



**HAL**  
open science

# Caractérisation expérimentale et modélisation multi-échelle des propriétés mécaniques et de durabilité des bétons à base de granulats recyclés

Ayodele Adessina

► **To cite this version:**

Ayodele Adessina. Caractérisation expérimentale et modélisation multi-échelle des propriétés mécaniques et de durabilité des bétons à base de granulats recyclés. Matériaux. Université Paris-Est, 2018. Français. NNT : 2018PESC1100 . tel-02084033

**HAL Id: tel-02084033**

**<https://pastel.hal.science/tel-02084033>**

Submitted on 29 Mar 2019

**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 DE DOCTORAT

présentée pour l'obtention du diplôme de

**Docteur**

de l'Université Paris-Est

Spécialité : Structures et Matériaux

par

**AYODELE ADESSINA**

**Caractérisation expérimentale et modélisation  
multi-échelle des propriétés mécaniques et de  
durabilité des bétons à base de granulats recyclés.**

soutenue le 14 Novembre 2018 devant le jury composé de :

<b>Président</b>	: Jian-Fu Shao, Université de Lille
<b>Rapporteurs</b>	: Djimédo Kondo, Université Pierre et Marie Curie (UPMC) : Farid Benboudjema, Ecole Normale Supérieure (ENS Cachan)
<b>Examineurs</b>	: Albert Giraud, Université de Lorraine
<b>Encadrants</b>	: Amor Ben Fraj, Cerema : Jean-François Barthélémy, Cerema : Camille Chateau, Laboratoire Navier (ENPC) : Denis Garnier, Laboratoire Navier (ENPC)
<b>Directeur de thèse</b>	: Luc Dormieux, Laboratoire Navier (ENPC)

---

## Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Prof. Jian-Fu Shao d'avoir accepté présider le jury de cette thèse. Mes remerciements vont également aux professeurs Djimédo Kondo et Farid Benboudjema qui ont eu la lourde mission de rapporter cette thèse. Merci également au Prof. Albert Giraud pour sa participation à ce jury de thèse.

Je profite de ces lignes pour adresser toute ma gratitude au Prof. Luc Dormieux qui a bien accepté diriger ce travail de recherche. Ses propositions ainsi que la pertinence de ses remarques ont contribué à la réalisation de ce travail.

C'est aussi le lieu de remercier Amor Ben Fraj, qui m'a initié au travail expérimental. Je salue son sens pédagogique et sa disponibilité en tant qu'encadrant de thèse. Ses remarques et suggestions ont été déterminantes dans l'accomplissement du volet expérimental de ce travail. Je profite de la même occasion pour adresser mes remerciements à Camille Chateau et Denis Garnier pour leur disponibilité et leur encadrement dans la partie nanoindentation de ce travail.

Mes sincères remerciements vont également à Jean-François Barthélémy qui a encadré le volet modélisation de ce travail. Sa rigueur, son sens pédagogique et surtout la pertinence de ses propositions tout au long de ce travail ont permis d'aborder la problématique étudiée sous plusieurs angles. Certains de ces suggestions constituent d'ailleurs des pistes sérieuses à aborder dans mes futures recherches.

Merci également à Francis Lavergne pour ses apports et ses dépannages en informatique. Je remercie également Cyrille Some pour son soutien. Je ne saurais finir sans remercier les équipes de techniciens des différents laboratoires où je suis passé. Merci donc à Jérôme Carriat et Florencio Thalardière du laboratoire Eco-matériaux (Cerema IdF) pour leur assistance dans le suivi de certains de mes essais. Merci également à Jean-Marc Plessier ex-ingénieur de recherche au laboratoire Navier pour son assistance. Mes remerciements vont également à l'ingénieur Xie Shouyi du laboratoire LaMcube de Lille pour les essais de microindentation réalisés dans leur équipe sous l'autorisation du Prof. Jian-Fu Shao.

Enfin, je remercie tous les amis rencontrés durant ce parcours ; je pense particulièrement à Rachida Idir, Laura Andrieux, Steven Gautier, Laurent De Marco, Géraldine Piot, Hamza Tazi sans oublier tous les doctorants et chercheurs des différents laboratoires où ce travail de thèse m'a conduit.

---

## **Résumé**

Ce travail de thèse combine des approches expérimentales et théoriques visant à caractériser les propriétés mécaniques et de durabilité des bétons à base de granulats recyclés. La première partie est consacrée à la quantification de l'effet des granulats recyclés sur les propriétés mécaniques et de durabilité de ces bétons. Les résultats montrent que les propriétés mécaniques et de durabilité des bétons à base de granulats recyclés sont sensibles non seulement aux propriétés physiques des granulats recyclés mais aussi à leur quantité au sein de la microstructure. Par ailleurs, une caractérisation des propriétés mécaniques locales grâce aux essais de nanoindentation et microindentation a aussi été entreprise ; ce qui a permis d'avoir accès aux propriétés mécaniques des phases telles que les zones d'interface ou encore l'ancien mortier. La deuxième partie est une approche consacrée à l'établissement des modèles multi-échelles en mesure de rendre compte des propriétés macroscopiques (mécanique et de diffusion) des bétons à base de granulats recyclés en tirant profit des informations recueillies sur la microstructure (observation au microscope, nano et microindentation,...). Une prise en compte du caractère complexe des granulats recyclés a aussi été abordée dans ce développement théorique. Enfin, une comparaison des résultats des modèles avec ceux expérimentaux est présentée puis discutée dans ce travail.

**Mots clés** : granulats recyclés, béton, indentation, homogénéisation, élasticité, ITZ, durabilité, éléments finis.

## **Abstract**

This thesis combines experimental and theoretical approaches to characterize the mechanical and durability properties of recycled aggregate concretes (RAC). The first part of the work is devoted to the quantification of the impact of recycled concrete aggregates on the mechanical and durability properties of RAC. The results show that mechanical and durability properties of recycled aggregate concretes depend not only on their content but also on their physical and mechanical properties. Furthermore, statistical indentation technique is used to capture the local mechanical properties of phases in the microstructure of RAC such as the interfacial transition zones and the attached mortar. The second part of this study deals with the multi-scale modeling of the mechanical and the durability properties of RAC. The main purpose of this theoretical work is to establish models capable to predict the macroscopic behaviour based on the available information on the microstructure (obtained by optical microscopy or through indentation technique). The established models take into account the complex structure of the recycled concrete aggregates. Finally, the results of the models are compared to experimental data for discussion.

**Key words** : recycled aggregates, concrete, indentation, homogenization, elasticity, ITZ, durability, finite element.

---

# Table des matières

<b>1</b>	<b>Revue bibliographique</b>	<b>17</b>
1.1	Différents types de déchets du BTP . . . . .	18
1.2	Déchets de construction/ déconstruction (C&D) . . . . .	18
1.2.1	Production des granulats recyclés . . . . .	20
1.2.2	Usage et normes d'utilisation des granulats recyclés . . . . .	21
1.2.3	Impacts environnementaux . . . . .	22
1.2.4	Point sur les avancées dans le recyclage des déchets de C&D . . . . .	23
1.2.5	Freins au recyclage . . . . .	24
1.3	Propriétés des granulats recyclés . . . . .	25
1.3.1	Taille des granulats recyclés . . . . .	25
1.3.2	Masse volumique . . . . .	26
1.3.3	Absorption d'eau et porosité . . . . .	27
1.3.4	Résistance à la fragmentation et à l'usure . . . . .	27
1.4	Propriétés macroscopiques des bétons recyclés . . . . .	27
1.4.1	Propriétés mécaniques . . . . .	28
1.4.2	Retrait . . . . .	29
1.4.3	Propriétés de transfert . . . . .	31
1.5	Microstructure des bétons recyclés . . . . .	36
1.5.1	Les différentes phases dans la microstructure d'un béton recyclé . . . . .	36
1.5.2	Influence de la nature des granulats sur les propriétés de l'ITZ . . . . .	40
1.5.3	La pâte de ciment . . . . .	41
1.6	Conclusion . . . . .	50
<b>2</b>	<b>Matériaux et méthodes</b>	<b>53</b>
2.1	Les constituants des bétons fabriqués . . . . .	53
2.1.1	Le ciment . . . . .	54
2.1.2	L'adjuvant . . . . .	54

2.1.3	L'eau . . . . .	54
2.1.4	Le sable et les granulats . . . . .	54
2.2	Les propriétés des différents matériaux utilisés . . . . .	55
2.2.1	Masse volumique et absorption d'eau . . . . .	55
2.2.2	Résistance à la fragmentation et à l'usure . . . . .	57
2.2.3	Fraction volumique de l'ancien mortier . . . . .	57
2.3	Formules et fabrication du béton . . . . .	59
2.3.1	Fabrication des bétons . . . . .	60
2.3.2	Essais à l'état frais . . . . .	61
2.3.3	Essais à l'état durci . . . . .	62
<b>3</b>	<b>Comportement macroscopique des bétons à base de granulats recyclés :</b>	
	<b>Résultats et interprétations</b>	<b>69</b>
3.1	Introduction . . . . .	70
3.2	Propriétés physiques et mécaniques des bétons fabriqués . . . . .	70
3.2.1	Affaissement . . . . .	70
3.2.2	Masse volumique . . . . .	71
3.2.3	Retrait . . . . .	71
3.2.4	Résistance à la compression . . . . .	74
3.2.5	Module d'élasticité . . . . .	75
3.2.6	Résistance à la traction par fendage . . . . .	77
3.3	Propriétés de durabilité des bétons à base de granulats recyclés . . . . .	78
3.3.1	Porosité à l'eau . . . . .	78
3.3.2	Diffusion des ions chlorures . . . . .	78
3.3.3	Carbonatation . . . . .	80
3.4	Effet du rapport $e/c$ sur les propriétés macroscopiques des BGR . . . . .	81
3.4.1	Compensation de la résistance à la compression . . . . .	81
3.4.2	Effet du rapport $e/c$ sur le module d'élasticité . . . . .	82
3.4.3	Effet du rapport $e/c$ sur le retrait . . . . .	83
3.4.4	Effet du rapport $e/c$ sur la diffusion des ions chlorures . . . . .	83
3.4.5	Effet du rapport $e/c$ sur la profondeur de carbonatation . . . . .	85
3.5	Conclusion . . . . .	85
<b>4</b>	<b>Approche d'indentation multi-échelle sur les bétons à base de granulats recyclés</b>	<b>91</b>
4.1	Introduction . . . . .	91
4.2	Indentation des matériaux hétérogènes . . . . .	93
4.2.1	Expérience de Gedanken [30, 31] . . . . .	93
4.2.2	Exemple de la pâte de ciment . . . . .	94

4.2.3	Critères de rugosité . . . . .	95
4.3	Indentation des phases dans la microstructure des BGR . . . . .	96
4.3.1	Objectifs et démarche suivie . . . . .	96
4.3.2	Préparation des échantillons . . . . .	99
4.3.3	Dispositifs d'indentation . . . . .	103
<b>5</b>	<b>Propriétés des phases dans la microstructure des BGR : Résultats et interprétations</b>	<b>107</b>
5.1	Propriétés élastiques des granulats . . . . .	108
5.2	Propriétés élastiques des zones d'interface . . . . .	110
5.2.1	Technique de déconvolution . . . . .	111
5.2.2	Test sur une pâte de ciment à 90 jours . . . . .	112
5.2.3	Propriétés des phases dans les zones d'interface . . . . .	113
5.3	Micro-indentation sur l'ancien mortier . . . . .	115
5.4	Un point sur les zones fragilisées (visibles) . . . . .	117
5.5	Conclusion . . . . .	117
<b>6</b>	<b>Quelques rappels sur l'approche de changement d'échelles</b>	<b>121</b>
6.1	Introduction . . . . .	121
6.2	Les différentes étapes de l'homogénéisation en élasticité linéaire . . . . .	122
6.2.1	La représentation . . . . .	123
6.2.2	La localisation . . . . .	123
6.2.3	L'homogénéisation . . . . .	125
6.2.4	Problème d'Eshelby [48] . . . . .	125
6.2.5	Quelques cas particuliers . . . . .	127
6.3	Schémas d'homogénéisation . . . . .	127
6.3.1	Schéma dilué . . . . .	128
6.3.2	Schéma de Mori-Tanaka . . . . .	128
6.3.3	Schéma auto-cohérent . . . . .	129
6.4	Homogénéisation des propriétés de diffusion . . . . .	130
<b>7</b>	<b>Vers une modélisation des propriétés effectives des BGR : Étude paramétrique</b>	<b>133</b>
7.1	Introduction . . . . .	135
7.2	Prise en compte de la nature composite des granulats en élasticité linéaire .	136
7.2.1	Reformulation du problème d'inclusion [13] . . . . .	137
7.2.2	Application à une inclusion sphérique homogène . . . . .	139
7.2.3	Convergence du modèle corrigé et non corrigé . . . . .	140
7.2.4	Application à une inclusion composite . . . . .	142



7.2.5	Effet de la distribution des phases dans l'inclusion composite . . . . .	143
7.3	Notion d'inclusion homogène équivalente en élasticité . . . . .	146
7.3.1	Inclusion composite sphérique à deux couches concentriques . . . . .	147
7.3.2	Inclusion composite complexe : approche par éléments finis . . . . .	149
7.4	Propriétés effectives élastiques . . . . .	150
7.4.1	Effet du contraste et de la distribution des phases . . . . .	151
7.4.2	Prise en compte des ITZ . . . . .	152
7.5	Propriétés de diffusion . . . . .	156
7.5.1	Problème d'inclusion complexe en diffusion : correction de la condition aux limites . . . . .	156
7.5.2	Exemple sur une inclusion imperméable à interface diffusive . . . . .	158
7.6	Notion d'inclusion équivalente en diffusion . . . . .	160
7.6.1	Inclusion composite concentrique à deux couches . . . . .	160
7.6.2	Inclusion composite non concentrique . . . . .	161
7.7	Propriétés effectives de diffusion . . . . .	162
7.7.1	Effet des propriétés de diffusion des phases . . . . .	162
7.7.2	Substitution des inclusions homogènes par des inclusions composites	164
<b>8</b>	<b>Propriétés effectives des BGR : prédictions des modèles &amp; résultats expérimentaux</b>	<b>167</b>
8.1	Introduction . . . . .	167
8.2	Représentation de la microstructure associée aux BGR . . . . .	168
8.3	Estimation des propriétés élastiques des ITZ . . . . .	169
8.4	Estimation du module d'élasticité effectif des BGR . . . . .	170
8.5	Inclusion homogène équivalente . . . . .	172
8.6	Estimation du coefficient de diffusion effectif des BGR . . . . .	174
8.7	Effet du rapport $e/c$ sur les propriétés de diffusion . . . . .	176
8.8	Effet de la configuration des inclusions sur les propriétés de diffusion . . . . .	177
8.9	Conclusion . . . . .	179

## Notations et Abréviations

$\mathbf{X}$  tenseur d'ordre 1

$\mathbf{X}$  tenseur d'ordre 2

$\mathbb{X}$  tenseur d'ordre 4

$\delta_{ij}$  symbole de Kronecker

$\delta_{ij} = 1$  si  $i = j$ ;  $\delta_{ij} = 0$  si  $i \neq j$

$\mathbf{X}_1 \cdot \mathbf{X}_2$  produit contracté entre deux tenseurs

$\mathbf{X}_1 : \mathbf{X}_2$  produit doublement contracté entre deux tenseurs

$\mathbb{X}_1 :: \mathbb{X}_1$  produit quatre fois contracté entre deux tenseurs

$\mathbf{X}_1 \otimes \mathbf{X}_2$  produit tensoriel de deux tenseurs

$\mathbf{X}_1 \overset{s}{\otimes} \mathbf{X}_1$  produit tensoriel symétrisé de deux vecteurs  $(\mathbf{X}_1 \otimes \mathbf{X}_2 + \mathbf{X}_2 \otimes \mathbf{X}_1)/2$

$\text{tr}\mathbf{X}$  trace d'un tenseur d'ordre 2 ( $\text{tr}\mathbf{X} = \mathbf{1} : \mathbf{X}$ ).

$\mathbf{X}_{\text{dev}}$  : partie déviatorique d'un tenseur d'ordre 2.  $\mathbf{X}_{\text{dev}} = \mathbf{X} - \frac{1}{3}(\text{tr}\mathbf{X})\mathbf{1}$ .

$\mathbf{1}$  tenseur identité d'ordre 2

$\mathbb{I}$  tenseur identité d'ordre 4 sur l'espace des tenseurs d'ordre 2 symétriques :  $\mathbb{I}_{ijkl} = (\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk})/2$  et pour tout tenseur  $\mathbf{X}$  symétrique  $\mathbb{I} : \mathbf{X} = \mathbf{X}$

$\mathbb{J}$  tenseur d'ordre 4 extrayant la partie sphérique d'un tenseur d'ordre 2 symétrique :

$\mathbb{J} = \frac{1}{3}\mathbf{1} \otimes \mathbf{1}; \forall \mathbf{A}$  symétrique,  $\mathbb{J} : \mathbf{X} = \frac{1}{3}(\text{tr}\mathbf{X})\mathbf{1}$

$\mathbb{K}$  : tenseur d'ordre 4 extrayant la partie déviatorique d'un tenseur d'ordre 2 symétrique.

$\mathbb{K} = \mathbb{I} - \mathbb{J}, \mathbb{K} : \mathbf{X} = \mathbf{X}_d$

$\text{grad } X$  : gradient d'un champ scalaire

$\text{grad } \mathbf{X}$  : gradient d'un champ de vecteur

$\text{div } \mathbf{X}$  : divergence d'un champ de vecteur

$\text{div } \mathbf{X}$  : divergence d'un tenseur du second ordre

**GN** : Granulat naturel

**GR** : Granulat recyclé ou granulat de démolition

**BGR** : Béton à base de granulats recyclés

**C&D** : Construction et Déconstruction

**CSH** : Silicates de Silicium Hydratés

**Fig.** : Figure

**Tab.** : Tableau

$C[r]$  : béton contenant  $r$  % de substitution des granulats naturels par des granulats recyclés. Par abus de langage et dans un souci de simplification, nous désignerons sous l'appellation **bétons recyclés** les bétons contenant du sable et (ou) des granulats recyclés.

## Introduction

Les grands défis écologiques du 21<sup>e</sup> siècle obligent les pouvoirs publics et les professionnels du BTP<sup>1</sup> à repenser leur politique d'urbanisation et de gestion durable des ressources naturelles. En effet, à l'instar de la plupart des ressources naturelles (minerais, pétroles, eau,...), le béton fait partie des matériaux les plus consommés au monde ; ce qui n'est pas sans effet sur les gisements de granulats ou de sable qui interviennent directement dans la fabrication des bétons. Les carrières de granulats devenant de plus en plus rares alors que le besoin ne cesse de croître, les professionnels du secteur se trouvent donc confrontés à l'épineuse question de matériaux alternatifs pour anticiper l'épuisement de ces ressources naturelles.

D'un côté, l'essor démographique et économique de la plupart des pays conduit les pouvoirs publics à entreprendre des projets d'aménagement (construction des ponts, des routes, des édifices publics,...) pour faire face aux besoins croissants des populations. Ainsi, de grands projets de rénovation ou de construction voient le jour avec de plus en plus d'édifices en béton. Les professionnels du BTP, surexploitent les carrières de granulats disponibles et se trouvent très souvent face à des pénuries de matières premières. Cette situation les oblige le plus souvent à acheminer ces ressources naturelles sur de longues distances (depuis les nouvelles carrières jusqu'aux chantiers), ce qui accroît l'impact environnemental sans oublier le caractère onéreux de ces procédés. Selon l'UNPG<sup>2</sup>, la production française de granulats naturels a connu une baisse de 26% ces dernières années passant ainsi de 446 millions de tonnes produits en 2007 à 330 millions de tonnes en 2016 ([39]) et selon les professionnels du secteur, cette tendance n'est pas prête à s'inverser dans les prochaines années .

D'un autre côté, la démolition des édifices en fin de service ou leur rénovation ne cesse de générer des déchets de plus en plus croissants. Selon un récent rapport du ministère français de l'environnement paru en 2017 ([37]), le secteur du BTP a produit 227.5 millions de tonnes de déchets en 2014. La grande partie (80%) de ces déchets sont constituées de déchets inertes<sup>3</sup> dont la gestion constitue un défi écologique et économique pour les collectivités locales.

Face à ce dilemme, l'idée du recyclage du béton (qui constitue néanmoins une part non négligeable des déchets du BTP) a vu le jour et se répand progressivement comme une alternative crédible pour parer d'une part, à l'épuisement des ressources naturelles (sable et granulats) et d'autre part, pour faire face aux contraintes environnementales et économiques qu'engendre la gestion des déchets du BTP. Cependant, cette pratique doit

---

1. BTP : Bâtiments et Travaux Publics  
2. UNPG : Union Nationale des Producteurs de Granulats  
3. déchets inertes : ce sont des déchets qui ne se décomposent pas, ne brûlent pas et ne produisent aucune réaction physique ou chimique

encore faire face à un environnement normatif assez restrictif qui n'autorise pas à ce stade une substitution au delà de 20% des granulats naturels par des granulats recyclés dans la fabrication des bétons pour bâtiment (norme EN 206/CN) [10]. De plus, l'usage des granulats recyclés dans les bétons hautes performances demeure à ce jour interdit compte tenu de la méconnaissance du comportement à long terme des bétons contenant ce type de granulats, notamment en contact avec les agents agressifs.

## Objectifs et plan de la recherche

L'adoucissement de la législation concernant l'utilisation des quantités élevées de granulats recyclés dans les bétons pour bâtiment ou dans les bétons hautes performances (BHP) passera par des recommandations basées sur des résultats scientifiques. Ces derniers devront porter aussi bien sur les propriétés en général des bétons recyclés que sur leur comportement à long terme. Ce travail s'inscrit dans une logique qui vise à apporter une contribution à la mise en place d'arguments scientifiques en mesure de faire évoluer les pratiques ainsi que la réglementation sur l'usage des granulats de démolition. De façon plus explicite, l'objectif visé dans ce travail est de créer une cohérence entre le comportement macroscopique des bétons recyclés d'une part et d'autre part, les propriétés intrinsèques des différentes phases dans la microstructure des BGR (à l'échelle microscopique et nanoscopique). En clair, il s'agira d'apporter des tentatives de réponse à la question : "Comment les propriétés microstructurales influencent t-elles le comportement macroscopique des bétons à base de granulats recyclés?". Pour aborder cette problématique, trois axes complémentaires ont été définis :

- **Première partie**

Elle vise à quantifier l'impact de la substitution des granulats naturels par les granulats recyclés, sur le comportement macroscopique des bétons. Pour ce faire, une caractérisation des granulats (naturels et recyclés) au préalable sera nécessaire. Ensuite différents essais aussi bien mécaniques que de durabilité seront menés sur des bétons contenant différents taux de granulats recyclés (0, 20, 40, 60, 80, 100%). Cette partie servira donc à quantifier l'impact des différents taux de substitution sur le comportement macroscopique (résistance à la compression, résistance à la traction, module d'élasticité, résistance à la diffusion des ions chlorures ou encore à la carbonatation) des bétons.

- **Deuxième partie**

Cette partie vise à recueillir des informations sur la microstructure des bétons recyclés. Concrètement, il s'agit de déterminer les propriétés mécaniques intrinsèques

des différentes phases dans la microstructure de ces matériaux (granulats, zones d'interface, ancien mortier) . Pour y parvenir, des essais de nanoindentation et de microindentation seront menés dans les différentes phases évoquées. Ces résultats seront combinés à ceux obtenus par analyse d'image (Microscope optique, Microscope à Force Atomique (AFM)) et permettront non seulement de caractériser la microstructure de ces bétons mais aussi et surtout serviront de paramètres d'entrée aux modèles micromécaniques ; modèles qui feront l'objet de la troisième partie.

- **Troisième partie**

Cette dernière partie est consacrée à la modélisation multi-échelles des propriétés mécaniques et de transfert des bétons à base de granulats recyclés. En effet, en se basant sur les informations recueillies sur la microstructure principalement (confère la deuxième partie), il s'agira de rendre compte des propriétés effectives ( donc macroscopiques) des bétons pour différents taux de substitution. A cet effet, une première étude paramétrique sera nécessaire pour évaluer la sensibilité des propriétés effectives par rapport aux paramètres comme la morphologie des granulats recyclés (ici considérés comme des inclusions composites), leurs propriétés mécaniques ainsi que celles des zones d'interface. Ensuite la modélisation proprement dite sera abordée avec comme paramètres d'entrée les résultats de la deuxième partie. Cette phase sera suivie d'une comparaison des prédictions des modèles avec les résultats expérimentaux obtenus à l'échelle macroscopique . L'objectif visé est de créer un ensemble cohérent entre d'un côté, les informations recueillies sur la microstructure et d'un autre côté, les données expérimentales sur le comportement macroscopique obtenues dans la première partie.

La mise en commun de ces différentes parties du projet devrait permettre de disposer d'arguments quantitatifs et qualitatifs pour expliquer le comportement macroscopique des bétons à base de granulats de démolition en s'appuyant sur les propriétés aussi bien mécaniques que de transfert des différentes phases présentes dans la microstructure.

## Structure du manuscrit

La première partie comprend trois chapitres :

**-Le chapitre 1** est une synthèse bibliographique sur le recyclage des bétons ainsi que sur l'étude du comportement macroscopique des bétons à base de granulats recyclés. Une description de la microstructure des bétons recyclés est aussi présentée.

**-Le chapitre 2** présente les matériaux ainsi que les protocoles expérimentaux suivis dans la réalisation des différents essais macroscopiques. Quelques informations sur la micro-

structure sont aussi fournies dans ce chapitre.

- **Le chapitre 3** résume les résultats des différents essais macroscopiques ainsi que les toutes premières interprétations.

La deuxième partie comprend deux chapitres :

- **Le chapitre 4** présente les généralités sur la technique d'indentation à différentes échelles ainsi que les dispositifs d'essai.

- **Le chapitre 5** est consacré aux essais d'indentation sur les différentes phases dans la microstructure des bétons fabriqués dans la première partie. Les propriétés mécaniques des phases comme les zones d'interfaces, les granulats, l'ancien mortier sont présentées et discutées dans ce chapitre.

La troisième partie est divisée en trois chapitres :

- **Le chapitre 6** présente brièvement les bases de l'homogénéisation linéaire ainsi que quelques schémas d'homogénéisation.

- **Le chapitre 7** est consacré à l'étude des paramètres comme la morphologie des granulats recyclés, les contrastes entre les phases, ainsi que l'impact des zones d'interfaces sur les propriétés effectives des bétons recyclés.

- **Le chapitre 8** aborde la modélisation des propriétés élastiques et de transfert des bétons recyclés. Les résultats des modèles sont comparés aux résultats expérimentaux présentés au chapitre 3 pour une discussion.



# Première partie

Du recyclage des bétons aux propriétés  
macroscopiques des bétons à base de granulats  
recyclés.





# Revue bibliographique

*Cette étude bibliographique sera consacrée dans un premier temps à la présentation de l'état du recyclage du béton; les avancées et les difficultés rencontrées. Dans un second temps, nous nous attellerons à la caractérisation des granulats recyclés ainsi qu'aux propriétés aussi bien mécaniques que de durabilité des bétons qui en sont issus. Une description de la microstructure des bétons à base de granulats recyclés sera aussi présentée.*

## Sommaire

---

<b>1.1</b>	<b>Différents types de déchets du BTP</b>	<b>18</b>
<b>1.2</b>	<b>Déchets de construction/ déconstruction (C&amp;D)</b>	<b>18</b>
1.2.1	Production des granulats recyclés	20
1.2.2	Usage et normes d'utilisation des granulats recyclés	21
1.2.3	Impacts environnementaux	22
1.2.4	Point sur les avancées dans le recyclage des déchets de C&D	23
1.2.5	Freins au recyclage	24
<b>1.3</b>	<b>Propriétés des granulats recyclés</b>	<b>25</b>
1.3.1	Taille des granulats recyclés	25
1.3.2	Masse volumique	26
1.3.3	Absorption d'eau et porosité	27
1.3.4	Résistance à la fragmentation et à l'usure	27
<b>1.4</b>	<b>Propriétés macroscopiques des bétons recyclés</b>	<b>27</b>
1.4.1	Propriétés mécaniques	28
1.4.2	Retrait	29
1.4.3	Propriétés de transfert	31
<b>1.5</b>	<b>Microstructure des bétons recyclés</b>	<b>36</b>

1.5.1	Les différentes phases dans la microstructure d'un béton recyclé	36
1.5.2	Influence de la nature des granulats sur les propriétés de l'ITZ	40
1.5.3	La pâte de ciment . . . . .	41
<b>1.6</b>	<b>Conclusion . . . . .</b>	<b>50</b>

---

## 1.1 Différents types de déchets du BTP

Les déchets du BTP résultent des activités liées à la construction, ou la rénovation des des bâtiments et des ouvrages d'art (ponts, chaussées, barrages). On distingue couramment trois catégories de déchets du BTP :

- **Les déchets inertes**

Ce sont des déchets qui ne subissent aucune modification physique, chimique ou biologique. Ils sont essentiellement constitués de béton, de mortiers ou encore de briques et représentent 94% des déchets du BTP.

Dans la suite de cette étude et par souci de simplification, nous désignerons cette catégorie de déchets sous l'appellation de déchets de construction & déconstruction ( déchets de C&D).

- **Les déchets non dangereux**

Ce sont des déchets qui, en raison de leur composition ne représentent aucun danger vis-à-vis de l'environnement et de la santé humaine. Ils sont essentiellement constitués de bois, du verre, des plastiques et proviennent essentiellement du secteur du bâtiment. Ils représentent 5% des déchets du BTP.

- **Les déchets dangereux**

De par leur toxicité, ils représentent une menace pour l'environnement ainsi que la biodiversité. Ce sont essentiellement des métaux lourds (amiante), et des produits chimiques de revêtement ( peinture , vernis ). Ils ne représentent qu'une infime partie des déchets du BTP (autour de 1%).

Le tableau 1.1 présente un résumé des principaux constituants des déchets du BTP :

## 1.2 Déchets de construction/ déconstruction (C&D)

On dénombre au moins trois principaux types de déchets de C&D suivant leurs sources :

	Bâtiment	Travaux publics
Déchets inertes	-Matériaux minéraux de démolition (gravats non pollués) -Bétons, briques, tuiles, céramiques carrelages -Laines minérales	-Terre, pierres naturelles et matériaux de terrassement non pollués -Mortiers et bétons -Bétons bitumineux et asphaltes coulés(sans goudrons)
Déchets non dangereux	-Cartons, plastiques, emballage -Métaux, bois non traités -verre, plâtre, textile, caoutchouc	-Cables, ferrailles, fils électriques, poteaux, béton, panneaux usagers tuyaux, plastiques, polystyrène
Déchets dangereux	-Peintures, vernis, huiles, solvants -Acides de décapage, produits chimiques divers, amiante et matériaux de construction à base d'amiante	-Hydrocarbures, goudrons, enduits ou béton bitumineux avec goudron -Sols mélangés avec du goudron colles, résines, adjuvants -Sols pollués

Tab. 1.1 – Composition des différents types de déchets du BTP [35]

- Les déchets de la route : ce sont essentiellement des déchets provenant de la démolition d'anciennes chaussées, des excédents de déblais, d'enrobés bitumineux ou de bétons. Ils sont facilement réutilisables comme couche d'assise dans le domaine des chaussées et par conséquent recyclables.
- Les déchets de démolition des ouvrages d'art : ce sont des déchets issus de la démolition des structures en béton armé. Le recyclage de ces déchets pose souvent des difficultés liées à la séparation du béton de l'acier. Néanmoins, ils sont bien prisés sur certaines plates-formes de recyclage destinées à la fabrication des granulats recyclés. En effet, du fait des bonnes performances de ces bétons, ils engendrent après recyclage des granulats recyclés dont les propriétés physiques et mécaniques sont nettement au-dessus de celles des granulats recyclés issus des autres sources.
- Les déchets de construction, de rénovation ou de déconstruction des bâtiments (maçonnerie) : ces derniers constituent une grande partie des déchets de C&D et contiennent des impuretés de divers sources (ferraille, verre, bois,...). Le tableau 1.2 donne un aperçu des quantités de ces différents types de déchets de C&D (en pourcentage volumique) dans quelques pays.

Les déchets cimentaires représentent une portion importante des déchets de C&D. Selon leurs origines, ces déchets commencent par être réutilisés comme couche d'assise dans les matériaux de chaussée, ou encore comme granulats recyclés pour ceux provenant

Matériau	France	Belgique	Grande-Bretagne	Irlande	Pays Bas
Béton	30	40	42	30	43
Maçonnerie	50	41	28	60	29
Asphalte	5	12	24	2	20
Autre	15	17	6	8	8

Tab. 1.2 – Composition des déchets de C&D en pourcentage volumique dans quelques pays [49].

des chantiers de démolition des ouvrages d’art. Cependant, le taux de recyclage de ces déchets de C&D reste encore tributaire de la méconnaissance du comportement à long terme des bétons à base de granulats recyclés (BGR) ainsi que des décisions des pouvoirs publics.

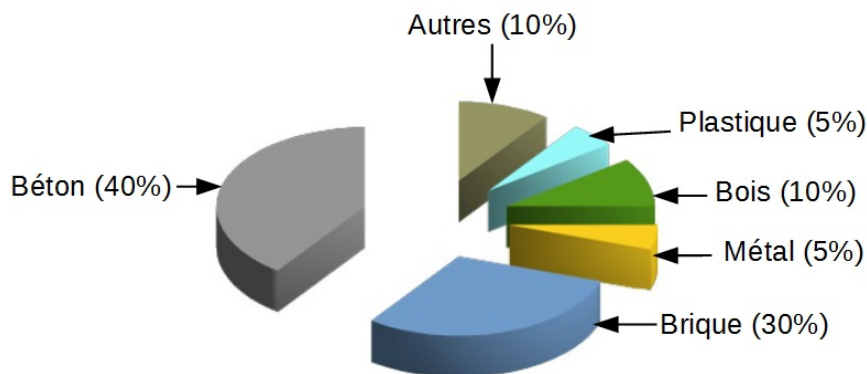


Fig. 1.1 – Répartition volumique (en %) des déchets du BTP [49]

### 1.2.1 Production des granulats recyclés

Les granulats de démolition ou granulats recyclés sont obtenus par recyclage des déchets C&D. Dans la pratique, ces déchets sont acheminés depuis les chantiers jusqu’aux plates-formes de recyclage où ils suivent différentes étapes bien établies.

**a-Concassage et déferailage :** ce processus consiste à soumettre les gros blocs de béton aux chocs mécaniques, les réduisant ainsi en des granulats relativement petits (entre 30 et 40mm de diamètre). Ce processus est souvent réalisé à l’aide des concasseurs à mâchoire ou à percussion disponibles sur les plates-formes de concassage. Au terme de ce premier processus, l’acier (pour ce qui est des bétons armés) peut être séparé du béton à l’aide d’un système magnétique

**b-Tri par flottaison :** cette étape s’effectue lors du lavage des granulats obtenus lors du premier concassage et permet de récupérer les impuretés comme le bois ou les plastiques.

En effet, du fait de leur faible densité (comparée à celles des granulats), ces impuretés remontent à la surface de l'eau une fois les granulats immergés, ce qui permet de les séparer facilement du béton.

**c- Concassage secondaire :** il permet de réduire la granulométrie des débris de bétons obtenus lors de la première étape. Ainsi, selon le type de concasseur on obtient à part les fines (sables recyclés) de tailles (0/4 mm), des granulats recyclés (4/12, 12/20 mm ou plus). Au terme de ce dernier processus, on obtient du sable et des granulats recyclés réutilisable comme granulats dans la fabrication de nouveaux bétons



Fig. 1.2 – Processus de recyclage

### 1.2.2 Usage et normes d'utilisation des granulats recyclés

La norme NF EN 206-1/CN régle l'usage des granulats recyclés dans les bétons en fonction des classes d'exposition de ces bétons. Le tableau 1.3 résume les taux de substitution actuellement autorisés par la norme en fonction de la classe d'exposition du béton :

Type de granulats	Classes d'exposition			
	XO	XC1,XC2	XC3,XC4,XF1,XD1,XS1	Autres classes
Gravillon de Type 1	60 %	30 %	20%	0
Gravillon de Type 2	40%	15%	0%	0
Gravillon de Type 3	30%	5 %	0%	0
Sable	30%	0%	0%	0

Tab. 1.3 – Pourcentage massique des granulats recyclés autorisés par la norme suivant les classes d'exposition des bétons (norme NF EN 206-1/CN). Gravillon de type 1 : granulats recyclés contenant 95% de bétons ou granulats liés, Gravillon de type 2 : granulats recyclés contenant 90% de bétons ou granulats liés, Gravillon de type 3 : Granulats recyclés contenant 70% de bétons ou granulats liés. XO : Sans aucun risque, XC : Risque de corrosion par carbonatation, XD : Risque de corrosion du aux ions chlorures non marins, XS : Risque de corrosion du aux ions chlorures marins, XF : béton soumis au gel et dégel, XA : Risque d'attaques chimiques.

### 1.2.3 Impacts environnementaux

Le recyclage des bétons permet de valoriser les déchets du BTP et d'économiser par la même occasion les ressources naturels (granulats et sable naturels). Cette pratique ouvre aussi la voie au principe du multi recyclage des bétons. Cependant le bilan énergétique de ce processus n'est pour l'heure intéressant que lorsque les sites de production des granulats recyclés sont proches des chantiers de construction, ce qui permet de réduire considérablement l'impact environnemental lié au transport de ces matériaux (Fig.1.3). De plus, en considérant un bilan lié à l'impact de l'épuisement des ressources naturels

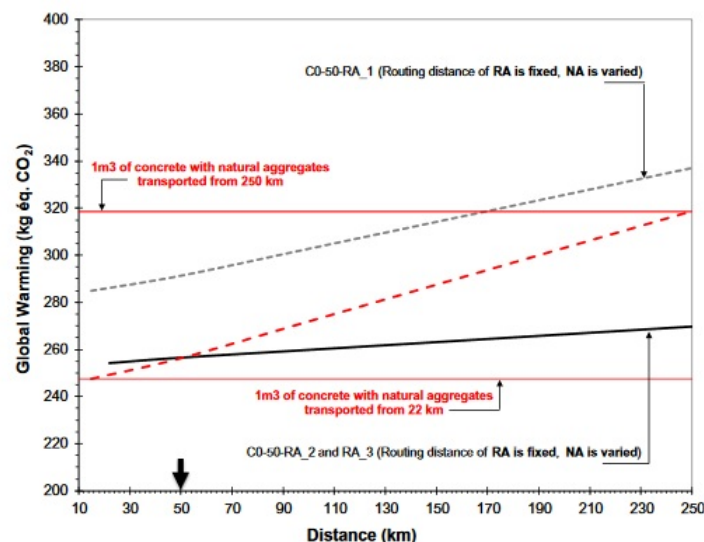


Fig. 1.3 – Distance de rentabilité écologique des BGR (50% de GR)

(‘abiotic depletion’ (Fig.1.4)) ainsi que le bilan carbone (‘global warming’), la Fig.1.4 montre que la production des granulats recyclés serait plus impactant écologiquement

que les granulats naturels. Par ailleurs, un bilan énergétique associé à la production des granulats recyclés est résumé dans [51]

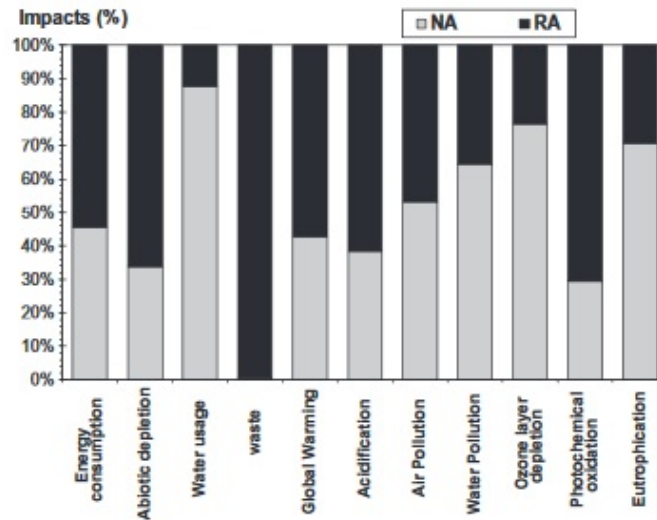


Fig. 1.4 – Impact environnemental généré par la production d’une tonne de GN et d’une tonne GR

### 1.2.4 Point sur les avancées dans le recyclage des déchets de C&D

A l’échelle européenne, l’idée du recyclage se répand progressivement et est de plus en plus réglementée. La directive européenne n° 2008/98/CE de 2008 fixe à 70% le taux minimal de recyclage des déchets du BTP à l’horizon 2020. Parmi les bons élèves du continent, figurent les Pays-Bas et l’Allemagne avec respectivement 90 et 89,2% de taux de recyclage des déchets du BTP. En effet ces résultats sont le fruit des politiques volontaristes en matière de tri de déchets mis en place par ces différents gouvernements depuis les années 90. La France, avec ses 340 millions de tonnes de déchets du BTP produits chaque année n’en recycle que la moitié, ce qui la place dans la moyenne européenne. Il convient tout de même de noter que les pays qui affichent de bons résultats en matière de recyclage de ces déchets étaient parmi les rares à disposer de politiques rigoureuses (en termes de gestion écologique des déchets) bien avant la directive européenne. Cependant, il convient de noter que l’absence de ressources géologiques dans certains pays comme les Pays Bas a aussi favorisé l’émergence et le développement du concept de recyclage des déchets de BTP.

Par ailleurs, l’environnement normatif connaît depuis quelques années une évolution afin de prendre en compte la nécessité du recyclage des déchets du BTP. C’est ainsi que la norme EN 206-1/CN autorise depuis peu la substitution jusqu’à 20% des granulats natu-



rels par des granulats recyclés. Même si la disposition exclut de nos jours l'utilisation des sables recyclés ainsi que d'importantes quantités de granulats recyclés, de grands projets aussi bien européens que nationaux sont lancés afin de disposer d'arguments scientifiques en mesure de faire évoluer l'environnement normatif. Le projet national Recybéton qui regroupe chercheurs et professionnels du secteur du BTP vise justement, à travers des projets de recherche, à promouvoir l'utilisation des déchets cimentaires (bétons et sable recyclés) issus des chantiers de construction/déconstruction comme ressources premières (en lieu et place des granulats naturels) dans les bétons pour bâtiment.

