>113</i>
<i>Figure IV. 4: composants du modèle utilisé pour les granulats calcaires.....</i>	<i>114</i>
<i>Figure IV. 5: composants du modèle utilisé pour les granulats siliceux et plastiques.....</i>	<i>114</i>
<i>Figure IV. 6: Influence de granulats calcaires sur la courbe contrainte-déformation.....</i>	<i>116</i>
<i>Figure IV. 7: courbes contrainte-déformation. Influence de α.....</i>	<i>116</i>
<i>Figure IV. 8: Résultats pour différentes valeurs de coefficient de frottement (agrégats siliceux)-Comparaison avec un contact parfait.</i>	<i>118</i>
<i>Figure IV. 9: Influence des agrégats plastiques (polycarbonates). Résultats pour diverses valeurs du coefficient de frottement</i>	<i>119</i>
<i>Figure V. 1: Image en électron rétrodiffusé d'une pâte de ciment : A grain de ciment anhydre ; B HD C-S-H ; C LD C-S-H ; D monosulfoaluminate ou AFm [Diam 2006]</i>	<i>124</i>
<i>Figure V. 2: Eprouvette parallélépipédique (a) et condition de stockage en dessiccateur ...</i>	<i>126</i>
<i>Figure V. 3: Machine de nano-indentation.....</i>	<i>127</i>
<i>Figure V. 4: Dépouillement de l'essai de micro-indentation. Obtention de la raideur et de la profondeur de contact.</i>	<i>128</i>
<i>Figure V. 5: Zone testée et numérotation des indents.....</i>	<i>129</i>
<i>Figure V. 6: image de la zone indentée obtenue par Microscope Electronique à Balayage. 130</i>	
<i>Figure V. 7: micro analyse sur un point appartenant au granulat entouré par la matrice... 130</i>	

<i>Figure V. 8: micro analyse sur un point appartenant à une particule de sable dans la matrice</i>	131
<i>Figure V. 9: micro analyse sur un point appartenant au clinker</i>	131
<i>Figure V. 10: micro analyse sur un point appartenant aux C-S-H</i>	132
<i>Figure V. 11: Résultats de micro-indentation. Evolution du module élastique E (haut) et de l'enfoncement maximal hmax (bas) en fonction du numéro de l'indent.</i>	133
<i>Figure V. 12: Nombre de points par intervalle de valeurs de profondeur maximale d'enfoncement (a) et de module d'Young (b). Comparaison avec la loi normale.</i>	134
<i>Figure V. 13: résultats de la déconvolution: différents composants de la matrice</i>	135
<i>Figure V. 14: courbes expérimentales représentatives des différentes phases de la matrice :</i>	138
<i>Figure V. 15: vue en plan du maillage utilisé pour simuler l'essai de microindentation</i>	140
<i>Figure V. 16: vue en 3D du maillage utilisé pour simuler de l'essai de microindentation</i>	141
<i>Figure V. 17: évolution de la courbe force déplacement : effet du coefficient de frottement</i>	143
<i>Figure V. 18: évolution de la courbe force déplacement : effet de l'angle de dilatation ψ</i>	143
<i>Figure V. 19: L'évolution de la courbe force déplacement : effet de l'excentricité ϵ</i>	144
<i>Figure V. 20: évolution de la courbe force déplacement : effet de l'excentricité f_b/f_{co}</i>	145
<i>Figure V. 21: évolution de la courbe force déplacement : effet du coefficient K</i>	146
<i>Figure V. 22: évolution de la courbe force déplacement : effet de la viscosité</i>	147
<i>Figure V. 23: courbes expérimentale et numérique des LD C-S-H après identification paramétrique</i>	150
<i>Figure V. 24: courbe expérimentale et numérique des HD C-S-H après identification paramétrique</i>	150
<i>Figure V. 25: courbes expérimentale et numérique de la portlandite CH après identification paramétrique</i>	151
<i>Figure V. 26: courbes expérimentale et numérique du sable après identification paramétrique</i>	151
<i>Figure V. 27: courbes expérimentale et numérique des anhydres après identification paramétrique</i>	152
<i>Figure V. 28: procédure d'échauffement des différents échantillons</i>	154
<i>Figure V. 29: Zone indentée sur échantillon traité à 105°C. Présence d'une fissure traversante</i>	154
<i>Figure V. 30 : Evolution du module d'Young en fonction de la température. Résultats obtenus par micro-indentation et comparaison avec la littérature.</i>	155