### 1.2.5 Freins au recyclage

Les professionnels du secteur du recyclage des bétons doivent souvent composer avec d'un côté le caractère restrictif des normes sur l'utilisation des granulats recyclés dans les bétons et d'autre part, la réticence des maîtres d'ouvrages qui évoquent des obstacles économiques, des facteurs de performance ou simplement des obstacles psychologiques liés à l'utilisation de ces nouveaux matériaux en lieu et place des ressources naturelles classiques :

- **Obstacles économiques**

À l'heure actuelle, le coût lié au recyclage des bétons ainsi qu'à leur acheminement jusqu'aux chantiers font que les granulats recyclés ne sont pas encore très compétitifs comparé au prix lié à la production des granulats naturels . De plus certaines formulations à base de granulats recyclés exigent des adjuvants plus onéreux comparés aux adjuvants classiques [47].

- **Facteurs de performance**

L'origine très diversifiée des granulats recyclés, leur porosité importante sans oublier les cas d'endommagement dû au concassage du béton d'origine font que les bétons recyclés peuvent présenter des propriétés mécaniques et de durabilité légèrement inférieures à celles des bétons naturels (pour les mêmes dosages en ciment). De plus, le comportement à long terme des édifices contenant des quantités importantes de granulats recyclés reste un paramètre inconnu à ce jour vu la jeunesse du concept du recyclage des bétons.

- **Environnement normatif assez restrictif**

La norme européenne EN 206-1/CN limite à 20% l'utilisation des granulats recyclés dans les bétons pour bâtiment et interdit leur usage dans la construction des

ouvrages d'art tout comme l'incorporation des sables recyclés en lieu et place du sable naturel. De ce fait, la plupart de ces déchets du BTP sont actuellement utilisés comme couches de formes dans les chaussées et cette pratique est loin de régler la problématique de la rareté des ressources naturelles.

### 1.3 Propriétés des granulats recyclés

Un granulats recyclés est constitué d'un ou plusieurs granulats naturels ( ou granulat(s) d'origine) entouré(s) partiellement ou totalement d'un mortier issu du béton d'origine appelé ancien mortier ou mortier attaché (Fig. 1.5)

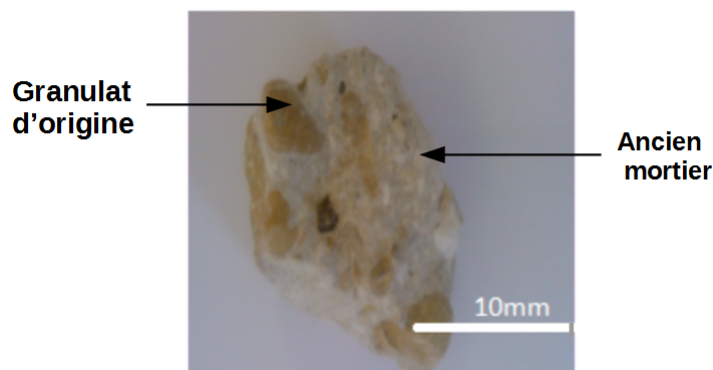


Fig. 1.5 – Échantillon de granulats recyclés

Du fait de la nature composite des granulats recyclés, leurs propriétés aussi bien physiques que mécaniques diffèrent des granulats naturels. Cette différence est principalement due aux propriétés de l'ancien mortier ainsi qu'aux caractéristiques de l'ancienne zone d'interface.

#### 1.3.1 Taille des granulats recyclés

Elle dépend non seulement de la qualité du béton d'origine (d'où sont extraits les granulats recyclés) mais aussi de la technique de concassage. En effet, plus le béton d'origine est de faible qualité, plus on assiste à une augmentation du taux de fines ou sable recyclé avec des tailles moyennes de grains comprises entre quelques micromètre et 4mm (0/4 mm) . Ce phénomène s'explique par la nature dégradée des liaisons granulats-mortier (au sein du béton d'origine) surtout pour de grands rapports eau/ ciment. Toutefois, sur les plates-formes de recyclage, il existe des procédés de tamisage qui permettent d'obtenir différentes granulométries de granulats recyclés 0/4mm (fines) ; des gravillons 4/12mm ou 4/8mm, 12/20mm,... selon les modes de traitement.

Hansen [59] présente un tableau récapitulatif (Tab.1.4) permettant de faire le lien entre la qualité du béton d'origine et le pourcentage volumique de vieux mortier contenu dans

Rapport $e/c$ du béton d'origine	Granulométrie des granulats recyclés (mm)	Pourcentage volumique de mortier attaché (%)
$e/c=0,4$	4/8	58
	8/16	38
	16/32	35
$e/c=0,7$	4/8	64
	8/16	39
	16/32	28
$e/c=1,2$	4/8	61
	8/16	39
	16/32	25

Tab. 1.4 – Granulométrie & proportion d'ancien mortier suivant la qualité du béton d'origine [59].

le granulats recyclés (GR). En effet, pour des rapports  $e/c$  de plus en plus élevés, la quantité d'ancien mortier diminue autour des gravillons (8/16mm) et granulats (16/32mm). La proportion de pâte de ciment autour des fines varie plus faiblement. Ce phénomène s'explique par la nature poreuse (donc moins résistante) des liaisons entre gravillons et granulats et ancien mortier pour de grands rapports  $e/c$ .

### 1.3.2 Masse volumique

Les granulats recyclés possèdent une masse volumique plus faible que les granulats naturels. Cette propriété est liée à la présence de l'ancien mortier qui est un milieu très poreux donc moins dense que le granulats d'origine. Le tableau 1.5 présente un résumé comparatif des résultats de masse volumique entre les granulats naturels et recyclés suivant les différentes granulométries. Hansen [59] montre que, de façon générale, les granulats

Granulométries (mm)	Granulats naturels			Granulats recyclés			Références
	0/4	4/12	12/20	0/4	4/12	12/20	-
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	-	2790	-	-	2415	-	[73]
	2680	2680	2680	-	2410	-	[118]
	2500	2480	2480	2250	2300	2300	[34]

Tab. 1.5 – Tableau comparatif des masses volumiques de granulats naturels et recyclés

recyclés ont une masse volumique qui varie entre 2340 kg/m<sup>3</sup> pour les 4/8 mm à 2490 kg/m<sup>3</sup> pour les 16/32 mm. De plus ces valeurs sont indépendantes de la classe de résistance

des bétons d'origine.

### 1.3.3 Absorption d'eau et porosité

Comparés aux granulats naturels, les granulats recyclés absorbent plus d'eau du fait de la nature du mortier attaché. Ce dernier, très poreux, modifie le coefficient d'absorption d'eau de tout le granulat recyclé. Des essais menés par Liu et al. [73] montrent un facteur de 4 à 8 entre le coefficient d'absorption d'eau d'un granulat recyclé et celui d'un granulat naturel. Et la même tendance est confirmée pour la porosité de ces granulats comme le montre le tableau 2.3

Granulométries (mm)	Granulats naturels			Granulats recyclés			Références
	0/4	4/12	12/20	0/4	4/12	12/20	
Absorption d'eau (%)	0,4	-	-	6,9	-	-	[73]
	-	3,7	1,8	-	8,5	5	[59]
Porosité (%)	-	2,82	2,70	-	14,86	13,42	[55]

### 1.3.4 Résistance à la fragmentation et à l'usure

Tout comme les autres propriétés, la résistance à la fragmentation des granulats recyclés est plus élevée que à celle des granulats naturels. Elle témoigne de la fragilité des granulats recyclés notamment à cause de la présence de l'ancien mortier (très poreux et donc peu résistant). Cette caractéristique est traduite par le coefficient de Los Angeles (LA). Quant à la résistance à l'usure, elle est caractérisée par le coefficient de Micro Deval (MDE) comme résumé dans le tableau (1.6). Plus les coefficients LA et MDE sont élevés, moins le granulat est résistant.

Granulométries (mm)	Granulats naturels			Granulats recyclés			Références
	0/4	4/8	8/16	0/4	4/8	8/16	
Fragmentation : LA (%)	-	25,9	22,7	-	30,1	28,7	[59]
Usure : MDE (%)	-	22	-	-	25	-	[34]

Tab. 1.6 – Coefficient de Los Angeles (LA) et de Micro Deval (MDE) des granulats naturels et recyclés.

## 1.4 Propriétés macroscopiques des bétons recyclés

Du fait de la présence des granulats recyclés, les bétons recyclés présentent des propriétés mécaniques et de durabilité différentes de celles des bétons naturels. Cette différence des propriétés est dépendante du taux de substitution, des propriétés physiques et mécaniques des granulats recyclés, et aussi du rapport massique eau / ciment (e/c).

### 1.4.1 Propriétés mécaniques

Ces propriétés permettent de mettre en évidence l'impact des granulats recyclés sur le comportement des bétons. Il s'agit essentiellement de la résistance à la compression, du module d'élasticité, de la résistance à la traction par fendage ou encore du fluage.

#### 1.4.1.1 Résistance à la compression

La résistance à la compression des bétons à base de granulats recyclés est régie par plusieurs paramètres parmi lesquels on distingue : le rapport  $e/c$ , la classe de résistance du béton d'origine (dont sont issus les granulats recyclés) et la quantité de granulats recyclés contenue dans le béton. En effet, en fixant tous les paramètres à l'exception du rapport  $e/c$ , on constate que les bétons recyclés nécessitent généralement plus d'eau que les bétons naturels pour avoir la même consistance. Ce phénomène s'explique par le coefficient d'absorption très élevé des granulats recyclés comparé à celui des granulats naturels. Ainsi, en prenant en compte ces propriétés d'absorption, un ajustement de la quantité d'eau totale s'avère nécessaire pour viser la même consistance que le béton naturel. Tout compte fait, la résistance à la compression du béton recyclé se retrouve plus faible comparé au béton naturel. En effet, on estime entre 10–15% la diminution observée selon les études de la résistance à la compression pour une substitution totale des granulats naturels par des granulats recyclés [46, 85]. Toutefois, des études récentes montrent qu'une substitution jusqu'à 20% (à 90 jours) des GN par des GR n'a pas d'incidence notable sur la résistance à la compression [117]. Ce phénomène est sans doute lié au fait qu'une substitution de 20% correspond à une quantité massique assez faible et donc insuffisante pour piloter les zones de fragilité dans la microstructure des bétons recyclés.

#### 1.4.1.2 Module d'élasticité

Contrairement à la résistance à la compression, il est sensible à la moindre variation du taux de substitution des GN par des GR. Ainsi, on estime jusqu'à 25%, la chute du module d'élasticité du béton avec 100% (à 90 jours) de granulats recyclés [102]. Cette tendance est confirmée par plusieurs études [85, 117]. La sensibilité du module d'élasticité aux différents taux de substitution est due à la fragilité des granulats recyclés, comparée aux granulats naturels. En effet, les granulats recyclés sont pour la plupart constitués d'un ancien granulat (granulat d'origine) et d'un ancien mortier dont les propriétés dépendent non seulement du béton parent mais aussi du processus de concassage susceptible d'induire des microfissures dans ce dernier. De plus, on note que, contrairement à la résistance à la compression, une substitution de 20% n'est pas sans effet sur le module d'élasticité du béton correspondant [102].

### 1.4.1.3 Résistance à la traction

Elle varie moins sensiblement en fonction du taux de substitution et témoigne souvent du niveau de cohésion ou d'adhérence entre le mortier et les granulats. Ainsi suivant la nature des granulats et de celle du béton d'origine, les études ont montré qu'on peut observer de faibles diminutions du module de traction par fendage du béton recyclé comparé au module de traction du béton naturel [36, 52, 55]. Le tableau (1.7) présente un résumé de quelques résultats comparatifs : ( $f_t/f_0$  désigne le rapport entre la résistance à la traction du béton recyclé et celle du béton naturel)

Taux de substitution (%)	$f_t/f_0$	Référence
20-50	0,98	[36]
60	0,95	[55]
100	0,93	[52]

Tab. 1.7 – Influence du taux de substitution sur la résistance à la traction par fendage.

### 1.4.1.4 Fluage

Il se définit comme la déformation du béton sous un chargement constant. Des études montrent que le fluage des bétons recyclés est supérieur à celui des bétons conventionnels [52, 59, 94]. Le fluage du béton en général dépend de la quantité de pâte ou de mortier dans le mélange. Pour les bétons recyclés, Domingo-Cabo et al. [41] ont montré que le fluage dépend aussi du taux de substitution des GN par des GR. Ainsi ils estiment à 35% l'augmentation du fluage des bétons recyclés pour une substitution de 20% des granulats naturels par des granulats recyclés ; de 42% pour 50% de substitution ; et de 51% pour une substitution totale (Fig (1.6)). Il convient toutefois de noter que le phénomène de fluage peut aussi dépendre du milieu extérieur [56].

## 1.4.2 Retrait

C'est la variation dimensionnelle du béton en absence de tout chargement extérieur. Ce phénomène se produit soit sous l'effet d'un mouvement d'humidité vers le milieu extérieur (séchage, évaporation), soit sous l'effet de la consommation d'eau à l'intérieur du béton (due au processus d'hydratation). On distingue principalement le retrait endogène, le retrait de séchage et le retrait thermique.

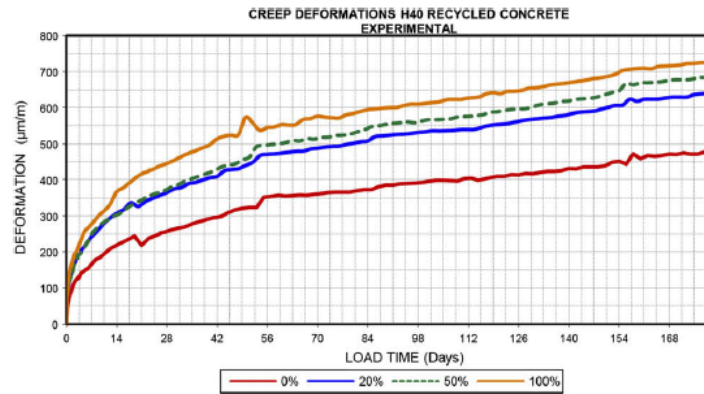


Fig. 1.6 – Variation de la déformation due au fluage pour différents taux de substitution [41]

### 1.4.2.1 Retrait endogène

C'est un phénomène qui se produit au cœur du béton et qui peut générer de graves problèmes comme l'initiation des micro-fissures dans les structures en béton. En effet, le retrait endogène est le résultat du processus d'auto-dessiccation lié aux pressions générées sur les pores capillaires pour acheminer des molécules d'eau vers les grains de clinker au cours du processus d'hydratation .

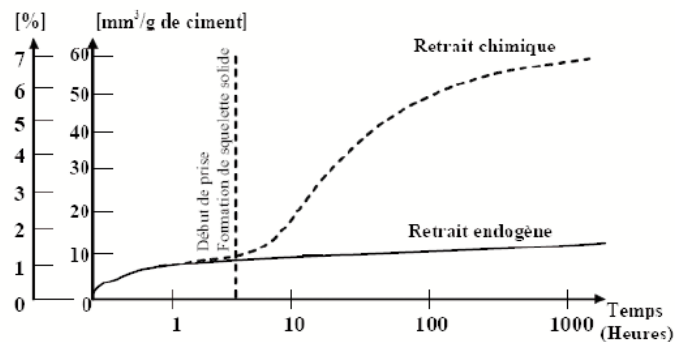


Fig. 1.7 – Mesure du retrait chimique [67]

### 1.4.2.2 Retrait de séchage

Il est généré par le gradient d'hygrométrie entre le cœur du béton et son milieu extérieur. Connue encore sous le nom de retrait de dessiccation, il dépend fortement des propriétés de transfert du béton et de son milieu environnant [106].

### 1.4.2.3 Retrait thermique

Ce phénomène est souvent dû à un gradient de température entre le cœur des structures en béton et le milieu extérieur. En effet, pour les structures massives, la chaleur dégagée par le processus d'hydratation peut générer une différence de température importante entre le cœur et la couverture externe de la structure. La phase de contraction est susceptible une fissuration problématique. En effet, dans le cas de l'auto-restreinte, la phase d'échauffement crée des contraintes de traction en surface par gradient, lors du refroidissement, ce qui fait apparaître des tractions dans le cœur du béton.

### 1.4.2.4 Cas spécifique des bétons recyclés

En désignant par retrait total, l'ensemble des variations dimensionnelles du béton, les BGR présentent un retrait total plus important que les bétons naturels. Cette caractéristique est liée à la porosité assez importante des BGR.

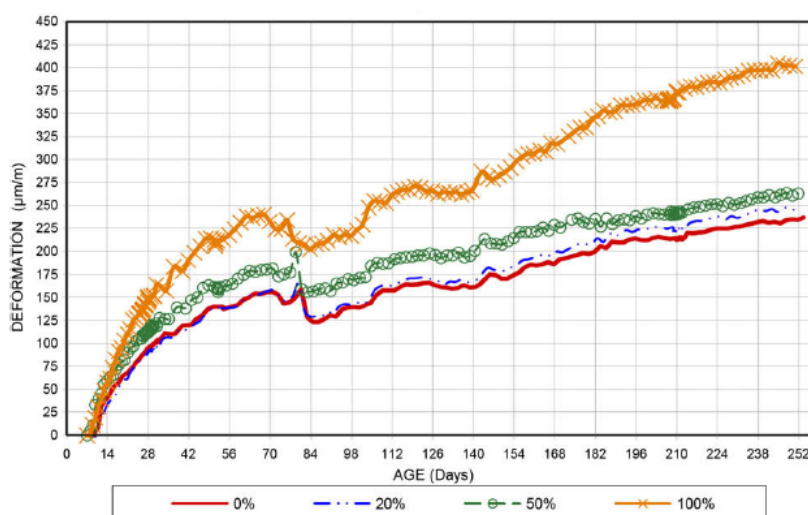


Fig. 1.8 – Retrait total du béton pour différents taux de substitution [41]

Domingo–Cabo et al. [41] ont montré que le retrait total des bétons recyclés est dépendant de la quantité de granulats recyclés (donc du taux de substitution pour un rapport e/c fixé). Ainsi ils ont mesuré au bout de 180 jours une augmentation de 4, 12 et 70% pour respectivement 20, 50, 100% de substitution des granulats naturels par des granulats recyclés.

### 1.4.3 Propriétés de transfert

Les propriétés de transfert des bétons en général dépendent de la connectivité et de la tortuosité des pores capillaires présents au sein de la microstructure. Initialement, remplies d'eau au jeune âge, ils se vident une fois le béton durci laissant place à des cavités qui



deviennent des trajets privilégiés pour les agents agressifs. Ainsi, le réseau capillaire des bétons joue un rôle fondamental dans leurs propriétés de durabilité. Le cas particulier des bétons recyclés revêt un aspect encore plus important compte tenu de la porosité importante des granulats recyclés. La substitution totale des granulats naturels par des granulats recyclés entraîne inévitablement une augmentation du réseau poral du béton et par conséquent de ses propriétés de transfert. Cependant, il convient de noter que, contrairement à ce que l'on peut intuitivement penser, l'augmentation de la porosité d'un matériau n'influence pas directement sa capacité à se laisser pénétrer par un liquide. En effet, en absence d'une interconnectivité des pores, un matériau peut bien être poreux mais demeurer imperméable.

#### 1.4.3.1 Porosité et perméabilité

La porosité d'un béton est définie comme le volume du vide dans le béton rapporté au volume total du béton. De ce fait, ce paramètre dépend du rapport  $e/c$  du béton. En effet, plus ce rapport est élevé, plus la porosité du béton augmente. Ce phénomène est dû au fait que pour de grands rapports  $e/c$ , la microstructure du béton regorge d'un surplus d'eau (n'ayant pas servi à l'hydratation du ciment) qui s'évapore une fois le béton durci. Ce qui laisse ainsi du vide dans le béton. Pour les bétons recyclés, cette propriété est amplifiée par la nature poreuse de l'ancien mortier qui fait partie des granulats recyclés. Zaharieva et al. [119] ont montré que la porosité d'un béton augmente avec la substitution des granulats et (ou) des sables naturels par des granulats recyclés. Ils ont ainsi réalisé des essais de porosité et de perméabilité à l'eau à 28 jours sur du béton naturel et des bétons recyclés (100% de substitution) tout en gardant la quantité de ciment constante. Les résultats (Tableau (1.8)) montrent que la porosité ainsi que la perméabilité d'un béton sont très sensibles à la nature du sable et du granulat.

	Béton naturel	RAC 1	RAC 3	Références
Porosité (%)	7,2	23,1	19,7	[119]
Perméabilité à l'eau ( $\times 10^{-20}m^2$ )	$0,8 \pm 0,1$	$1,4 \pm 0,3$	$2,4 \pm 0,5$	[119]

Tab. 1.8 – Porosité et perméabilité à l'eau du béton naturel et du béton recyclé. (RAC1 et RAC3 sont des bétons contenant 100% de sable et granulats recyclés. RAC1 contrairement à RAC3 contient des granulats recyclés partiellement saturés d'eau, moins de sable recyclé que RAC3, et plus de granulats recyclés (6/12mm) que RAC3 )

Ces résultats montrent que la substitution totale du sable et des granulats naturels provoque une augmentation de la porosité et de la perméabilité à l'eau (jusqu'à un facteur de 3). De plus, ces propriétés dépendent du degré de saturation d'eau des granulats

ou sable recyclé ce qui justifie la perméabilité importante de RAC3 comparé au RAC1 contrairement à la porosité.

Par ailleurs, la perméabilité au gaz du béton est sa capacité à se laisser traverser par un gaz sous l'effet d'un gradient de pression. De ce fait, elle dépend beaucoup du réseau capillaire (notamment de la porosité et de la tortuosité) du béton et donc de sa composition. En effet la perméabilité au gaz augmente avec le rapport  $e/c$  [70]. Dans le cas des bétons recyclés, et pour un rapport  $e/c$  fixé, la perméabilité au gaz est plus importante que celle des bétons naturels à cause de la nature poreuse des granulats recyclés [109]. De plus, elle peut aussi dépendre du taux de substitution et de la nature poreuse des éléments substitués. En effet, Quebaud [92] montre que la perméabilité des bétons recyclés augmente avec le taux de substitution des granulats naturels par des granulats recyclés et que la substitution du sable naturel accentue cette augmentation. Zaharieva et al. [119] trouvent que la perméabilité au gaz est doublée pour une substitution totale des GN par des GR alors qu'elle est multipliée par un facteur de 11 lorsqu'on substitue en plus le sable naturel par le sable recyclé. Néanmoins, il convient de noter que l'augmentation de la perméabilité au gaz aussi bien pour les bétons naturels que pour les bétons recyclés peut être atténuée par l'utilisation des additions minérales (laitiers, cendres volantes, fumée de silice) qui ont pour objectif d'obstruer les espaces dans les pores capillaires.

### 1.4.3.2 Diffusion des ions chlorures

Le coefficient de diffusion des ions chlorures d'un béton traduit sa capacité à favoriser la pénétration des ions chlorures en solution. C'est un paramètre fondamental dans l'évaluation des propriétés de durabilité des bétons, surtout dans les structures ferraiées. Les ions chlorures ( $\text{Cl}^-$ ) particulièrement ne sont pas dangereux pour le béton ; cependant, lorsque leur concentration devient élevée localement, ils peuvent provoquer la corrosion très localisée des armatures (piqûres de corrosion).



Fig. 1.9 – Piquûre de corrosion (localisée) due aux ions chlorures.

De plus, tout comme le phénomène de carbonatation qui se manifeste par des éclats de béton ou des fissures, l'attaque des ions chlorures se traduit en plus par l'écoulement des produits de corrosion.

Sous l'effet d'un gradient de concentration, les ions chlorures pénètrent dans le béton

et s’y propagent par diffusion. De ce fait, la porosité du béton ainsi que son réseau capillaire jouent un rôle fondamental dans sa capacité à s’opposer à la propagation de ces agents agressifs. Sur le plan de la composition du béton, le rapport  $e/c$  et la présence ou non des fines (cendres volantes, laitiers, fumée de silice) sont autant de paramètres à même d’influencer la résistance des bétons face aux ions chlorures. Dans le cas des bétons recyclés, le coefficient de diffusion est beaucoup plus élevé que celui des bétons naturels pour un même rapport  $e/c$ . En effet, la porosité très élevée des granulats recyclés (due à l’ancien mortier et aux nombreuses zones d’interfaces) augmente le réseau capillaire ainsi que les pores connectés. Les ions chlorures en solution disposent donc de plus de canaux de propagation comparativement aux bétons naturels. Enfin, les microfissures (induites lors du concassage) présentes dans les granulats d’origine rendent ces derniers plus perméables et augmentent ainsi les voies de diffusion des ions chlorures dans les bétons recyclés. Des études sur le béton recyclé estiment entre 20 et 50%, l’augmentation du coefficient de diffusion des bétons avec 100% de substitution des GN par des GR [85, 109]. Bien évidemment, ces chiffres peuvent varier sensiblement lorsqu’on substitue aussi les sables naturels par les sables recyclés. Néanmoins, dans des récents travaux, Thomas et al. [109] montrent qu’on peut bien améliorer les propriétés de diffusion des bétons recyclés en jouant sur les paramètres tels que le rapport  $e/c$  ou sur la quantité d’additions minérales.

### 1.4.3.3 Carbonatation

Elle se traduit par la réaction de la chaux libre (portlandite) présente dans le béton avec le dioxyde de carbone atmosphérique ( $\text{Ca(OH)}_2 + \text{CO}_2 \rightarrow \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$ ). En effet, au contact de l’air ambiant, le  $\text{CO}_2$  pénètre dans le béton à travers le réseau de pores ou de fissures situé à la surface et à l’intérieur du béton et réagit avec la portlandite qui contrôle la basicité de la solution interstitielle du béton ( $p^H = 12 - 13$ ). La basicité de la solution interstitielle garantit la protection des armatures dans les structures ferraiées. En cas d’épuisement de la portlandite suite à sa réaction avec le  $\text{CO}_2$  atmosphérique, on assiste à une acidification de la solution interstitielle rendant cette dernière incapable d’assurer la protection de l’acier contre la dépassivation, ce qui entraîne la corrosion des armatures. Dans la pratique, la prise en compte de la propriété de carbonatation se traduit par la composition du béton en fonction de la classe d’exposition ; l’objectif étant de freiner le front de carbonatation le plus longtemps possible afin d’éviter son contact avec les armatures dans les structures ferraiées. Des auteurs [103, 110] recommandent d’ailleurs l’utilisation d’additions minérales (censées obstruer les porosités et donc freiner la pénétration du dioxyde de carbone dans le béton).

Les bétons recyclés de leur côté sont moins résistants à la carbonatation à cause de leur porosité importante et aussi compte tenu de la nature souvent carbonatée des granulats recyclés. En effet, dans les travaux récents [58, 71], les auteurs montrent à travers un

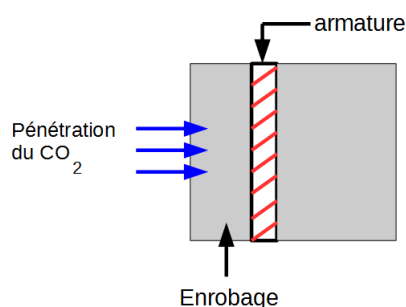


Fig. 1.10 – Attaque des structures en béton armé par le  $\text{CO}_2$  atmosphérique.

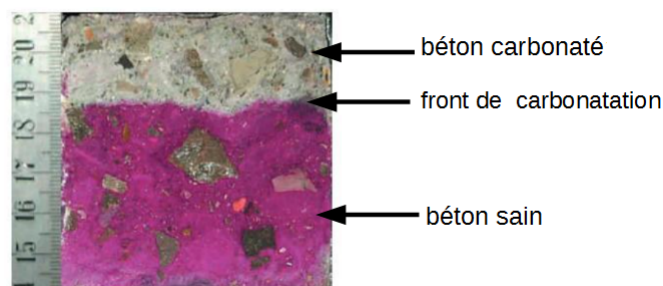


Fig. 1.11 – Test à phénolphtaléine

essai de carbonatation accéléré que la substitution de 60% de granulats naturels par les granulats recyclés provoque une augmentation de la profondeur de carbonatation de 62%. Dans le même cadre, Silva et al. [103] montrent qu'il existe une relation linéaire entre le taux de substitution des GN par des GR et la profondeur de carbonatation. De plus, cette dernière s'accroît lorsqu'on substitue le sable naturel par le sable recyclé (Fig.1.12). Par ailleurs, le rapport  $e/c$  du béton recyclé peut aussi influencer sa résistance à la carbonatation. Ainsi, Otsuki et al. [85] ont montré que l'augmentation du rapport  $e/c$  diminue la résistance des bétons recyclés à la carbonatation ; ceci étant due à l'augmentation du réseau des pores dans le béton pour des rapports  $e/c$  de plus en plus élevés.

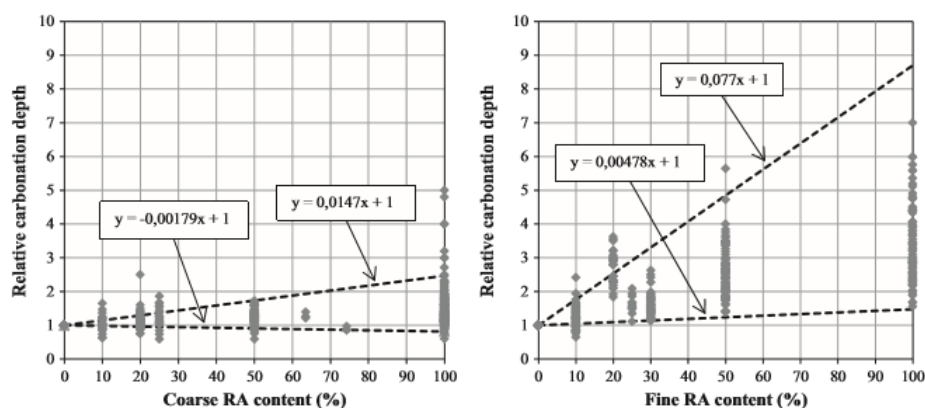


Fig. 1.12 – Influence des granulats et du sable recyclés sur la profondeur de carbonatation des bétons [103].

Enfin, l'utilisation d'additions minérales permet de freiner le front de carbonatation dans les bétons d'atténuer les effets négatifs (porosité et perméabilité élevées) dus à l'introduction des granulats recyclés [71, 110].

Le béton subit aussi d'autres phénomènes comme le gel-dégel, les réactions sulfatiques internes qui peuvent aussi dépendre de la nature des granulats ou du sable (naturels ou recyclés)

## 1.5 Microstructure des bétons recyclés

Le béton est un mélange constitué d'eau, de ciment, du sable, du gravillon et éventuellement d'adjuvant. Le produit pâteux résultant de ce mélange au jeune âge est susceptible de connaître des évolutions grâce notamment au phénomène d'hydratation. Ce dernier qui est défini comme la réaction entre l'eau et le ciment, constitue un phénomène majeur dans le comportement des bétons puisqu'il régit aussi bien les propriétés mécaniques que de durabilité des bétons en général. Ce phénomène sera décrit plus explicitement dans les paragraphes suivants. Les bétons recyclés de leur côté se différencient des bétons conventionnels par la nature du granulat ou du sable. Il convient tout de même de rappeler que les bétons à base de granulats recyclés ou bétons recyclés sont des bétons obtenus en substituant partiellement ou totalement les granulats (ou sables) naturels par des granulats (ou sables) recyclés.

Nous nous limiterons dans cette étude aux bétons dont seuls les granulats naturels (4/12 et 12/20 mm) ont été substitués. Tout comme les bétons conventionnels, la microstructure des bétons recyclés est aussi soumise aux variations physico-chimiques dues non seulement au phénomène d'hydratation mais aussi aux interactions de la matrice avec les granulats, surtout ceux contenant encore un ancien mortier. De plus, la nature composite des granulats recyclés n'est pas sans effet sur l'évolution de la microstructure d'autant puisque plusieurs travaux [11, 23, 69, 88] ont montré que ce sont des zones avec de fortes porosités sans oublier la multitude de zones d'interfaces qui sont plus dégradées que dans les bétons classiques. Par conséquent, les propriétés aussi bien mécaniques que de durabilité de ces bétons diffèrent de celles des bétons conventionnels à cause principalement de la nature des granulats recyclés.

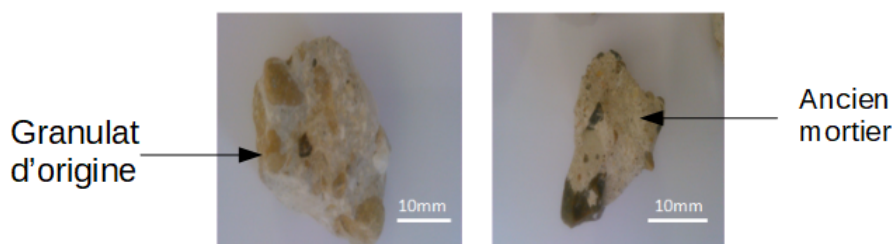


Fig. 1.13 – Image de granulats recyclés 10/20 mm.

### 1.5.1 Les différentes phases dans la microstructure d'un béton recyclé

A l'échelle millimétrique, la microstructure des BGR est constituée de granulats recyclés (ancien mortier et granulat d'origine), du nouveau mortier et des zones d'interfaces

et (ou) du nouveau granulat en fonction des taux de substitution. Nous regroupons sous l'appellation 'granulats', tous les granulats de diamètre supérieur à 4 mm. Les granulats recyclés diffèrent des granulats naturels par la présence d'un ancien mortier qui reste attaché au granulat naturel d'origine. Ce sont des matériaux composites constitués de granulats d'origine, d'ancien mortier et de la zone de transition appelée ITZ<sup>1</sup>.

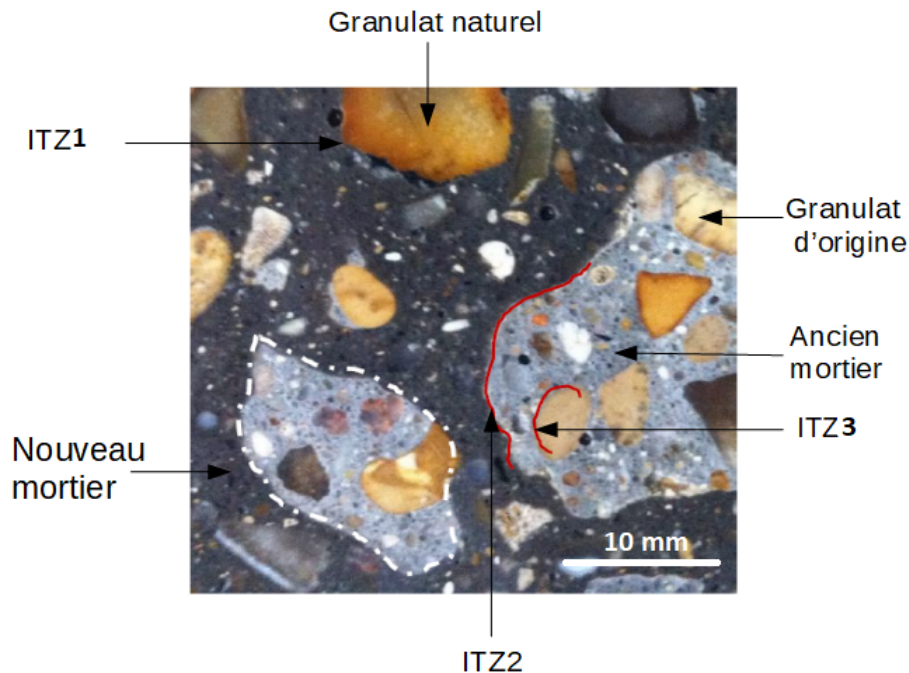


Fig. 1.14 – Microstructure d'un béton à base de granulats recyclés

### 1.5.1.1 Le granulat d'origine

Issus du béton d'origine, les granulats d'origine sont souvent plus ou moins recouverts d'ancien mortier. Leurs propriétés physiques et mécaniques sont souvent influencées par les chocs mécaniques subies lors du concassage (fissuration par exemple). De plus, les études ont montré que la nature de ces granulats (neutres ou réactifs) peut influencer la qualité de la zone d'interface (ITZ) entre le granulat et le mortier [69, 68]. La solidité de ces interfaces ayant un impact direct sur la quantité de l'ancien mortier autour du granulat d'origine [88]. Ainsi, à l'instar des granulats réactifs, les granulats calcaires forment des zones de transition plus résistantes et moins poreuses ( peu perméables aux agents agressifs ) contrairement aux granulats siliceux qui sont neutres (du point de vue interactions physico-chimiques).

1. ITZ : Abréviation tirée de la terminologie anglaise : Interfacial Transition Zone

### 1.5.1.2 Le nouveau granulats ou granulats naturels

Ce sont des granulats naturels qu'on rencontre aussi bien dans les bétons naturels que dans les bétons recyclés contenant des taux de substitution inférieurs à 100%. Contrairement aux granulats recyclés, ils sont plus denses, moins poreux, moins endommagés et ne contiennent pas d'anciens mortiers. Suivant leurs sources, ils peuvent être calcaires, siliceux, ou autres.

### 1.5.1.3 L'ancien mortier

Comparé au granulats d'origine, c'est la partie la plus fragile et souvent la plus endommagée du granulats recyclé. Ses propriétés dépendent fortement de celles du béton parent. En effet plus le béton d'origine est de bonne qualité, plus le mortier constituant les granulats recyclés est résistant et moins il présente d'endommagements. On estime en moyenne à 50% la proportion d'ancien mortier dans un granulats recyclé [94]. Cependant, cette proportion peut dépendre de la taille des granulats recyclés. M. Sanchez de Juan et al. [36] montrent à travers des travaux expérimentaux que plus la taille du GR est petite, plus il comporte une proportion importante d'ancien mortier. Ils estiment entre 33 – 55 % la proportion massique de mortier dans les GR de taille 4/8mm, et 23 – 44 % pour des GR de taille 8 – 16mm. Des résultats similaires seront trouvés plus tard à travers des essais réalisés par d'autres auteurs [11, 59]. De façon générale, les paramètres comme l'énergie de concassage, la classe du béton d'origine ou la nature des granulats (réactifs ou non) constituent autant de paramètres susceptibles de modifier non seulement les propriétés mécaniques et de transfert de l'ancien mortier mais aussi sa proportion autour des granulats d'origine.

### 1.5.1.4 Le nouveau mortier

Il joue le rôle de matrice entre les différents types de granulats (naturels ou recyclés). Il est constitué de la pâte de ciment et du sable (recyclé ou non). Dans le cas où le nouveau mortier comporte du sable recyclé, les propriétés mécaniques et de durabilité deviennent très sensibles à la quantité de ce dernier.

### 1.5.1.5 La zone d'interface de transition (ITZ)

Elle constitue le pont entre le granulats et le mortier. Même si tous les mécanismes de sa formation ne sont pas clairement compris [15, 60, 122], les études ont montré que ses propriétés ont une influence non négligeable sur le comportement des bétons [69, 85]. En effet, à cause de l'effet paroi [87] joué par les granulats (qui en raison de leur faible perméabilité, retiennent de l'eau dans leur voisinage), les particules de clinker autour de ces granulats sont moins empilées et plus hydratées que dans les autres parties du

béton ; ceci a pour conséquence de créer une couronne d'épaisseur située entre  $50 - 100\mu\text{m}$  [69, 115] autour des granulats. L'ITZ présente localement un rapport eau/ ciment plus élevé comparé aux autres parties de la microstructure, ce qui justifie sa porosité importante [69, 85, 101]. Les premières études sur la porosité dans l'ITZ ont été élaborées à l'aide des analyses par Microscope Electronique à Balayage (MEB) ou encore par la technique de la porosimétrie au mercure. L'analyse au MEB de la microstructure de l'ITZ montre que la porosité est plus importante au voisinage des granulats. En effet, selon Scrivener et al. [100], les principales variations de porosité s'observent dans les  $15 - 20\mu\text{m}$  autour des granulats comme présentées sur la Fig. 1.15 . Ces résultats montrent l'évolution de la porosité de l'ITZ de pâte de ciment à 1 et 180 jours en fonction de la distance au granulats. On constate que plus on s'éloigne du granulat, plus la porosité diminue et tend vers la porosité de la pâte. Ces résultats permettent de mettre en évidence la notion de gradient de porosité dans l'ITZ.

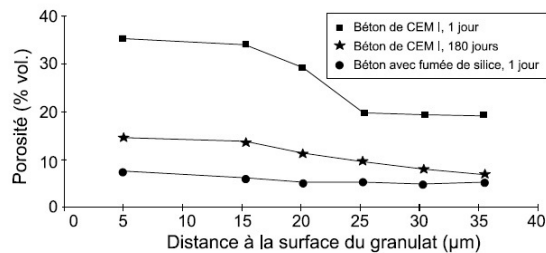


Fig. 1.15 – Evolution de la porosité en fonction de la distance au granulat [100].

La porosimétrie à mercure vient en complément de la première approche en vue d'une caractérisation plus complète concernant la distribution et la taille des pores dans l'ITZ. Elle consiste en effet à injecter sous haute pression du mercure dans l'ITZ et à en déduire la taille des pores interconnectés. Même si cette approche est basée sur des hypothèses discutables (pores cylindriques et interconnectés et en relation avec la surface des échantillons), elle permet tout de même de se faire une idée sur la distribution des pores ainsi que leurs tailles dans la microstructure [77] comme le montre les résultats obtenus dans [87, 100] sur du mortier (Fig.1.16). De façon pratique, les auteurs supposent que la porosité du mortier est principalement liée aux nombreuses interfaces présentes dans la microstructure

En résumé, la porosité de l'ITZ est 2 à 3 fois plus importante que celle du mortier [87] et est susceptible d'évoluer sensiblement dans le temps contrairement à celle d'un mortier Fig.1.17, [87, 101]. De plus, à cause d'un empilement aléatoire des produits hydratés autour des granulats, la taille des pores dans l'ITZ est plus importante que celle des autres zones de la microstructure. Toutefois, il convient de noter que la qualité de l'ITZ peut aussi dépendre de la nature des granulats.



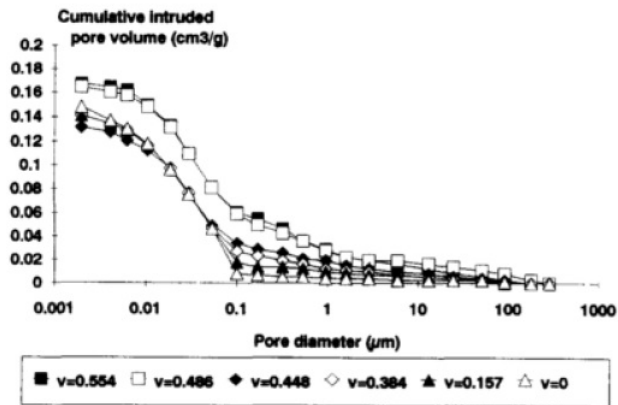


Fig. 1.16 – Evolution du volume de mercure en fonction de la fraction volumique de sable [87]

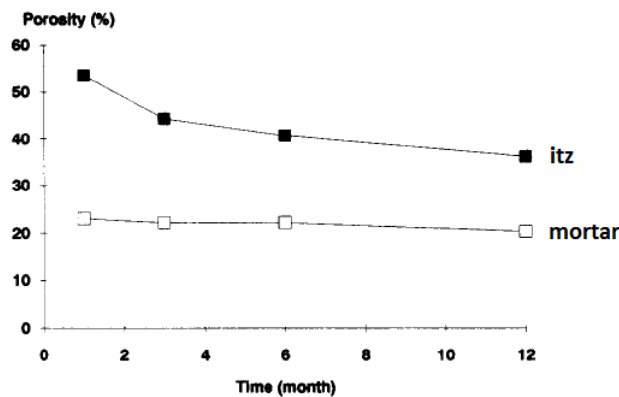


Fig. 1.17 – Evolution comparée de la porosité dans le mortier et dans l'ITZ en fonction du temps [87]

### 1.5.2 Influence de la nature des granulats sur les propriétés de l'ITZ

Les interactions entre granulats et pâte de ciment peuvent influencer la qualité de la zone d'interface. En effet, les granulats réactifs (à l'instar des granulats calcaires) présentent de meilleures zones d'interfaces, plus résistantes avec de faibles perméabilités [75]. Cette caractéristique est due principalement aux interactions chimiques entre granulats et pâte de ciment ; ce qui n'est pas le cas des granulats neutres (granulats siliceux par exemple). Par ailleurs, le taux de saturation des granulats peut aussi influencer la qualité de l'ITZ autour de ces derniers. En effet, par des essais de traction et de compression, Cortas [93] a montré que les granulats secs établissaient une meilleure liaison avec le mortier contrairement aux granulats humides. Il explique ce comportement par le fait que, les granulats secs permettent de réguler la quantité d'eau accumulée autour des granulats, réduisant de passage la porosité de l'ITZ contrairement aux granulats saturés pour lesquels

l'humidité contribuent plus à une augmentation locale du rapport eau/ ciment (défavorable aux propriétés mécaniques et de transfert de l'ITZ). Ces résultats sont consolidés

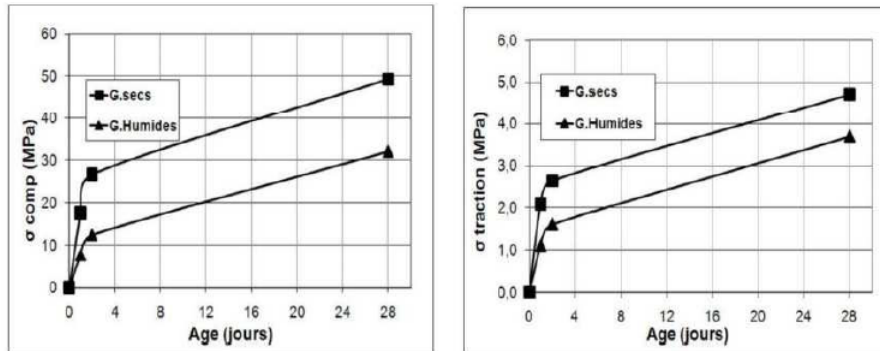


Fig. 1.18 – Effet de la saturation des granulats sur les propriétés mécaniques du béton [93]. Granulats silico-calcaires avec un taux d'absorption d'eau  $w = 2,4\%$ ,  $e/c = 0,45$ .

par les travaux de Hem [61] et Ke [116] qui en plus, montrent que l'épaisseur de la zone d'interface dépend fortement du coefficient d'absorption d'eau des granulats. Enfin, notons que le cas particulier des bétons recyclés mérite quelques précisions puisqu'on y distingue au moins deux types de zones d'interface : la nouvelle ITZ (qui sépare le granulat recyclé et le nouveau mortier) et l'ancienne ITZ qui relie le granulat d'origine à l'ancien mortier [115]. Les propriétés des anciennes interfaces dépendent des propriétés du béton d'origine ainsi que du procédé de concassage, contrairement à la nouvelle ITZ qui ne dépend que des propriétés de la nouvelle pâte et de ses interactions avec les granulats.

### 1.5.3 La pâte de ciment

Elle résulte de la réaction entre l'eau et le ciment et joue le rôle de liant entre les différents constituants du mortier ou du béton. En effet, contrairement aux granulats, son comportement évolue dans le temps grâce au processus d'hydratation. Le comportement du béton est en partie régi par les propriétés de la pâte de ciment, nous consacrerons donc cette partie à l'étude du phénomène d'hydratation de la pâte de ciment ainsi qu'aux différents produits d'hydratation formés suivant les échelles.

#### 1.5.3.1 Hydratation du ciment

C'est l'ensemble des réactions chimiques qui se produisent entre le ciment et l'eau. C'est un processus lent, exothermique et sensible aux facteurs tels que l'humidité et la température. Les produits issus de l'hydratation dépendent de la réaction entre les différentes phases dans le ciment.

### a-Composition du ciment Portland

Le ciment Portland résulte du broyage du clinker et d'une faible quantité de calcium (5%). Le clinker ayant été obtenu par cuisson à très haute température, d'un mélange entre le calcaire (80%) et l'argile (20%). Le tableau (2.1) résume la composition minéralogique du clinker

Phases (%)	Formules	Notation cimentaire	Pourcentage massique (%)
Silicate tricalcique	$\text{Ca}_3\text{SiO}_5$	$\text{C}_3\text{S}$	50-70
Silicate bicalcique	$\text{Ca}_2\text{SiO}_4$	$\text{C}_2\text{S}$	10-20
Aluminate tricalcique	$\text{Ca}_3\text{Al}_2\text{O}_6$	$\text{C}_3\text{A}$	8-10
Aluminoferrite tétracalcique	$\text{Ca}_4\text{Al}_2\text{Fe}_2\text{O}_{10}$	$\text{C}_4\text{AF}$	5-10

Tab. 1.9 – Composition minéralogique du clinker

### b-Produits de l'hydratation

Ce sont les produits obtenus après mélange des réactifs (eau et ciment). Ils sont connus sous le nom de produits d'hydratation . A titre d'exemple, pour un rapport ( $e/c$ ) de 0.5 permettant une hydratation complète d'un ciment Portland, les principaux produits obtenus sont [83] :

- Silicates de calcium hydratés (CSH)<sup>2</sup> :56%
- Portlandite (CH)<sup>3</sup> : 20%
- Sulfoaluminates :15%
- Eau : 7%
- Vide : 7%

Cependant, par manque d'eau, il arrive que le processus d'hydratation soit inachevé et que l'on retrouve en plus des produits pré-cités, du clinker non hydraté. On désigne alors par degré d'hydratation, un paramètre qui permet de rendre compte de la quantité de clinker effectivement hydraté. Elle permet de suivre dans le temps l'évolution du processus d'hydratation.

2. Silicates de Calcium Hydratés (Notation cimentaire)

3. Hydroxide de Calcium  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  (Notation cimentaire)

### c-Détermination du degré d'hydratation

Le processus d'hydratation étant exothermique, il est donc possible de suivre son évolution dans le temps en déterminant de façon continue la quantité de chaleur dégagée au cours du temps. Cette technique peut aussi se traduire par le suivi de la quantité d'eau chimiquement liée [91], ce qui permet de définir le degré d'hydratation sous la forme :

$$\alpha = \frac{W_n(t)}{W_\infty} \quad (1.1)$$

où  $W_n(t)$  désigne la quantité d'eau chimiquement liée à un instant  $t$  et  $W_\infty$  représente la quantité d'eau chimiquement liée, nécessaire à  $t_\infty$  à l'hydratation complète de toutes les composantes du ciment. Dans la pratique, l'eau chimiquement liée est déterminée par analyse thermogravimétrique (ATG). En effet, cet essai consiste à suivre la perte de masse d'un échantillon de pâte de ciment (moulue) dans le temps en fonction d'une élévation de température [24]. Par ailleurs, selon Powers et Brownyard [91], le ciment lie 25% du poids total de l'eau nécessaire à son hydratation complète ; ce qui permet de réécrire le degré d'hydratation sous la forme :

$$\alpha = \frac{W_n(t)}{0,25 \times c} \quad (1.2)$$

avec  $c$  la quantité totale de ciment employée.

Le degré d'hydratation peut aussi être exprimé en fonction de la quantité d'hydrates ou d'anhydres [24] :

$$\alpha = \frac{\text{Quantité de ciment hydraté}}{\text{Quantité initiale de ciment}} \quad (1.3)$$

soit donc :

$$\alpha = 1 - \frac{\text{Quantité de ciment non hydraté}}{\text{Quantité initiale de ciment}} \quad (1.4)$$

### d-Fraction volumique des produits d'hydratation

Connaissant le degré d'hydratation ainsi que le rapport  $e/c$ , le modèle de Powers [91] permet de déterminer les fractions volumiques des différents produits d'hydratation. En effet, sous réserve de l'hypothèse que le volume total d'hydrates, d'anhydres et de pores capillaires reste constant au cours de l'hydratation, Powers détermine les fractions des différents produits formés en se basant sur les relations stœchiométriques relatives à la réaction entre le ciment et l'eau : Ainsi la fraction volumique d'hydrates  $f_h$  et d'anhydres  $f_a$  s'écrivent :

$$f_h = \frac{0,68\alpha}{e/c + 0,32} ; f_a = \frac{0,32(1 - \alpha)}{e/c + 0,32} \quad (1.5)$$

De plus la fraction volumique d'eau  $f_e$  et de pores capillaires s'écrivent :

$$f_w = \frac{w/c - 0,4175\alpha}{w/c + 0,32} ; f_{pc} = \frac{e/c - 0,36\alpha}{e/c + 0,32} \quad (1.6)$$

Par ailleurs, le modèle de Powers suppose que la porosité de gel<sup>4</sup> est constant et vaut 0,28 si bien que la porosité totale vaut :

$$f_p = \frac{w/c - 0,17\alpha}{w/c + 0,32} \quad (1.7)$$

### 1.5.3.2 Différentes échelles dans la pâte de ciment

Vu la complexité de la microstructure des matériaux cimentaires, les études sur leur caractère multi-échelle consiste à combiner à la fois des essais expérimentaux avec des approches de modélisation. En s'intéressant à la notion d'échelles dans ces matériaux, le mortier ou le béton peuvent être considérés comme étant constitués de matrice (pâte ou mortier) dans lequel baignent des inclusions (grains de sable ou des granulats). La pâte de ciment représente donc un maillon essentiel dans le comportement global du mortier ou du béton. Comme décrit dans [32, 72, 113], les hétérogénéités dans la pâte de ciment peuvent s'étaler sur trois niveaux :

#### -Niveau I : ( $10^{-6} - 10^{-4}\text{m}$ )

A cette échelle, la pâte de ciment est constituée d'une mousse de CSH, de la portlandite, de l'ettringite, du clinker non hydraté et des pores capillaires. Nous reviendrons de façon plus explicite sur les tailles caractéristiques des pores en fin de section.

- **La mousse de CSH**

Elle occupe la plus grande partie du volume des produits de l'hydratation (50 à 60% du volume) [79]. C'est un matériau hétérogène dont les différentes phases sont situées à l'échelle inférieure (de l'ordre du nm). De plus, les propriétés mécaniques de la mousse de CSH gouvernent en grande partie celle de pâte de ciment.

- **La portlandite CH**

Elle est issue de l'hydratation des silicates dans le ciment et occupe entre 20 à 25% du volume des solides dans la pâte [82]. De forme prisme hexagonale, sa taille dépend du temps d'hydratation et de la température entre autres et peut varier de 1 à  $100\mu\text{m}$  Fig.(1.19). Ses propriétés mécaniques (Module et dureté) sont accessibles par nanoindentation et ont été évalués tout récemment par Constantinides et al.[30, 32]. Les auteurs ont obtenu  $M= 38\pm 5\text{GPa}$  pour le module d'indentation et  $H= 1,2\pm 0,4\text{GPa}$  pour la dureté. Ces résultats sont proches de ceux trouvés par Beaudoin et al.[16]

---

4. réseau poreux dans les hydrates

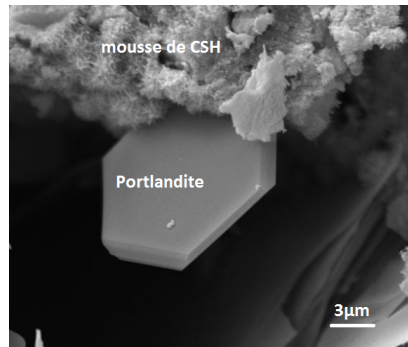


Fig. 1.19 – Image MEB de la forme “prisme hexagonal” du cristal de portlandite [19].

- **L’ettringite**

Combinée aux aluminates de calcium, elle occupe entre 15 et 20% du volume du solide dans la pâte de ciment. L’ettringite se présente sous forme d’aiguilles hexa-

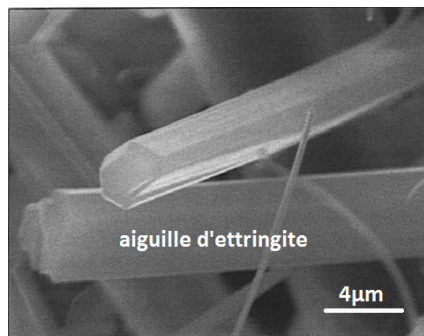


Fig. 1.20 – Image MEB de l’ettringite (sous forme d’aiguilles) dans une porosité du béton ([40, 63])

gonales de longueurs variables ( quelques dizaines de microns) en fonction des conditions d’hydratation Fig.(1.20). C’est un produit dont la stabilité dépend de la quantité de gypse disponible ainsi que des conditions de formation (on parle ainsi d’ettringite de formation primaire, secondaire ou différée). Du fait de leur faible proportion, il existe très peu de travaux concernant leurs propriétés mécaniques. Zohdi et al. ([123]) en extrapolant les mesures expérimentales ont pu déterminer le module de compressibilité ( $K= 47$  GPa) et le module de cisaillement ( $G= 19,9$  GPa) de l’ettringite.

- **Le clinker non hydraté** : Il représente la partie du ciment n’ayant pas réagi avec l’eau. Sa quantité dépend surtout du rapport  $e/c$ . Selon le modèle d’hydratation de Powers, l’hydratation complète du ciment est obtenue pour  $e/c \geq 0,42$ . Par ailleurs, il arrive que les particules d’hydrates qui se forment au cours de l’hydratation s’agglomèrent autour des grains de clinker non hydratés les empêchant ainsi de réagir avec l’eau. Ce phénomène fut étudié par Costaya et al.([33]) qui montrent que la

vitesse d'hydratation est inversement proportionnelle à la taille des grains de clinker non hydratés.

**-Niveau II :** ( $10^{-8} - 10^{-6}\text{m}$ )

Il existe plusieurs modèles traitant de la microstructure de la mousse de CSH. Selon le modèle de Tennis & Jennings , [66, 108] par exemple, la mousse de CSH est un milieu poreux constitué de deux types d'amas de particules colloïdales qui se différencient par leur porosités. Ainsi, les auteurs distinguent le CSH faible densité (LD CSH) avec 37% de pores de gel et le CSH haute densité (LD CSH) qui ne contiendrait que 24% de pores (Fig.1.21). Ces deux types de CSH seront désignés plus tard par Richardson et al. [95] sous l'appellation 'inner products' et 'outer products' suivant leurs emplacements dans la pâte de ciment. Par ailleurs, la taille typique des pores dans ces hydrates se situe entre 10 et 100 nm. Concernant les propriétés mécaniques de ces phases, elles ont été déterminées par nanoindentation entre autres . Ainsi le LD CSH a un module d'indentation située entre 18 et 22 GPa ainsi qu'un module de dureté située entre 0,45 et 0,9 GPa [32, 31]. Quant au HD CSH, il a un module d'indentation et une dureté compris entre respectivement 29 et 32 GPa et 0,95 et 1,2 GPa [12, 31, 32]. Par ailleurs, Tennis et Jennings [108] évaluent

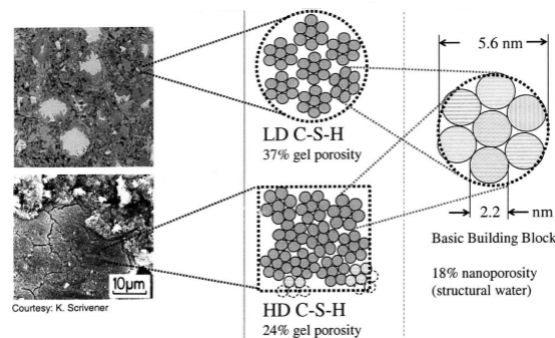


Fig. 1.21 – Structure colloïdale de la mousse de CSH proposé par Tennis & Jennings [29, 66, 108]

le ratio massique entre la phase solide du LD CSH et celle totale de la mousse de CSH sous la forme :

$$m_{LD} = 3,017\alpha \frac{e}{c} - 1,347\alpha + 0,538 \quad (1.8)$$

où  $\alpha$  désigne le degré d'hydratation. La mousse de CSH est aussi décrite par Feldman et al. [50] comme un empilement de feuillets avec un espacement intermédiaire variant entre 2 et 5nm [50]. Enfin, tout récemment, grâce à des essais de nanoindentation menés sur la pâte de ciment avec de faibles rapport  $e/c$  Constantinides et al.[32, 113] évoquent l'hypothèse d'une phase supplémentaire dénommée UHD CSH ayant une structure nanocomposite ( portlandite + HD CSH) et dont les propriétés mécaniques sont supérieures à celles des LD et HD CSH [28].

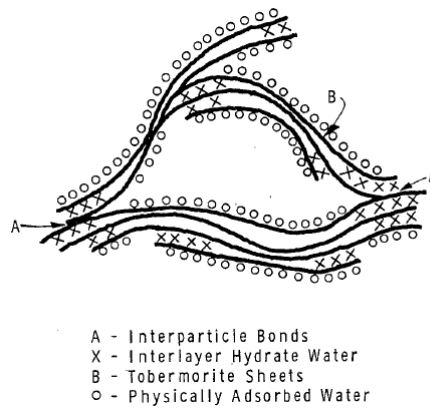


Fig. 1.22 – Modèle de la pâte de ciment proposé par Feldman [50]

**-Niveau III : ( $10^{-10} - 10^{-9}$  m)**

A cette échelle, on distingue suivant les modèles la structure minéralogique [21, 95, 96] ou cristallographique [20, 95, 107] du CSH. En effet, la tobermorite est la structure minéralogique la plus répandue et se décline sous trois formes suivant les espacements caractéristiques ( $9\text{\AA}$ ,  $11\text{\AA}$ ,  $14\text{\AA}$ ). Elles sont souvent caractérisées par un rapport entre le calcium (Ca) et le silicium (Si) se situant entre 0,67 et 1. La structure cristalline est quant à elle connue sous le nom de jennite et est caractérisée par un rapport Ca/ Si fixe valant 1,5

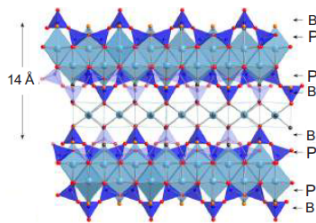
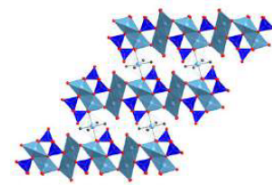
Fig. 1.23 – Structure minéralogique du CSH : tobermorite  $14\text{\AA}$  [21]

Fig. 1.24 – Structure cristalline du CSH : jennite [20]

**Porosité dans la pâte de ciment**

Le réseau poreux des matériaux cimentaires en général possède un caractère multi-échelle, allant de quelques nanomètres (pour les pores de gel) au millimètre (pour les bulles d'air). La porosimétrie au mercure, l'exploitation de la perte de masse entre un échantillon totalement saturé d'eau et un échantillon séché sans oublier l'analyse des images MEB font partie des techniques complémentaires [86] qui permettent d'obtenir des informations sur la taille des pores, leur fraction volumique ainsi que leur distribution dans la pâte de ciment. En effet, Il n'existe pas de frontières clairement définies entre les tailles des familles de pores dans la pâte de ciment. Néanmoins, on peut classer ces pores en trois catégories comme résumées dans le tableau (1.10) :



Nature des pores	Tailles	Description	Influence
Pores de gel	1-10nm	Pores dans les LD CSH et HD CSH	-Fluage -Retrait
Porosités capillaires	10-50 nm	petits capillaires	-Résistance
	50nm-10 $\mu$ m	grands capillaires	-Durabilité
Bulles d'air	0.1-1mm	Bulles quasi-sphériques	-Cycles de gel-dégel

Tab. 1.10 – Différentes porosités dans une pâte de ciment classées suivant leurs tailles [81]

### 1.5.3.3 Quelques modèles descriptifs de la microstructure d'une pâte de ciment

Ce sont des modèles proposant une description plus ou moins simplifiée de la microstructure d'une pâte de ciment en s'appuyant sur des résultats expérimentaux (observation MEB, Porosimétrie au mercure, nanoindentation,...). L'objectif de ces modèles est de proposer une représentation de la microstructure de la pâte en tenant compte des aspects comme le caractère multi-échelle des phases, leurs morphologies ainsi que leurs distributions sans oublier leurs propriétés mécaniques.

#### 1.5.3.4 Modèle de Sanahuja [98]

Dans ce modèle, Sanahuja et al. présentent la microstructure d'une pâte de ciment comme étant constituée d'une phase inclusionnaire composite baignant dans une matrice poreuse (dénommée 'outer' ). En effet, l'inclusion composite est constituée d'un cœur représentant l'anhydre et entouré par une phase dénommée 'inner' (Fig.1.25). Ce dernier est un milieu fait de briquettes élémentaires de CSH (de formes sphéroïdales) associées aux pores de gel. Quant à la phase matricielle, elle est constituée de plaquettes (assemblage de briquettes élémentaires et de pores capillaires). Le 'inner' et le 'outer' dans ce modèle diffèrent donc par leur niveau de porosité. C'est un modèle mettant l'anhydre, la phase 'inner', et le 'outer' à la même échelle contrairement à leur hétérogénéités qui sont à l'échelle inférieure. Il convient toutefois de noter que ce modèle ne prend pas en compte la présence de la portlandite dans la pâte de ciment.

#### 1.5.3.5 Modèle de Pichler [90]

Dans ce modèle, la pâte de ciment est vue comme une mousse d'hydrates entourant des particules de clinker à la même échelle. Quant aux hétérogénéités de la mousse d'hydrates, elles se situent à l'échelle inférieure. Il s'agit de particules d'hydrates sous formes d'aiguilles

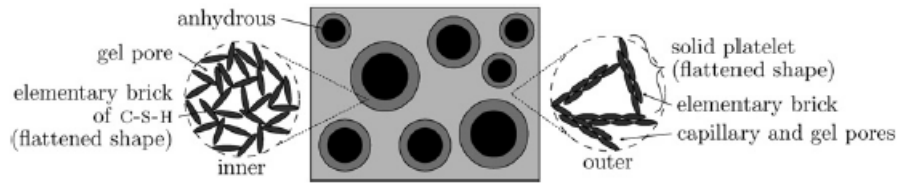


Fig. 1.25 – Modèle de la pâte de ciment proposé Sanahuja et al. [98]

(ellipsoïde allongée), des pores capillaires, et de l'air (Fig.1.26,1.27). Cette approche ne distingue pas les différentes phases d'hydrates (LD CSH, HD CSH) dans la mousse de CSH tout comme elle ne permet pas de prendre en compte d'autres produits hydratés comme la portlandite ou l'ettringite.

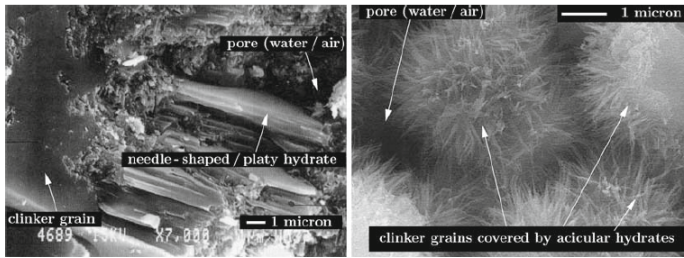


Fig. 1.26 – Image MEB de la microstructure d'une pâte de ciment montrant une mousse d'aiguilles d'hydrates [111].

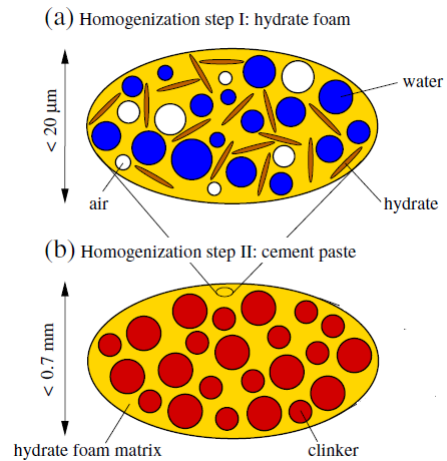


Fig. 1.27 – Représentation schématique de la microstructure de la pâte de ciment proposée par Pichler et al. [90]

### 1.5.3.6 Modèle de Ma [74]

A l'échelle micrométrique, ce modèle considère la pâte de ciment comme un matériau composite constitué du clinker non hydraté, d'une première phase dénommée 'outer hydration products', d'une seconde appelée 'inner hydration products', des pores capillaires et des larges cristaux de portlandites. Dans ce modèle, les pores capillaires sont classés suivant leur taille en deux catégories : les 'Large Capillary Pores LCPs (diamètre  $> 100\text{nm}$ )' et les 'Small Capillary Pores : SCPs (diamètre  $< 100 \text{ nm}$ )'. Ces derniers sont supposés être créés par le mauvais empilement des produits hydratés tandis que les LCPs sont les pores capillaires initialement remplies d'eau et qui n'ont pas été occupés par les produits hydratation. Ainsi donc, la phase 'outer' est constituée du LD CSH, des petites

porosités capillaires SCPs, ainsi que de petits cristaux de portlandite et d'ettringite. La

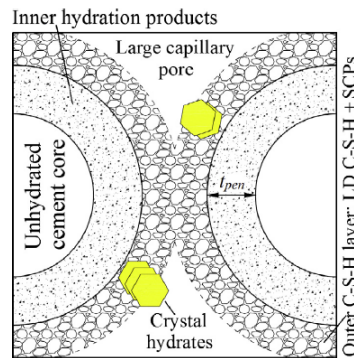


Fig. 1.28 – Microstructure de la pâte de ciment proposée Ma et al. [74]

phase 'inner' est quant à elle constituée du HD CSH et des nanocristaux de portlandite et ne contiennent pas de pores capillaires contrairement à la phase 'outer'.

Enfin, notons qu'il existe aussi des modèles numériques d'hydratation de la pâte de ciment comme le modèle CEMHYD3D (NIST) présenté dans [17, 18] ou encore le modèle HYMOSTRUC décrit dans [112]. Ces modèles sont le plus souvent basés sur une génération numérique de la microstructure de la pâte de ciment en hydratation combiné à quelques informations disponibles sur la microstructure (taille des pores ou de celles des phases d'hydrates ainsi que de leur distribution). Ces modèles donnent des descriptifs satisfaisants de l'évolution et du comportement de la microstructure de la pâte de ciment au cours de l'hydratation.

## 1.6 Conclusion

La rareté des carrières de granulats naturels contraint les professionnels du secteur du BTP à adopter d'autres stratégies de gestion des ressources naturelles. L'utilisation des granulats recyclés constitue donc une alternative viable et prometteuse à long terme à condition que la réglementation sur son utilisation évolue. En effet, les freins relatifs à la vulgarisation de l'utilisation des granulats recyclés sont liés à une législation contraignante sur leur usage (pas plus de 20% et interdiction de substituer le sable naturel par le sable recyclé). Même si les études actuelles montrent qu'une substitution totale des granulats naturels par des granulats recyclés impliquerait une diminution des propriétés mécaniques et de durabilité des bétons recyclés, l'on pourrait plaider en faveur d'une substitution partielle autre que les 20% actuellement autorisées. Pour cela, beaucoup reste à faire afin de disposer d'arguments scientifiques à même de faire évoluer les pratiques et rassurer les maîtres d'ouvrages qui motivent leur réticence par les propriétés de ces bétons. C'est dans ce cadre que s'inscrit notre démarche dans cette première partie. En effet, les chapitres

suivants sont consacrés à l'évaluation de l'impact réel des GR sur les propriétés des bétons recyclés à travers des essais à l'échelle macroscopique. Il s'agit de quantifier cet impact et de fournir des arguments susceptibles d'expliquer le comportement des BGR.



## Matériaux et méthodes

*Dans ce chapitre, nous présentons les différents matériaux utilisés, les différents protocoles expérimentaux ainsi que les formules des bétons à caractériser.*

### Sommaire

---

<b>2.1</b>	<b>Les constituants des bétons fabriqués . . . . .</b>	<b>53</b>
2.1.1	Le ciment . . . . .	54
2.1.2	L'adjuvant . . . . .	54
2.1.3	L'eau . . . . .	54
2.1.4	Le sable et les granulats . . . . .	54
<b>2.2</b>	<b>Les propriétés des différents matériaux utilisés . . . . .</b>	<b>55</b>
2.2.1	Masse volumique et absorption d'eau . . . . .	55
2.2.2	Résistance à la fragmentation et à l'usure . . . . .	57
2.2.3	Fraction volumique de l'ancien mortier . . . . .	57
<b>2.3</b>	<b>Formules et fabrication du béton . . . . .</b>	<b>59</b>
2.3.1	Fabrication des bétons . . . . .	60
2.3.2	Essais à l'état frais . . . . .	61
2.3.3	Essais à l'état durci . . . . .	62

---

### 2.1 Les constituants des bétons fabriqués

Pour cette campagne expérimentale à l'échelle macroscopique, les éléments utilisés sont : le ciment, l'eau, l'adjuvant, le sable (naturel et recyclé), les granulats (naturels et recyclés). Avant la phase de fabrication, une caractérisation de ces éléments a été réalisée afin de déterminer leurs propriétés physiques et mécaniques.

### 2.1.1 Le ciment

Le ciment utilisé est un ciment CEM I 52.5 N Letail de l'entreprise Lafarge qui contient 95% de clinker. Il est souvent recommandé pour la construction des ouvrages d'art compte tenu de ses propriétés mécaniques et de durabilité (Résistance à la compression à 28 jours d'environ 70 MPa et bonne résistance aux sulfates ). La composition minéralogique de ce ciment est résumée dans le tableau (2.1) :

Constituants	Composition (%)									
	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	Na <sub>2</sub> O <sub>eq</sub>	S <sup>2-</sup>	Cl <sup>-</sup>	Autres
Proportions	22,7	3,03	2,33	67,0	0,95	2,13	0,21	0,1	0,1	1,33
$\rho(g/cm^3)$	3.16									
SS(cm <sup>2</sup> /g)	3524									

Tab. 2.1 – Composition minéralogique du ciment.  $\rho$  masse volumique ; SS : surface spécifique

### 2.1.2 L'adjuvant

L'adjuvant utilisé est le Master Glenium SKY 671. C'est un superplastifiant non chloré et haut réducteur d'eau. Il est issu d'une nouvelle génération de polycarboxylates et est souvent recommandé pour la formulation des bétons à base de granulats recyclés tout comme les bétons nécessitant de bonnes propriétés de durabilité, de performances mécaniques et d'ouvrabilité. Enfin, la proportion massique de l'extrait sec de cet adjuvant est de 31%.

### 2.1.3 L'eau

L'eau utilisée est une eau du robinet conservée à 20 ° C .

### 2.1.4 Le sable et les granulats

Le sable et les granulats utilisés dans cette campagne sont de différentes natures compte tenu de leurs origines.

#### a-Sable naturel Boulonnais

Il s'agit d'un sable (0/4mm) extrait des carrières du Boulonnais.

#### b-Granulats naturels Boulonnais

Ils sont eux aussi issus des carrières du Boulonnais. Ce sont des débris de roches calcaires qui se présentent sous différentes coupures (tailles). Dans le cadre de notre étude,

deux différentes coupures ont été utilisées : 4/12 mm et 12/20mm. Par souci de simplification, nous désignerons ces deux coupures sous l'appellation de granulats naturels.

### c-Du béton d'origine aux granulats recyclés

Les granulats recyclés utilisés dans cette campagne expérimentale sont obtenus à partir du recyclage d'un béton pour pieux. Le tableau 2.2 résume les matériaux ainsi que les proportions utilisées dans la fabrication de ce béton. La résistance à la compression visée

Constituants	Nature	Dosage (kg/m <sup>3</sup> )
Ciment	CEM III /A 52.5 L-LH CE PMES CP1 NF	380
Sable	0/4 mm (Achères)	810
Granulats (6,3-20 mm)	Silico-calcaire (Achères)	865
Adjuvant	MaterPolyheed 510 (PRELOM 510)	2,28
Eau totale	Eau de décantation	194,31

Tab. 2.2 – Composition du béton d'origine

à 28 jours de ce béton est de 45 MPa. Les granulats et sables recyclés utilisés dans cette étude sont fournis par l'entreprise CLAMENS.

### d-Granulométrie des matériaux recyclés

Trois différentes coupures de granulats recyclés ont été utilisées dans cette campagne. Il s'agit du sable recyclé (0/4mm) utilisé pour caractériser la proportion d'ancien mortier autour du granulat recyclé, des gravillons ou granulats recyclés (4/12 mm) et des granulats recyclés (12/20 mm). Notons que dans la fabrication des bétons, aucune substitution de sable naturel par du sable recyclé n'a été effectuée; cet axe d'investigation n'étant pas inclus dans notre étude.

## 2.2 Les propriétés des différents matériaux utilisés

Avant la formulation des bétons avec divers taux de GR, une caractérisation des matériaux a été réalisée. Ainsi, les propriétés physiques et mécaniques de ces constituants (surtout les granulats) ont été déterminées à travers différents essais.

### 2.2.1 Masse volumique et absorption d'eau

Ces propriétés ont été mesurées à travers un essai normalisé (norme EN 1097 – 6) [3]. Pour ce qui est des granulats naturels comme recyclés, une masse de 1 kg a été préala-



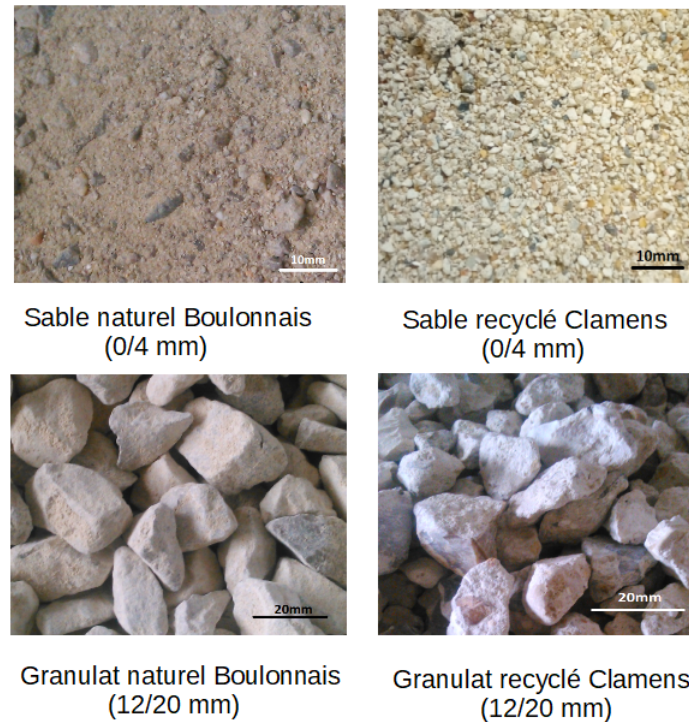


Fig. 2.1 – Différents types de sable et granulats utilisés

blement séchée à l'étuve à 105 °C<sup>1</sup> pendant 24 h puis pesée une fois refroidie ( donnant une masse  $M_s$ ). Ensuite elle est immergée dans l'eau pendant 24h et essuyée avec un chiffon avant une seconde pesée (donnant une masse  $M_a$ ). Enfin une pesée hydrostatique est réalisée permettant d'avoir la masse du lot de l'échantillon dans l'eau ( $M_a'$ ). La masse volumique de l'échantillon est déterminée par la formule :

$$\frac{\rho}{\rho_{eau}} = \frac{M_s}{M_a - M_a'} \quad (2.1)$$

avec  $\rho_{eau}$  : masse volumique de l'eau. Quant au coefficient d'absorption d'eau, il est calculé par la formule :

$$w = \frac{M_a - M_s}{M_s} \quad (2.2)$$

L'essai sur le sable selon ce qui est préconisé par la norme est un essai fastidieux, car contrairement aux granulats, après une immersion dans l'eau pendant 24 h, le sable est séché avec un séchoir thermique ; l'objectif étant d'assécher l'eau entre les grains de sable. Cependant, cette phase génère la perte de fines et rend l'essai difficilement répétable. On évalue le degré d'assèchement de l'eau inter-granulaire en suivant l'affaissement du sable contenu dans un cône (norme EN 1097 – 6).

Les résultats obtenus (tableau 2.3) sont des moyennes réalisées sur deux essais effectués dans les mêmes conditions (pour des raisons de répétabilité).

1. Pour les GR, la température de séchage est de 80°C. Elle a été appliquée pendant 48 h.



Fig. 2.2 – Essai d’absorption du sable (selon la norme EN 1097 – 6)

Tailles (mm)	Sable et Granulats naturels			Sable et Granulats recyclés		
	0/4	4/12	12/20	0/4	4/12	12/20
$\rho(g/cm^3)$	$2,7 \pm 0,03$	$2,65 \pm 0,02$	$2,72 \pm 0,04$	$2,32 \pm 0,02$	$2,22 \pm 0,05$	$2,214 \pm 0,065$
w (%)	$0,97 \pm 0,01$	$0,7 \pm 0,015$	$0,6 \pm 0,02$	$10,25 \pm 1,06$	$6,725 \pm 1,007$	$6,05 \pm 1,06$

Tab. 2.3 – Tableau comparatif de la masse volumique ( $\rho$ ) et du coefficient d’absorption à 24 h ( $W$ ) pour les granulats naturels et les granulats recyclés

### 2.2.2 Résistance à la fragmentation et à l’usure

Le coefficient Los Angeles (LA) traduit la capacité des granulats à résister aux chocs. L’essai (comme décrit dans la norme EN 1097-2 [2]) consiste à introduire une masse  $M_0$  de granulats dans un tambour contenant des billes en acier. La rotation du tambour provoque des chocs entre les granulats ainsi qu’avec les parois du tambour. Ce processus génère une dégradation des granulats et l’apparition des fines de masse  $M_1$ . Le coefficient Los Angeles (LA) est le pourcentage en masse fines  $< 1.6$  mm produit au cours de l’essai par rapport à la masse initiale de granulats.

$$LA = \frac{M_1}{M_0} \times 100 \quad (2.3)$$

Le coefficient Micro Deval (MDE) traduit la résistance à l’usure des granulats. Il est réalisé selon la norme EN 1097-1 [1]. Les résultats obtenus sur les granulats de cette campagne sont résumés dans le tableau 2.4

### 2.2.3 Fraction volumique de l’ancien mortier

C’est un paramètre important que l’on cherche à connaître sur les granulats recyclés. Les techniques souvent utilisées (décapage, traitement chimique ou thermique) donnent des résultats divergents sans oublier les dommages qu’elles provoquent aussi bien sur

	Sable et Granulats naturels			Sable et Granulats recyclés		
	0/4	4/12	12/20	0/4	4/12	12/20
Tailles (mm)	0/4	4/12	12/20	0/4	4/12	12/20
LA (%)	-	23	22	-	32	35
MDE(%)	-	16	11	-	36	27

Tab. 2.4 – Tableau comparatif de résistance à la fragmentation et à l’usure des granulats (naturels et recyclés)

les granulats que sur l’ancien mortier. L’approche retenue dans cette étude consiste à assimiler l’ancien mortier au sable recyclé. En effet, ce qui est désigné comme sable recyclé n’est après tout, qu’un mélange entre du sable naturel du ciment hydraté et non hydraté (nous négligerons ce dernier dans la suite du raisonnement). Ainsi en s’appuyant sur les coefficients d’absorption d’eau à 24 h, on obtient une approximation de la fraction volumique de l’ancien mortier par rapport à tout le granulat recyclé. Les résultats du coefficient d’absorption d’eau à 24 h obtenus sur le granulat d’origine ainsi que l’ancien mortier sont résumés dans le tableau 2.5

	Ancien mortier	Granulats d’origine (6,3/20 mm)
w (%)	10,25 ±1,06	1,7 ±0,28

Tab. 2.5 – Coefficient d’absorption  $W$  à 24h de l’ancien mortier et du granulat d’origine

On constate une variabilité importante sur le coefficient d’absorption du sable recyclé comparé aux granulats d’origine. Cette variabilité est liée à la perte de fines lors du séchage du sable mouillé comme décrit précédemment. Cet aspect nous oblige à prendre en compte cette variabilité dans l’estimation de la fraction volumique d’ancien mortier autour des granulats recyclés.

$$W_{gr} = f \times W_{go} + (1 - f) \times W_{om} \quad (2.4)$$

avec  $W_{gr}$ ,  $W_{go}$ ,  $W_{om}$  respectivement, le coefficient d’absorption du granulat recyclé, du granulat d’origine, de l’ancien mortier. Enfin  $f$  désigne la fraction volumique du granulat d’origine dans le granulat recyclé. Par ailleurs, en prenant en compte les valeurs d’absorption du tableau (2.5) ainsi que l’équation (2.4), on peut déterminer la fraction volumique du granulat d’origine et par conséquent celle de l’ancien mortier. On déduit alors que  $0,53 \leq f \leq 0,61$ ; ce qui donne une estimation de la fraction volumique moyenne de l’ancien mortier autour du granulat recyclé comprise entre 39 et 47%.

### 2.2.3.1 Proportion et nature des granulats d'origine

Les granulats qui ont servi à fabriquer le béton d'origine sont des granulats silico-calcaires. De ce fait, il est important d'avoir une estimation de la proportion des différents granulats (siliceux ou calcaire) dans le lot de granulats d'origine. Pour ce faire, nous avons procédé premièrement à un essai de quartage<sup>2</sup> avec un lot de 82 kg de granulats d'origine pour obtenir une masse de 2,6 kg (après 6 quartages). Ensuite cette quantité a été broyée et grâce à un échantillonneur à riffe de taille plus petite, on a obtenu 78 g de poudre représentative de notre lot de granulat d'origine de départ. La poudre ainsi obtenue a été soumise à l'analyse thermogravimétrique (ATG), ce qui nous a permis de quantifier la perte d'eau liée à la déshydratation de la calcite. Ensuite, un traitement par l'acide a été réalisé permettant de déterminer le résidu solide (quartz). Au terme, des différents essais réalisés nous avons obtenu 86% de silice et 14% de calcaire en proportions massiques (en supposant que le lot de granulats d'origine en étude est constitué de granulats calcaires et de granulats siliceux uniquement).