Table des tableaux

<i>Tableau I. 1: composition minéralogique du ciment [Kam 1999].....</i>	<i>12</i>
<i>Tableau I. 2: composition du mortier [Kam 1999].....</i>	<i>12</i>
<i>Tableau I. 3: Module de Young et coefficient de Poisson utilisés dans la plateforme MuMoCC [Ber 2008] [Kam 2004]</i>	<i>16</i>
<i>Tableau I. 4: propriétés mécaniques des grains de sable [Ber 2012]</i>	<i>18</i>
<i>Tableau I. 5: classe granulaire, surface spécifique, espacement entre les grains de sables utilisés dans les bétons [Rang 2010].....</i>	<i>36</i>
<i>Tableau I. 6: Composition des trois types de pour des rapports E/C égale à 0.3 et 0.5 [Rang 2010]</i>	<i>36</i>
<i>Tableau I. 7: propriétés du béton mesurées à des âges différents de 28 jours [Rang 2010] ..</i>	<i>39</i>
<i>Tableau II. 1: coefficient α_F pour estimer w_c.....</i>	<i>72</i>
<i>Tableau II. 2: porosités du mortier seul, de la matrice loin du granulat et de la zone de transition</i>	<i>73</i>
<i>Tableau II. 3: influence du maillage</i>	<i>76</i>
<i>Tableau III. 1: données d'entrée utilisées dans les calculs du module élastique Ces deux modèles analytiques ont été présentés dans le chapitre I :</i>	<i>88</i>
<i>Tableau III. 2: valeurs des propriétés mécaniques utilisées dans la simulation (porosité calculée avec la formule de Dridi. R_c et E sont déduits de l'équation de Bernard (Eq. II.26) et du modèle du CEB-FIP</i>	<i>92</i>
<i>Tableau III. 3: valeurs des propriétés mécaniques utilisées dans la simulation (porosité calculée avec la formule de Dridi. R_c (résistance en compression), R_t (résistance en traction) et E sont déduits de l'équation de Bernard (Eq. II.26) et du modèle du CEB-FIP.....</i>	<i>95</i>
<i>Tableau III. 4: Évolution du module élastique global du béton en fonction du coefficient de frottement matrice/granulats.....</i>	<i>100</i>
<i>Tableau III. 5 : Évolution du module élastique global du béton en fonction du coefficient de frottement matrice/granulats.....</i>	<i>100</i>
<i>Tableau IV. 1: valeurs des propriétés mécaniques utilisées dans la simulation ($\nu = 0.2$ pour les différentes phases)</i>	<i>115</i>
<i>Tableau V. 1: paramètres identifiés après l'application de la méthode itérative inverse. Le rapport f_b/f_{c0} est demeuré égal à 1.16</i>	<i>149</i>

Références bibliographiques

A

[Abaq 2004] ABAQUS Analysis user's manuel, version 6.5 2004.

Abaq 2013] ABAQUS Analysis user's manuel, version 6.5 2013.

[Abou 1991] J. Aboudi, 1991. A Unified Micromechanical Approach, Mechanics of Composite Materials, Elsevier.

[Aden 1992] F. Adenot, durabilité du béton ;caractérisation et modélisation des processus physiques et chimiques de dégradation du ciment, ph.D Thesis, université d'Orléans, France, 1992.

[Ack 199] F.-J. Ulm, P. Acker, M. Lévy, The « Chunnel » fire. II: Analysis of concrete damage, Journal of Engineering Mechanics, ASCE 125 (3) (1999) 283-289].

[Ack 2001] P. Acker ; micromechanical analysis of creep and shrinkage mechanisms. In : Ulm, F.-J., Bazant, Z.P., Wittmann, F.H (Eds), Creep, Shrinkage and durability Mechanics of Concrete and other quasi-brittle Material, Elsevier, Oxford, UK, Cambridge, MA.

[Ait 2003] P.C.Aitcin. The durability characteristics of high performance concrete : a review Cement and concrete Composites, 25:409-420,2003

[Am 2005] Amir, Elsharief, Cohen, Menashi D. et Olek, Jan, 2005. Influence of lightweight aggregate on the microstructure and durability of mortar. Cement and Concrete research, 345(7), pp.1368-1376.

[Andr 1983] Andrieux, A. 1983. Un modèle de matériau microfissuré. Application aux roches et aux béton. Thèse de Doctorats, Ecole Nationale des ponts et chaussés

B

[Bar 1978] Barnes, M.S., Diamond, S. and Dolch, W.L., 1978. The contact zone between Portland cement paste and glass aggregate surface. Cement and Concrete Research, 8, pp. 233-244.