## 2.3 Formules et fabrication du béton

Les bétons sont habituellement classés suivant leurs classes d'exposition. La classe d'exposition donne en fonction des contraintes liées à l'environnement du béton, le dosage ainsi que les propriétés attendues au béton pour faire face aux agressions venant du milieu environnant. Pour notre étude, nous visons des bétons de classe C60 qui correspond aux bétons pour ouvrage d'art (Résistance à la compression à 28 jours de 60 MPa) avec une ouvrabilité de classe S4. Ce dernier suppose un affaissement situé entre 16 et 21 cm. Pour ce faire, le ciment CEMI 52.5 PM ES a été utilisé avec un dosage constant de 380 kg/m<sup>3</sup> en considérant un rapport massique  $e/c$  de 0.42 dans un premier temps. Ce rapport  $e/c$  permet théoriquement d'hydrater tout le ciment [97]. Ainsi, différentes formules ont été fabriquées avec divers taux de granulats recyclés. Le principe consiste à remplacer progressivement les granulats naturels par des granulats recyclés. Des bétons avec différents taux de substitution ont été fabriqués (0, 20, 40, 60, 80, 100). Nous désignerons par C[r], le béton avec r % de granulats recyclés. C[0], correspond au béton de référence sans granulats recyclés tandis que C[100] est un béton dont tous les granulats naturels ont été substitués par des granulats recyclés (100% de GR). Notons que dans ces formulations, seuls les granulats (4/12 mm et 12/20 mm) ont été substitués. Le sable naturel n'a donc pas été substitué. Parallèlement, une pâte de ciment et un mortier naturel ont été fabriqués avec les mêmes rapports  $e/c$ .

---

2. quartage : opération d'échantillonnage consistant à diviser un tas de granulats en quartiers afin de sélectionner un échantillon représentatif du matériau

Formules	C[0]	C[20]	C[40]	C[60]	C[80]	C[100]
Taux de substitution (%)	0	20	40	60	80	100
Ciment	380					
Sable	867,8					
Granulat naturel (4/12 mm)	432	345,6	259,20	172,80	86,40	0
Granulat recyclé (4/12 mm)	0	77,02	154,03	231,05	308,52	385,08
Granulat naturel (12/20 mm)	561,2	448,96	336,72	224,48	112,24	0
Granulat recyclé (12/20 mm)	0	99,63	199,26	298,89	398,52	498,14
Eau efficace	160					
Adjuvant	1,5					
eau/ciment	0,42					

Tab. 2.6 – Composition (en  $kg/m^3$ ) des constituants des bétons fabriqués suivant leurs formules (Eau efficace : eau nécessaire pour l’hydratation complète du ciment ; Eau d’ajout : l’eau effectivement versée dans le malaxeur en prenant en compte les coefficients d’absorption du sable, des granulats naturels ainsi que l’extrait sec de l’adjuvant.

Pour la fabrication des bétons recyclés ci-dessus mentionnés, les granulats recyclés ont été saturés d’eau pendant 24 h afin d’éviter que leur cinétique d’absorption d’eau ne perturbe l’hydratation du ciment. Quant aux granulats naturels, ils ont été utilisés à l’état sec.

### 2.3.1 Fabrication des bétons

La fabrication du béton a été effectuée en utilisant un malaxeur de laboratoire de 80 litres et en suivant le protocole décrit par la norme NF EN 196 – 1 [9] comme résumé sur la figure 2.3. Pour chaque formule de béton, deux gâchées de 40 litres ont été fabriquées pour vérifier la répétabilité des essais. A la fin de chaque gâchée, un essai d’affaissement au cône d’Abrams est réalisé et le béton est ensuite mis dans les moules. Chaque moule est rempli en trois temps intercalés par des vibrations à l’aiguille de 15 secondes afin de faire remonter les bulles d’air dans le béton et surtout pour obtenir un matériau bien compact sans ségrégation.

Par ailleurs, une fois les moules remplis, ils sont pesés, recouverts de plastique pour éviter le séchage, et conservés dans une salle à 20 ° C pendant 24 h avant le démoulage. A la suite du démoulage, les éprouvettes sont pesées et mises en piscine (T=20 ° C) jusqu’au jour d’essai.

Notons qu’en plus de ces bétons, des petites quantités de pâte et de mortier (en moyenne 30 litres), ont été fabriquées suivant la norme NF EN 196 – 1 tout en gar-

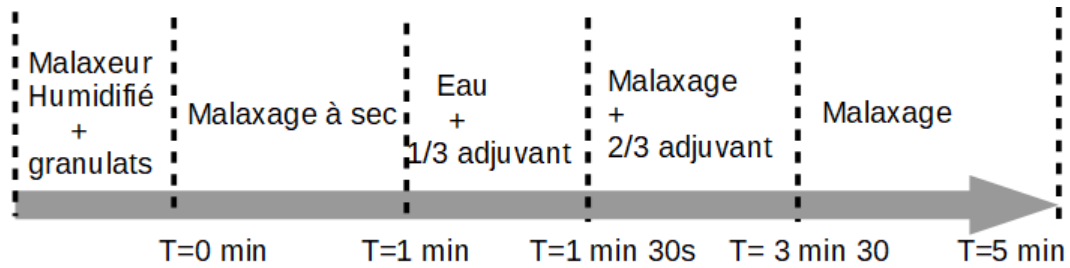


Fig. 2.3 – Protocole de fabrication selon la norme NF EN 196 – 1



Fig. 2.4 – Mise en éprouvette et conservation du béton

dant le même rapport eau/ciment ainsi que la même quantité de sable pour le mortier (confère Tableau 2.6). Les échantillons ont été conservés dans les mêmes conditions que les échantillons de béton.

### 2.3.2 Essais à l'état frais

Une fois le béton sorti du malaxeur, différents essais ont été menés pour mesurer affaissement et sa masse volumique à l'état frais.

### 2.3.2.1 Affaissement

C'est un essai qui permet de caractériser l'ouvrabilité d'un béton. Dans le cas particulier de cette étude, les bétons visés sont ceux utilisés dans les structures très ferrillées nécessitant une facilité de mise en place. A cet effet, la classe de consistance visée est : S4 ( Affaissement 16 – 21 cm). C'est un essai qui a été réalisé suivant la norme NF EN 12350 – 2 [4].



Fig. 2.5 – Essai d'affaissement au cône d'Abrams

### 2.3.2.2 Masse volumique

Elle permet de rendre compte de la masse par unité de volume du béton à l'état frais. C'est un paramètre qui est issu des valeurs de pesée et de la prise en compte du volume des éprouvettes.

## 2.3.3 Essais à l'état durci

La plupart des études réalisées dans cette campagne expérimentale l'ont été sur des échantillons de béton durci. En effet, des essais ont été menées à des échéances de 28 et 90 jours. Ils s'agit des essais mécaniques et de durabilité sur les différentes formules.

### 2.3.3.1 Essais mécaniques

Il s'agit principalement des essais de résistance à la compression, de module d'élasticité et de résistance à la traction par fendage.

#### a-Résistance à la compression

L'essai de résistance à la compression a été réalisé suivant la norme NF EN 12390 – 3 [6]. Afin d'aplanir les surfaces des éprouvettes cylindriques ( $\phi 11 \times 22$  cm) et d'éviter toute perturbation des résultats, un surfacage à la rectifieuse a été réalisé pour toutes les éprouvettes. L'essai de compression proprement dit, fut réalisé à l'aide d'une presse de 2000 kN de charge maximale de l'entreprise Perrier (Fig.2.6.a). Enfin, la valeur de la

résistance à la compression est obtenue en faisant la moyenne sur au moins 3 éprouvettes cylindriques issues de deux gâchées différentes.

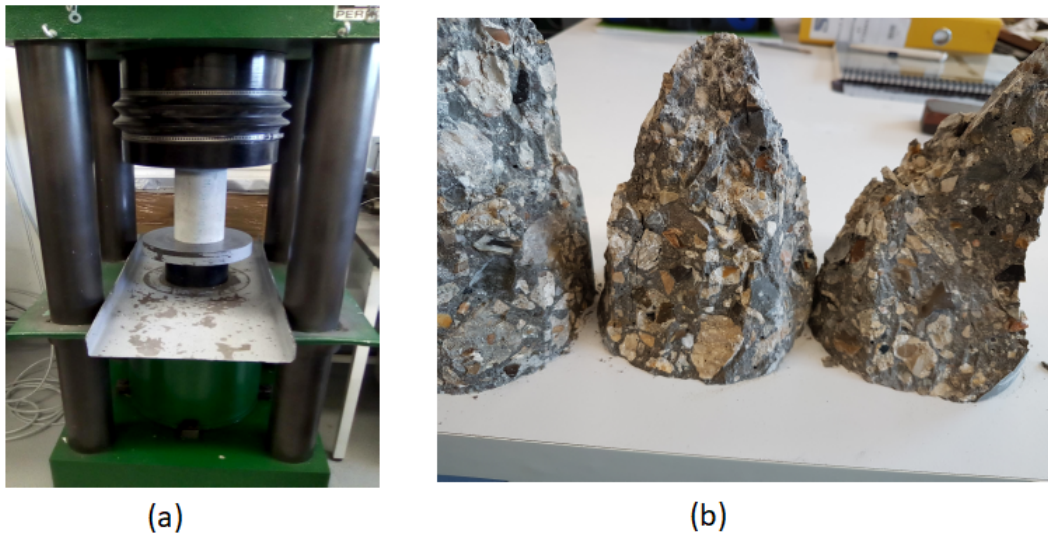


Fig. 2.6 – (a) : Echantillon  $\phi 11 \times 22$  cm sous la presse ; (b) : Cônes obtenus après la rupture des éprouvettes

### b-Module d'élasticité

L'essai consiste à mettre sous chargement (ici en compression) une éprouvette de béton (Fig.2.7) et à mesurer les déformations . Ces dernières sont mesurées à l'aide d'une cellule extensométrique équipée de trois capteurs LVDT de 1 mm de course et disposés à  $120^\circ$  autour de la cellule (Fig.2.7 (a)). Cet essai a été mené jusqu'à la rupture de l'éprouvette ;

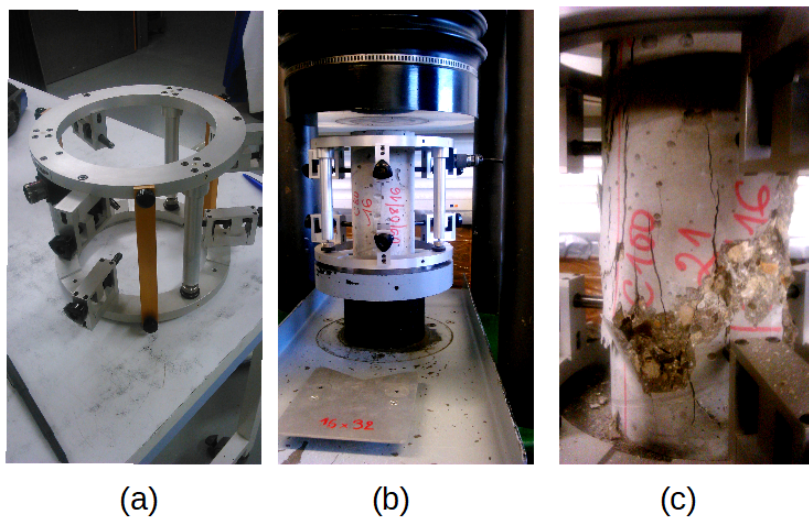


Fig. 2.7 – (a) : Extensomètre à béton ; (b) : Dispositif d'essai ; (c) : Image après la rupture de l'échantillon



ce qui permet d'avoir le module d'élasticité et la résistance à la compression sur le même échantillon.

### c-Résistance à la traction par fendage

L'essai a été réalisé en suivant le protocole décrit par la norme NF EN 12390 – 6 [7] avec des bandes de chargement en bois (EN 316). Compte tenu du dispositif expérimental et du mode chargement requis, aucune rectification de la surface des échantillons n'a été réalisée, néanmoins, la valeur de la résistance à la traction est obtenue en faisant la moyenne sur trois éprouvettes cylindriques prises dans deux gâchées différentes.

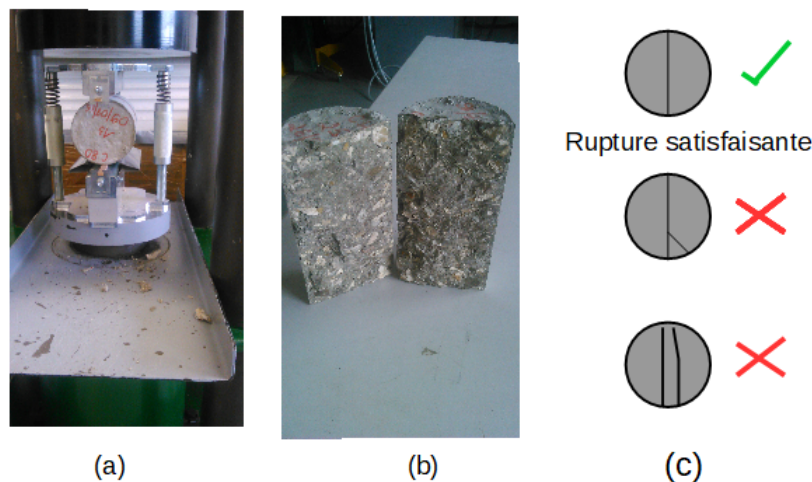


Fig. 2.8 – (a) : Dispositif d'essai ; (b) : Image après la ruine de l'échantillon

### 2.3.3.2 Retrait

L'essai de retrait a été réalisé sur des éprouvettes  $\phi 7 \times 7 \times 28$  cm. Pour chaque formule de béton, six éprouvettes de cette dimension ont été coulées dans des moules en acier ; trois destinées à la mesure du retrait endogène et les trois autres pour le retrait de séchage.

- Le retrait endogène :  
A travers ces mesures, nous visons les variations dimensionnelles ainsi que d'éventuelles pertes de masses de nos échantillons liées uniquement au phénomène d'hydratation. Trois éprouvettes  $\phi 7 \times 7 \times 28$  cm ont donc été emballées à double couches dans du papier aluminium afin d'éviter toute interaction avec le milieu extérieur.
- Le retrait de séchage :  
Dans cette phase, l'objectif est d'évaluer l'influence du milieu ambiant sur la perte de masse ainsi que les variations dimensionnelles de nos échantillons. Pour ce faire les éprouvettes, une fois démoulées, ne sont pas emballées dans du papier aluminium

contrairement à celles destinées au retrait endogène. On fait l'hypothèse que les variations liées au retrait endogène sont négligeables devant celles générées par le retrait de séchage.

Les mesures ont commencé 1 h après le démoulage et se sont poursuivies jusqu'à 90 jours avec des cadences plus régulières (3 fois par semaine) pendant les deux premières semaines. Tout au long de l'essai les éprouvettes ont été conservées dans une enceinte climatique réglée à 20 °C et à 50% d'humidité. Les mesures consistent principalement au suivi dans le temps des variations dimensionnelles grâce à un retractomètre à potence (Fig.2.9.(b)).

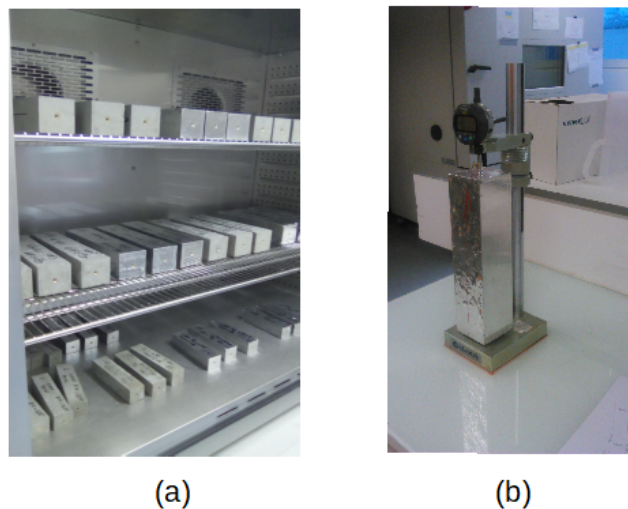


Fig. 2.9 – (a) :Conservation des éprouvettes; (b) : Retractable à potence

### 2.3.3.3 Essais de durabilité

Trois essais de durabilité ont été menés dans cette campagne expérimentale. Il s'agit notamment des essais de : diffusion des ions chlorures, de carbonatation, et de porosité à l'eau. Après 90 jours de conservation dans l'eau, les éprouvettes de béton (coulées dans des moules en acier) ont été découpées en disques de 5 cm d'épaisseur en prêtant une attention particulière à la position de ces tranches ( Fig.2.10). Ainsi, les tranches n° 1;3 (Fig. 2.10) sont destinées à l'essai de carbonatation, et les tranches du milieu n°2 pour la diffusion et la porosité à l'eau.

#### a-Diffusion des ions chlorures

C'est un essai qui permet de déterminer la résistance d'un béton à la pénétration des ions chlorures en solution. La norme NF EN 12390 – 11 [5] recommande des tranches d'éprouvettes cylindriques de 5 cm d'épaisseur issus des moules en acier. Pour notre essai,

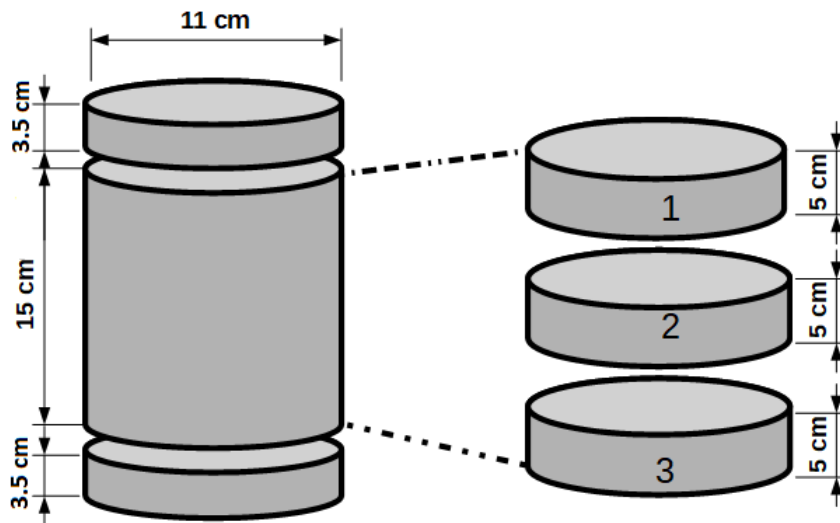


Fig. 2.10 – Découpage des éprouvettes cylindriques

des disques de béton de 5 cm situés en milieu d'éprouvette ont été utilisés (tranche n° 2 sur la figure 2.10). Ainsi, après la découpe, ces tranches de béton ont été placées sous vide pendant 24 h puis saturées dans une solution basique (ici NaOH + KOH) pendant 72 h. Afin d'imposer une diffusion unidirectionnelle, les surfaces latérales des disques ont été recouvertes de résine avant que les disques de béton ne soient fixés de façon étanche entre deux compartiments d'une cellule (Fig.2.11). Les compartiments amont et aval (reliés respectivement à la cathode et à l'anode (Fig.2.11.d) contenant une solution de soude (NaOH) à 1g/l et une solution d'hydroxyde de potassium (KOH) à 4,65 g/l. En plus de la solution basique, le compartiment amont contient une solution de chlorure de sodium à 30g/l. Chaque compartiment contient une électrode ; acier inoxydable pour la cathode et cuivre Niobium pour l'anode. L'ensemble étant relié à un générateur de courant continu fournissant une tension constante de 12 V aux bornes de l'échantillon. Cette différence de potentiel est censée accélérer la migration des ions chlorures à travers l'échantillon de béton sans toutefois provoquer une élévation de température de la solution. Le suivi de l'essai consiste à prélever régulièrement (chaque 24 h) la solution en aval et à doser la quantité d'ions chlorures qui y apparaissent grâce à un titrage par la solution de nitrate d'argent ( $\text{AgNO}_3$ ). La solution en aval est renouvelée après chaque prélèvement (chaque 24 h) alors que celle en amont est renouvelée 2 fois par semaine. L'essai dure en moyenne 1 mois, temps au bout duquel le régime permanent est détecté grâce à l'installation d'un flux constant à travers l'échantillon. Le coefficient de diffusion effectif est calculé grâce à la relation de Nernst-Planck [14] qui permet d'obtenir le flux d'ions chlorures  $J$  créé d'une part par la diffusion (liée au gradient de concentration) et d'autre part par celui de

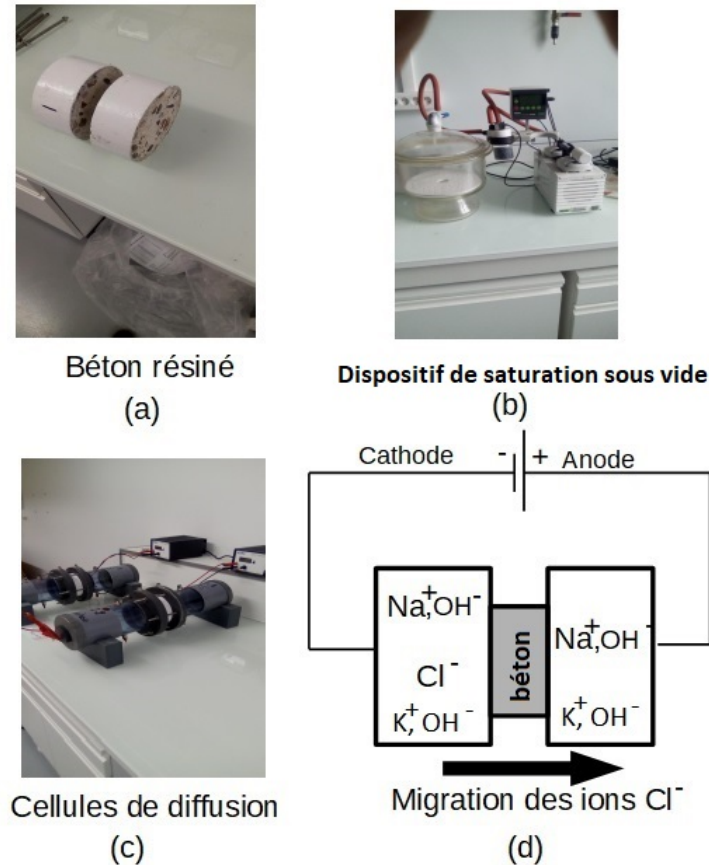


Fig. 2.11 – Essai de diffusion des ions chlorures

migration (due au champ électrique) :

$$J(x, t) = -D_e \frac{\partial C}{\partial x} + D_e \frac{zF}{RT} \frac{\partial E}{\partial x} C(x, t) \quad (2.5)$$

avec  $C$  : la concentration dans le béton ( $\text{mol}/\text{m}^3$ ),  $D_e$  : le coefficient de diffusion effectif ( $\text{m}^2/\text{s}$ ),  $F$  : la constante de Faraday ( $F = 9648 \text{ J}/\text{V}/\text{mol}$ ),  $R$  : la constante des gaz parfait,  $T$  : la température,  $z$  : la valence du chlore,  $E$  : le potentiel électrique (V). En négligeant le flux de diffusion (car  $E > 10\text{V}$ ), le coefficient de diffusion effectif s'écrit sous la forme :

$$D_e = \frac{JRTL}{zF\Delta EC} \quad (2.6)$$

### b-Essai de porosité à l'eau

Cet essai consiste à mettre sous vide ( sous une pression 25 mbars), des tranches de béton pendant environ 4 heures puis à les saturer d'eau pendant au moins 72 heures (afin d'optimiser la saturation des pores capillaires). Ensuite, une pesée hydrostatique est réalisée donnant une masse  $m_{eau}$ . Après avoir éliminé le film d'eau à la surface des échantillons (de préférence avec un chiffon), on procède à une nouvelle pesée de l'échantillon saturé dans l'air ; ce qui donne une masse  $m_{air}$ . Par la suite les échantillons sont mis dans une

étuve à 105° C jusqu'à l'obtention d'une masse constante  $m_{sec}$ . On déduit alors la densité apparente de l'échantillon sous la forme :

$$d_a = \frac{m_{sec}}{m_{air} - m_{eau}} \quad (2.7)$$

Quant à la porosité (en %) à l'eau du béton, elle s'écrit sous la forme :

$$p = \frac{m_{air} - m_{sec}}{m_{air} - m_{eau}} \quad (2.8)$$

### c-Essai de carbonatation (XP P18-458)

Pour évaluer la résistance de nos bétons à la carbonatation, un essai de carbonatation accéléré a été réalisé. L'essai consiste à suivre le front de carbonatation dans une tranche de béton de 5 cm d'épaisseur sciée dans une éprouvette de  $\phi 11 \times 22$  cm (tranche n° 1 et 3 sur la figure 2.10). En effet, après 90 jours de conservation dans l'eau, les éprouvettes sont sciées et les tranches de 5 cm sont prélevées, séchées à 45°C dans une étuve pendant deux semaines. Une fois récupérées, elles sont enrobées de papier aluminium suivant leur épaisseur afin d'imposer un flux unidirectionnel de gaz ( $CO_2$ ). Enfin, les tranches sont déposées dans une enceinte à 50% de  $CO_2$  (pourcentage maintenu constant tout au long de l'essai) jusqu'au jour du test. Après 3 mois, les échantillons sont récupérés de l'enceinte, fendus et le coeur des échantillons soumis au test à la phénolphthaleine. Ce dernier a la particularité de rester incolore lorsque le béton est carbonaté et rose pour un béton sain. La profondeur de carbonatation est alors déterminée en mesurant la profondeur moyenne de la zone incolore.



Fig. 2.12 – Dispositif d'essai et préparation des échantillons.

# Comportement macroscopique des bétons à base de granulats recyclés : Résultats et interprétations

*Ce chapitre présente les résultats des différents essais décrits dans le chapitre 2. Il s'agit d'évaluer dans un premier temps, l'impact de la substitution des granulats naturels par des granulats recyclés sur le comportement macroscopique des bétons. Dans la seconde partie nous présentons l'influence du rapport  $e/c$  sur les propriétés macroscopiques de ces bétons, notamment sur l'approche dite de compensation des propriétés mécaniques.*

## Sommaire

<b>3.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>70</b>
<b>3.2</b>	<b>Propriétés physiques et mécaniques des bétons fabriqués</b>	<b>70</b>
3.2.1	Affaissement	70
3.2.2	Masse volumique	71
3.2.3	Retrait	71
3.2.4	Résistance à la compression	74
3.2.5	Module d'élasticité	75
3.2.6	Résistance à la traction par fendage	77
<b>3.3</b>	<b>Propriétés de durabilité des bétons à base de granulats recyclés</b>	<b>78</b>
3.3.1	Porosité à l'eau	78
3.3.2	Diffusion des ions chlorures	78
3.3.3	Carbonatation	80
<b>3.4</b>	<b>Effet du rapport <math>e/c</math> sur les propriétés macroscopiques des BGR</b>	<b>81</b>

3.4.1	Compensation de la résistance à la compression . . . . .	81
3.4.2	Effet du rapport $e/c$ sur le module d'élasticité . . . . .	82
3.4.3	Effet du rapport $e/c$ sur le retrait . . . . .	83
3.4.4	Effet du rapport $e/c$ sur la diffusion des ions chlorures . . . . .	83
3.4.5	Effet du rapport $e/c$ sur la profondeur de carbonatation . . . . .	85
<b>3.5</b>	<b>Conclusion</b> . . . . .	<b>85</b>

---

## 3.1 Introduction

Les propriétés des bétons dépendent de beaucoup de paramètres tels que la nature et les proportions des différents éléments. Elles dépendent aussi de l'âge du béton, compte tenu de la dépendance temporaire du processus d'hydratation. Dans ce chapitre nous présenterons les résultats des essais portant sur les propriétés physiques, mécaniques et de transfert des bétons avec différents taux de substitution des GN par des GR. Dans un premier temps, le taux de substitution représente notre seul paramètre de contrôle ; (l'influence du rapport  $e/c$  sera abordée en deuxième partie de ce chapitre). Une interprétation des résultats sera aussi présentée. Il convient de rappeler que, dans cette étude, nous nous sommes limités à la substitution des granulats naturels (4/12 et 12/20) par des granulats recyclés (4/12 et 12/20) ; l'effet de la substitution du sable naturel par du sable recyclé n'étant pas l'axe d'investigation priorisé dans cette thèse.

## 3.2 Propriétés physiques et mécaniques des bétons fabriqués

Il s'agit dans cette partie de quantifier l'impact d'une substitution progressive des granulats naturels par les granulats recyclés sur les propriétés telles que l'ouvrabilité, la masse volumique, la résistance à la compression, le module d'élasticité ou encore la résistance à la traction par fendage.

### 3.2.1 Affaissement

Pour chaque formule de béton, deux gâchées ont été fabriquées et l'essai d'affaissement au cône d'Abrams a été réalisé sur les deux gâchées. Par conséquent, la valeur de l'affaissement résulte de la moyenne sur les valeurs des deux tests. Pour les bétons fabriqués, l'affaissement visé est entre 16 et 21 cm, ce qui correspond à la classe S4. Les résultats sont présentés dans le tableau 3.1

Formules	C[0]	C[20]	C[40]	C[60]	C[80]	C[100]
Taux de substitution (%)	0	20	40	60	80	100
Affaissement(cm)	21,25±1,77	21±0,7	21±1,41	20±0,7	19±0,7	18±1,41

Tab. 3.1 – Affaissement des différents bétons fabriqués

De façon générale, les résultats montrent que la maniabilité du béton diminue légèrement avec des taux croissants de substitution. Ce comportement est lié à la quantité d'eau totale introduite dans le malaxeur. En effet, les granulats recyclés étant déjà saturés, la quantité d'eau totale (mise dans le malaxeur) est calculée en fonction du rapport  $e/c$ , du coefficient d'absorption d'eau du sable et des granulats naturels. Or les granulats naturels diminuent pour des taux de plus en plus élevés de substitution, ce qui a une incidence sur la quantité d'eau dans le béton à l'état frais.

### 3.2.2 Masse volumique

Elle traduit la masse du béton par unité de volume. Dans cette campagne expérimentale, elle a été évaluée à l'état frais et à l'état durci (28 jours). Les résultats présentés sur la figure 3.1 montrent que le béton à l'état frais est plus dense qu'une fois durcie et ce comportement ne dépend pas du taux de substitution des granulats naturels par des granulats recyclés. Ce phénomène s'explique par la perte d'eau lors du séchage du béton (dû en partie aux échanges avec le milieu extérieur). Par ailleurs, la masse volumique diminue aussi avec les taux de substitution et cette tendance se vérifie à l'état frais comme à l'état durci. Ce phénomène est lié à la faible densité des GR comparé à celle des GN (Tableau 2.3). Le remplacement des granulats denses (GN) par les moins denses (GR) diminue donc la densité des bétons qui en sont issus.

### 3.2.3 Retrait

Cet essai a permis d'évaluer les variations linéiques des BGR en absence de tout chargement. Le retrait tel qu'évalué dans cette étude consiste à mesurer les variations de longueur de nos éprouvettes. Ainsi nous avons déterminé sous forme de pourcentage, cette variation dimensionnelle par la relation :

$$R = \frac{h - h_0}{h_0} \times 100 \quad (3.1)$$

où  $h_0$  désigne la longueur initiale de l'éprouvette et  $h$  celle mesurée à un temps quelconque. Deux types de retraits ont été évalués : le retrait endogène et le retrait de séchage. Les valeurs présentées (Fig.3.2,3.3) sont obtenues par une moyenne des mesures sur trois éprouvettes  $\phi 7 \times 7 \times 28$  cm en endogène tout comme en séchage.



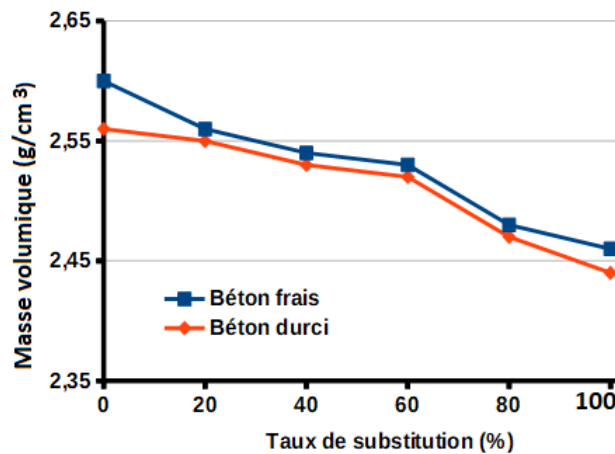


Fig. 3.1 – Masse volumique (à l'état frais et durci) des bétons suivant les taux de substitution.

### 3.2.3.1 Retrait endogène

Il résulte des interactions physico-chimiques à l'intérieur du béton (en absence de tout chargement). Rappelons que les éprouvettes  $\phi 7 \times 7 \times 28$  cm utilisées dans cet essai ont été emballées dans du papier aluminium afin de les isoler du milieu extérieur. Les résultats montrent que le retrait endogène est dépendant de la quantité de GR dans les bétons. En effet, plus le béton contient des GR, moins il présente de retrait endogène. Ce phénomène est dû au rôle de 'réservoir' joué par les GR au cours de l'hydratation du ciment. Compte tenu du fait que les GR sont saturés, ils alimentent la matrice d'eau au cours de l'hydratation, ce qui atténue la contraction de Le chatelier [27]. Cette hypothèse se vérifie sur la courbe de C[0] notamment qui présente plus de retrait car contenant moins de réserve d'eau que les autres formules.

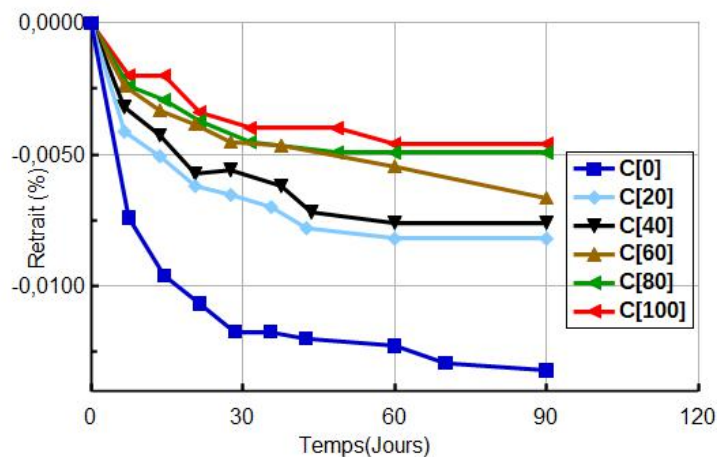


Fig. 3.2 – Retrait endogène en fonction du taux de substitution des GN par des GR.

Enfin notons que la perte de masse mesurée lors du retrait endogène est de l'ordre de

la précision de la balance (1/100) ; ce qui ne nous permet d'imputer cette faible variabilité à ce type de retrait.

### 3.2.3.2 Retrait de séchage

Il est la conséquence des échanges entre le béton et son milieu extérieur. Les résultats montrent que plus le taux de substitution des GN par des GR devient élevé, plus ce retrait devient important. Ce phénomène est lié à la porosité et au réseau capillaire important des BGR. En effet, plus le béton contient des GR, plus il devient poreux, ce qui facilite l'évaporation de l'eau (qui pourrait servir à continuer l'hydratation de la matrice cimentaire). Suite au manque d'eau, la contraction de la matrice devient plus accentuée, ce qui génère une variation dimensionnelle importante du béton.

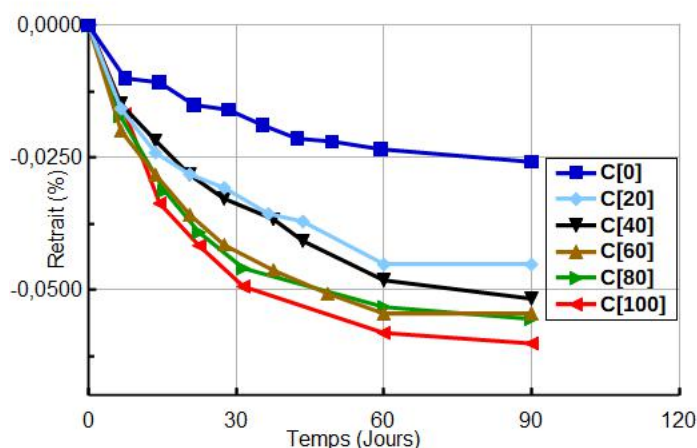


Fig. 3.3 – Retrait de séchage en fonction du taux de substitution des GN par des GR.

Par ailleurs, ces résultats sont confirmés par la perte de masse en séchage présenté sur

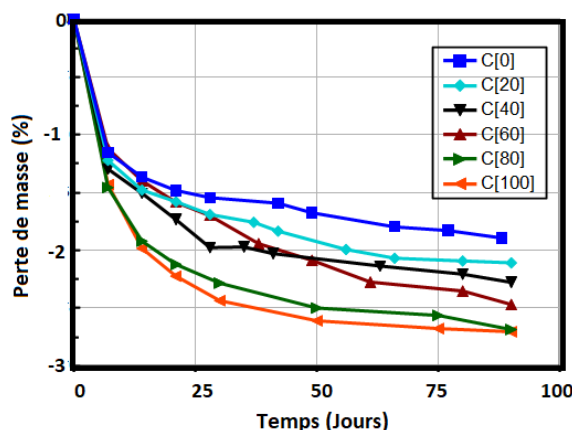


Fig. 3.4 – Perte de masse (en séchage) en fonction du taux de substitution des GN par des GR.

la Fig.3.4 . La perte de masse (conséquence de l'évaporation d'eau due aux échanges avec le milieu extérieur) s'accroît avec l'augmentation des GR dans les BGR.

### 3.2.4 Résistance à la compression

Elle traduit la capacité du béton à supporter une charge sans faillir. Elle dépend non seulement de l'âge du béton mais aussi et surtout de sa composition. Dans cette étude nous visons des bétons hautes performances (avec une résistance à 28 jours de 60 MPa) à base de granulats recyclés et pour commencer, nous n'avons fait varier que le taux de substitution des GN par des GR. Ceci permet de quantifier l'influence des granulats recyclés sur la résistance à la compression des bétons. Les résultats obtenus (Fig.3.5) montrent que la résistance à la compression des BGR (à 28 et 90 jours) diminue avec des taux croissants de substitution. Ainsi, une substitution totale des GN par des GR entraîne une diminution de la résistance à la compression de 16 et 12% respectivement à 28 et 90 jours.

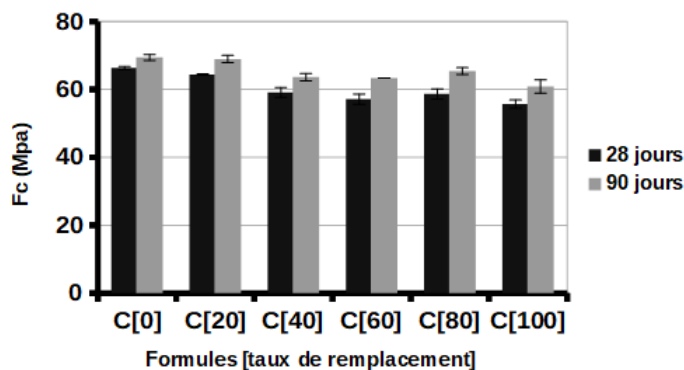


Fig. 3.5 – Résistance à la compression suivant les différents taux de substitution.

Trois raisons peuvent être avancées pour expliquer ce phénomène :

- Les granulats recyclés étant des matériaux très poreux (à cause de la présence de l'ancien mortier), leur incorporation dans le béton fait augmenter la porosité de ce dernier et par conséquent le rend moins résistant
- Du fait que les GR ont des propriétés mécaniques amoindries (coefficient de Los Angeles LA et Micro Deval MDE plus élevés que les GN, (Tab.2.4)), l'augmentation de leur taux dans les BGR diminue donc la résistance à la compression de ces bétons.
- La présence de nombreuses zones d'interface pour des taux de plus en plus croissants de GR dans le béton, fragilise la microstructure puisque ce sont des zones très fragiles pouvant favoriser la propagation des fissures lors du chargement des éprouvettes.

Remarquons qu'une substitution de 20% n'entraîne pas un changement notable dans la résistance à la compression des bétons. Ce phénomène est dû au fait qu'une substitution volumique de 20% correspond à une quantité massique de GR très faible par rapport au GN et donc influence peu la résistance des BGR.

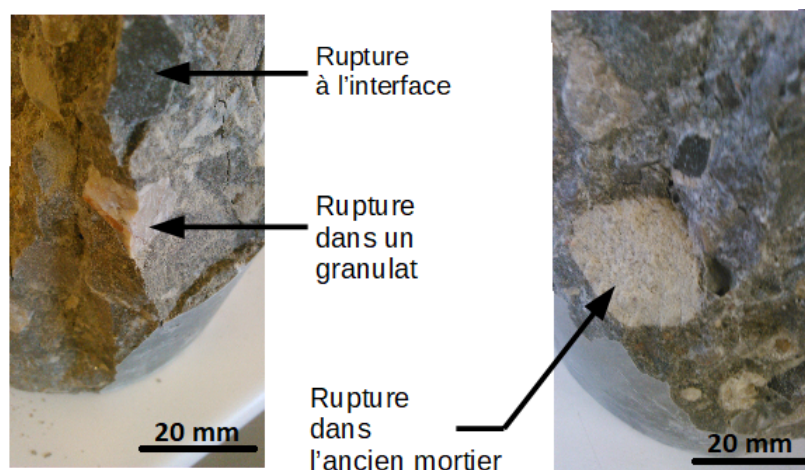


Fig. 3.6 – Zones de rupture pour les éprouvettes C[60] à 90 jours.

#### 3.2.5 Module d'élasticité

Tout comme la résistance à la compression, il a été évalué pour les différents bétons fabriqués à 28 et 90 jours. Les résultats montrent une sensibilité importante du module d'élasticité aux taux de substitution. Ainsi, la baisse du module entre le béton naturel C[0] et le béton recyclé C[100] est de 20% à 28 jours et 22% à 90 jours. Ces résultats traduisent l'effet des granulats recyclés (sur le comportement mécanique des bétons) et se situent dans la tendance générale des résultats de la littérature [102, 110]. En effet, les granulats recyclés, du fait de leur nature composite (avec des phases plus ou moins fragilisées), possèdent des modules d'élasticité plus faibles que les GN, ce qui a une influence directe sur le module d'élasticité des BGR. La présence des zones de faiblesse comme l'ancien mortier (souvent fissuré) tout comme certains granulats d'origine, sans oublier les zones d'interface (dont le rôle de liaison entre la pâte de ciment et les granulats serait endommagé par le concassage), peuvent expliquer cette baisse du module d'élasticité des BGR. Ces arguments sont confortés par les observations des faciès de rupture des éprouvettes (Fig. 3.6). En effet, ces dernières passent le plus souvent par des granulats recyclés ainsi que par l'ancien mortier (surtout à 28 jours).