[Bash 2005] Basheer, L., P. Long, A., 2005. Influence of coarse aggregate on the permeation, durability and the microstructure characteristics of ordinary Portland Cement concrete. Construction and Building Materials. Pp.682-690

[Baz 1996] Z.P. Bazant, M.F Kaplan, Concrete at High Temperatures : Material Properties and Mathematical Models, Longman, Longman, London, England, 1996.

[Bent 2000] D.P Bentz, CEMHYD3D: a three-dimensional cement hydration and microstructure development modeling package. Version 2.0, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, 2000.

[Ber 2008]] F. Bernard, S. Kamali Bernard, W . Prince Cement and Concrete Research 38 (4) (2008) 449-458.

[Ber 2012] F. Bernard, S. Kamali Bernard . Predicting the evolution of mechanical and diffusivity properties of cement pastes and mortars for various hydration degrees – A numerical simulation investigation. Computational Materials Science 61 (2012) 106-115.

[Born 2001]: M. Bornet, T. Bretheau et P. Gilormini, 2001. Homogénéisation en mécanique des matériaux 1 : Matériaux aléatoire élastiques et milieux périodiques. Hermès Science.

C

[Caill 2003] G. Cailletaud, S. Forest, D. Jeulin, F. Feyel, I. Galliet, V. Mounoury, S. Quilci, Some elements of microstructural mechanics, Computational Materials Science 27 (3) (2003) 351-374.

[CEB 1990] CEB-FIP Model code 1990, Design code. Thomas Telford services, 1990.

[Christ 1979] R.M.Christinsen and K.H.Lo, J.Mech.Phys.Solids., 27,315(1979).

[Coh 1994] M.D.Cohen, A.Goldman and W.F Chen.Cem.Concr.Res, 24,95 (1994).

[Comb 2009] I. Comby-Peyrot, F.Bernard, P.-O. Bouchard, F. bay, E. Garcia-Daz, Application to the Alkali-Silica reaction, Computational Materials Science 46 (2009) 1163-1177.

[Cons 2004] G. Constantinides, F,-J. Ulm, the effect of two types of CSH on the elasticity of cement-based materials: results from nanoindentation and micromechanical modeling, Cement Concrete Research 34 (1) (2004) 67-80

[Cons 2006] Constantinides G, Chandran KSR, Ulm Fj. Van Vliet Kj. Grid indentation analysis of composite microstructure and mechanics: principles and validation. Mater Sci Eng Strcut Mater Prop Microstruct Process 2006; 430: 189.

[Cort 2010] CortAs, R. , Rozière, E.and Loukili, A., 2010. Effet du taux de saturation des granulats sur le retrait du béton. In XXVIIIèmes rencontres universitaires de génie civil. La Bourboule, pp. 642-651.

[Cott 1982] Cottin B , Marcdargent S., Cariou B., Réaction entre granulats actifs et pâte de ciment hydratée. Colloque International Toulouse France 17-18-19 Novembre 1982.

[Const 2006] G. Constantinides, F.-J. Ulm, the nanogranular nature of C-S-H, Journal the mechanics and physics of solids, In Press (available online Sep. 1, 2006)

[Cui 2004] Cui, Lo et T Y. Effect of porous lightweight aggregate on strength of concrete . Materials Letters, 58(6), pp.916-919

D

[Diam 1986] Diamond S., The microstructure of cement paste in concrete, in proceeding of the 8th international of the chemistry of cement, Rio de Janerio, Brazil, vol. 1, 1986, pp. 122-147.

[Diam 2001] Diamond, Sidney, 2001. Considerations in image analysis as applied to investigations of the ITZ in concrete. Cement and Concrete Research, 23.

[Diam 2004] Diamond, Sidney, 2004. The microstructure of cement paste and concrete – a visual primer. Cement and Concrete Composites, 26(8), pp.919-933.

[Diam 2006] S. Diamond, K. O. Kjølsssen. Resolution of fine fibrous C-S-H in backscatter SEM examination. Cement and Concrete Composites, 28: 130-132, 2006

[Dri 2008] W. Dridi, Analytical modeling of the coupling between microstructure and effective diffusivity of cement-based materials, in: E. Schlangen et al (eds). Proceedings of Int. RILEM Symposium on concrete Modelling- CONMOD 08, Delft, 2008, pp.233-241

[Drug 1996] Drugan WJ, Willis JR. A micromechanics-based nonlocal constitutive equation and estimates of representative volume element size for elastic composites. J Mech Phys Solids 1996;44(4):497–524.

E

[Elsh 2005] Elsharief, Amir, Menashi D. and Olek, Jan, 2005. Influence of lightweight aggregate on the microstructure and durability of mortar. Cement and Concrete Research 35(7). Pp 1368-1376

F

[Ber 2008]] F. Bernard, S. Kamali Bernard, W . Prince Cement and Concrete Research 38 (4) (2008) 449-458.

[Far 1953] J.Farran, C.R Seances Acad.Sci., paris 237 (1953) 73

[Far 1956] J.Farran- Contribution minéralogique à l'étude de l'adhérence entre les constituants hydratés des ciment et les matériaux enrobés. Revue des matériaux de construction n° 490-491-492-1956.

G

[Garb 2007] Garboczi, S.P , Z. Sun E.J, Shah. Modeling the Elastic Properties of concrete Composites, Cement and Concrete Composites . Vol. 29. No. 1. 2007. Pp. 22-38

[Garb 1991] Garboczi and Bentz, 1991. A digitized simulation model for microstructural development. Advances in cementitious Materials, pp.211-226.

[Garb 1998] Garboczi and Bentz, 1998. Multi-Scale analytical/numerical theory of the diffusivity of concrete. Advanced Cement-Based Materials, 8: 77-88.

[Garb 1999] Garboczi ; E., and Bentz, D. 1998. Percolation aspects of cement paste and concrete-properties and durability. Pages 147-164. American concrete Institute Spring Convention.

[Garb 1999] Garboczi, E. and Berryman, J. (2001). Elastic moduli of a material containing composite inclusions: effective medium theory and finite element computations. Mechanics of Materials, 33(8) : 455-471.

[Ghab 2010] S. Ghabezloo; Association of macroscopic laboratory testing and micromechanics modeling for the evaluation of the poroelastic parameters of a hardened cement paste. Cement and Concrete Research 40 (2010) 1197-1210.

[GIT 2007] Gitman I.M., Askes H., Sluys L.J., Representative volume: Existence and size

[Gu 2013] X. Gu, L. Hong, Z. Wang and F. Lin, Experimental study and application of mechanical properties for the interface between cobblestone aggregate and mortar in concrete, Construction and Building Materials 46 (2013) 156-166.

[Guid 1994] Guidoum, A . simulation numérique 3D des comportements des bétons en tant que composite granulaires. Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1999.

H

[Hann 2011] Hannawi.K. Conception, caractérisation physico-mécanique et durabilité de nouveaux matériaux de construction à caractère environnemental : application dans la technologie des constructions. Thèse soutenue le 7 septembre 2011.

[Hash 1983] Hashin Z. Analysis of composite materials – a survey. J Appl Mech 1983;50:481–505.

[Hash 1963] Z.Hashin and S.Shtrikman, *J.Mech.Phys.Solids.*, 11,127 (1963).

[Hash 2002] Hashin, P.J.M.Monteiro, an inverse method to determine the elastic properties of the interphase between the aggregate and the cement paste, *Cem.Concr.Res.*32 (2002) 1291-1300.

[Head 2008] Head, M.K., Wong, H.S. and Buenfeld, N.R., 2008. Characterizing aggregate surface geometry in thin-sections of mortar and concrete. *Cement and Concrete Research*, 38(10), pp.1227-1231.

[Hema 2007] Hemavibool, S., 2007. The microstructure of synthetic aggregate produced from waste materials and its influence on the properties of concrete. Thèse de Doctorat, University of Leeds, UK.

[Hema 2007] Hemavibool, S., 2007. The microstructure of synthetic aggregate produced from waste materials and its influence on the properties of concrete. Thèse de Doctorat, university of Leeds, UK.

[Hert 1896a]. H. Hertz ; on the contact of elastic solids. *J. reine Angew Math* 92 (1881) 156-171. Translated and reprinted in English. In hertz's miscellaneous papers. London : Macmillan&Co. , 1896 (chapter 5 et 6).

[Hib 2005 A] Hibbit, Karlson, Sorensen, Abaqus Inc (Ed). *Abaqus User's Manuel*, Version 6.5, 2005, U.S.A.

[Hib 2005 B] Hibbit, Karlson, Sorensen, Abaqus Inc (Ed). *Abaqus Theory Manuel*, Version 6.5, 2005, U.S.A.

[Hill 1976] Hillerborg A., Modeer M., Petersson P.E., « Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements », *Cement and Concrete Research*, n°6, 1976, p. 773–782.