Par ailleurs, l'évolution de la microstructure des BGR dans le temps se traduit dans les résultats des modules à 28 et 90 jours. En effet, contrairement à la résistance à la compression où l'écart de la résistance mécanique se réduit entre 28 et 90 jours pour la plupart des formules de béton, celui du module d'élasticité s'agrandit et traduit la

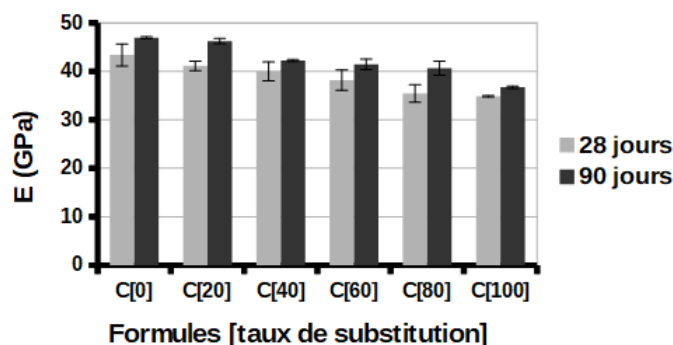


Fig. 3.7 – Module d'élasticité du béton suivant les formules.

sensibilité du module d'élasticité macroscopique à celui des phases. En effet, en prenant en compte le fait que les propriétés des granulats (naturels comme recyclés) sont invariants dans le temps, l'amplification constatée serait le résultat des interactions entre granulats et pâte. Les nombreuses zones d'interface (ancien mortier- nouvelle pâte, granulat-nouvelle pâte,..) bien que n'ayant pas les mêmes propriétés mécaniques, ont une incidence sur les propriétés élastiques des BGR.

Par ailleurs, des essais de module d'élasticité ont été réalisés sur la pâte de ciment et le mortier de ces bétons avec le même rapport  $e/c$  et en conservant le même dosage en sable pour le mortier. L'objectif étant d'avoir les propriétés mécaniques de la matrice (pâte de ciment et mortier). Les résultats sont résumés dans le tableau 3.2

	Pâte de ciment		Mortier	
	28 jours	90 jours	28 jours	90 jours
E (GPa)	21,98 ±1,56	22,54 ±1,4	32,6 ±1,56	36,5 ±1,49
$\alpha$	0,85	0,94	-	-
$e/c$	0,42			

Tab. 3.2 – Quelques propriétés de la pâte de ciment et du mortier à 28 et 90 jours.  $\alpha$  : degré d'hydratation (obtenu par ATG.)

Ces résultats (Tab 3.2) nous permettent de mener une réflexion sur l'impact réel des GR sur le module élastique des bétons. En effet, en comparant les résultats du mortier à 90 jours au module élastique du béton C[100] (Fig. 3.7), l'on est en droit de s'interroger sur les propriétés mécaniques des GR, puisque tout se passe comme si ces derniers avaient les mêmes modules élastiques que le nouveau mortier. Pour tenter d'expliquer ce comportement, on peut émettre deux hypothèses :

- On peut considérer une configuration dans laquelle le module des GR est de l'ordre de celui du nouveau mortier et dans ce cas, la substitution des GN par des GR

fait tendre le module du béton vers celui du mortier. Cette hypothèse suppose néanmoins que l'ancien mortier et (ou) les zones d'interface soient très fragilisés pour faire diminuer le module du composite "granulat d'origine+ ancien mortier".

- Une autre hypothèse consiste à supposer que la quantité d'ancien mortier est très importante comparée à celle des granulats d'origine. Par conséquent, la contribution de ces derniers au module élastique du C[100] est atténuée par l'effet des propriétés mécaniques de l'ancien mortier. L'ancien mortier d'ailleurs qui (dans ce cas) aurait presque les mêmes propriétés que le nouveau mortier. Une hypothèse discutable vu l'endommagement subi par ces granulats lors de leur production (concassage).

Les chapitres suivants s'intéresseront justement à cette problématique avec la détermination des propriétés locales des phases dans la microstructure des BGR. Ce sera donc l'occasion de revenir sur le module de l'ancien mortier obtenu par microindentation.

### 3.2.6 Résistance à la traction par fendage

Elle traduit aussi la cohésion entre les granulats et la matrice (ici le mortier). Vu la dispersion entre les résultats des essais, nous présentons ici la tendance obtenue pour trois taux de substitution (0, 60, 100%). On constate aussi que la résistance à la traction diminue avec la substitution des GN par des GR et que cette dépendance varie dans le temps.

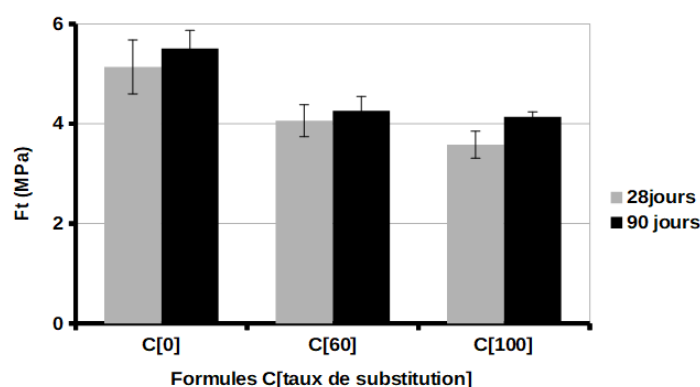


Fig. 3.8 – Résistance à la traction par fendage en fonction des taux de substitution.

L'impact d'une substitution totale des granulats naturels par les granulats recyclés est ainsi estimé à 38% et 25% respectivement à 28 et 90 jours. Cette dégradation de la résistance à la traction s'explique par le caractère endommagé des GR qui contiendraient des microfissures prêtes à se propager au moindre chargement sur des éprouvettes.

### 3.3 Propriétés de durabilité des bétons à base de granulats recyclés

#### 3.3.1 Porosité à l'eau

Cette propriété permet de quantifier le vide (accessible à l'eau) dans le béton. C'est un important indicateur de durabilité. Pour nos échantillons, les résultats (Fig. 3.9) montrent

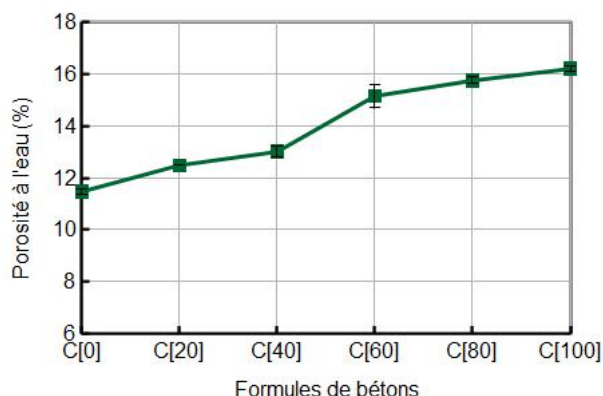


Fig. 3.9 – Evolution de la porosité à l'eau des différentes formules de béton.

que, jusqu'à 40% de substitution, la porosité à l'eau des BGR n'augmente que de 13,43% par rapport à celle du béton naturel C[0]. Cette augmentation s'accroît jusqu'à atteindre 41,26% entre C[0] et C[100]. En considérant que la porosité de la matrice (mortier) reste constante du fait du rapport  $e/c$  maintenu constant, on déduit que cette augmentation de la porosité est l'effet (en majeure partie) de la porosité intrinsèque des granulats recyclés. Par conséquent, la porosité des granulats recyclés finit par piloter celle des BGR en favorisant l'augmentation des pores interconnectés dans la microstructure.

#### 3.3.2 Diffusion des ions chlorures

Pour cette étude, les différentes formules de béton ont été soumises au test de diffusion comme décrit dans le chapitre 2. La figure 3.10 montre l'évolution de la concentration cumulée de NaCl en fonction du temps pour les différents taux de substitution. En désignant par temps de retard, le temps nécessaire pour que le régime permanent soit atteint, on constate que ce paramètre dépend de la quantité de GR dans le béton.

Ainsi plus la quantité de GR augmente et plus ce paramètre diminue. Ce phénomène est sans doute lié à la porosité des bétons pour différents taux de substitution. Plus le béton contient des GR, plus il devient poreux et donc potentiellement perméable et laisse passer facilement les ions en solution. Cette tendance se confirme dans les résultats de coefficient de diffusion qui évoluent en fonction de la quantité de GR. En effet, comme le

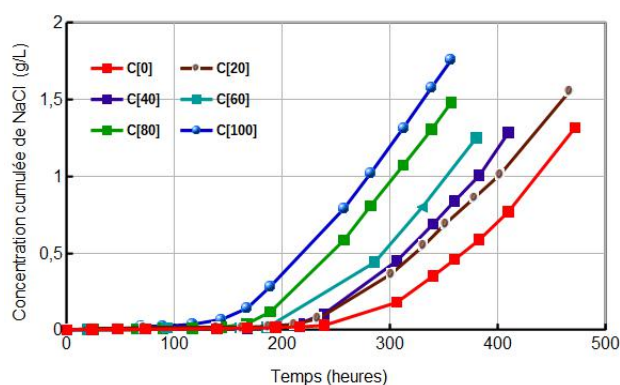


Fig. 3.10 – Concentration cumulée de NaCl suivant les formules

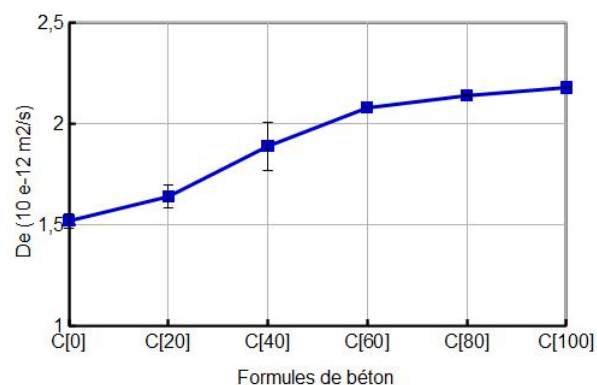


Fig. 3.11 – Evolution du coefficient de diffusion suivant les formules

montre la figure 3.11, le coefficient de diffusion des BGR dépend du taux de substitution des GN par des GR. Les résultats montrent une relative augmentation du coefficient de diffusion de 23,93% entre C[0] et le C[40] ; une tendance qui s'accroît jusqu'à atteindre 42,5% pour une substitution totale des granulats naturels par des granulats recyclés C[100]. Cette tendance est bien visible pour des taux croissants de substitution même si elle s'atténue au voisinage d'une substitution totale. Ce phénomène serait d'ailleurs lié à la faible variation de la porosité accessible à l'eau de ces bétons pour ces différents taux de substitution (C[80] et C[100]) comme indiqué sur la figure 3.11. Notons que ces résultats sont en concordance avec ceux de la littérature [57, 85]

Par ailleurs, afin de recueillir le maximum d'informations sur la microstructure de ces bétons à base de granulats recyclés, l'essai de diffusion des ions chlorures a aussi été réalisée sur le nouveau mortier en gardant le même rapport massique  $e/c$  et la même quantité de sable que les BGR (Tab. 3.3) puis sur le béton d'origine dont la composition est résumé dans (Tab.2.2). Nous avons reconstitué à cet effet le béton d'origine.

Phases	Nouveau mortier	Béton d'origine
Coefficient de diffusion $\times 10^{-12} (\text{m}^2/\text{s})$	2,66	0.0164

Tab. 3.3 – Coefficient de diffusion du nouveau mortier et du béton d'origine

Le coefficient de diffusion du mortier est de 18% plus élevé que celui du béton avec 100% de granulats recyclés. C'est un résultat cohérent avec les attentes puisque les granulats d'origine sont censés jouer le rôle d'obstacles à la diffusion des ions chlorures. Ces granulats silico-calcaires pouvant être assimilés à des matériaux imperméables. En plus, les essais de diffusion menés sur le béton d'origine reconstitué montrent que ce dernier est très résistant à la diffusion des ions chlorures. Cette caractéristique est bien connue



des bétons à base de laitiers, dont le réseau poreux est très fin et non interconnecté. Cela empêche la diffusion des ions chlorures.

### 3.3.3 Carbonatation

La résistance à la carbonatation du béton est obtenue en mesurant l'épaisseur de la partie du béton restée incolore (Fig.3.12) lors de l'essai à la phénolphthaleine.



Fig. 3.12 – Délimitation de la zone carbonatée (partie incolore) sur un béton C[60].

Pour chaque formule, trois mesures ont été réalisées et l'épaisseur de carbonatation est obtenue en faisant la moyenne des trois mesures effectuées de part et d'autres de l'échantillon. Les résultats (Fig.3.13) montrent que la profondeur de carbonatation des BGR en

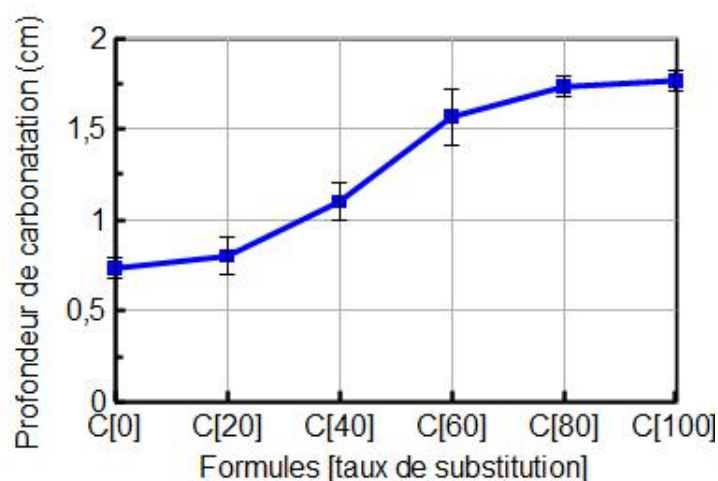


Fig. 3.13 – Profondeur de carbonatation des BGR suivant les différents taux de substitution.

étude, dépend de la quantité de granulats recyclés. En effet, l'épaisseur de carbonatation

augmente de 50% pour une substitution de 40% et atteint 140% pour une substitution totale des GN ou GR. Ces effets sont dus à la porosité des BGR pour ces différents taux de substitution. De plus, les GR sont souvent déjà carbonatés avant leur introduction dans les bétons, ce qui amplifie le phénomène de carbonatation. Enfin, notons que ces résultats sont dans la même tendance que ceux présentés dans [71, 109]

### 3.4 Effet du rapport $e/c$ sur les propriétés macroscopiques des BGR

Un axe souvent abordé dans l'étude du comportement des bétons à base de granulats recyclés est la compensation de la diminution de la résistance à la compression grâce à un surdosage en ciment ( ou une réduction du rapport  $e/c$ ). Cependant, même si l'objectif est souvent atteint, l'impact de ce surdosage sur les autres paramètres reste le plus souvent inconnu ou très peu discuté dans la littérature. Nous dédions donc cette partie à cette problématique. Nous avons donc conservé deux taux de substitution notamment 60% et 100% nous permettant de suivre la tendance générale de l'effet de ce paramètre. Tous les autres constituants restant inchangés. Ainsi nous avons fabriqué le C[60] et le C[100] avec les rapport  $e/c$  de 0,35 et 0,49. Par souci de clarté, nous désignerons si nécessaire les formules fabriquées avec leur rapport  $e/c$  en indice. Ainsi C[60]<sub>0,42</sub> désigne le béton avec 60% de substitution des GN par des GR et un rapport  $e/c$  de 0,42.

#### 3.4.1 Compensation de la résistance à la compression

Les résultats de la première campagne avec un rapport  $e/c$  constant et égale à 0,42 ont montré que la résistance à la compression des BGR diminue de 14 et 9% respectivement à 28 et 90 jours pour le C[60]<sub>0,42</sub>; de 16 et 12% respectivement à 28 et 90 jours pour le C[100]<sub>0,42</sub>.

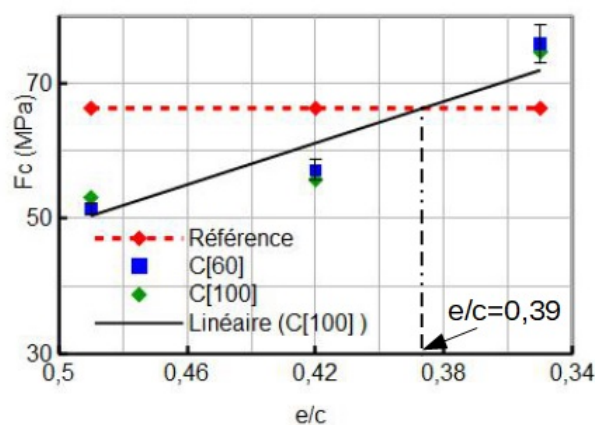


Fig. 3.14 – Effet du rapport  $e/c$  sur la résistance à la compression à 28 jours des BGR.

Les résultats de ces variations du rapport  $e/c$  montrent qu'on peut endiguer la chute de la résistance à la compression des BGR par une simple variation du rapport  $e/c$ . Ainsi comme le montrent les résultats présentés sur la figure 3.14, la résistance à la compression des BGR considérés augmente avec la diminution du rapport  $e/c$ . En désignant comme résistance de référence la résistance à la compression à 28 jours du béton naturel C[0]<sub>0,42</sub>, on déduit que les BGR peuvent atteindre la même résistance pour un rapport  $e/c$  avoisinant 0,39. Par conséquent les bétons C[60]<sub>0,39</sub> et C[100]<sub>0,39</sub> ont la même résistance à la compression que le béton de référence. Cependant, la question est de savoir si pour ce même rapport  $e/c = 0,39$ , toutes les autres propriétés sont compensées. C'est l'objet du reste de ce chapitre.

### 3.4.2 Effet du rapport $e/c$ sur le module d'élasticité

Tout comme la résistance à la compression, le module d'élasticité a été déterminé pour différents rapport  $e/c$ . Les résultats présentés sur la figure 3.15 montrent que, la compensation de la résistance à la compression des BGR C[60] et C[100] pour un rapport  $e/c$  de 0,39 ne permet pas de compenser le module d'élasticité. Le module d'élasticité obtenu avec ce rapport est inférieur au module du béton de référence<sup>1</sup>.

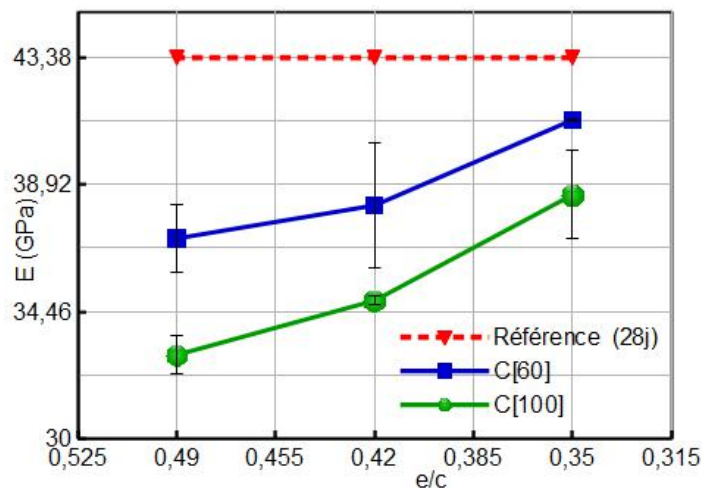


Fig. 3.15 – Effet du rapport  $e/c$  sur le module d'élasticité des BGR à 28 jours.

Cette caractéristique serait due à la sensibilité du module d'élasticité macroscopique des BGR aux propriétés mécaniques des phases dans la microstructure. En effet, une réduction du rapport  $e/c$  n'affecte que les propriétés mécaniques de la pâte de ciment et n'influence pas celle des GR. Les zones de fragilité inhérentes aux GR étant intactes avec les différents rapports  $e/c$ , il faudra renforcer beaucoup plus la matrice pour espérer

---

1. Module d'élasticité du béton C[0]<sub>0,42</sub> à 28 jours

compenser les propriétés mécaniques amoindries de l'ancien mortier, des zones d'interface fragilisées, ou encore des granulats d'origine microfissurés.

### 3.4.3 Effet du rapport $e/c$ sur le retrait

L'effet de la variation du rapport  $e/c$  sur les propriétés de retrait des BGR a aussi été évalué. Du fait que le retrait endogène demeure très faible devant le retrait de séchage, nous avons déterminé le retrait de séchage en fonction des différents rapports  $e/c$ . Les résultats montrent une faible sensibilité par rapport aux différents rapport  $e/c$ . De plus

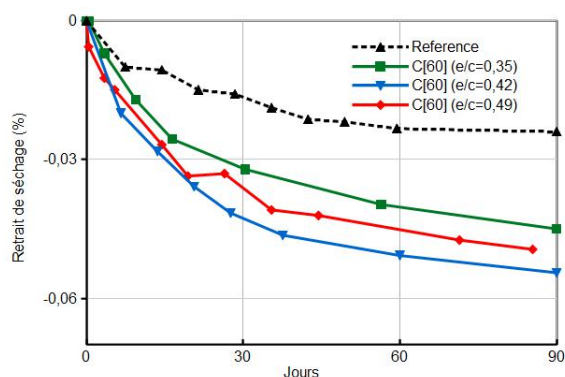


Fig. 3.16 – Effet du rapport  $e/c$  sur le retrait de séchage de C[60]

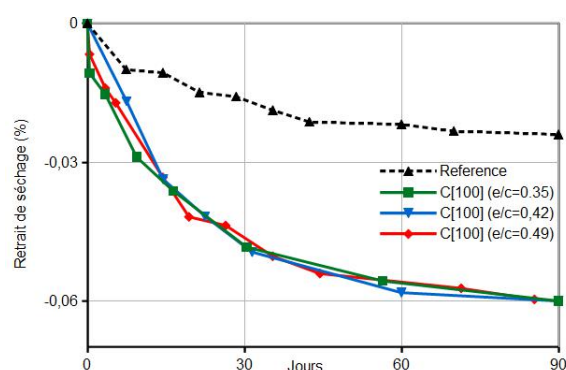


Fig. 3.17 – Effet du rapport  $e/c$  sur le retrait de séchage de C[100]

ces résultats indiquent que la compensation de la résistance à la compression par une diminution du rapport  $e/c$  est loin de compenser le retrait du béton de référence. Ce phénomène serait due à la porosité importante des BGR. En effet, la porosité importante des GR n'est pas modifiée par un changement de rapport  $e/c$  d'autant puisque ces derniers restent insensibles vis à vis de tout renforcement de la matrice (ici la pâte de ciment). Les échanges avec le milieu extérieur étant gouverné par ces porosités intrinsèques aux granulats recyclés, la diminution du rapport  $e/c$  ne permet pas de compenser le retrait des BGR vis à vis du béton de référence.

### 3.4.4 Effet du rapport $e/c$ sur la diffusion des ions chlorures

Tout comme dans le cas des propriétés mécaniques, l'effet d'une variation du rapport  $e/c$  a aussi été évalué sur les propriétés de résistance à la diffusion des ions chlorures des différents bétons. Les résultats (Fig. 3.18,3.19) montrent dans un premier temps que plus ce rapport diminue, moins le bétons est poreux, ce qu'indique les courbes montrant l'évolution de la concentration cumulée de NaCl dans le temps. En effet, aussi bien pour le béton C[60] que pour le béton C[100] la résistance des bétons testés diminue avec une augmentation du rapport  $e/c$ .

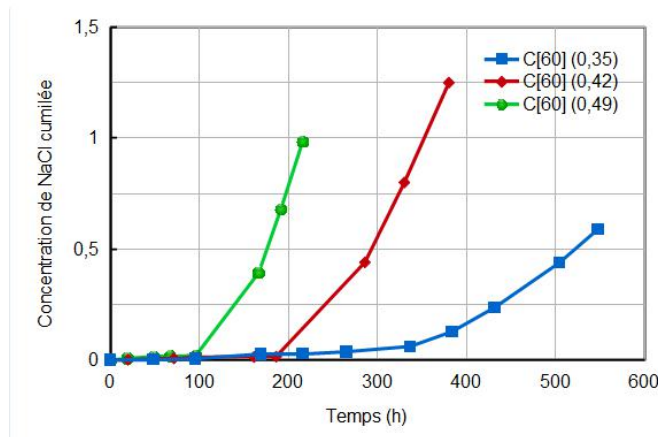


Fig. 3.18 – Effet du rapport  $e/c$  sur l'évolution de la concentration cumulée pour le C[60]

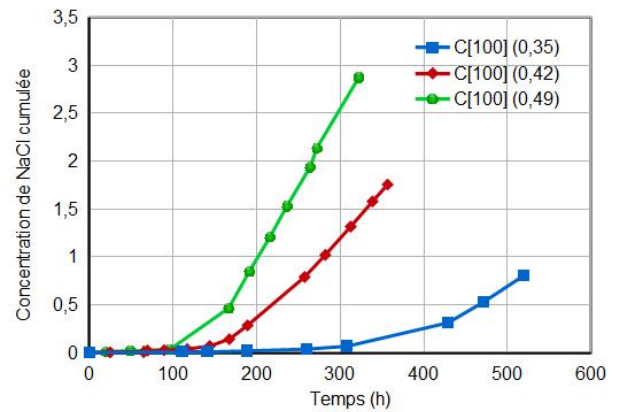


Fig. 3.19 – Effet du rapport  $e/c$  sur l'évolution de la concentration cumulée pour le C[100]

La figure 3.20 montre que l'effet du surdosage permet d'améliorer les propriétés de diffusion des bétons testés sans toutefois compenser au sens strict du terme, la perte en résistance à la diffusion due à la présence des granulats recyclés, notamment pour le C[100]. Pour ce dernier, un rapport  $e/c$  de 0,37 est nécessaire pour obtenir le même coefficient de diffusion du béton de référence.

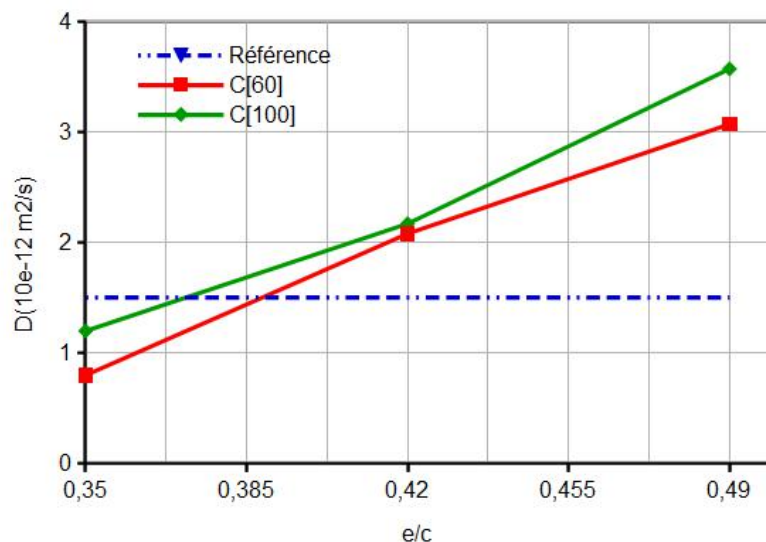


Fig. 3.20 – Effet du rapport  $e/c$  sur le coefficient de diffusion effectif des formules C[0],C[60],C[100]

### 3.4.5 Effet du rapport $e/c$ sur la profondeur de carbonatation

L'effet du rapport  $e/c$  a aussi été étudié sur la profondeur de carbonatation. Comme présenté sur la figure 3.21, la profondeur de carbonatation augmente avec le rapport eau/ciment (ce qui est justifié par l'évolution de la porosité). De plus, l'effet est amplifié par la quantité de GR présents dans la microstructure, d'autant puisque ces derniers sont très poreux et le plus souvent déjà carbonatés. Par ailleurs, dans l'approche de compensation, les résultats montrent qu'un rapport  $e/c$  autour de 0,36 permettrait de compenser l'effet de la présence des GR sur la profondeur de carbonatation des deux BGR testés.

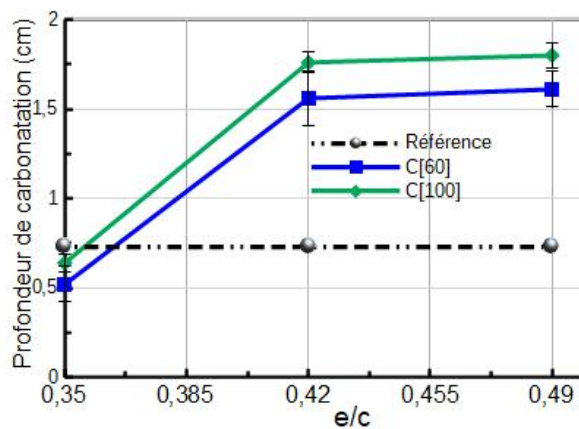


Fig. 3.21 – Effet du rapport  $e/c$  sur la profondeur de carbonatation des formules C[0],C[60],C[100]

## 3.5 Conclusion

Les différents essais menés nous ont permis de faire un état des lieux sur les propriétés des granulats recyclés ainsi que sur celles des bétons à base de granulats recyclés.

- Les essais de masse volumique et d'absorption d'eau réalisés sur les granulats ont montré que les GR sont moins denses et ont un coefficient d'absorption d'eau plus élevé que les GN. Ces caractéristiques étant dues à la présence de l'ancien mortier autour des granulats d'origine.
- La fragilité des GR a aussi été testée à travers des essais de résistance à la fragmentation et à l'usure (Los Angeles et Micro-Deval). Il en ressort que les granulats recyclés résistent moins aux chocs que les granulats naturel. Un résultat attendu vu

que les GR ont été déjà fragilisés lors du processus de concassage.

- Concernant les propriétés des bétons à l'état frais, les résultats ont montré qu'elles dépendent de la quantité des GR présents dans le béton. Ainsi l'affaissement et la masse volumique des bétons fabriqués diminuent avec des taux de substitution croissants des granulats naturels par des granulats recyclés. Ce comportement s'explique d'une part, par le coefficient d'absorption d'eau très élevé des GR et d'autre part du fait que les GR sont moins denses que les GN.
- Cette étude a aussi permis de montrer qu'à l'état durci, le comportement des BGR continue de dépendre de la quantité de GR. Ainsi les propriétés mécaniques comme la résistance à la compression, le module d'élasticité et de traction diminuent pour des taux croissants de substitution des GN par des GR. Ces tendances s'expliquent par la présence de nombreuses zones d'interface et des microfissures dans la microstructure de ces bétons sans oublier leur porosité importante.
- Les propriétés de transfert sont aussi affectées par la présence des GR dans le béton. Cela se traduit par une augmentation du coefficient de diffusion effectif aux ions chlorures, de perméabilité; qui augmentent avec le taux de substitution sans oublier le front de carbonatation qui suit la même tendance. Ces comportements sont tous liés à la porosité élevée des BGR comparée aux bétons naturels.
- Enfin, cette partie nous a permis de montrer qu'une solution qui permet d'endiguer la baisse de la résistance à la compression (en réduisant le rapport  $e/c$  par exemple) n'a pas les mêmes effets sur les autres propriétés mécaniques et de transfert. En effet, les résultats ont montré qu'un rapport  $e/c$  permettant de compenser la résistance à la compression ne permet pas de compenser le module élastique ni le coefficient de diffusion aux ions chlorures et même le retrait. Ce comportement s'explique par le caractère inerte des GR qui sont les premiers responsables de cette fragilisation de la microstructure. En effet, en réduisant le rapport  $e/c$ , l'on renforce sans doute la pâte de ciment (et le nouveau mortier) ainsi que les nouvelles interfaces, ce qui n'est pas le cas des anciennes interfaces, et surtout de l'ancien mortier déjà fragilisé lors du processus de production des GR.

Cependant, il convient de reconnaître qu'à défaut d'une caractérisation précise des phases dans la microstructure des BGR, les arguments avancés pour expliquer la dégradation des propriétés mécaniques des BGR demeureront des hypothèses. C'est justement

l'objectif du prochain chapitre qui sera consacré à la détermination des propriétés mécaniques des phases dans la microstructure des BGR (zones d'interface, des granulats et de l'ancien mortier).





## Deuxième partie

Propriétés mécaniques des phases dans la  
microstructure des BGR : De la nanoindentation à la  
micro-indentation.



# Approche d'indentation multi-échelle sur les bétons à base de granulats recyclés

*Ce chapitre est consacré à l'introduction de la technique d'indentation pour les matériaux hétérogènes et plus particulièrement les bétons contenant des granulats recyclés. A cet effet, un bref rappel du principe d'indentation est présenté suivi de la règle de séparation d'échelles (nécessaire à la mise en œuvre de ce type de technique) et de quelques critères de rugosité. Ensuite, la démarche adoptée pour la caractérisation des phases dans la microstructure des BGR est présentée, accompagnée de la description des protocoles et des dispositifs expérimentaux.*

## Sommaire

---

<b>4.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>91</b>
<b>4.2</b>	<b>Indentation des matériaux hétérogènes</b>	<b>93</b>
4.2.1	Expérience de Gedanken [30, 31]	93
4.2.2	Exemple de la pâte de ciment	94
4.2.3	Critères de rugosité	95
<b>4.3</b>	<b>Indentation des phases dans la microstructure des BGR</b>	<b>96</b>
4.3.1	Objectifs et démarche suivie	96
4.3.2	Préparation des échantillons	99
4.3.3	Dispositifs d'indentation	103

---

## 4.1 Introduction

L'indentation est une technique qui permet d'estimer les propriétés mécaniques locales des matériaux en mesurant l'enfoncement d'une pointe très dure (appelée indenteur) en

fonction de l'effort qui lui est appliqué. La dureté et le module élastique sont les deux propriétés les plus couramment mesurées. Au cours de l'indentation, l'indenteur est censé se déformer le moins possible et surtout supporter les contraintes situées dans la limite élastique; d'où le choix du diamant, souvent utilisé pour la fabrication de ces indenteurs ( $E_i=1141$  GPa,  $\nu_i=0.07$ ). On parle d'indentation instrumentée, lorsqu'il est possible d'enregistrer de façon continue la charge et l'enfoncement de l'indenteur au cours de l'essai. La dureté du matériau ( $H$ ) est alors déterminée par la relation :

$$H = \frac{P_{\max}}{A_c} \quad (4.1)$$

où  $P_{\max}$  est la charge maximale, et  $A_c$ , l'aire de contact projetée. Cette dernière représente la surface de l'empreinte de l'indenteur sur le matériau et varie en fonction de la forme de l'indenteur [76]. La figure 4.1 présente quelques profils d'indenteurs ainsi que leurs empreintes dans les matériaux.

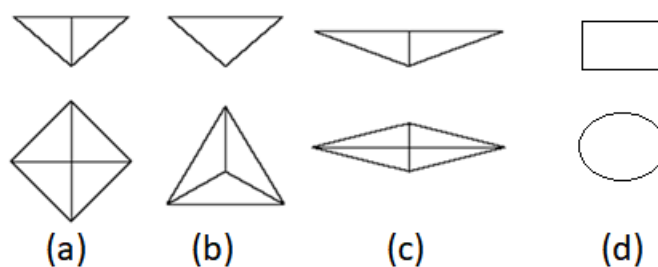


Fig. 4.1 – Différentes formes d'indenteurs. (a) : Vickers, (b) : Berkovich, (c) : Knoop , (d) : Cylindrique

Le module d'indentation du matériau est déduit de l'exploitation de la courbe charge-déplacement (P-h (Fig.4.2)) grâce aux relations [105, 113]

$$M = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \frac{S}{\sqrt{A_c}} \quad (4.2)$$

$$\frac{1}{M} = \frac{1 - \nu^2}{E} + \frac{1 - \nu_i^2}{E_i} \quad (4.3)$$

où  $M$  est le module d'élasticité réduit ou module d'indentation,  $S$  la pente de la courbe au début du déchargement (Fig.4.2),  $E, \nu$  le module d'élasticité et le coefficient de poisson du matériau. En fonction de la forme de l'indenteur, l'aire de contact  $A_c$  projetée peut dépendre ou non de la profondeur de contact. C'est le cas des indenteurs de type Vickers, Berkovich, Knoop ou encore sphériques qui dépendent tous de la profondeur de contact  $h_c$  (Fig.4.3), contrairement au cas des indenteurs cylindriques à base circulaire plat. Le tableau 4.1 donne quelques expressions des aires de contact projetées pour des pointes parfaites.

Indenteurs	Vickers	Berkovich	Knoop	Cylindrique
Aire de contact projetée	$24,5 h_c^2$		$65,44 h_c^2$	$\pi \frac{D^2}{4}$

Tab. 4.1 – Aire de contact projetée des différents indenteurs.  $h_c$  : profondeur de contact ;  $D$  : diamètre de la surface de base du cylindre

La pente de la courbe de déchargement  $S$  s'écrit (Fig.4.2) :

$$S = \frac{dP}{dh} \quad (4.4)$$

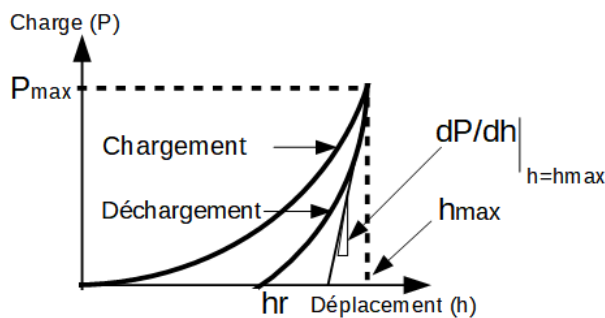


Fig. 4.2 – Courbe charge-enfoncement

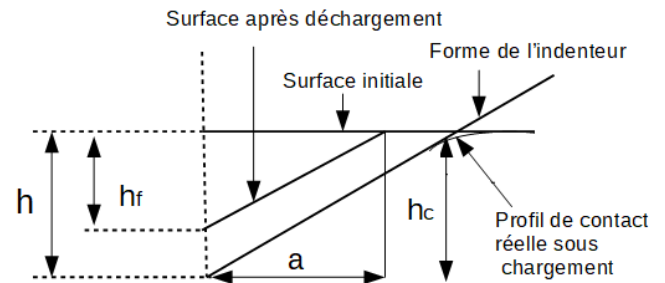


Fig. 4.3 – Section de la géométrie de contact (Modèle d'Oliver & Pharr [114])

## 4.2 Indentation des matériaux hétérogènes

Contrairement aux matériaux homogènes où quelques points d'indentation suffisent pour déterminer les propriétés mécaniques du matériau, la technique d'estimation par indentation des caractéristiques mécaniques des matériaux hétérogènes dépend de la profondeur d'indentation  $h$  qui doit être définie par les tailles caractéristiques des hétérogénéités dans les matériaux. De plus, elle nécessite la prise en compte d'un nombre de points statistiquement représentatif des différentes phases présentes dans les microstructures considérées. L'expérience de Gedanken [30, 31] permet de résumer la technique d'indentation sur les matériaux hétérogènes.

### 4.2.1 Expérience de Gedanken [30, 31]

Considérons un matériau composite constitué de deux phases ayant des propriétés mécaniques différentes avec une taille caractéristique  $D$  et soit  $h$  la profondeur d'indentation.

- Si  $h \ll D$  alors un test d'indentation donne accès aux propriétés mécaniques d'une des phases. Si en plus, une grille d'indentation (composée de  $N$  indentations,

$N \gg 1$ ) est réalisée sur le matériau composite avec un espacement  $l$  assez grand pour éviter des interférences entre des indentations voisines ( $l \gg \frac{D}{\sqrt{N}}$ ), alors la probabilité d'indenter dans l'une des deux phases est égale à la fraction surfacique des deux phases sur la surface de la grille d'indentation.

- Si  $h \gg D$  alors les résultats des mesures sont représentatifs du point de vue statistique du comportement homogène du matériau composite.

Dans le cadre de la détermination des propriétés mécaniques intrinsèques des phases dans un milieu hétérogène, le critère portant sur  $h$  permet d'obtenir des bornes inférieures et supérieures de la profondeur d'indentation en fonction des tailles caractéristiques des composants du matériau. En effet, en considérant la taille caractéristique  $d$  des hétérogénéités

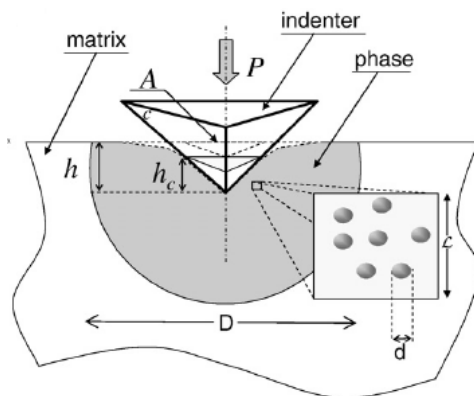


Fig. 4.4 – Représentation schématique d'un test d'indentation [105]

dans une phase (Fig. 4.4), c'est à dire à l'échelle inférieure, l'expérience de Gedanken permet de réécrire la règle de séparation d'échelle pour un matériau composite multi-échelle sous la forme :

$$d \ll h \ll D \quad (4.5)$$

## 4.2.2 Exemple de la pâte de ciment

Dans le cas spécifique d'une pâte de ciment, des études [30, 105, 113] montrent que la règle de séparation d'échelles peut se réécrire en considérant les relations de Buckle et Durst [45, 65].

$$d \ll h < \frac{D}{10} \quad (4.6)$$

La détermination des propriétés mécaniques des phases (présentes à une échelle dans la pâte de ciment) passe donc par une estimation de la taille de la plus petite hétérogénéité (dans les phases à caractériser) puis celle caractéristique des phases présentes à l'échelle considérée. A l'échelle des phases constituées d'une mousse de CSH ( $10^{-8}$  m à  $10^{-6}$ m) [72] par exemple, la plus petite hétérogénéité est représentée par une particule colloïdale

de CSH ou les pores de gel avec une taille  $d \sim 5$  nm selon Sorelli et al. [105, 113] et  $d \sim 5.6$  nm d'après le modèle de Jennings [108]. Cependant la taille caractéristique  $D$  des hétérogénéités présentes à cette échelle est beaucoup plus difficile à évaluer compte tenu du fait qu'elle dépend des conditions de préparation ainsi que du degré d'hydratation [105]. Pour un ciment avec un rapport  $e/c = 0,5$ , la taille typique des hétérogénéités d'une mousse de CSH est de l'ordre de  $D = 1$  à  $3\mu\text{m}$  [95, 105]. Constantinides et al. [31] montrent que les différentes phases de CSH sont accessibles par nanoindentation pour  $h \in [100, 300]\text{nm}$ . Vandamme et al [113] ont réalisé des essais de nanoindentation sur la pâte de ciment avec une profondeur de  $h \sim 200$  nm. Les résultats obtenus sont en concordance avec ceux connus dans la littérature [30, 72, 105]. Enfin, des essais réalisés sur une pâte de ciment [84] avec des profondeurs de 100, 200, 300 nm montrent qu'il n'y a pas une grande variabilité des résultats pour  $h = 200, 300\text{nm}$  mais une surestimation des résultats des modules et de dureté pour  $h = 100\text{nm}$ . Un résultat attendu compte tenu du fait qu'à de faibles profondeurs, les résultats sont en partie perturbés par l'effet de la rugosité de surface du matériau.