[Huet 1999] Huet, C. Coupled size and boundary-condition effects in viscoelastic heterogeneous and composite bodies. *Mechanics of Materials*, 31 (12) : 787-829

[Hus 2003] M. Husem. The effect of bond strengths between lightweight and ordinary aggregate-mortar, aggregate-cement paste on the mechanical properties of concrete. *Materials Science and Engineering a structural Materials properties Microstructure and processing*, (2003),363 (1-2), pp. 152-158

J

[Joa 2007] M. Joachim, Fissuration des mortier en couches Minces-effects de l'hydratation, du séchage et de Carbonatation

K

[Kam 1999] S. Kamali, identification de la loi de comportement mécanique d'un mortier lixivié par du nitrate d'ammonium. Ecole Normale Supérieure de Cachan France, Master report (in French), 1999.

[Kam 2004] S. Kamali Bernard, M. Moranville, E. Garboczi, S. Prené, B. Gérard, Hydrate dissolution influence on the Young's modulus of cement pastes, In : Proceedings of the 5th International Conference on fracture Mechanics of Concrete and concrete Structures, 2004, pp. 631-638.

[Kam 2007] S. Kamali Bernard, F. Bernard, W. Prince, M. Hjjaj. Modélisation tridimensionnelle et Multi échelle du comportement des matériaux cimentaires-application à la lixiviation. 25 e rencontres de l'AUGC, 23-25 Mai 2007, Bordeaux.

[Kam 2014] K.B Siham, K. Dame, B. Fabrice. Effect of aggregate type on the concrete matrix/aggregate interface and its influence on the overall mechanical behavior. A numerical study. Key Engineering Materials Vol. 617 (2014) pp 14-17.

[Ke 2008] Ke, Y., 2008. Caractérisation du comportement mécanique des bétons de granulats légers : expérimentation et modélisation. Thèse de Doctorat, Université de Cergy-Pontoise.

[Keind 2014] D. Keinde, S. Kamali-Bernard, F. Bernard and I. Cisse. Effect of the interfacial transition zone and the nature of the matrix-aggregate interface on the overall elastic and inelastic behavior of concrete under compression: a 3D numerical study. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2014 2014.

[Khen 1992] A. Khennane, G. Baker, plasticity models for the biaxial behavior of concrete at elevated temperatures, Computational Methods of Applied Mechanics and Engineering 100 (1992) 207-223.

[Kup 1969] Kupfer H., Hilsdorf HK. Rusch H. behavior of concrete under biaxial stresses. ACI J 1969; 66: 656-66



L

[Larb 1991] J.A.Larbi, 1991. The cement paste-aggregate interfacial zone in concrete. Thèse de Doctorat; University of Delft, Netherlands.

[Le Bell 2001] C. Le Bellégo, Couplage chimie mécanique dans les structures en béton armé attaquées par l'eau, Etude expérimental et analyse numérique. LMT-ENS de Cachan, France, PhD Thesis (in French) 2001.

[Lee 2008] Lee K.M., Park J.H., A numerical model for elastic modulus of concrete

considering interfacial transition zone, *Cem. Concr. Res.* (2008) 396-402.

[Lee 1998] Lee J, Fenves GL. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *J Eng Mech, ASCE* 1998 ; 124 (8) : 892-900.

[Loub 1984] J. L. Loubet, J.M. Geoges, O. Marchesini et G. Meille. Vickers indentation Curves of Magnesium Oxide (MgO). *Journal of Tribology*, vol 106 (1984) pp. 43-48.

[Lubl 1989] Lubliner J, Oliver J, Oller S, Onate E.A A plastic-damage model for concrete. *Int J Solid Struct* 1989; 25:299-329.

M

[Maek 2003] Maekawa K, Pimanmas A, Okamura H. Nonlinear mechanics of reinforced concrete. Spon Press ; 2003.

[Mal 1992] Y.Malier. les bétons hautes performance : caractérisation, durabilité, applications. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2^{ème} édition, 1992.673p.

[Mar 1987] Marigo, J., Mialon, P., Michel, J., and Suquet, P. 1987. Plasticité et homogénéisation : un exemple de prévision des charges limites d'une structure hétérogène périodique. *Journal de mécanique théorique et appliquée* 6(1) : 47-75.

[Maz 1984] Mazars, J. Application de mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie.

[Mind 2003] S. Mindess, J.F. Young, D. Darwin, *Concrete*, 2nd ed, Prentice Hall, Upper Saddle River, Nj, 2003, pp. 305-306.

[Mont 2002] P.J.M Monteiro, Z. Hashin, An inverse method to determine the elastic properties of the interphase between the aggregate and the cement paste , *Cement paste, Cement and Concrete Research* 32 (8) (2002) 1291-1300.