### 4.2.3 Critères de rugosité

Le principe de l'indentation des matériaux est basé sur l'hypothèse d'un état de surface parfait (rugosité presque nulle). Cependant, la rugosité de la plupart des matériaux est souvent loin d'être négligeable. Par conséquent, la qualité des résultats obtenus par une technique d'indentation est fonction de l'état de surface indentée. Cet aspect devient problématique dans le cadre de la nanoindentation, qui implique de faibles profondeurs d'indentation. En effet, ces faibles profondeurs sont souvent de même ordre de grandeur que la rugosité des surfaces non polies ; un aspect qui risque compromettre les résultats de nanoindentation obtenus dans ces conditions. La technique souvent utilisée dans le cadre de la nanoindentation consiste à polir la surface des échantillons afin de réduire au maximum leur rugosité. Même si les propriétés mécaniques de la plupart des matériaux sont loin de demeurer insensibles à ces pratiques, les essais [80, 113] montrent que les résultats obtenus avec des surfaces bien polies sont souvent représentatifs des propriétés des phases des matériaux indentés. On désigne donc par critère de rugosité, la relation permettant de définir une rugosité maximale en dessous de laquelle les résultats de la nanoindentation ne sont pas perturbés par les effets de rugosité de surface. La norme NF EN 14577-1 [8] préconise que la rugosité arithmétique  $Ra$ <sup>1</sup> soit inférieure ou égale au  $1/20$  de la profondeur d'indentation.

$$Ra \leq \frac{h}{20} \quad (4.7)$$

---

1. rugosité arithmétique : moyenne arithmétique des écarts des aspérités d'une surface par rapport à une surface moyenne : (exemple en 1D :  $Ra = \frac{1}{l} \int_0^l |z(x)| dx$ )



Pour un matériau comme la pâte de ciment, la nanoindentation avec une profondeur de  $h = 200$  nm suppose une rugosité arithmétique de  $Ra = 10$  nm ce qui est difficile à obtenir. Dans ce cas, Miller et al.[80] proposent un critère sur la rugosité quadratique<sup>2</sup> et qui tient aussi compte de la taille de la zone considérée . Il en déduit un majorant pour la rugosité d'une surface en fonction de la profondeur d'indentation.

$$(Rms)^{l=200h} \leq \frac{h}{5} \quad (4.8)$$

### 4.3 Indentation des phases dans la microstructure des BGR

Dans le cadre de nos essais d'indentation, nous avons choisi des bétons C[60] (avec 60 % de granulats recyclés et 40% de granulats naturels). Le choix de cette formule est motivé par la présence de toutes les phases en étude (Fig. 4.5)).

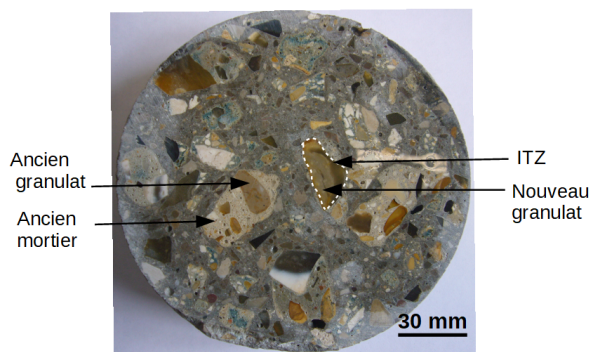


Fig. 4.5 – Tranche d'un béton C[60] montrant les différentes phases en étude

#### 4.3.1 Objectifs et démarche suivie

L'objectif visé par ces essais d'indentation est de déterminer les propriétés mécaniques des phases comme les anciens et nouveaux granulats, les zones d'interface (ITZ) à 28 et 90 jours ainsi que l'ancien mortier. Une démarche a donc été adoptée pour chaque zone investiguée.

- **Indentation des granulats**

Les granulats ayant servi à fabriquer les bétons sont de deux natures. Les nouveaux granulats sont calcaires et les anciens granulats (ou granulats d'origine au sein des GR) sont des silico-calcaires (88% de siliceux et 12% calcaires). A l'échelle du micro-

---

2. Écart au carré par rapport à ligne ou à la surface moyenne (exemple en 1D :  
 $Rms = \sqrt{\frac{1}{l} \int_0^l |z(x)|^2 dx}$ )

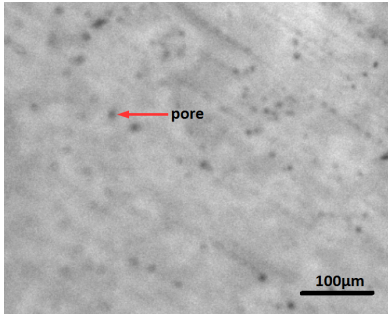


Fig. 4.6 – Surface polie d’un granulat calcaire. Image au microscope optique (objectif  $\times 20$ )

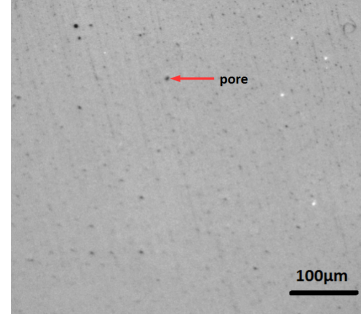


Fig. 4.7 – Surface polie d’un granulat siliceux. Image au microscope optique (objectif  $\times 20$ )

mètre, ces granulats peuvent être considérés comme des matériaux poreux constitués d’une matrice homogène (calcaire ou silice) et des pores dont la taille moyenne a été estimée à une centaine de nm. La démarche adoptée consiste à indenter à de grandes profondeurs pour déterminer le module d’élasticité homogénéisé de ces granulats. Pour ce faire, une indentation avec une profondeur  $h = 1\mu\text{m}$  a été réalisée sur tous les granulats.

- **Indentation des ITZ**

Dans cette partie, nous sommes intéressés par les propriétés mécaniques de la zone de transition entre les granulats et le nouveau mortier. Pour des raisons de simplification, nous faisons l’hypothèse que tous les granulats (aussi bien naturels que recyclés) forment les mêmes zones d’interface avec le nouveau mortier et que l’épaisseur de cette zone reste constante autour des granulats. Les ITZ, comme décrites dans le chapitre 1, sont constituées de pâte de ciment plus hydratée que dans le reste du béton [69, 85, 101]. La taille exacte de ces zones de transition est loin de faire l’unanimité. En effet, elle est estimée entre  $50\mu\text{m}$  et  $100\mu\text{m}$  selon Xiao et al. [115] et entre  $15 - 20\mu\text{m}$  selon Scrivener et al. [100] et [69, 79]. Nous faisons l’hypothèse tout comme dans [115] que la taille de cette zone vaut  $50\mu\text{m}$  autour des granulats. Cette épaisseur réduite engendre une contrainte quant à la détermination des propriétés mécaniques homogénéisées des zones d’interfaces grâce à l’approche d’indentation.

En effet, les essais de Liang et al. [72] montrent que les propriétés homogénéisées d’une pâte de ciment s’obtiennent pour des profondeurs d’indentation supérieures à  $10\mu\text{m}$  avec une pointe Berkovich. Dans le cas d’une pâte de ciment de l’ITZ, on doit composer avec le granulat qui, du fait de sa proximité, influence la mesure de l’essai. Les propriétés mécaniques obtenues en indentant à cette profondeur dans l’ITZ, loin de représenter des propriétés homogénéisées de l’ITZ, seraient une réponse composite de la zone indentée (ITZ) et du granulat (Fig. 4.8). De plus, dans

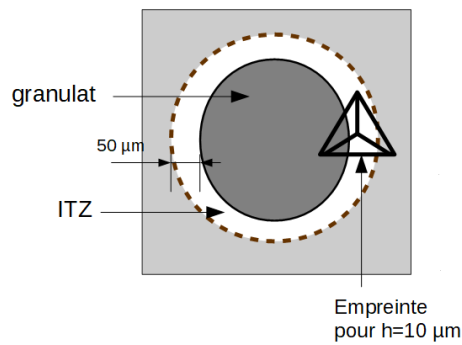


Fig. 4.8 – Indentation à grande profondeur dans l'ITZ (approche inadaptée)

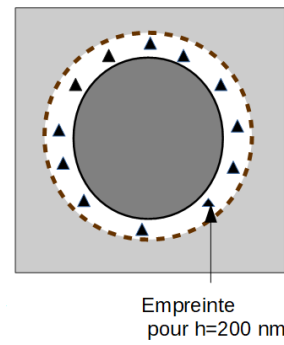


Fig. 4.9 – Indentation à faible profondeur dans l'ITZ (approche adoptée)

l'approche d'indentation, on définit toujours une zone de sécurité autour des essais pour éviter que deux indents voisins ne s'influencent mutuellement. Cette distance dépend de la profondeur d'indentation (typiquement  $30 \times h$ ), et devient importante pour  $h = 10 \mu\text{m}$ . Il est donc impossible de respecter à la fois, la règle de séparation d'échelles et la distance minimale de sécurité entre indents voisins sans sortir de la zone d'interface en étude.

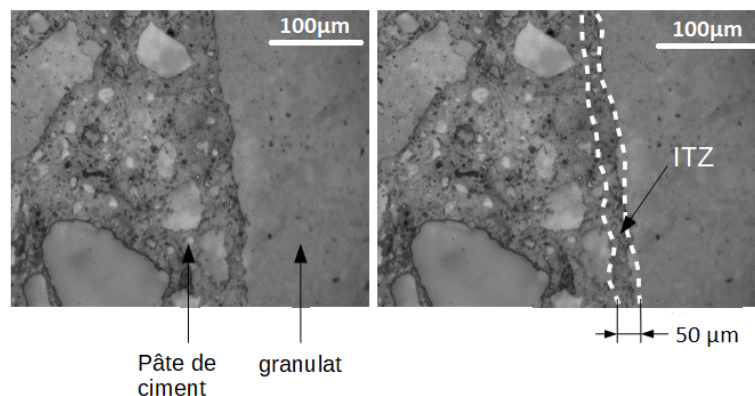


Fig. 4.10 – Microstructure des bétons montrant le voisinage d'un granulat calcaire ainsi que la zone d'interface

A défaut d'obtenir les propriétés homogénéisées des ITZ grâce à la micro indentation, l'approche retenue dans cette étude consiste à déterminer les propriétés des différentes phases de la mousse de CSH et du clinker présents dans l'ITZ. A cet effet, comme détaillé dans les sections précédentes, une indentation à une profondeur de  $h = 200 \text{ nm}$  permet d'accéder aux propriétés des phases étudiées. Des grilles d'indentations sont effectuées au voisinage des granulats (épaisseur de  $50 \mu\text{m}$  autour des granulats) (Fig. 4.9). Un traitement statistique (déconvolution) permettra d'identifier les différentes phases présentes dans cette zone. Nous reviendrons plus en détail sur l'analyse des résultats des grilles d'indentation dans le chapitre 5.

- **Indentation de l'ancien mortier**

L'ancien mortier est issu d'un béton fabriqué avec un ciment CEM III (Tab 2.2). C'est une phase particulière dans la microstructure des BGR car elle contient les stigmates du processus de concassage du béton d'origine (présence de microfissures dues aux chocs). L'objectif visé par l'essai d'indentation sur cette phase est de rendre compte des propriétés mécaniques de cette zone potentiellement fragilisée. Pour ce faire un essai de micro-indentation a été réalisé avec un indenteur cylindrique à base plate de diamètre 1mm (surface de contact constante et ne dépendant pas de la profondeur)

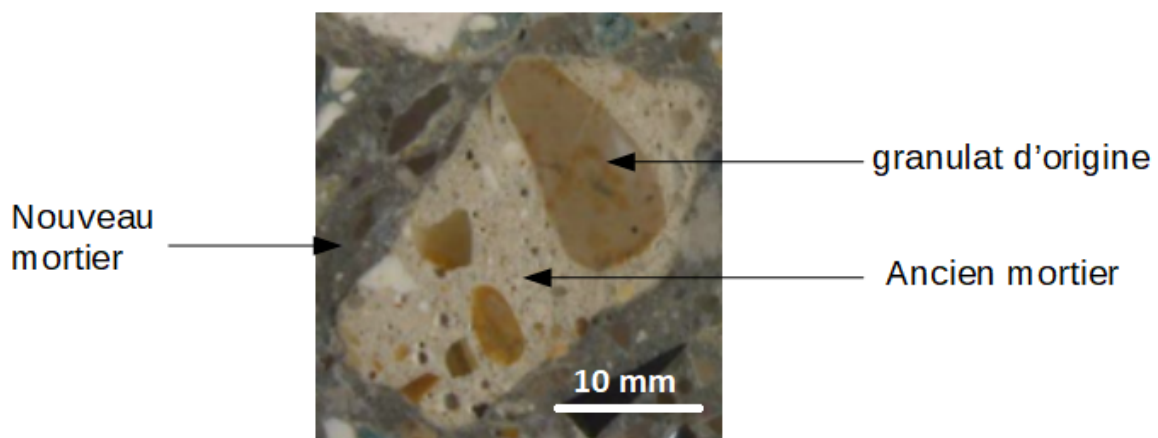


Fig. 4.11 – Microstructure d'un béton C[60] avec un focus sur les phases d'un granulats recyclés

Dans toute cette étude, nous avons considéré une distance minimale de 30h entre indents voisins dans tous nos essais de nano ou micro-indentation (aussi bien sur les granulats que sur l'ancien mortier en passant par les zones d'interface). Pour les faibles profondeurs d'indentation considérées (typiquement  $h = 200$  nm), les résultats sont issus d'un traitement statistique de 400 indents minimum (issus d'une ou de plusieurs grilles d'indentation).

#### 4.3.2 Préparation des échantillons

Les échantillons concernés par ces essais sont des bétons C[60] fabriqués dans des moules cylindriques  $\phi 11 \times 22$  cm.

##### 4.3.2.1 Découpe et enrobage

A 28 et 90 jours, ces bétons ont été découpés à l'eau avec une scie à béton munie d'une lame en diamant. Des tranches d'environ 1 cm d'épaisseur ont été obtenues et ensuite immergées dans l'éthanol pendant 48h afin d'arrêter l'hydratation de la pâte de

ciment. Ces disques sont découpés une seconde fois avec un liquide de refroidissement pour obtenir des échantillons avec des surfaces d'environ 2 cm de diagonale (Fig. 4.12.b). Ces derniers sont enrobés sous vide pendant 24 h avec une résine epoxy dans des moules cylindriques de 30 mm de diamètre. Enfin les échantillons sont démoulés après 24 h et

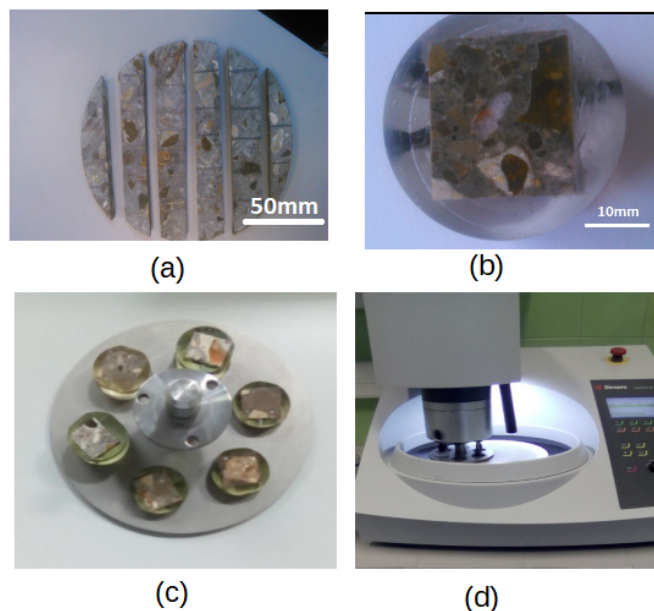


Fig. 4.12 – Préparation des échantillons. (a) : échantillon découpé à la tronçonneuse, (b) : échantillon enrobé, (c) : porte échantillon de la polisseuse, (d) : processus de polissage

leurs surfaces sont rectifiées afin de les rendre parallèles.

#### 4.3.2.2 Polissage et suivi de la rugosité

Le polissage des échantillons a été réalisé à l'aide d'une polisseuse de type Struers Tegramin-25 équipée d'une tête (qui permet de fixer et de faire tourner le porte échantillon) et d'un plateau de polissage. Ce dernier permet de fixer par magnétisme les disques munis de draps de polissage ou des papiers abrasifs<sup>3</sup>. Un descriptif complet du dispositif de polissage ainsi que son fonctionnement est présenté dans [84]. Pour nos essais nous avons utilisé un porte échantillon individuel (permettant d'avoir un polissage fin). Après 4 min de pré-polissage qui a servi à enlever de la résine de la surface des échantillons, le polissage avec des draps de polissage a commencé avec des grains de 3  $\mu\text{m}$  avant de se poursuivre avec des grains de 1 $\mu\text{m}$ . Le tableau 4.2 résume les paramètres utilisés lors du polissage.

---

3. papiers abrasifs : feuilles fabriquées à l'aide des abrasifs de carbure de calcium avec des grains de différentes tailles

### 4.3. Indentation des phases dans la microstructure des BGR

	Abrasif	Support	Force (N)	Vitesse (tours/min)	Temps (min)	Lubrifiant
Prépolissage	1200	SiC	30	150	1	Non
	2000		30	150	1	Non
	4000		30	150	2	Non
Polissage	3 $\mu$ m	MD Dur	30	60	10	Oui
	1 $\mu$ m	MD Dur	30	30	tp	Oui

Tab. 4.2 – Paramètres de polissage

Le polissage à 1  $\mu$ m permet d'obtenir un polissage fin de nos échantillons. Le temps de polissage passé sur ce type de grain dépend donc de la rugosité attendue. Justement pour nos essais, nous avons choisi le critère de rugosité de Miller [80] détaillé précédemment. Par conséquent, la rugosité visée pour nos échantillons dépend de la profondeur d'indentation retenue. Le tableau 4.3 résume, en fonction des profondeurs visées, la rugosité maximum attendue.

Phases	Granulats calcaires	Granulats siliceux	ITZ	Ancien mortier
Profondeur ( $h$ )	1 $\mu$ m		200nm	450 $\mu$ m
$Rms$ attendue	$\leq 200$ nm		$\leq 40$ nm	$\leq 90\mu$ m

Tab. 4.3 – Rugosités attendues sur les différentes phases

Afin d'optimiser le temps de polissage et compte tenu du fait que les phases en étude sont toutes présentes dans le béton (C[60]) dont sont issus nos échantillons, la phase la plus priorisée est la zone d'interface (ITZ). En effet, vu la faible rugosité attendue dans cette phase, le polissage d'un échantillon entraîne logiquement une diminution des rugosités des autres phases. En résumé, nous avons suivi l'évolution de la rugosité de la zone d'interface dans le temps et nous avons déduit celle des autres phases dès qu'une valeur satisfaisante a été obtenue sur la zone d'interface.

Ainsi des échantillons de 28 jours et 90 jours (Fig.4.13) ont été polis jusqu'à obtention de la rugosité désirée. Le calcul de la rugosité se fait à partir des images obtenues à l'AFM<sup>4</sup>. Dans cette étude, nous avons considéré des surfaces de 40 $\mu$ m  $\times$  40  $\mu$ m à coté des granulats avec l'hypothèse que leur rugosité est assimilable à celles des zones d'interfaces. Deux zones de 40 $\mu$ m  $\times$  40  $\mu$ m sont repérées sur chaque échantillon, et l'évolution de leur rugosité quadratique suivie dans le temps. A un instant donné, la rugosité quadratique de l'ITZ d'un échantillon est obtenue en faisant la moyenne des rugosités des deux zones

4. AFM : Microscope à Force Atomique (Descriptif dans [84])

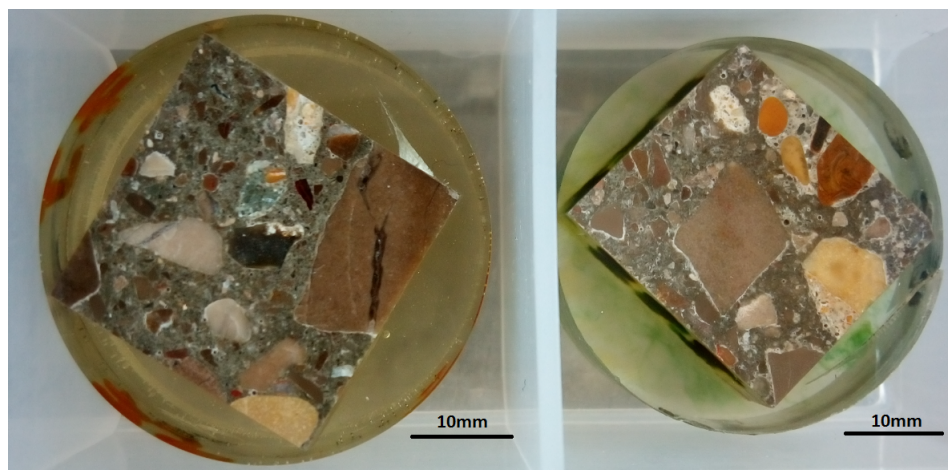


Fig. 4.13 – Echantillons de béton C[60] enrobés en étude

différentes. La figure (4.14) montre l'évolution de la rugosité quadratique en fonction du temps.

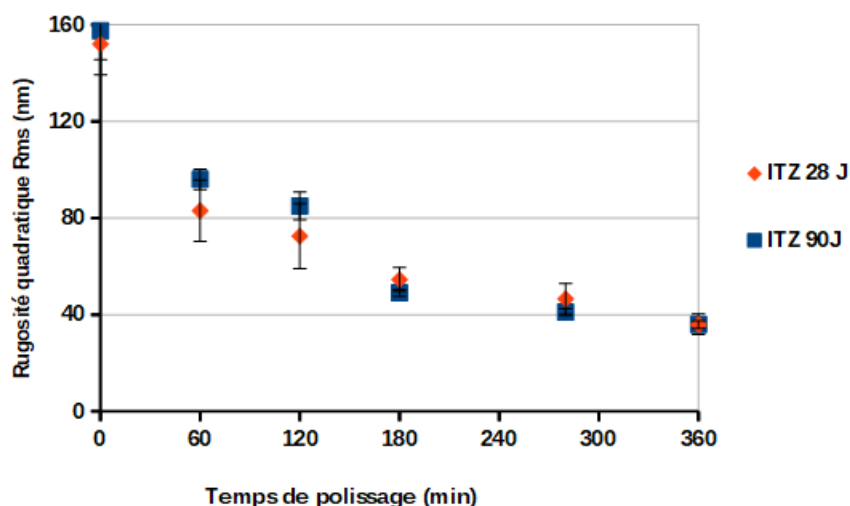


Fig. 4.14 – Evolution de la rugosité quadratique dans les zones d'interface à 28 et 90 jours

La difficulté liée au polissage de ces échantillons est due à la présence des granulats qui, du fait de leur rigidité relative, empêchent la réduction de la rugosité de la pâte de ciment située dans leur voisinage. Le tableau 4.4 résume les rugosités obtenues sur les granulats calcaires et siliceux ainsi que les zones d'interface après six heures de polissage. Nous reviendrons sur le cas particulier de l'ancien mortier dans la section qui lui sera consacrée

En résumé, les résultats de polissage des différents échantillons permettent de respecter le critère de Miller. Etant donné la profondeur d'indentation envisagée et la faible rugosité relative des granulats (calcaires comme siliceux), on peut considérer que les mesures d'in-

Phases	Granulats calcaires	Granulats siliceux	ITZ
$R_{ms}$ (nm)	27,3±1, 41	17,1±0, 28	35,92±0, 1

Tab. 4.4 – Rugosités obtenues sur les différentes zones

dentation ne seront pas perturbées par la rugosité des échantillons. Ce raisonnement est aussi valable pour les zones d'interface (ITZ) à 28 et 90 jours. Le cas de l'ancien mortier est spécifique. En effet, vu la profondeur d'indentation visée, les échantillons de 2 cm de diagonale (surface des échantillons) enrobés dans la résine sont trop petits pour supporter les charges impliquées dans cet essai (charge pouvant aller jusqu'à 800 N avec l'indenteur utilisé). De nouveaux disques de 5 cm d'épaisseur ont donc été découpés dans des éprouvettes de  $\phi 11 \times 22$  cm. La figure 4.15 montre quelques uns de ces échantillons. Ces derniers offrent l'avantage de plus d'espace ainsi qu'un volume suffisant pour supporter les charges lors de l'essai.

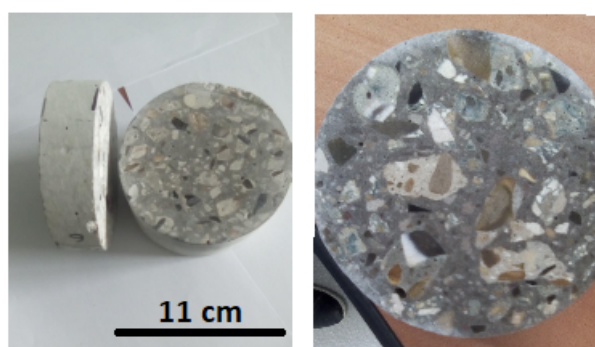


Fig. 4.15 – Tranche de béton pour l'essai de micro-indentation

Par ailleurs, la rugosité à la surface des disques est voisine de 200 nm ; ce qui est largement inférieure à la rugosité exigée (Tab. 4.3). Par conséquent, aucun polissage de ces tranches de béton n'a été nécessaire.

### 4.3.3 Dispositifs d'indentation

Nous avons utilisés deux dispositifs d'indentation dans cette étude : le nanoindenteur de Laboratoire Navier et le micro-indenteur du Laboratoire de Mécanique de Lille (LML).

#### 4.3.3.1 Le nanoindenteur

Le dispositif utilisé dans cette étude pour la caractérisation des granulats et des zones d'interface comprend un nanoindenteur NHT<sup>2</sup> (CSM Instrument) du laboratoire Navier muni d'une pointe de Berkovich (demi angle au sommet de 65,3°). Le dispositif est aussi



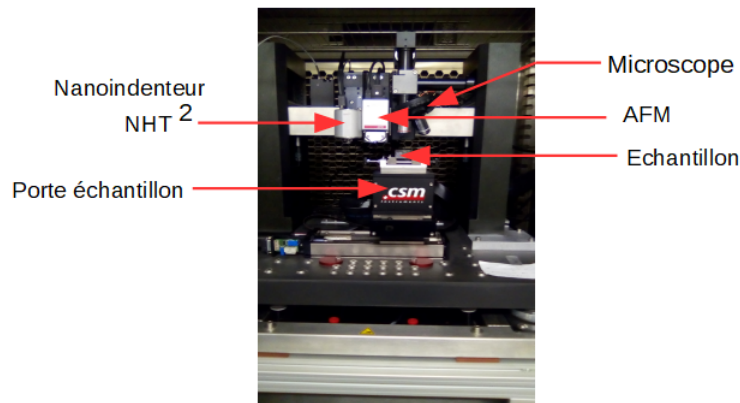


Fig. 4.16 – Dispositif de nanoindentation

équipé d'un Microscope à Force Atomique (AFM) et d'un microscope optique avec des objectifs  $\times 5$  et  $\times 100$ . Le porte échantillon (Fig. 4.16) permet de déplacer l'échantillon sous chacun des appareils pré-cités (nanoindenteur, AFM ou microscope).

Le tableau 4.5 résume quelques caractéristiques du nanoindenteur. Un descriptif plus détaillé est présenté dans l'annexe de [84]

Gamme de force ( $F_{max}$ )	0,1-500 mN
Taux de charge	$\leq 10$ N/min
Profondeur maximale	40-200 $\mu\text{m}$
Course maximale	500 $\mu\text{m}$

Tab. 4.5 – Caractéristique du nanoindenteur

#### 4.3.3.2 Le micro-indenteur

Le dispositif de micro-indentation utilisé dans cette étude est équipé d'une pointe circulaire plate aussi utilisée pour caractériser les roches en raison de la non dépendance de sa surface de contact avec la profondeur d'indentation (contrairement aux autres formes d'indenteurs). La résolution du problème d'indentation pour ce genre d'essai est assimilable à un problème de contact entre un corps rigide de forme quelconque et un milieu semi infini (Fig.4.17). La solution analytique fut déterminée par Boussinesq [22] pour un indenteur circulaire plate sur un milieu isotrope semi infini. Quant à la solution complète pour un milieu élastique linéaire isotrope, elle fut donnée par Sneddon [104] sous la forme :

$$\frac{dP}{de} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} M \sqrt{A} \quad (4.9)$$

où P représente le chargement, e le déplacement, M le module d'indentation ( $M = \frac{E}{1-\nu^2}$ ), A la surface de contact projetée, E le module de Young et  $\nu$  le coefficient de Poisson.

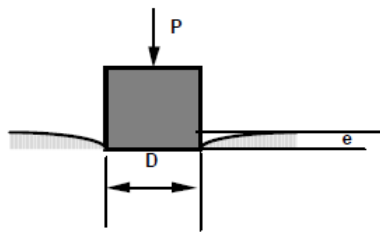


Fig. 4.17 – Problème de micro indentation

Le micro-indenteur utilisé fait partie d'un système dénommé MICROPE initialement destiné à la caractérisation des roches. Il est constitué d'un capteur de force, de deux capteurs de déplacement LVDT ainsi que d'un indenteur (Fig.4.18). Ce dernier est équipé d'une pointe cylindrique à base plate de 1 mm de diamètre. Le processus de chargement est basé sur le principe d'un piston mobile [64] fixé à une vis-à-billes. Le principe du capteur de force quant à lui repose sur la mesure de sa propre déformation (détectée par les capteurs LVDT fixés sur le support de l'indenteur).

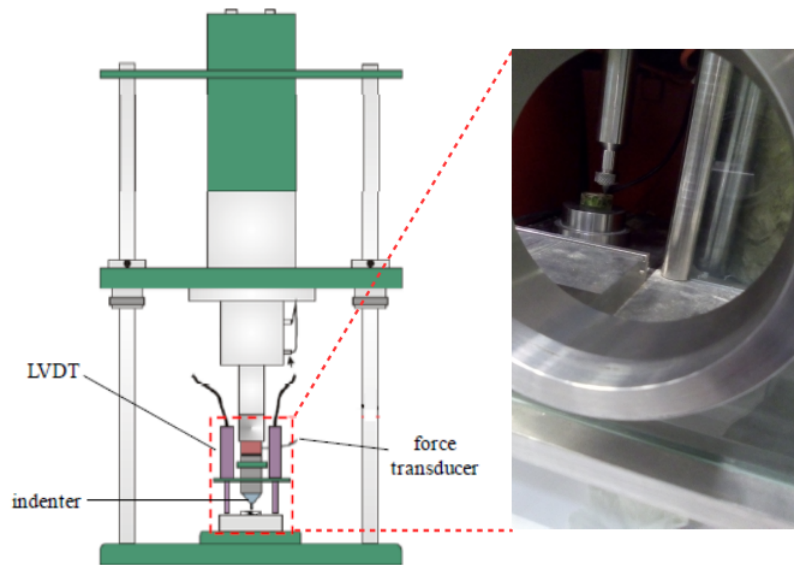


Fig. 4.18 – Dispositif d'essai de micro-indentation

L'ensemble des signaux est amplifié et transformé en signaux numériques gérés depuis un poste d'ordinateur grâce à un logiciel de gestion qui permet aussi de définir les paramètres d'entrée (force maximale, profondeur d'indentation, vitesse de charge et de décharge, temps de relaxation). Enfin, à la fin de l'essai, on obtient la courbe charge-décharge ainsi que tous les paramètres d'essai nécessaires au calcul du module d'indentation du matériau soumis à l'essai. La figure 4.19 donne un exemple de courbe communément obtenue. Cette dernière comporte généralement 4 zones. La zone élastique (Zone A) suivie de la zone plastique (zone B) ; ces deux zones étant délimitées par un paramètre R qui désigne la pression limite [64, 121]. Enfin les zones C et D représentent respectivement la zone

de relaxation et de décharge du matériau. Pour un test en élasticité, une détermination préalable du paramètre  $R$  est nécessaire suivi d'un essai chargement-déchargement dans le domaine élastique. Le module élastique du matériau est donc déduit de la pente de décharge de la courbe ainsi obtenue en utilisant la relation de Boussinesq [22] ou de Sneddon [104].

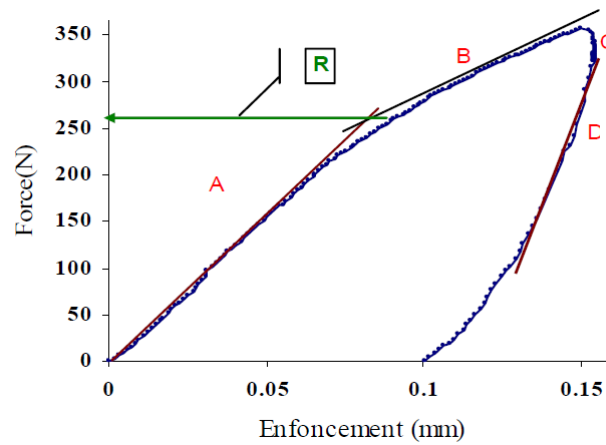


Fig. 4.19 – Courbe charge décharge avec les différentes phases

# Propriétés des phases dans la microstructure des BGR : Résultats et interprétations

*Nous présentons dans ce chapitre les résultats obtenus à travers les différents essais. Il s'agit principalement des essais sur les granulats, les zones d'interface, et encore de l'ancien mortier. Une discussion de ces résultats est aussi présentée dans ce chapitre.*

## Sommaire

---

<b>5.1</b>	<b>Propriétés élastiques des granulats . . . . .</b>	<b>108</b>
<b>5.2</b>	<b>Propriétés élastiques des zones d'interface . . . . .</b>	<b>110</b>
5.2.1	Technique de déconvolution . . . . .	111
5.2.2	Test sur une pâte de ciment à 90 jours . . . . .	112
5.2.3	Propriétés des phases dans les zones d'interface . . . . .	113
<b>5.3</b>	<b>Micro-indentation sur l'ancien mortier . . . . .</b>	<b>115</b>
<b>5.4</b>	<b>Un point sur les zones fragilisées (visibles) . . . . .</b>	<b>117</b>
<b>5.5</b>	<b>Conclusion . . . . .</b>	<b>117</b>

---

## 5.1 Propriétés élastiques des granulats

Les granulats en étude sont : les nouveaux granulats qui sont de nature calcaire et les granulats d'origine (ou ancien granulats) qui sont siliceux (86%) et calcaires (14%). Comme détaillé dans le chapitre 4, nous avons indenté à  $h=1\mu\text{m}$  avec une charge maximale voisine de 50 mN en évitant de fissurer ces matériaux. De plus, une comparaison des tailles des empreintes pour différentes profondeurs avec celles des pores est présentée sur les figures (Fig.5.1-5.2). Ces résultats montrent que la taille de l'empreinte pour  $h=1\mu\text{m}$  est supérieure à celle des pores ce qui n'est pas évident pour les autres profondeurs ( $h=200, 500\text{nm}$ ) testées.

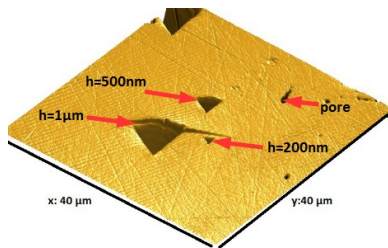


Fig. 5.1 – Image AFM des empreintes pour  $h=200, 500, 1000\text{nm}$  (granulat calcaire)

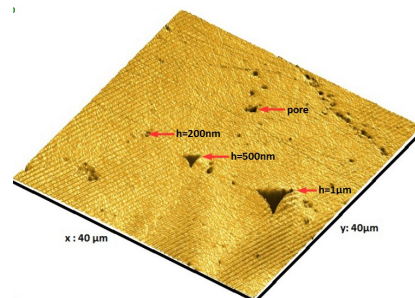


Fig. 5.2 – Image AFM des empreintes pour  $h=200, 500, 1000\text{nm}$  (granulat siliceux)

Pour déterminer le module d'indentation de ces granulats, nous nous sommes intéressés dans un premier temps au nombre de mesures nécessaires pour que leur moyenne soit représentative. Il en résulte qu'une vingtaine de points maximum suffisait pour déterminer les propriétés mécaniques des granulats en étude avec une précision de 5%. En effet, en évaluant la moyenne glissante sur 70 points, on s'aperçoit que celle-ci ne varie plus sensiblement avec le nombre de points comme indiquée sur les figures 5.3,5.4 à partir de 20 points.

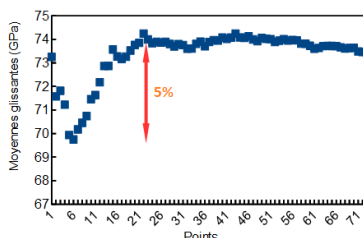


Fig. 5.3 – Evolution de la moyenne glissante en fonction du nombre de points (granulat calcaire) pour  $h=1\mu\text{m}$

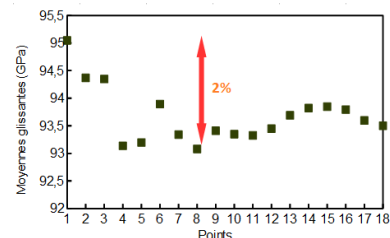


Fig. 5.4 – Moyenne glissante en fonction du nombre de points (granulat siliceux) pour  $h=1\mu\text{m}$

Les figures 5.5,5.6 montrent la courbe de distribution du module d'indentation pour

différentes profondeurs sur les deux types de granulats (nouveaux et anciens). Nous considérons (pour éviter toute confusion entre nouveaux et anciens granulats calcaire), les granulats majoritaires dans les anciens granulats à savoir les granulats siliceux. Nous reviendrons sur les propriétés des 12% d'anciens granulats calcaires un peu plus loin.

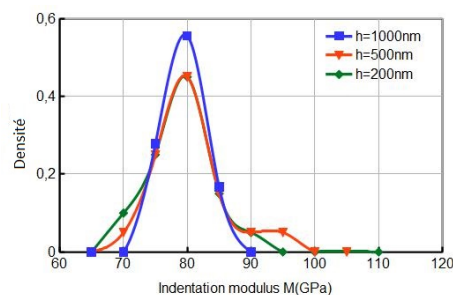


Fig. 5.5 – Distribution du module d'indentation en fonction des différentes profondeurs (nouveau granulat)

- $h = 1000 \text{ nm}$ ,  $M = 76,66 \pm 2,33 \text{ GPa}$
- $h = 500 \text{ nm}$ ,  $M = 77,64 \pm 5,07 \text{ GPa}$
- $h = 200 \text{ nm}$ ,  $M = 77,49 \pm 4,23 \text{ GPa}$

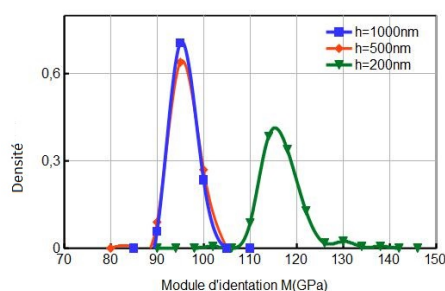


Fig. 5.6 – Distribution du module d'indentation en fonction des différentes profondeurs (Ancien granulat)

- $h = 1000 \text{ nm}$ ,  $M = 93,50 \pm 2,25 \text{ GPa}$
- $h = 500 \text{ nm}$ ,  $M = 93,06 \pm 2,69 \text{ GPa}$
- $h = 200 \text{ nm}$ ,  $M = 115,63 \pm 6,4 \text{ GPa}$

Les résultats montrent que les modules d'indentation obtenus ne sont pas insensibles à la profondeur d'indentation. En effet, en passant de  $h = 200 \text{ nm}$  à  $1 \mu\text{m}$  pour les nouveaux granulats, on constate une diminution de la dispersion autour de la valeur moyenne du module, ce qui se traduit par une réduction de l'écart type.

Nature	Nouveau granulat		Ancien granulat	
Echantillons	A	B	A	B
M(GPa)	$73,42 \pm 4,33$	$70,30 \pm 5,38$	$93,50 \pm 2,25$	$92,62 \pm 2,59$

Tab. 5.1 – Module d'indentation des granulats suivant les échantillons (Essai de répétabilité)

Comme déjà mentionnée dans le chapitre précédent, cet effet est du au fait qu'à de faibles profondeurs, (typiquement  $h = 200, 500 \text{ nm}$ ) la règle de séparation d'échelles n'est pas encore respectée entre la profondeur et la taille des pores qui constituent les hétérogé-

néités. De plus la rugosité des échantillons peut aussi perturber dans une moindre mesure les résultats pour de faibles profondeurs, surtout à 200 nm. Ce constat, ainsi que les interprétations fournies, sont aussi valables pour le cas des granulats d'origine (Fig.5.6).

Par ailleurs, les essais de répétabilité ont été menés sur deux échantillons contenant les granulats en étude. Les résultats sont présentés sur le tableau 5.1. On constate une faible variabilité des mesures suivant les échantillons. Le module d'indentation de ces granulats est donc issue de la moyenne des valeurs obtenues sur les deux échantillons en étude. On en déduit les modules de Young de ces granulats par la formule  $E \simeq M \times (1 - \nu^2)$  suivant l'équation 4.3. Le coefficient de poisson est fixé en se basant sur la nature de chacune de ces granulats. Ainsi, on utilise  $\nu = 0.07$  pour les granulats siliceux [54] tandis que vaut  $\nu = 0.32$  pour les granulats calcaires. Une comparaison avec les résultats de littérature est présentée dans le tableau 5.2

Nature	Nouveau granulat (calcaire)		Ancien granulat(siliceux)		
Echantillons	Indentation	Littérature	Indentation	Littérature	Références
E(GPa)	70,84±4, 10	60-80	92,22±2, 66	94,53	[26, 54]

Tab. 5.2 – Comparaison des modules avec les résultats de la littérature

Toute l'approche décrite ci-dessus a aussi été menée sur les anciens granulats calcaires et les résultats résumés dans le tableau (5.3)

Nature	E(GPa)	$\nu$
Calcaire d'origine	57,73 ±6, 43	0,32

Tab. 5.3 – Module d'élasticité et coefficient de Poisson des anciens granulats calcaires

Le module d'élasticité des anciens granulats calcaires est inférieur à celui des nouveaux granulats qui sont de même nature. Cependant, on ne saurait tirer une conclusion (précoce) quant à un éventuel endommagement de ces granulats (du au concassage du béton d'origine) car en effet, ces derniers ont souvent des modules situés dans une gamme assez large 20 – 80 GPa [26].