[Mori 1973] Mori, T., Tanaka, K., Average stress in matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions, *ACTA Metallurgica*, 21, P571-574, 1973.

[Mounaj 2001] Mounajed, G, Conception et développement du modèle aléatoire béton numérique dans le code de calcul aux e.f. symphonie. Rapport de recherche cstb, CSTB, 2001.

[Mounaj 2002] Mounajed, G, Exploitation du nouveau modèle béton numérique dans symphonie : Concept, homogénéisation du comportement thermomécanique des BHP et simulation de l'endommagement thermique. Cahiers du CSTB 3421, CSTB, 2002

N

[NGU 10] Nguyen V.P., Lloberas-Valls O., Stroeven M., Sluys L.J., On the existence of representative volumes for softening quasi-brittle materials – A failure zone averaging scheme, *Comp. Methods in App. Mech. and Eng.*, 199(45–48) (2010) 3028-3038

[Nico 2012] Nicolas San, R.andProvis, J., 2012. Etude de l'interface granulats/liant dans des mortier au laitier active par des alcalins. In *nouveaux matériaux et durabilité*. Pp.138-148.

[Nils 1992] A.J. Nilson, P.J.M Monteiro, *Concrete : a three phase material*, *Cement and Concrete Research* 23 (1) (1993) 147-151.

[Nour 2009] O. Noura . Caractérisation mécanique de systèmes film-substrat par indentation expérimentée (nanoindentation) en géométrie sphère-plan. Thèse soutenue en 2009

O

[Ol 1981] Ollivier, J.P. Contribution à l'étude de l'hydratation de la pâte de ciment Portland au voisinage des granulats. Thèse Toulouse 1981.

[Ol 1984] W.C Olivier and J.B. Pethica; Method for continuous determination of the elastic stiffness of contact between two bodies; US Patent No. 4848141 (1984).

[Ol 1992] W.C Olivier, G.m. Pharr, An improved technique for determining hardness and elastic modulus using load and displacement sensing indentation experiments. *J. Mater. Res.* 7 (6) (1992) 1564-1583

[Ol 1994] Olivier J.P, Mazo J.C, and Bourdette B., *Interfacial Transition Zone in Concrete*. Laboratoire Matériau et Durabilité des constructions; Toulouse , France 1994.

[Ozt 1987] E. Oztekin. La résistance du béton en relation avec la résistance du mortier et l'adhérence mortier-granat. In *porosité et propriétés des matériaux*. Premier congrès international de la RILEM. Versailles, France.

P

[Perr 1999] Perraton D., Aïtcin P, Carles-Gilbergues A., mesures de la perméabilité aux gaz des bétons : perméabilité apparente et perméabilité intrinsèque. Parti II-étude de l'influence de la taille des éprouvettes et de la variabilité des résultats dans le cas d'un BHP, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, vol.221, 1999, pp, 79-87.

[Peth 1981] J.B, Pethica ; Ion Implantation into metals, Proceedings of the 3rd international Conference on Modification of surface Properties of Metals by Ion Implantation, Manchester, (1981) 147.

[Peth 1983] J.B Pethica, R. Hutchings, et W.C.Olivier, Philosophical Magazine, Vol A48(4) (1984) pp. 593-606.

R

[Ram 1996] G.Ramesh, E.D.Sotelino, W.F.Chen, effect of transition zone on elastic moduli of concrete materials, Cem. Concr.Resh.26 (1996) 611-622.

[Rang 2010] Prasada Rao Rangaraju, Jan Olek, Sidney Diamond, An investigation into the influence of inter-aggregate spacing and the extent of the ITZ in properties of Portland cement concretes. Cement and Concrete Research 40 (2010) 1601-1608.

S

[Scriv 1988] Scrivener, K.L.; Pratt, P.L. In proceedings of the 8th International Congress of the Chemistry of Cement, Rio de Janeiro III; 1986; pp 466-471.

[Scriv 1988] Scrivener ; K.L. ; Gartner, E.M. In Bonding in Cementitious Composites ; Mindess, S.; Shah, S.P, Eds. ; 1988, pp 77-85

[Sidn 1992] Snyder, K.A ; Bentz, D.P. ; Garboczi, E.J. ; Winslow ; D.N. In Interfaces in cementitious Composites. RILEM Int. Conf. Toulouse; Maso, J.C., Ed. 1992; pp 259-268.

[Scriv 1996] Scrivener, K.L and Pratt, P.L., 1996. Characterisation of interfacial microstructure in ; Interfacial Transition Zone in concrete J.C. Maso, ed., London: E FN Spon.