## 5.2 Propriétés élastiques des zones d'interface

Comme détaillée dans le chapitre précédent, l'approche adoptée pour la caractérisation des ITZ consiste à déterminer les propriétés des phases présentes dans celle-ci. Pour ce faire, nous avons procédé à une approche d'indentation statistique. Il s'agit d'indenter à  $h=200$  nm dans la pâte de ciment avec un nombre représentatif de points (typiquement 400 indents [84, 113, 115] (espacement minimum de 6  $\mu\text{m}$  entre deux essais voisins)). Des

grilles d'indentation d'environ 100 points (chacune) ont été réalisées dans les environs des granulats en prenant soin d'éliminer les points situés au voisinage des porosités. Ensuite un traitement statistique des données ainsi recueillies a été fait grâce à la technique de déconvolution.

### 5.2.1 Technique de déconvolution

Les résultats d'une grille d'indentation à  $h = 200$  nm dans une pâte de ciment représentent une réponse hétérogène d'un ensemble de phases présentes à cette échelle. La technique de déconvolution permet d'identifier les différentes phases participant à la réponse obtenue sur la grille de points. Cette technique a été largement appliquées aux matériaux cimentaires [30, 80, 113]. Elle consiste à supposer que les phases sont distribuées suivant une loi normale (distribution gaussienne) et donc à approximer la courbe de distribution expérimentale par une somme de gaussiennes dont les moyennes et les écarts types représentent les valeurs moyennes des phases à identifier avec des coefficients de pondération qui représentent dans le cas présent les fractions surfaciques. Notons au passage que, selon le principe de Delesse [38], pour une microstructure avec des phases aléatoirement distribuées (cas de la pâte de ciment), la fraction volumique et la fraction surfacique sont identiques [113]. En désignant donc par  $M$  et  $H$  respectivement le module d'indentation et la dureté, le problème de minimisation à résoudre s'écrit sous la forme :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min \sum_{i=1}^N \sum_{X=(M,H)} \left( \sum_{j=1}^n f_j D(X_i, \mu_j^X, s_j^X) - D_X(X_i) \right)^2 \\ \sum_{j=1}^n f_j = 1 \end{array} \right. \quad (5.1)$$

où  $D_X(X_i)$  représente la fonction de distribution cumulée (expérimentale) générée par  $N$  points d'indentation;  $\mu_j^X, s_j^X$  représentant respectivement la moyenne et l'écart type de la phase  $j$

$$D_X(X_i) = \frac{i}{N} - \frac{1}{2N}; i \in [1, N]; X = (M, H) \quad (5.2)$$

$f_j$  représente la fraction surfacique de chaque phase ( $j = 1, n$ ),  $n$  représentant le nombre de phases. La distribution gaussienne cumulée d'une propriété associée à la phase  $j$  est caractérisée par une moyenne  $\mu_j^X$  et un écart type  $s_j^X$  de sorte que :

$$D(X_i, \mu_j^X, s_j^X) = \frac{1}{s_j^X \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{X_i} \exp\left(-\frac{(u - \mu_j^X)^2}{2(s_j^X)^2}\right) du; X = (M, H) \quad (5.3)$$

Par ailleurs, afin d'assurer un minimum de contraste entre les phases, une contrainte supplémentaire est imposée entre deux gaussiennes voisines tel que :

$$\mu_j^X + s_j^X < \mu_{j+1}^X - s_{j+1}^X, X = (M, H) \quad (5.4)$$



### 5.2.2 Test sur une pâte de ciment à 90 jours

Afin de pouvoir comparer les propriétés locales dans la pâte de ciment dans l'ITZ et hors de l'ITZ, nous avons réalisé, sur un même échantillon à 90 jours, des essais de nanoindentation dans la pâte de ciment loin des granulats (par conséquent hors des zones d'interfaces). Une grille de 400 points a donc été analysée et les résultats de la déconvolution présentés sur les figures 5.7, 5.8, 5.9, 5.10. L'analyse des courbes expérimentales aussi bien en module d'élasticité qu'en dureté permettent d'envisager la présence de trois phases :

- Phase 1 :  $M = 25,19 \pm 5,76$  GPa ;  $H = 0,85 \pm 0,35$  GPa

Cette phase est la moins rigide entre toutes les phases identifiées. Etant donné ses propriétés mécaniques, elle est assimilable à la phase LD CSH trouvée par nanoindentation dans les travaux de Liang et al. [72] et Vandamme et al. [113] ( $M = 22,5 \pm 5,0$  GPa ;  $H = 0,61 \pm 0,17$  GPa). Les résultats montrent qu'elle représente la phase la plus prépondérante dans la pâte de ciment hors ITZ avec une fraction volumique  $f = 0,7$ .

- Phase 2 :  $M = 35,66 \pm 6,75$  GPa ;  $H = 1,49 \pm 0,75$  GPa

Les propriétés mécaniques de cette phase se trouvent à cheval entre celles des HD CSH ( $M = 30,4 \pm 2,9$  GPa ;  $H = 0,92 \pm 0,10$  GPa [30, 72, 113]) et celles des UHD CSH ( $M = 40,9 \pm 7,7$  GPa ;  $H = 1,46 \pm 0,46$  GPa [113]). Chen et al. [28], dans des travaux récents, ont montré que la phase UHD CSH serait une phase nanocomposite constituée de CSH et de cristaux de portlandite. Même si l'existence de cette phase n'est pour l'heure pas confirmée par d'autres groupes de chercheurs, nous prenons en compte l'existence de ces deux phases (HD CSH et UHD CSH) en les regroupant sous l'appellation HD(UHD) CSH. Nous attribuons par conséquent le module et la dureté de la Phase 2 à la phase HD(UHD) CSH. Les résultats indiquent qu'elle possède une fraction volumique  $f = 0,16$  dans la pâte de ciment hors ITZ.

- Phase 3 :  $M = 77,68 \pm 17,57$  GPa ;  $H = 6,62 \pm 1,71$  GPa

C'est la phase la plus rigide dans la pâte de ciment. Même si son module d'indentation présente une grande dispersion (écart type important), ses propriétés permettent de l'assimiler au clinker dont les propriétés sont proches surtout en dureté ( $M = 93,4 \pm 44,8$  GPa ;  $H = 6,13 \pm 4,22$  GPa [113]). Enfin les résultats montrent qu'elle est caractérisée par une fraction volumique  $f = 0,14$  dans la pâte hors ITZ.

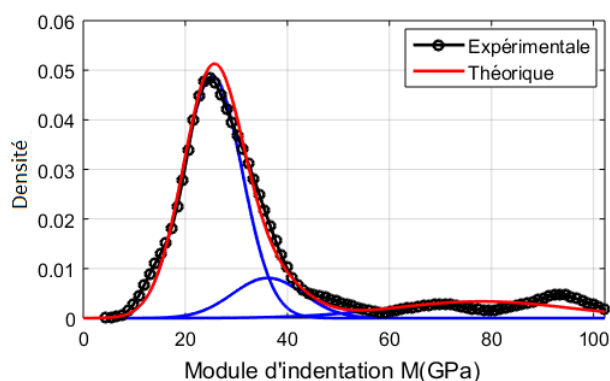


Fig. 5.7 – Courbe de distribution pour le module d'indentation (les différentes phases sont représentées en bleu)

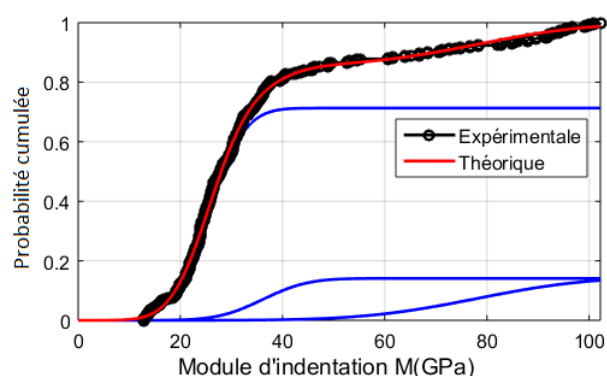


Fig. 5.8 – Fonction de répartition des modules d'indentation (les différentes phases sont représentées en bleu)

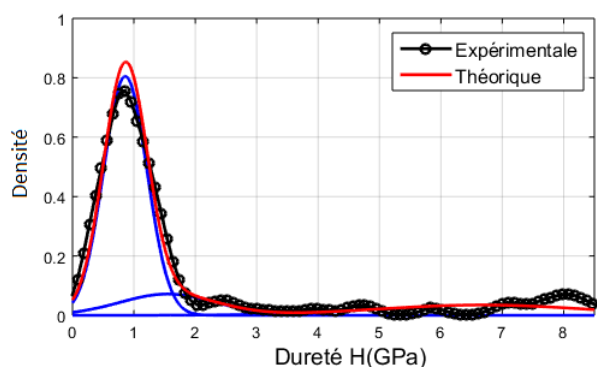


Fig. 5.9 – Courbe de distribution de dureté (les différentes phases sont représentées en bleu)

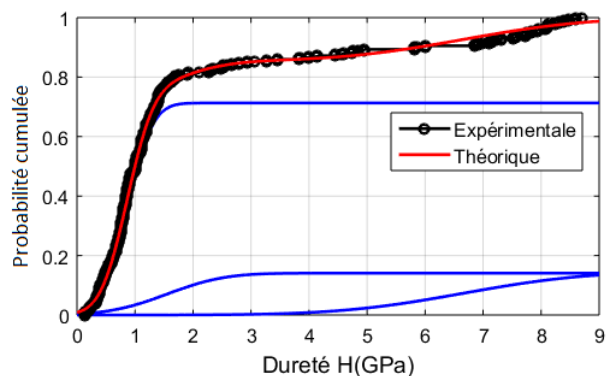


Fig. 5.10 – Fonction de répartition de dureté (les différentes phases sont représentées en bleu)

### 5.2.3 Propriétés des phases dans les zones d'interface

Pour déterminer les propriétés des phases dans l'ITZ, nous y avons conduit le même essai que sur la pâte de ciment hors l'ITZ avec les mêmes paramètres d'indentation (400 points d'essais). Après analyse des résultats des différentes grilles d'indentation, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 5.4

Phases	ITZ 28j			ITZ 90 j		
	M(GPa)	H(GPa)	f	M(GPa)	H(GPa)	f
LD CSH	25,62±4,59	0,8±0,26	0,63	25,38±5,01	0,68 ±0,27	0,34
HD (UHD) CSH	38,03 ±10,36	1,54±0,23	0,23	36,21±5,03	1.25±0,41	0,53
Clinker	86,58±18,84	5,33 ±2,63	0,14	91,10±28,15	6,4±2,81	0,13

Tab. 5.4 – Propriétés des phases dans l'ITZ à 28 et 90 jours.

Ces résultats montrent que les propriétés des différentes phases dans l'ITZ ne diffèrent pas fondamentalement de celle de la pâte hors ITZ même si le module du Clinker connaît quelques variations (un comportement souvent rencontré sur cette phase [30, 105, 113]). De plus, ces résultats confortent l'hypothèse selon laquelle le paramètre qui régle les propriétés des ITZ est la porosité (un aspect difficile à prendre en compte à travers des mesures de nanoindentation). Quant aux fractions volumiques affichées, elle sont plus représentatives de la fraction surfacique des phases que de leur fractions volumiques. Bien qu'en s'appuyant sur le principe de Delesse [38] selon lequel les deux quantités s'équivalent pour un matériau très hétérogène, il faudrait prendre en compte un nombre assez représentatif d'essais pour avoir une estimation de la fraction volumique réelle des phases présentes à cette échelle hormis le Clinker. Ces résultats nous serviront à titre indicatif à évaluer les proportions des différentes phases présentes dans une mousse de CSH. Un aspect que nous aborderons dans la troisième partie de ce travail.

Par ailleurs, afin de vérifier la distribution des modules autour des granulats, nous avons réalisé une cartographie des modules dans la zone d'interface des granulats. Les

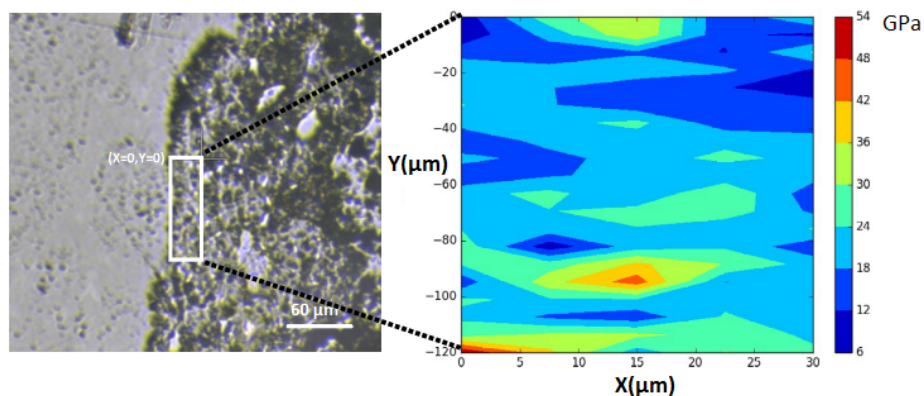


Fig. 5.11 – Distribution des modules d'élasticité dans l'ITZ (28j)

valeurs représentées (Fig. 5.11) sont issues des moyennes de trois zones différentes autour des granulats. Ces résultats montrent que l'entourage des granulats n'est pas le siège d'un regroupement particulier de phases très rigides. Un résultat attendu puisque ces zones sont censées être plus hydratées que le reste de la microstructure [69, 115]. Cependant, il serait imprudent de déduire de ces résultats (Fig. 5.12), une quelconque fragilisation de l'ITZ car en effet, les zones d'interface en étude diffèrent des autres endroits dans la microstructure d'un béton par leur porosité et cette propriété est difficile à prendre en compte dans les essais de nanoindentation réalisées. De plus, les résultats obtenus par nanoindentation sont loin de représenter les propriétés homogénéisées des zones d'interface. Néanmoins, ces essais ont le mérite de conforter l'hypothèse selon laquelle les propriétés mécaniques (module et dureté) des phases dans la mousse d'hydrates sont insensibles au mécanisme de formation des d'interface.

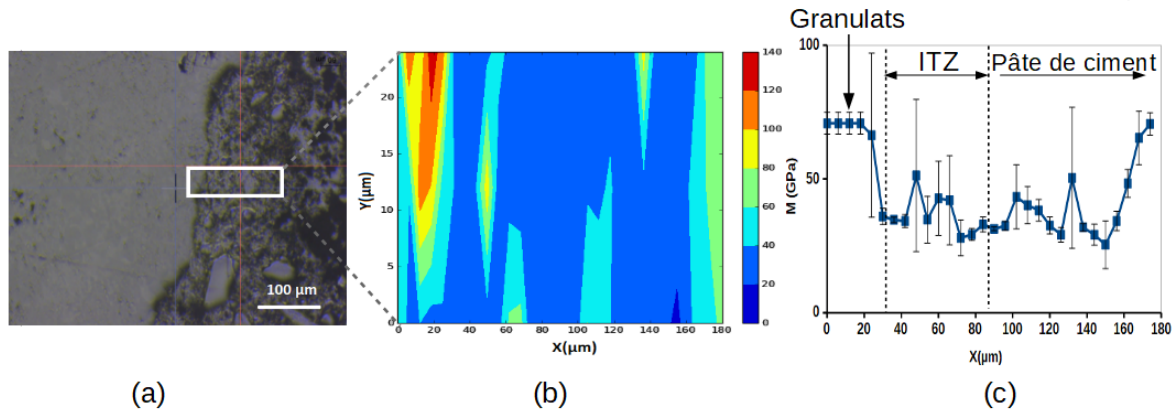


Fig. 5.12 – Distribution des modules dans l'ITZ (90j) et loin de l'ITZ

### 5.3 Micro-indentation sur l'ancien mortier

Les essais de micro-indentation réalisés sur l'ancien mortier ont été effectués avec le dispositif MICROPE décrit au chapitre 4. Ce micro-indenteur est équipé d'une pointe cylindrique plate de 1mm de diamètre; ce qui représente en moyenne cinq fois la taille caractéristique des hétérogénéités (grains de sable ou gros pores) rencontrées dans cette phase (Fig.5.13,5.14). Rappelons que la règle de séparation d'échelles qui préconise une profondeur  $h \gg D$ , pour prendre en compte les propriétés composites d'un matériau hétérogène, doit faire face dans ce cas particulier à la limite élastique du matériau (domaine dans lequel s'applique la solution de Sneddon [104] utilisée dans l'évaluation du module d'élasticité de l'ancien mortier). En clair, comme indiqué sur les figures (5.15,5.16), il est impossible d'atteindre de grande profondeurs sans sortir du domaine élastique de notre matériau. Nous considérons par conséquent que le volume (du matériau) sollicité avec une charge limite R en utilisant cette pointe cylindrique plat de 1 mm de diamètre permet d'avoir une estimation du module d'élasticité homogénéisé de l'ancien mortier.

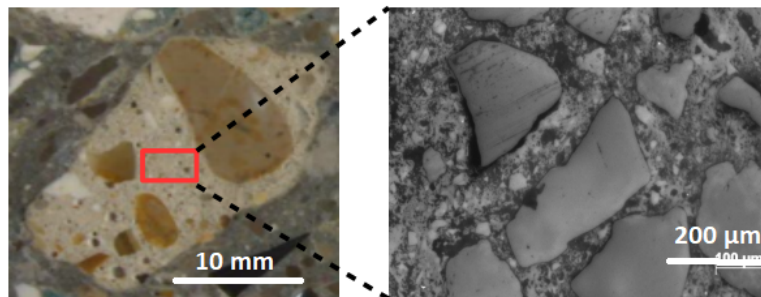


Fig. 5.13 – Granulat recyclé avec un focus sur l'ancien mortier

La technique adoptée consiste dans un premier à mener un test plastique, ce qui permet de déterminer la charge limite R de la zone élastique [64, 121] (Fig 5.15,5.16).

Grâce à la courbe complète du test plastique, on déduit  $R = 300$  N. Ainsi les différents

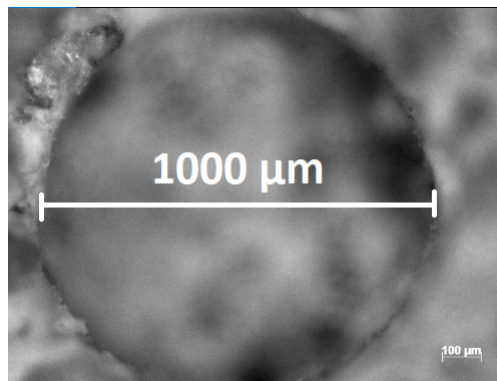


Fig. 5.14 – Taille de l’empreinte du micro-indenteur

essais (une vingtaine) ont été menés avec des charges maximales inférieures à cette valeur limite et le module d’indentation obtenus à partir de l’équation (4.9).

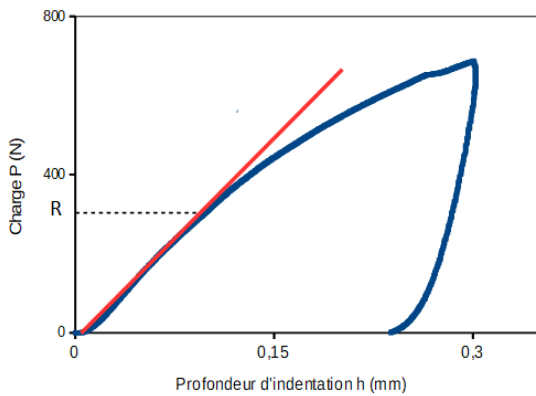


Fig. 5.15 – Courbe charge-déformation avec la charge limite

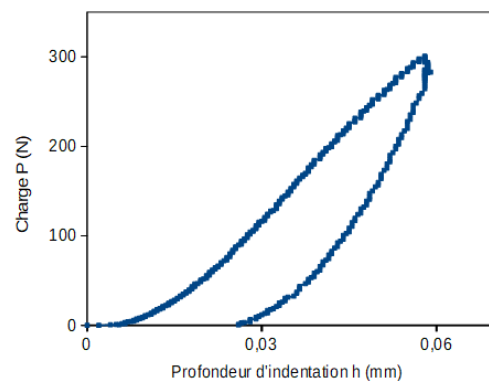


Fig. 5.16 – Courbe charge-déformation dans la zone élastique

Le module d’indentation de l’ancien mortier considéré est issu de la moyenne des différentes valeurs obtenues

Nature	Module d’indentation (GPa)	Ecart type(GPa)
Ancien mortier	16,99	2,85

Tab. 5.5 – Module d’indentation de l’ancien mortier

Ces résultats donnent une indication sur le module d’élasticité de l’ancien mortier ( $E= 16,31 \pm 2,74$  GPa,  $\nu = 0,2$ ). En effet, comparé aux propriétés du mortier d’origine avant concassage ( $E= 35,62 \pm 0,47$  GPa ;  $\nu = 0,2$ ), le module d’élasticité de cette phase après concassage, représente moins de la moitié de sa valeur initiale . Ces résultats nous servent d’indications sur le degré de fragilisation de l’ancien mortier et par conséquent celui des granulats recyclés. De plus, ils nous permettent de consolider les arguments

avancés dans le chapitre 5 pour expliquer l'origine de la relative diminution des propriétés mécaniques des BGR.

## 5.4 Un point sur les zones fragilisées (visibles)

L'observation au microscope optique de la microstructure des échantillons étudiés montre les stigmates d'un endommagement inhérent au processus de fabrication des granulats recyclés. En effet, en analysant la microstructure d'un béton C[100] (100% de granulats recyclés) par exemple, on note sur certains granulats recyclés, la présence de microfissures souvent à l'interface des granulats ou traversant les granulats d'origine ainsi que l'ancien mortier. Même si ce n'est pas un phénomène assez généralisé sur tous les granulats, on peut légitimement envisager la présence de microfissures ouvertes ou fermées de tailles plus petites, difficiles à déceler au microscope (ou encore situées à l'intérieur des volumes passés sous observation) qui sont le fruit des chocs mécaniques subis par le béton d'origine. Bien que ces endommagements ne sont pas généralisés dans l'ensemble des GR,

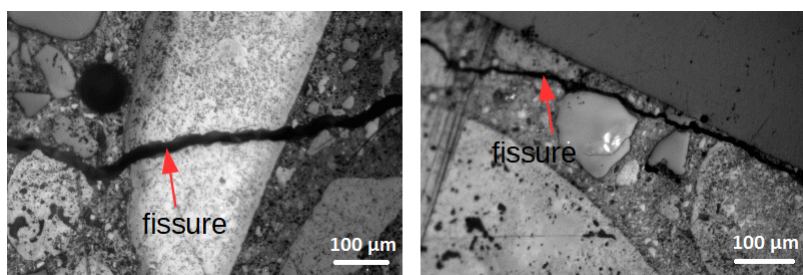


Fig. 5.17 – Fissures dans l'ancien mortier et dans les zones d'interface (pour un béton C[100])

ils peuvent participer à la dégradation des propriétés mécaniques des BGR considérés dans cette étude.

## 5.5 Conclusion

Les essais d'indentation menés sur la microstructure des BGR a permis de déterminer les propriétés des phases comme les granulats (anciens comme nouveaux), les zones d'interface ainsi que l'ancien mortier. Les résultats obtenus permettent de concevoir les prémices d'une argumentation sur les propriétés des phases dans les BGR. Même si, concernant les zones d'interface, une estimation directe de leurs propriétés n'a pas été possible, ces essais nous ont donné accès aux propriétés mécaniques des différentes phases qui s'y trouvent, ainsi que leur fraction volumique. De plus, une indication sur les propriétés de l'ancien

mortier (une zone potentiellement dégradée) a été déterminée ; ce qui permet de quantifier les dommages subis par le béton d'origine. Tous ces essais ont la vertu de fournir des données sur la description de la microstructure ainsi que les propriétés mécaniques des phases dans le béton ; données qui serviront de paramètres d'entrée dans la mise en place d'un modèle micromécanique qui fera l'objet des prochains chapitres.

## Troisième partie

Propriétés macroscopiques des BGR : Approche de  
modélisation micromécanique.





# Quelques rappels sur l'approche de changement d'échelles

## Sommaire

---

<b>6.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>121</b>
<b>6.2</b>	<b>Les différentes étapes de l'homogénéisation en élasticité linéaire</b>	<b>122</b>
6.2.1	La représentation	123
6.2.2	La localisation	123
6.2.3	L'homogénéisation	125
6.2.4	Problème d'Eshelby [48]	125
6.2.5	Quelques cas particuliers	127
<b>6.3</b>	<b>Schémas d'homogénéisation</b>	<b>127</b>
6.3.1	Schéma dilué	128
6.3.2	Schéma de Mori-Tanaka	128
6.3.3	Schéma auto-cohérent	129
<b>6.4</b>	<b>Homogénéisation des propriétés de diffusion</b>	<b>130</b>

---

## 6.1 Introduction

L'approche de changement d'échelles consiste à décrire le comportement d'un matériau hétérogène en se basant sur les informations disponibles sur sa microstructure (propriétés des phases, leurs fractions volumiques, leurs géométries ou encore leurs distributions...); ces distributions peuvent être périodiques ou aléatoires. Nous nous intéresserons dans

cette étude aux microstructures aléatoires. Les propriétés macroscopiques sont alors déduites des données locales en résolvant un problème théorique bien posé sur un Volume Élémentaire Représentatif (VER). Ce dernier est défini comme le plus petit volume représentatif des hétérogénéités du matériau [69, 90]. Il doit à cet effet satisfaire une règle de séparation d'échelles sur lequel repose le principe de la micromécanique [78, 99, 120]. Un principe qui implique la distinction de trois longueurs principales ;  $L, l, d$  respectivement, la taille de la structure macroscopique, celle du VER, ainsi que celle des hétérogénéités (Fig. 6.1.) telles que :

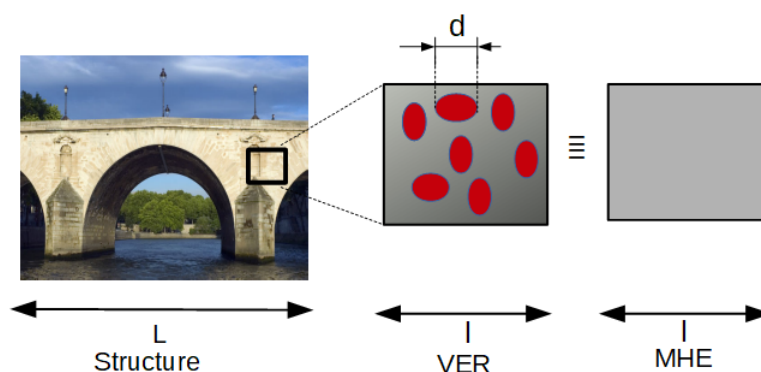


Fig. 6.1 – Schéma du principe de séparation d'échelle entre la structure, le VER et le Milieu Homogène Équivalent MHE.

- $l \ll L$  : Cette condition traduit le caractère continu du milieu homogène équivalent à l'échelle macroscopique. Un milieu sur lequel les champs de contrainte et de déformation sont considérés comme continus.
- $d \ll l$  : Cette condition traduit le caractère représentatif du VER à l'échelle microscopique vis à vis des hétérogénéités dans la microstructure. Elle donne par la même occasion un sens aux propriétés issues du processus d'homogénéisation.

Une fois la règle de séparation d'échelle satisfaite, le VER peut être remplacé par un milieu homogène équivalent dont les champs de contrainte et de déformation macroscopiques sont des moyennes des champs de contrainte et déformation locaux.

## 6.2 Les différentes étapes de l'homogénéisation en élasticité linéaire

L'approche d'homogénéisation comprend trois étapes indispensables : la représentation, la localisation et l'homogénéisation.

### 6.2.1 La représentation

Cette étape consiste à décrire à une échelle donnée les hétérogénéités présentes dans un matériau. Il s'agit le plus souvent d'identifier les différentes phases ainsi que leur propriétés (fraction volumique, géométrie, distribution). C'est une étape importante dans l'approche d'homogénéisation. Elle s'appuie souvent sur les résultats expérimentaux (observation MEB, microscopie, DRX ou encore nanoindentation ou micro indentation). Cependant, pour des microstructures complexes, une description complète et précise est difficile à obtenir, d'où l'introduction d'hypothèses simplificatrices afin d'obtenir une estimation des propriétés macroscopiques du matériau en étude.

### 6.2.2 La localisation

Une fois la description ou la représentation de la microstructure réalisée avec les hypothèses bien définies, on cherche dans cette étape à analyser le comportement de chaque phase face à une sollicitation macroscopique du VER. En effet, il s'agit de relier les champs locaux aux champs macroscopiques aux bornes du VER. Pour ce faire, le problème de structure posé aux bornes du VER (noté  $\Omega$ ) s'écrit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \operatorname{div} \boldsymbol{\sigma} = 0 & (\Omega) \\ \boldsymbol{\sigma} = \mathbb{C} : \boldsymbol{\varepsilon} & (\Omega) \\ \boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{2}(\mathbf{grad}_x \boldsymbol{\xi} + {}^t \mathbf{grad}_x \boldsymbol{\xi}) & (\Omega) \\ \boldsymbol{\Sigma} = \langle \boldsymbol{\sigma} \rangle & (\Omega) \end{array} \right. \quad (6.1)$$

où  $\boldsymbol{\sigma}$ ,  $\boldsymbol{\varepsilon}$  et  $\mathbb{C}$  représentent respectivement le champ de contrainte, de déformation ainsi que le tenseur de rigidité en un point  $x$ . De plus,  $\langle \cdot \rangle$  désigne la moyenne de  $\cdot$  sur le VER tandis que  $\langle \cdot \rangle_i$  représente la moyenne de  $\cdot$  sur la phase  $i$ ;  $\boldsymbol{\Sigma}$  est le champ de contrainte macroscopique. Par manque de conditions aux limites du VER, le problème 6.1 se trouve mal posé. Pour lever cette difficulté tout en respectant la règle de moyenne globale des champs de contrainte et de déformation, on préfère imposer aux contours du VER ( $\partial\Omega$ ) une condition aux limites homogène en contrainte ou en déformation. Cette condition permet par ailleurs d'assurer l'unicité du champ solution du problème [120].

#### a-Conditions aux limites uniformes en déformation

L'approche consiste à imposer aux limites ( $\partial\Omega$ ) du VER, un champ de déplacement  $\boldsymbol{\xi}(x)$  sous la forme  $\boldsymbol{\xi}(x) = \mathbf{E} \cdot x$ ; avec  $\mathbf{E}$  désignant le champ de déformation macroscopique imposé aux contours du VER et  $x$ ; le vecteur position d'un point situé sur  $\partial\Omega$ . On montre que [43, 69, 90] la déformation macroscopique imposée est alors liée au champ de

déformation microscopique par la relation :

$$\mathbf{E} = \langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle = \frac{1}{\Omega} \int_{\Omega} \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}) \mathbf{d}\Omega \quad (6.2)$$

Le problème à résoudre sur le VER peut se réécrire sous la forme :

$$\begin{cases} \operatorname{div} \boldsymbol{\sigma} = 0 & (\Omega) \\ \boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C} : \boldsymbol{\varepsilon} & (\Omega) \\ \boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{2} (\mathbf{grad}_x \xi + {}^t \mathbf{grad}_x \xi) & (\Omega) \\ \xi(\mathbf{x}) = \mathbf{E} \cdot \mathbf{x} & (\partial\Omega) \end{cases} \quad (6.3)$$

Le problème ainsi posé est linéaire et admet une solution unique. On peut donc relier la déformation microscopique  $\boldsymbol{\varepsilon}$  au champ macroscopique  $\mathbf{E}$  grâce à la relation :

$$\boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}) = \mathbf{A}(\mathbf{x}) : \mathbf{E} \quad (6.4)$$

où  $\mathbf{A}$  est un champ de tenseurs d'ordre 4 appelé tenseur de localisation des déformations. En prenant la moyenne de l'équation (6.4) et en considérant la relation (6.2) on montre que :

$$\langle \mathbf{A} \rangle = \mathbf{I} \quad (6.5)$$

Par ailleurs, du fait de la symétrie des tenseurs  $\boldsymbol{\varepsilon}$  et  $\mathbf{E}$ , on déduit que  $A_{ijkl} = A_{jikl} = A_{ijlk}$

## b-Conditions aux limites uniformes en contrainte

Cette approche consiste à imposer une condition  $\boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n} = \boldsymbol{\Sigma} \cdot \mathbf{n}$  sur le bord du VER ( $\partial\Omega$ ). Pour un champ de contrainte microscopique  $\boldsymbol{\sigma}$  à divergence nulle, on montre que :

$$\boldsymbol{\Sigma} = \langle \boldsymbol{\sigma} \rangle = \frac{1}{\Omega} \int_{\Omega} \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}) \mathbf{d}\Omega \quad (6.6)$$

Le problème posé à l'échelle microscopique s'écrit alors :

$$\begin{cases} \operatorname{div} \boldsymbol{\sigma} = 0 & (\Omega) \\ \boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C} : \boldsymbol{\varepsilon} & (\Omega) \\ \boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n} = \boldsymbol{\Sigma} \cdot \mathbf{n} & (\partial\Omega) \end{cases} \quad (6.7)$$

La solution en déformation et en contrainte est unique ; il existe par conséquent une relation linéaire entre le champ de contrainte microscopique et le champ macroscopique.

$$\boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}) = \mathbf{B}(\mathbf{x}) : \boldsymbol{\Sigma} \quad (6.8)$$

En faisant une moyenne de la relation 6.8 sur le VER et en considérant l'équation (6.6), on déduit que :

$$\langle \mathbf{B} \rangle = \mathbf{I} \quad (6.9)$$

De plus en considérant les symétries des champs de contrainte microscopique et macroscopique, on déduit que le tenseur de concentration des contraintes  $\mathbf{B}$  possède les propriétés de symétries mineures ( $B_{ijkl} = B_{jikl} = B_{ijlk}$ )

### c-Lemme de Hill

Considérons un champ de contrainte  $\sigma$  à divergence nulle ( $\text{div}\sigma = \mathbf{0}$ ) et un champ de déformation compatible ( $\varepsilon = \frac{1}{2}(\mathbf{grad}_x \xi + {}^t \mathbf{grad}_x \xi)$ ). Si  $\sigma$  vérifie les conditions aux limites uniformes en contrainte ( $\sigma$  statistiquement admissible avec  $\Sigma$ ) ou si  $\xi$  satisfait les conditions aux limites uniformes en déformation ( $\xi$  cinématiquement admissible avec  $\mathbf{E}$ ) alors :

$$\langle \sigma : \varepsilon \rangle = \langle \sigma \rangle : \langle \varepsilon \rangle \quad (6.10)$$

### 6.2.3 L'homogénéisation

Cette phase permet de déterminer les propriétés effectives du milieu homogène équivalent (MHE). Elle nécessite à cet effet la connaissance des tenseurs de localisation des déformations ou de concentration des contraintes. Dans le cas d'une sollicitation uniforme en déformation, on obtient le comportement élastique homogénéisé du VER grâce aux relations (6.4, 6.6, 6.10)

$$\Sigma = \langle \sigma \rangle = \langle \mathbf{C} : \mathbf{A} \rangle : \mathbf{E} \quad (6.11)$$

d'où on déduit le tenseur d'élasticité homogénéisé  $\mathbf{C}^{\text{hom}}$

$$\mathbf{C}^{\text{hom}} = \langle \mathbf{C} : \mathbf{A} \rangle \quad (6.12)$$

Dans l'approche de modélisation des propriétés effectives des matériaux hétérogènes, la stricte égalité de la relation 6.12 est difficile à obtenir compte tenu de la complexité des microstructures. Néanmoins à travers les hypothèses simplificatrices (sur la morphologie des phases ou leur distribution par exemple), l'on peut obtenir une estimation du tenseur de rigidité homogénéisé  $\mathbf{C}^{\text{hom}}$  à travers les moyennes des tenseurs de localisation des déformations ou de concentration des contraintes. Ces dernières sont déduites des solutions des problèmes auxiliaires basés sur le problème d'Eshelby [48].

### 6.2.4 Problème d'Eshelby [48]

Considérons un milieu élastique infini ( $\Omega$ ) de rigidité  $\mathbf{C}_0$ . Soit  $I$  un domaine borné ellipsoïdal ( $I \in \Omega$ ) dans lequel règne un champ de polarisation uniforme  $\mathbf{p}$ . On impose à

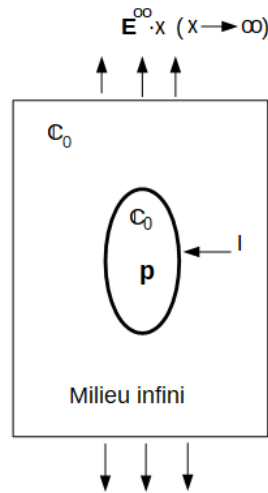


Fig. 6.2 – Représentation schématique du problème d'Eshelby.

l'infini une condition aux limites de déformation homogène ( $\xi = \mathbf{E}^\infty \cdot \mathbf{x}$  pour  $x \rightarrow \infty$ ). Le problème d'inclusion qu'on cherche à résoudre s'écrit sous la forme

$$\left\{ \begin{array}{ll} \operatorname{div} \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}) = \mathbf{0} & (\Omega) \\ \boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C}_0 : \boldsymbol{\varepsilon} & (\Omega - I) \\ \boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C}_0 : \boldsymbol{\varepsilon} + \mathbf{p} & (I) \\ \xi \sim \mathbf{E}^\infty \cdot \mathbf{x} & (x \rightarrow \infty) \end{array} \right. \quad (6.13)$$

Ce problème a été résolu par Eshelby [48] et repris dans [43]. Le champ de déformation à l'intérieur de l'inclusion s'écrit sous la forme :

$$\boldsymbol{\varepsilon}^I = -\mathbf{P}_I^0 : \mathbf{p} + \mathbf{E}^\infty \quad (6.14)$$

avec  $\mathbf{P}_I^0$  le tenseur de Hill, fonction des propriétés du milieu infini et de la géométrie de l'inclusion [44]. Eshelby montre aussi que le champ de déformation est uniforme à l'intérieur des inclusions de formes ellipsoïdales.

Considérons à présent une inhomogénéité  $I$  de rigidité  $\mathbf{C}_I$  plongée dans un milieu infini (de rigidité  $\mathbf{C}_0$ ) soumis à une déformation homogène  $\mathbf{E}^\infty$  à l'infini. Ce problème est connu sous le nom du problème de l'inhomogénéité d'Eshelby et se résout en considérant que le champ de polarisation  $\mathbf{p}$  s'écrit sous la forme  $\mathbf{p} = (\mathbf{C}_I - \mathbf{C}_0) : \boldsymbol{\varepsilon}^I = \delta\mathbf{C} : \boldsymbol{\varepsilon}^I$  (avec  $\delta\mathbf{C} = \mathbf{C}_I - \mathbf{C}_0$ ) dans l'ellipsoïde avec  $\boldsymbol{\varepsilon}^I$  supposée uniforme. La solution en déformation du problème de l'inhomogénéité s'écrit :

$$\boldsymbol{\varepsilon}^I = \mathbf{A}^I : \mathbf{E}^\infty \quad ; \quad \mathbf{A}^I = (\mathbf{I} + \mathbf{P}_I^0 : \delta\mathbf{C})^{-1} \quad (6.15)$$

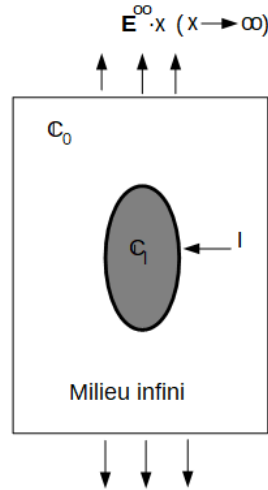


Fig. 6.3 – Représentation schématique du problème de l'inhomogénéité d'Eshelby.

### 6.2.5 Quelques cas particuliers

#### a-Inclusion rigide

$$\begin{cases} \boldsymbol{\varepsilon}^I = \mathbf{0} \\ \boldsymbol{\sigma}^I = \mathbb{P}_I^0{}^{-1} : \mathbf{E}^\infty \end{cases} \quad (6.16)$$

#### b-Milieu poreux ( $C_I \rightarrow 0$ )

$$\begin{cases} \boldsymbol{\varepsilon}^I = (\mathbb{I} - \mathbb{S}_I^0)^{-1} : \mathbf{E}^\infty \\ \boldsymbol{\sigma}^I = \mathbf{0} \end{cases} \quad (6.17)$$

où  $\mathbb{S}_I^0 = \mathbb{P}_I^0 : C_0$  le tenseur d'Eshelby d'ordre 4 représentant [43, 48] le tenseur d'Eshelby. Pour un milieu élastique isotrope caractérisé par un module de compressibilité  $k_0$  et de cisaillement  $\mu_0$ , on montre que [43] les tenseurs d'ordre 4  $C_0, \mathbb{P}_I^0, \mathbb{S}_I^0$  peuvent s'écrire en fonction des projecteurs  $\mathbb{J}$  et  $\mathbb{K}$  :

$$C_0 = 3k_0\mathbb{J} + 2\mu_0\mathbb{K} \quad \mathbb{P}_I^0 = \frac{\alpha}{3k_0}\mathbb{J} + \frac{\beta}{2\mu_0}\mathbb{K} \quad \mathbb{S}_I^0 = \alpha\mathbb{J} + \beta\mathbb{K} \quad (6.18)$$

avec  $\alpha = \frac{3k_0}{3k_0+4\mu_0}$  et  $\beta = \frac{6(k_0+2\mu_0)}{5(3k_0+4\mu_0)}$  ;  $J_{ijkl} = \frac{1}{3}\delta_{ij}\delta_{kl}$  ;  $\mathbb{K} = \mathbb{I} - \mathbb{J}$ .