[Scriv 1999] K.L , Scrivener, Characterization of the ITZ and its quantification by test methods, in: M.G. Alexander, G. Arliguie, G. Ballivy, A. Bentur, J. Marchand (Eds), Engineering and Transport properties of the ITZ in cementitious Composites, RILEM Publications S.A.R.L, Paris, 1999, pp. 3-18, RILEM Report 20.

[Sned 1965] I. N. Sneddon, the relation between load and penetration in the axisymmetric Boussinesq problem for a punch of arbitrary profile; Int. J. Eng. Sci. 3 (1965) 47.

[Stro 1999] Stroeven, M., Askes, H., and Sluys, L. Computational Methods in Applied Mechanics and Engineering, 193 :3221-3238 (2004).

[Stro 2004] Stroeven, M., Askes, H., and Sluys, L. Computational Methods in Applied Mechanics and Engineering, 193 :3221-3238.

T

[Trt 2011] Pietro Lura ; Pavel Trtik ; Beat Münch Validity of recent approaches for statistical nanoindentation of cement pastes Cement and Concrete Composites 33 (2011) 457-465

[Tru 1997] Trusov PV, Keller IE. The theory of constitutive relations. Part I. Perm: Perm State Technical University; 1997 [in Russian].

U

[Ulm 1999] F.-J. Ulm, O. Coussy, Z.p. Bazant, Te « Chunnel » fire. I : Chemoplastic softening in rapidly heated concrete, Journal of Engineering Mechanics, ASCE 125 (3) (1999) 272-282]

[ULM 2007] The nanogranular behavior of CSH at elevated temperature (up to 700° C) Cement and Concrete Research 37 (2007) 1-12

V

[Van 1997] van Mier JGM. Fracture processes of concrete. USA: CRC Press, Inc.; 1997.

[Vel 2001] Velez K, Maximilien S, Damidot D, Fantozzi G; Sorrentino F. Determination by nanoindentation of elastic modulus and hardness of pure constituents of portland cement clinker . Cem Concr Res 2001; 31:555-61.

W

[wins 1993] D.N. Winslow, M.D. Cohen, D.P. Bentz, K.A. Snyder, E.J. Garboczi, Percolation and pore structure in mortars and concrete, Cement and Concrete Research 24 (1) (1993) 25-37.

[Will 2005] K. Willam, I. Rhee, Y. Xi, Thermal degradation of heterogeneous concrete materials, Journal of Materials in Civil Engineering, (2005)ASCE 17 53° 52005° 276-285

[Wolf 1988] S. Wolfram, Mathematica, Addison-Wesley (1988).

Y

[Yu 2010] T. Yu, J.G. Teng, Y.L. Wong, S.L. Dong, finite element modeling of confined concrete-II: Plastic-damage model . Engineering Structure 32 (2010) 680-691.

[Yuan 1987] Yuan, C.Z and Odler; I., 1987. The interfacial zone between marble and tricalcium silicate paste. Cement and Concrete Research, 17(5), pp.784-792.

[Yun 2013] Yun Gao, Geert De Schutter, Guang Ye, Haoliang Huang, Zhijun Tan, Kaiwu. Characterisation of ITZ in ternary blended cementitious composites : Experiment and simulation. Construction and Building Materials. 23 decembre 2013.

Z

[Zao 1997] A. Zaoui, 1997. Matériaux hétérogènes et composites. Ecole polytechnique.

[Zheng 2005] J.J. Zheng, C.Q. Li, X.Z. Zhou, Thickness of interracial transition zone and cement content profiles around aggregate , Magazine of concrete Research 7 (7) (2005) 397-406.

[Zim 1985] Zimbelman, R., 1985. A contribution to the problem of cement –aggregate bond. Cement and Concrete Research, 15, pp.801-808.

[Zoh 2001] Zohdi T.I., Wriggers P., Computational micro-macro material testing, Comput. Methods Eng. 8(2) (2001) 131-228

AVIS DU JURY SUR LA REPRODUCTION DE LA THESE SOUTENUE

Titre de la thèse:

Etude du béton à l'échelle mesoscopique: simulation numérique et test de micro-indentation

Nom Prénom de l'auteur : KEINDE DAME

Membres du jury :

- Monsieur LOUKILI Ahmed
- Monsieur BERNARD Fabrice
- Madame KAMALI-BERNARD Siham
- Monsieur CISSE Ibrahima Khalil
- Monsieur GARCIA-DIAZ Éric
- Monsieur DIOP Mouhamadou Bassir

Président du jury : *Ahmed Loukili*

Date de la soutenance : 16 Décembre 2014

Reproduction de la these soutenue

Thèse pouvant être reproduite en l'état

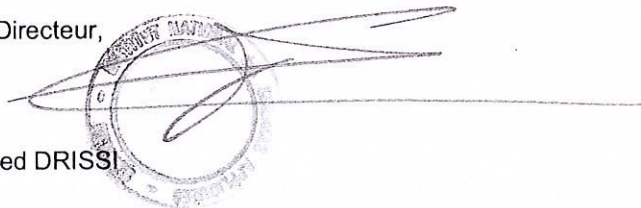
~~Thèse pouvant être reproduite après corrections suggérées~~

Fait à Rennes, le 16 Décembre 2014

Signature du président de jury

A. Loukili

Le Directeur,



M'hamed DRISSI

Résumé

Abstract

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde. C'est un matériau composite hétérogène constitué par un squelette granulaire, enrobé dans une pâte de ciment hydraté. Cette pâte présente une microstructure différente à proximité des granulats délimitant ainsi une zone appelée « Auréole de transition ».

Malgré les nombreux efforts fournis par la communauté scientifique internationale pour explorer ce matériau complexe, il reste toujours des zones d'ombres pour maîtriser les propriétés intrinsèques des trois phases qui le composent mais aussi l'influence de chacune d'elles sur le comportement global du matériau.

L'objectif de cette thèse est, d'abord, d'étudier l'effet de la zone de transition et de la nature des granulats sur le comportement global du béton et, enfin, de caractériser la matrice cimentaire. Le point de départ est l'utilisation du MEB (Microscope Electronique à Balayage) pour analyser la zone de transition, ce qui a permis de voir que cette zone est fortement influencée par la nature des granulats et que la qualité de l'adhérence matrice/granulats n'est pas toujours parfaite. Un béton numérique 3D est ensuite développé dans le code de calcul aux Eléments Finis Abaqus pour quantifier l'effet de la zone de transition et de l'interface matrice/granulats sur les propriétés mécaniques du béton. Les résultats des simulations ne montrent pas d'influence de la zone de transition autour des granulats sur le comportement global en compression du béton. En revanche, une influence significative de la nature du contact matrice/granulats est démontrée lorsqu'un glissement entre la matrice et les granulats est pris en compte.

Dans le but de trouver les propriétés de la matrice cimentaire qui enrobe les granulats, l'essai de micro-indentation est couplé avec une simulation numérique. La corrélation finalement obtenue entre le modèle numérique et l'expérience a permis de conclure sur la faisabilité de la méthodologie adoptée. En dernier lieu, l'essai de micro-indentation est appliqué sur des échantillons de béton afin d'étudier l'effet de l'incendie sur les propriétés de la matrice cimentaire.

Mots-clés: Béton, échelle mesoscopique, simulation numérique, homogénéisation, interface, auréole de transition, microindentation

Concrete is a construction material the most widely used. This is a heterogeneous composite material consisting of a granular skeleton embedded in a hydrated cement paste. This paste has a different microstructure near aggregates thus defining an area called « Interfacial Transition Zone ».

Despite the many efforts by the international scientific community to explore this complex material, there are still shadow areas to control the intrinsic properties of the three phases that compose but also the influence of each on the overall behavior of material.

The objective of this thesis is, first, to study the effect of the transition zone and the nature of the aggregates on the overall behavior of concrete, and finally to characterize the cement matrix.

The starting point is the use of SEM (Scanning Electron Microscope) to analyze the transition zone, which enabled us to see that this area is strongly influenced by the nature of the aggregates and the quality of adhesion matrix / aggregates is not always perfect. A 3D numerical concrete is then developed in the computation code Finite Element Abaqus to quantify the effect of the transition zone of the matrix and / aggregate interface on the mechanical properties of the concrete. The simulation results showed no influence of the transition region around the aggregates on the overall behavior of the concrete in compression. However, a significant influence on the nature of the contact matrix / aggregates is demonstrated when a sliding between the matrix and the aggregate is taken into account.

In order to find the properties of the cementitious matrix which coats the aggregate, the micro-indentation test is coupled to a numerical simulation. Finally obtained the correlation between the numerical model and the experiment was concluded on the feasibility of the methodology adopted.

Finally, the micro-indentation test is applied on concrete samples in order to study the effect of the fire on the properties of the cementitious matrix.

Keywords: Concrete, mesoscopic scale, numerical simulation, homogenization, interface, transition zone, micro-indentation