## 6.3 Schémas d'homogénéisation

Ce sont des approches qui se basent sur des hypothèses plus ou moins complexes pour déterminer les propriétés homogénéisées des matériaux hétérogènes. Ils permettent d'obtenir des estimations des tenseurs de localisation des déformations ou de concentration des contraintes



### 6.3.1 Schéma dilué

On considère dans cette approche que les interactions entre les hétérogénéités dans un matériau composite sont négligeables. Cela implique une fraction volumique faible d'inclusions dans une matrice de sorte que, chaque inclusion se comporte comme si elle était plongée dans un milieu infini<sup>1</sup> soumis à une déformation ou contrainte uniforme aux contours. Cette déformation ou contrainte est assimilable à la contrainte ou à la déformation imposée aux bornes du VER, on déduit donc que :

$$\begin{cases} \mathbf{A}_i = (\mathbf{I} + \mathbf{P}_i^0 : \delta\mathbf{C}_i)^{-1} \\ \mathbf{C}^{\text{hom}} = \langle \mathbf{C} : \mathbf{A} \rangle = \mathbf{C}_0 + \sum_{i=1}^n \varphi_i \delta\mathbf{C}_i : \mathbf{A}_i \end{cases} \quad (6.19)$$

où  $\delta\mathbf{C}_i = \mathbf{C}_i - \mathbf{C}_0$  et  $\mathbf{A}_i, \mathbf{C}_i, \varphi_i$ , représentent pour une phase  $i$ , respectivement, le tenseur de localisation des déformations, le tenseur de rigidité ainsi que la fraction volumique associée. Pour un milieu isotrope poreux (avec des pores sphériques), on déduit de la relation 6.19 les expressions des modules de compressibilité et de cisaillement homogénéisés sous la forme :

$$\begin{cases} \frac{k^{\text{hom}}}{k_0} = 1 - \varphi \left(1 + \frac{3}{4} \frac{k_0}{\mu_0}\right) \\ \frac{\mu^{\text{hom}}}{\mu_0} = 1 - 5\varphi \frac{3k_0 + 4\mu_0}{9k_0 + 8\mu_0} \end{cases} \quad (6.20)$$

### 6.3.2 Schéma de Mori-Tanaka

Contrairement au schéma dilué, cette approche prend en compte les interactions entre les phases constituant le milieu hétérogène. En effet, elle considère que chaque inclusion se comporte comme s'il était plongée dans un milieu infini de même propriété que la matrice mais soumis à une déformation auxiliaire  $\mathbf{E}^0$  à l'infini, de sorte que :

$$\boldsymbol{\varepsilon}^I = (\mathbf{I} + \mathbf{P}_I^0 : \delta\mathbf{C})^{-1} : \mathbf{E}^0 \quad (6.21)$$

En considérant la règle de la moyenne sur le VER, on obtient donc :

$$\langle \boldsymbol{\varepsilon}^I \rangle = \langle (\mathbf{I} + \mathbf{P}_I^0 : \delta\mathbf{C})^{-1} \rangle : \mathbf{E}^0 = \mathbf{E} \quad (6.22)$$

avec  $\mathbf{E}$  la déformation macroscopique imposée aux limites du VER. On déduit donc le tenseur de localisation des déformations sous la forme :

$$\mathbf{A}^I = \left( \mathbf{I} + \mathbf{P}_I^0 : \delta\mathbf{C} \right)^{-1} : \left\langle \left( \mathbf{I} + \mathbf{P}_I^0 : \delta\mathbf{C} \right)^{-1} \right\rangle^{-1} \quad (6.23)$$

Le tenseur de rigidité homogénéisé s'écrit donc :

1.  $\mathbf{C}_0, k_0, \mu_0$  sont relatifs aux propriétés de la matrice

$$\mathbb{C}^{\text{hom}} = \sum_i \varphi_i \mathbb{C}_i : \left( \mathbb{I} + \mathbb{P}_i^0 : \delta \mathbb{C}_i \right)^{-1} : \left( \sum_i \varphi_i (\mathbb{I} + \mathbb{P}_i^0 : \delta \mathbb{C}_i)^{-1} \right)^{-1} \quad (6.24)$$

Pour un milieu isotrope poreux constitués d'une même famille de pores sphériques, on montre que :

$$\begin{cases} \frac{k^{\text{hom}}}{k_0} = & 4 \frac{(1 - \varphi_0) \mu_0}{3\varphi_0 k_0 + 4\mu_0} \\ \frac{\mu^{\text{hom}}}{\mu_0} = & \frac{(1 - \varphi_0)(9k_0 + 8\mu_0)}{9k_0(1 + \frac{2}{3}\varphi_0) + 8\mu_0(1 + \frac{3}{2}\varphi_0)} \end{cases} \quad (6.25)$$

### 6.3.3 Schéma auto-cohérent

C'est une approche souvent utilisée pour décrire les milieux désordonnés ; milieux dans lesquels la notion de matrice ou d'inclusions n'a plus de sens. Chaque phase se comporte donc comme si elle était plongée dans un milieu homogène équivalent dont les propriétés sont justement celles que l'on cherche à déterminer. Comparé au schéma de Mori-Tanaka, il faudrait simplement remplacer les propriétés de la matrice par celles du milieu homogène équivalent. On montre ainsi que pour un milieu dont la phase solide et la phase poreuse sont constitués de sphères avec des tenseurs de Hill  $\mathbb{P}^{\text{hom}}$  identiques (pour toutes les phases) [43], le tenseur de rigidité vérifie la relation :

$$\mathbb{C}^{\text{hom}} = \langle \mathbb{C} : \left( \mathbb{I} + \mathbb{P}^{\text{hom}} : (\mathbb{C} - \mathbb{C}^{\text{hom}}) \right)^{-1} \rangle \quad (6.26)$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} \frac{k^{\text{hom}}}{k} = & \frac{(1 - \varphi_0)}{1 + \alpha^{\text{hom}}(k - k^{\text{hom}})/k^{\text{hom}}} \\ \frac{\mu^{\text{hom}}}{\mu} = & \frac{(1 - \varphi_0)}{1 + \beta^{\text{hom}}(\mu - \mu^{\text{hom}})/\mu^{\text{hom}}} \end{cases} \quad (6.27)$$

où  $\alpha^{\text{hom}}, \beta^{\text{hom}}$  sont dépendent des paramètres du milieu effectif .<sup>2</sup> Remarquons au passage que le schéma auto-cohérent contrairement au schéma de Mori-Tanaka prédit une annulation du module de compressibilité et de cisaillement pour une porosité supérieure ou égale à 0.5 avec une microstructure dont la phase solide comme celle poreuse est constituée de sphères. Ce phénomène est connu sous le nom de mécanisme de percolation<sup>3</sup> [43]. Néanmoins, on montre que le seuil de percolation dépend de la morphologie des phases dans la microstructure [43]. Dans le cas limite d'un matériau dont la phase solide est

2.  $\alpha^{\text{hom}} = \frac{3k_{\text{hom}}}{3k_{\text{hom}} + 4\mu_{\text{hom}}}$  et  $\beta^{\text{hom}} = \frac{6(k_{\text{hom}} + 2\mu_{\text{hom}})}{5(3k_{\text{hom}} + 4\mu_{\text{hom}})}$

3. Ce phénomène fait l'objet de controverses dans la littérature [120]

incompressible

$$\begin{cases} k^{\text{hom}} = 4\mu \frac{(1-2\varphi_0)(1-\varphi_0)}{\varphi_0(3-\varphi_0)} \\ \frac{\mu^{\text{hom}}}{\mu} = 3 \frac{(1-2\varphi_0)}{(3-\varphi_0)} \end{cases} \quad (6.28)$$

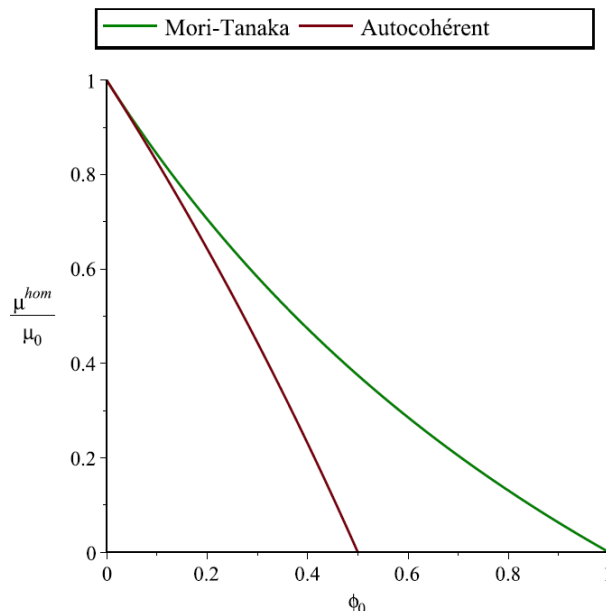


Fig. 6.4 – Evolution du module de cisailment homogénéisé suivant les schémas pour un milieu poreux avec une phase solide isotrope incompressible

## 6.4 Homogénéisation des propriétés de diffusion

On s'intéresse dans cette partie à la modélisation des propriétés de diffusion d'un VER comprenant une matrice homogène caractérisée par un coefficient de diffusion<sup>4</sup> noté  $\mathbf{D}_0$  dans lequel baignent des inclusions caractérisées par des coefficients de diffusion  $\mathbf{D}_i$ . On suppose à cet effet que le VER est un milieu saturé. L'objectif de cette approche est de déterminer le coefficient de diffusion effectif du VER en s'appuyant sur les propriétés de diffusion de ses phases. Comme présenté dans [43], le problème sur le VER s'écrit :

$$\begin{cases} \text{div} \mathbf{j}(\mathbf{x}) = 0 & (\Omega) & (a) \\ \mathbf{j}(\mathbf{x}) = -\mathbf{D}(\mathbf{x}) \cdot \text{grad} \rho(\mathbf{x}) & (\Omega) & (b) \\ \rho(\mathbf{x}) = \mathbf{H} \cdot \mathbf{x} & (\partial\Omega) & (c) \end{cases} \quad (6.29)$$

où la relation 6.29.(a) traduit la conservation de la masse d'une particule de soluté au sein du VER,  $\mathbf{j}(\mathbf{x})$  son flux,  $\rho$  sa concentration à un point quelconque  $\mathbf{x}$  dans le VER. Quant aux relations 6.29.(b) et 6.29.(c), elles traduisent respectivement la loi de Fick et

4. Coefficient de diffusion par rapport à une particule de soluté

la condition de gradient de concentration macroscopique homogène  $H$ , imposé au contour du VER (similaire au champ de déformation homogène aux contour en élasticité). On montre [43] par conséquent que ce gradient de concentration macroscopique est relié à celui microscopique par la relation (règle de la moyenne) :

$$\langle \text{grad}\rho(\mathbf{x}) \rangle = H \quad (6.30)$$

En désignant par  $J$  le flux macroscopique dans tout le VER, on pose  $\langle j(\mathbf{x}) \rangle = J$ . Le problème 6.29 est linéaire en  $H$ , par conséquent il existe un tenseur d'ordre 2 jouant le rôle de tenseur de localisation tel que

$$\langle \text{grad}\rho(\mathbf{x}) \rangle_i = \mathbf{A} \cdot H \quad (6.31)$$

En prenant la moyenne sur le VER de la relation 6.31, on déduit que :

$$\langle \mathbf{A} \rangle = \mathbf{1} \quad (6.32)$$

Enfin le tenseur de diffusion homogénéisé du VER se déduit sous la forme :

$$\langle J \rangle = \langle -\mathbf{D}(\mathbf{x}) \cdot \text{grad}\rho(\mathbf{x}) \rangle = -\mathbf{D}^{\text{hom}} \cdot H \Rightarrow \mathbf{D}^{\text{hom}} = \langle \mathbf{D} \cdot \mathbf{A} \rangle \quad (6.33)$$

La résolution du problème 6.29 posé du VER passe par une résolution préalable d'un problème intermédiaire équivalent du problème d'Eshelby (en diffusion). Notons au passage que l'on peut établir une analogie entre les variables et les équations en élasticité avec celles impliquées dans le problème de diffusion comme présentée dans le tableau 6.1

Elasticité	Diffusion
Déplacement $\xi$	Concentration $\rho$
Déformation $\varepsilon$	$\text{grad}\rho$
Contrainte $\sigma$	flux de particule $j$
Equilibre $\text{div}\sigma = 0$	Conservation de la matière $\text{div}j=0$
Loi de Hooke : $\sigma = \mathbf{C} : \varepsilon$	Loi de Fick $j = -\mathbf{D} \cdot \text{grad}\rho$

Tab. 6.1 – Equivalence entre les variables en élasticité et celles de diffusion

On considère donc un milieu infini caractérisé par un coefficient de diffusion  $\mathbf{D}_0$  dans lequel baigne une inclusion (avec un coefficient de diffusion  $\mathbf{D}_1$ ). En imposant un gradient de concentration macroscopique homogène fictif  $H^\infty$  aux limites du domaine infini (V) (équivalent du champ de déformation uniforme aux contours), le problème posé s'écrit sous la forme :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{div}j(\mathbf{x}) = 0 & (\text{V}) \quad (a) \\ j(\mathbf{x}) = -\delta\mathbf{D} \cdot \text{grad}\rho(\mathbf{x}) - \mathbf{D}_0 \text{grad}\rho(\mathbf{x}) & (\text{I}) \quad (b) \\ \rho(\mathbf{x}) = H^\infty \cdot \mathbf{x} \quad (\mathbf{x} \rightarrow \infty) & (\partial\text{V}) \quad (c) \end{array} \right. \quad (6.34)$$

avec  $\delta\mathbf{D} = -\mathbf{D}_I - (-\mathbf{D}_0)$ . La moyenne du gradient de concentration est uniforme dans une inclusion ellipsoïdale et s'écrit sous la forme[43] :

$$\langle \text{grad}\rho \rangle_I = \text{grad}\rho_I = (\mathbf{1} + \delta\mathbf{D} \cdot \mathbf{P})^{-1} \cdot \mathbf{H}^\infty \quad (6.35)$$

avec le tenseur  $\mathbf{P}$  qui s'écrit, pour une inclusion sphérique dans un milieu isotrope, sous la forme [43] :

$$\mathbf{P} = \frac{1}{3D_0} \mathbf{1} \quad (6.36)$$

avec  $\mathbf{D}_0 = D_0 \mathbf{1}$ . On déduit alors le tenseur de localisation pour un schéma dilué sous la forme :

$$\mathbf{A} = (\mathbf{1} + \delta\mathbf{D} \cdot \mathbf{P})^{-1} \quad (6.37)$$

Afin de prendre en compte les interactions entre les différentes phases, on fait recours au schéma de Mori-Tanaka en établissant dans un premier temps la relation entre le gradient de concentration fictif  $\mathbf{H}^\infty$  et celui imposé aux bornes du VER (grâce à la règle de la moyenne).

$$\langle \text{grad}\rho \rangle = \mathbf{H} \Rightarrow \mathbf{H}^\infty = \left( \langle (\mathbf{1} + \delta\mathbf{D} \cdot \mathbf{P})^{-1} \rangle \right)^{-1} \cdot \mathbf{H} \quad (6.38)$$

On déduit alors le tenseur de concentration pour le schéma de Mori-Tanaka sous la forme

$$\mathbf{A} = (\mathbf{1} + \delta\mathbf{D} \cdot \mathbf{P})^{-1} \cdot \left( \langle (\mathbf{1} + \delta\mathbf{D} \cdot \mathbf{P})^{-1} \rangle \right)^{-1} \quad (6.39)$$

# Vers une modélisation des propriétés effectives des BGR : Étude paramétrique

## Sommaire

---

<b>7.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>135</b>
<b>7.2</b>	<b>Prise en compte de la nature composite des granulats en élasticité linéaire</b>	<b>136</b>
7.2.1	Reformulation du problème d'inclusion [13]	137
7.2.2	Application à une inclusion sphérique homogène	139
7.2.3	Convergence du modèle corrigé et non corrigé	140
7.2.4	Application à une inclusion composite	142
7.2.5	Effet de la distribution des phases dans l'inclusion composite	143
<b>7.3</b>	<b>Notion d'inclusion homogène équivalente en élasticité</b>	<b>146</b>
7.3.1	Inclusion composite sphérique à deux couches concentriques	147
7.3.2	Inclusion composite complexe : approche par éléments finis	149
<b>7.4</b>	<b>Propriétés effectives élastiques</b>	<b>150</b>
7.4.1	Effet du contraste et de la distribution des phases	151
7.4.2	Prise en compte des ITZ	152
<b>7.5</b>	<b>Propriétés de diffusion</b>	<b>156</b>
7.5.1	Problème d'inclusion complexe en diffusion : correction de la condition aux limites	156
7.5.2	Exemple sur une inclusion imperméable à interface diffusive	158
<b>7.6</b>	<b>Notion d'inclusion équivalente en diffusion</b>	<b>160</b>
7.6.1	Inclusion composite concentrique à deux couches	160

7.6.2	Inclusion composite non concentrique . . . . .	161
<b>7.7</b>	<b>Propriétés effectives de diffusion . . . . .</b>	<b>162</b>
7.7.1	Effet des propriétés de diffusion des phases . . . . .	162
7.7.2	Substitution des inclusions homogènes par des inclusions composites . . . . .	164

---

## 7.1 Introduction

Dans ce chapitre, on envisage de modéliser le comportement élastique d'un VER de matériau hétérogène assimilable à la microstructure des BGR <sup>1</sup>. Pour ce faire, nous adopterons une microstructure simplifiée constituée d'une matrice homogène (typiquement du mortier considérée à l'échelle appropriée (cm)) dans lequel baignent les inclusions homogènes et (ou) composites ; référence aux GN ou GR. Cette microstructure simplifiée nous permettra d'évaluer l'influence des paramètres comme la morphologie des inclusions, l'effet du contraste entre les phases des inclusions, la distribution des phases dans l'inclusion ou encore l'impact des interfaces inclusion-matrice sur le comportement macroscopique du VER. Enfin la notion d'inclusion équivalente est abordée avec quelques études de sensibilité. Dans le but de se rapprocher de la microstructure des BGR, différentes configurations de GR ont été testées comme présentées sur les figures 7.1,7.2



Fig. 7.1 – Quelques configurations de granulats recyclés

Par souci de simplification, nous considérons les GR comme des inclusions sphériques composites avec différentes distributions de phases entre le granulat d'origine et l'ancien mortier.

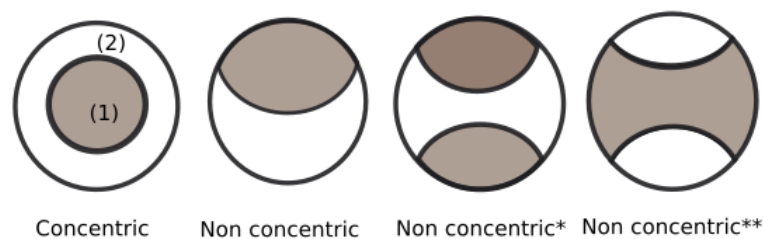


Fig. 7.2 – Représentation 2D de quelques configurations testées. (1) : ancien granulat, (2) : ancien mortier

1. Rappel : BGR : Béton à base de Granulats Recyclés ; GN : Granulats Naturels, GR : Granulats Recyclés



## 7.2 Prise en compte de la nature composite des granulats en élasticité linéaire

Les granulats recyclés sont assimilables aux inclusions composites constituées d'une phase rigide (ancien granulat) et d'une phase moins rigide (ancien mortier). Afin d'évaluer l'impact de ces matériaux composites sur les propriétés macroscopiques des BGR, nous considérons un VER constitué d'une matrice homogène (censée représenter le nouveau mortier à une échelle où ce dernier apparaît comme homogène) dans lequel baignent des inclusions composites avec une adhésion parfaite avec la matrice (pas d'interface pour le moment). Le problème classique posé sur le VER s'écrit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \operatorname{div} \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}) = 0 & (\Omega) \quad (a) \\ \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}) = \mathbf{C}(\mathbf{x}) : \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}) & (\Omega) \quad (b) \\ \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}) = \frac{1}{2}(\mathbf{grad} \boldsymbol{\xi} + {}^t \mathbf{grad} \boldsymbol{\xi}) & (\Omega) \quad (c) \\ \boldsymbol{\xi}(\mathbf{x}) = \mathbf{E} \cdot \mathbf{x} & (\partial\Omega) \quad (d) \end{array} \right. \quad (7.1)$$

Dans le cas particulier d'un VER contenant des motifs morphologiques représentatifs (MRP) [120], le tenseur de rigidité effectif est obtenu avec une approche basée sur des problèmes auxiliaires d'Eshelby [48] généralisés. Ces derniers permettent d'obtenir une estimation des moyennes par phase des champs de déformation et de contrainte à partir des tenseurs de localisation des déformations et des contraintes (reliant respectivement, les moyennes des champs de déformation et de contrainte locaux à la déformation  $\mathbf{E}^\infty$  imposée à l'infini). On écrit donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle_i = \mathbf{A}_i : \mathbf{E}^\infty \\ \langle \boldsymbol{\sigma} \rangle_i = \mathbf{B}_i : \mathbf{E}^\infty \end{array} \right. \quad (7.2)$$

Rappelons que  $\langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle_i, \langle \boldsymbol{\sigma} \rangle_i$  désignent respectivement la moyenne du champ de déformation et de contrainte sur la phase  $i$  qui peut correspondre à une famille homogène ou à une famille de motifs morphologiques représentatifs hétérogènes. En utilisant la règle de la moyenne sur tout le VER, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle = \mathbf{E} \\ \langle \boldsymbol{\sigma} \rangle = \boldsymbol{\Sigma} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{C}^{\text{hom}} = \left( \sum_i \varphi_i \mathbf{B}_i \right) : \left( \sum_i \varphi_i \mathbf{A}_i \right)^{-1} \quad (7.3)$$

La détermination du tenseur de rigidité du VER passe donc par une estimation des tenseurs de localisation moyens des déformations et des contraintes dans chaque phase. Ces tenseurs sont déduits des solutions des problèmes auxiliaires d'Eshelby. Pour des cas simples (inclusion composite à 2 couches concentriques (Fig.7.2)), la résolution du

problème est purement analytique et présentée dans [62]. Cependant, pour des cas plus complexes, (Non concentric, Non concentric\* et Non concentric\*\* sur la figure 7.2), la résolution du problème d'Eshelby passe par une approche numérique ou éléments finis. La précision des résultats de cette approche ainsi que le coût de calcul (en termes de temps de calcul) dépend de la finesse du maillage et surtout de la taille du domaine borné censé représenter le milieu infini. Nous présentons dans ce qui suit, une approche permettant de prendre en compte le caractère borné de ce domaine avec une convergence accélérée des solutions, moyennant une reformulation du problème d'inclusion.

### 7.2.1 Reformulation du problème d'inclusion [13]

Considérons le problème d'Eshelby [48] tel qu'exposé au chapitre précédent avec une condition aux limites de type Hashin ( $\xi = \mathbf{E} \cdot \mathbf{x}, \|\mathbf{x}\| \rightarrow \infty(\partial D)$ ). Nous définissons un champ  $\mathbf{p}$  qui n'est non nul que dans l'inclusion  $I$  :

$$\mathbf{p} = \boldsymbol{\sigma} - \mathbf{C}_0 : \boldsymbol{\varepsilon} \quad (7.4)$$

Ce champ peut être vu comme un champ de polarisation défini par  $\mathbf{p} = (\mathbf{C} - \mathbf{C}_0) : \boldsymbol{\varepsilon}$  où  $\boldsymbol{\varepsilon}$  est le champ de déformation solution du problème. Quant au champ de déplacement, solution du problème, il s'écrit en fonction du tenseur de Green ( $\mathbf{G}$ ) du milieu de référence (ici d'élasticité  $\mathbf{C}_0$ ) :

$$\xi_i(\mathbf{x}) = E_{ij}^\infty x_j + \int_I G_{ik}(\mathbf{x} - \mathbf{x}') p_{kl,i}(\mathbf{x}') dV_I \quad (7.5)$$

$$= E_{ij}^\infty x_j + \int_I G_{ik,l}(\mathbf{x} - \mathbf{x}') p_{kl}(\mathbf{x}') dV_I \quad (7.6)$$

d'où on déduit le champ de déplacement classique, solution du problème :

$$\xi = \mathbf{E}^\infty \cdot \mathbf{x} + \int_I \mathbf{gradG}(\mathbf{x} - \mathbf{x}') \mathbf{p}(\mathbf{x}') dV_I \quad (7.7)$$

En remarquant qu'aux bornes du domaine infini ( $\|\mathbf{x}\| \rightarrow \infty$ ),  $\mathbf{G}(\mathbf{x} - \mathbf{x}') \simeq \mathbf{G}(\mathbf{x}) \forall \mathbf{x}' \in I$  l'équation (7.7) se réécrit sous la forme approchée :

$$\xi = \mathbf{E}^\infty \cdot \mathbf{x} + V_I \mathbf{gradG}(\mathbf{x}) : \langle \mathbf{p} \rangle_I \quad (7.8)$$

Sachant que  $\|\mathbf{gradG}\| = \mathcal{O}(\frac{\|\mathbf{C}_0\|^{-1}}{\|\mathbf{x}\|^2})$  et  $\|\langle \mathbf{p} \rangle\| = \mathcal{O}(\|\mathbf{C}_0\| \|\mathbf{E}^\infty\|)$ , on déduit que :

$$\frac{\|V_I \mathbf{gradG}(\mathbf{x}) : \langle \mathbf{p} \rangle_I\|}{\|\mathbf{E}^\infty \cdot \mathbf{x}\|} = \mathcal{O}\left(\frac{V_I}{\|\mathbf{x}\|^3}\right) \quad (7.9)$$

Revenons au problème initial d'une inclusion dans un domaine borné (domaine censé représenter le milieu infini), on se propose d'imposer comme condition aux limites l'équation (7.8) (en lieu et place de la condition classique d'Hashin) avec un tenseur de polarisation

moyen arbitraire  $\mathbf{P}$  qui sera identifié en fin de raisonnement. Le problème à résoudre se réécrit alors sous la forme :

$$(\mathcal{P}) \begin{cases} \operatorname{div} \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}) = 0 & (D) \\ \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}) = \mathbf{C}(\mathbf{x}) : \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}) & (I) \\ \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}) = \frac{1}{2}(\mathbf{grad} \xi + {}^t \mathbf{grad} \xi) & (D) \\ \boldsymbol{\xi}(\mathbf{x}) = \mathbf{E}^\infty \cdot \mathbf{x} + V_I \mathbf{grad} \mathbf{G}(\mathbf{x}) : \mathbf{P} & (\partial D) \end{cases}$$

Le problème  $(\mathcal{P})$  peut être considéré comme une superposition de deux problèmes élémentaires d'élasticité linéaire  $(\mathcal{P}^E)$  et  $(\mathcal{P}^P)$  avec différentes conditions aux limites.

$$(\mathcal{P})^E \begin{cases} \operatorname{div} \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}) = 0 & (D) \\ \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}) = \mathbf{C}(\mathbf{x}) : \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}) & (I) \\ \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}) = \frac{1}{2}(\mathbf{grad} \xi + {}^t \mathbf{grad} \xi) & (D) \\ \boldsymbol{\xi}(\mathbf{x}) = \mathbf{E}^\infty \cdot \mathbf{x} & (\partial D) \end{cases}$$

et

$$(\mathcal{P})^P \begin{cases} \operatorname{div} \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}) = 0 & (D) \\ \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{x}) = \mathbf{C}(\mathbf{x}) : \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}) & (I) \\ \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}) = \frac{1}{2}(\mathbf{grad} \xi + {}^t \mathbf{grad} \xi) & (D) \\ \boldsymbol{\xi}(\mathbf{x}) = V_I \mathbf{grad} \mathbf{G}(\mathbf{x}) : \mathbf{P} & (\partial D) \end{cases}$$

La résolution numérique de ces problèmes élémentaires permet de déterminer les tenseurs de localisation des déformations et des contraintes. Ainsi suivant les conditions aux limites, nous désignons par  $\mathbb{A}^E, \mathbb{B}^E, \mathbb{A}^P, \mathbb{B}^P$  les tenseurs d'ordre 4 satisfaisant les relations :

$$\langle \boldsymbol{\varepsilon}^E \rangle_I = \mathbb{A}^E : \mathbf{E}^\infty \quad ; \quad \langle \boldsymbol{\sigma}^E \rangle_I = \mathbb{B}^E : \mathbf{E}^\infty \quad (7.10)$$

et

$$\langle \boldsymbol{\varepsilon}^P \rangle_I = \mathbb{A}^P : \mathbf{P} \quad ; \quad \langle \boldsymbol{\sigma}^P \rangle_I = \mathbb{B}^P : \mathbf{P} \quad (7.11)$$

Afin d'établir une cohérence avec le problème d'Eshelby défini initialement avec un champ de polarisation  $\mathbf{p}$  qui n'est non nul que dans l'inclusion I, on peut poser :

$$\mathbf{P} = \langle \mathbf{p} \rangle_I = \langle \boldsymbol{\sigma} \rangle_I - \mathbf{C}_0 : \langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle_I \quad (7.12)$$

Le champ de polarisation dans l'inclusion peut alors être relié au champ imposé aux limites du domaine infini par la relation :

$$\langle \mathbf{p} \rangle_I = \mathbb{D} : \mathbf{E}^\infty \quad \text{avec} \quad \mathbb{D} = \left( \mathbb{I} - \mathbb{B}^{\mathbf{P}} + \mathbb{C}_0 : \mathbb{A}^{\mathbf{P}} \right)^{-1} : \left( \mathbb{B}^{\mathbf{E}} - \mathbb{C}_0 : \mathbb{A}^{\mathbf{E}} \right) \quad (7.13)$$

On déduit alors que les champs locaux de déformation et de contrainte sont liés à la déformation macroscopique imposée par les tenseurs  $\mathbb{A}_c$  et  $\mathbb{B}_c$  :

$$\begin{cases} \langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle_I = \mathbb{A}_c : \mathbf{E}^\infty & \text{avec} \quad \mathbb{A}_c = \mathbb{A}^{\mathbf{E}} + \mathbb{A}^{\mathbf{P}} : \mathbb{D} \\ \langle \boldsymbol{\sigma} \rangle_I = \mathbb{B}_c : \mathbf{E}^\infty & \text{avec} \quad \mathbb{B}_c = \mathbb{B}^{\mathbf{E}} + \mathbb{B}^{\mathbf{P}} : \mathbb{D} \end{cases} \quad (7.14)$$

Du point de vue pratique et dans le contexte d'une approche par éléments finis, la détermination de la moyenne du champ de déformation sur l'inclusion se traduit par la relation :

$$\langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle_I = \frac{1}{V_I} \int_{\partial I} \boldsymbol{\xi}^s \otimes \mathbf{n} dS \quad (7.15)$$

où  $\boldsymbol{\xi}^s \otimes \mathbf{n} = (\boldsymbol{\xi} \otimes \mathbf{n} + \mathbf{n} \otimes \boldsymbol{\xi})/2$  ( $\boldsymbol{\xi}$  correspond au champ de déplacement solution du problème). Par ailleurs, la moyenne du champ de contrainte sur l'inclusion est déterminée en utilisant le principe des travaux virtuels appliqué au couple  $(\boldsymbol{\sigma}, \hat{\boldsymbol{\xi}})$  où  $\boldsymbol{\sigma}$  est la solution et  $\hat{\boldsymbol{\xi}} = \hat{\mathbf{E}} \cdot \mathbf{x}$  est l'approximation numérique correspondante issue du calcul éléments finis (dernière relation de l'équation (7.16)) :

$$\forall \hat{\mathbf{E}}, \langle \boldsymbol{\sigma} \rangle_I : \hat{\mathbf{E}} = \frac{1}{V_I} \int_I \boldsymbol{\sigma} : \hat{\mathbf{E}} dV \simeq \frac{1}{V_I} ({}^t \mathbf{q} \cdot \mathbf{K}_I \cdot \hat{\mathbf{q}}) \quad (7.16)$$

avec  $\hat{\mathbf{E}}$  un tenseur virtuel imposé,  $\mathbf{q}$  et  $\hat{\mathbf{q}}$  les vecteurs contenant respectivement les composantes du champ de déplacement (solution du problème) en chaque nœud ainsi que celles d'un champ virtuel. Enfin  $\mathbf{K}_I$  désigne la matrice de rigidité de l'inclusion  $I$ . Selon les symétries du problème à résoudre, les composantes des tenseurs  $\mathbb{A}^{\mathbf{E}}, \mathbb{B}^{\mathbf{E}}, \mathbb{A}^{\mathbf{P}}, \mathbb{B}^{\mathbf{P}}$  sont déterminées par la résolution d'au plus  $6 \times 2$  problèmes d'élasticité linéaires avec des choix appropriés de  $\mathbf{E}$  et de  $\mathbf{P}$ . A titre d'exemple, il faut  $2 \times 2$  problèmes élémentaires pour des cas isotropes ;  $3 \times 2$  problèmes pour des cas isotropes transverses.

## 7.2.2 Application à une inclusion sphérique homogène

Afin de quantifier l'apport de la correction par rapport à la méthode classique, nous considérons un cas simple du problème d'Eshelby avec une inclusion sphérique homogène  $(k_I, \mu_I)$  plongée dans un domaine infini isotrope  $(k_0, \mu_0)$  représentant le milieu infini. L'expression du tenseur de Green associé au milieu infini s'écrit [43] :

$$\mathbf{G}(\mathbf{r}) = \frac{(3 - 4\nu_0)\mathbf{1} + \mathbf{e}_r \otimes \mathbf{e}_r}{16\pi\mu_0(1 - \nu_0)r} \quad (7.17)$$

le gradient de ce tenseur s'écrit en coordonnées sphérique sous la forme :

$$\mathbf{gradG}(\mathbf{r}) = \frac{-(3 - 4\nu_0) \mathbf{1} \otimes \mathbf{e}_r + 2 \mathbf{e}_r \otimes \mathbf{1} - 3 \mathbf{e}_r \otimes \mathbf{e}_r \otimes \mathbf{e}_r}{16\pi\mu_0(1 - \nu_0)r^2} \quad (7.18)$$

d'où on déduit que :

$$\mathbf{gradG}(\mathbf{r}) : \mathbf{p} = \frac{-2(1 - 2\nu_0) \mathbf{p} \cdot \mathbf{e}_r + (\mathbf{trp})\mathbf{e}_r - 3(\mathbf{e}_r \cdot \mathbf{p} \cdot \mathbf{e}_r)\mathbf{e}_r}{16\pi\mu_0(1 - \nu_0)r^2} \quad (7.19)$$

avec  $\nu_0 = \frac{(3k_0 - 2\mu_0)}{2(3k_0 + \mu_0)}$  ;  $r = \|\mathbf{x}\|$  et  $\mathbf{e}_r = \frac{\mathbf{x}}{r}$  ;  $\mathbf{1}$  représente le tenseur unité d'ordre 2 . En tirant profit de l'isotropie du problème on peut écrire le tenseur de localisation des déformations sous sa forme sphérique  $A_{\text{sph}}$  et déviatorique  $A_{\text{dev}}$  :

$$\begin{cases} A_{\text{sph}} = \mathbb{A} :: \mathbb{J} = A_{ijkl}J_{ijkl} \\ A_{\text{dev}} = \mathbb{A} :: \mathbb{K}/5 = A_{ijkl}K_{ijkl}/5 \end{cases} \quad (7.20)$$

La solution exacte de ce problème [43] permet de déduire les deux parties du tenseur de localisation des déformations  $\mathbb{A}$

$$A_{\text{sph}} = \frac{k_0}{k_0 + \alpha_0(k_I - k_0)} \quad ; \quad A_{\text{dev}} = \frac{\mu_0}{\mu_0 + \beta_0(\mu_I - \mu_0)} \quad (7.21)$$

Avec :

$$\alpha_0 = \frac{3k_0}{3k_0 + 4\mu_0} \quad ; \quad \beta_0 = \frac{6(k_0 + 2\mu_0)}{5(3k_0 + 4\mu_0)} \quad (7.22)$$

Dans l'approche numérique, nous considérons un domaine borné censé représenter le milieu infini (de préférence de forme sphérique de rayon  $R_{\text{mat}}$ ) dans lequel baigne l'inclusion I de rayon R. En comparant la solution numérique à la solution analytique, on déduit les erreurs relatives sur la partie sphérique et déviatorique sous la forme :

$$e_\alpha(R_{\text{mat}}/R) = \frac{|A_{\text{sph}}^{\text{num}} - A_{\text{sph}}|}{A_{\text{sph}}} \quad ; \quad e_\beta(R_{\text{mat}}/R) = \frac{|A_{\text{dev}}^{\text{num}} - A_{\text{dev}}|}{A_{\text{dev}}} \quad (7.23)$$

Du point de vue pratique, remarquons qu'en raison des symétries du problème, 1/8 du volume suffit pour les calculs. L'approche numérique est basée sur les éléments finis utilisant les fonctions de forme quadratiques. Le champ solution étant uniforme dans l'inclusion, un raffinement du maillage dans l'inclusion n'a pas été nécessaire contrairement aux contours de l'inclusion.

### 7.2.3 Convergence du modèle corrigé et non corrigé

Dans cette partie, nous comparons le résultat du modèle corrigé et non corrigé. A cet effet, nous suivons l'évolution de l'erreur relative sur ces deux grandeurs pour des tailles de matrice de plus en plus grandes.

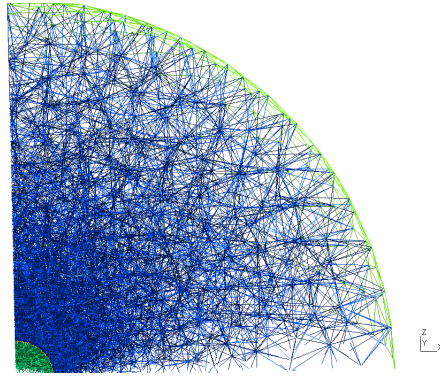
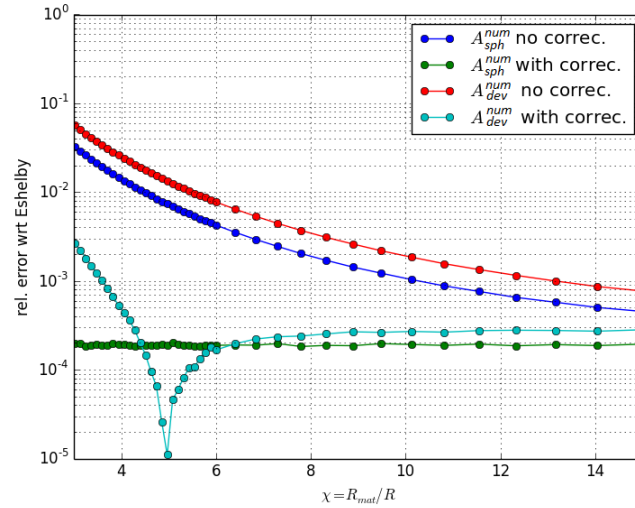


Fig. 7.3 – Maillage du domaine pour un problème d'inclusion pour 1/8 de sphère.


 Fig. 7.4 – Evolution de l'erreur relative  $E_{inc} = 10E_m$ ,  $\nu_{mat} = 0.2$ ,  $\nu_{inc}=0.3$ 

La figure 7.4 montre l'évolution de l'erreur relative commise sur la partie sphérique et déviatorique par rapport à la solution exacte du problème (7.21). Comme attendu, les erreurs relatives commises sur les parties sphériques et déviatoriques avec le modèle corrigé demeurent faibles comparées au modèle classique. Toutefois, le cas du modèle corrigé mérite quelques précisions.

Notons tout d'abord que le caractère non nul (pour les deux modèles) de l'erreur relative pour de grands rapports  $R_{mat}/R$  est dû à la nature discrète de la solution (erreur éléments finis). Pour ce qui est de l'évolution de l'erreur pour le modèle corrigé, on note que cette dernière est constante pour la partie sphérique; ce comportement s'explique par le fait que la condition aux limites imposée (équation (7.8)) n'est autre chose que la solution du problème pour un chargement purement hydrostatique. Quant à l'évolution de l'erreur de la partie déviatorique, elle présente une fluctuation initialement pour de faibles  $R_{mat}/R$ ; un comportement probablement dû à la compensation de deux types d'erreurs : la première étant relative au caractère discret de la solution et la seconde dépendant du

caractère borné du domaine censé représenter le domaine infini.

Modèles	modèle classique	modèle classique	modèle corrigé
Rapport $R_{mat}/R$ de convergence	20	15	4
Temps de calcul (s)	446	342	234
Nombre de degrés de liberté	192417	168861	76122
Erreur ( $A_{sph}^{num}$ )	$2,9 \times 10^{-4}$	$4,5 \times 10^{-4}$	$1,81 \times 10^{-4}$
Erreur ( $A_{dev}^{num}$ )	$4,9 \times 10^{-4}$	$7,6 \times 10^{-4}$	$4,9 \times 10^{-4}$

Tab. 7.1 – Etude comparative des deux modèles

Les résultats présentés dans le tableau 7.1 montrent que la reformulation de la condition aux limites à travers le modèle corrigé permet d’obtenir une convergence rapide des résultats. Ainsi, l’erreur relative se trouve considérablement réduite pour un ratio  $R_{mat}/R = 4$ . Comparé à l’approche classique avec les conditions d’Hashin, même un rapport  $R_{mat}/R = 20$  ne permet pas d’obtenir la même précision au niveau des résultats (Tab.7.1). Comme conséquence, le temps de calcul ainsi que le nombre de degrés de liberté se trouvent réduits respectivement de 40% et 60% par rapport à l’approche classique.

### 7.2.4 Application à une inclusion composite

Nous considérons à présent le cas d’une inclusion composite (Fig.7.2, Non concentric). La résolution du problème d’inclusion pour ce problème a permis de déterminer (suivant le modèle corrigé et non corrigé), les composantes du tenseur de localisation des déformations suivant les tailles du domaine borné, représentant le milieu infini. Les propriétés des différentes phases sont  $E_1 = 60$  GPa,  $\nu_1 = 0,07$  pour la phase 1 ;  $E_2 = 15$  GPa,  $\nu_2 = 0,2$  pour la phase 2 et  $E_m = 20$  GPa,  $\nu_m = 0,2$  pour la matrice. Compte tenu des symétries du problème, les calculs ont été menés sur seulement 1/4 du système.

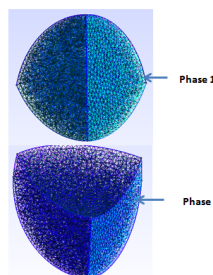


Fig. 7.5 – Maillage du domaine pour un problème d’inclusion composite avec 1/4 de sphère.

Les résultats (Fig 7.6-7.8) montrent une convergence rapide des composantes avec le modèle corrigé, comparé au modèle non corrigé. On obtient donc, pour une taille de

matrice ( $R_{\text{mat}}/R=4$ ), une convergence du modèle avec correction contrairement au modèle classique qui nécessite une taille de domaine borné plus grand. Ce résultat permet de fixer la taille du domaine infini pour les problèmes d'inclusions composites à l'instar de celles en étude.

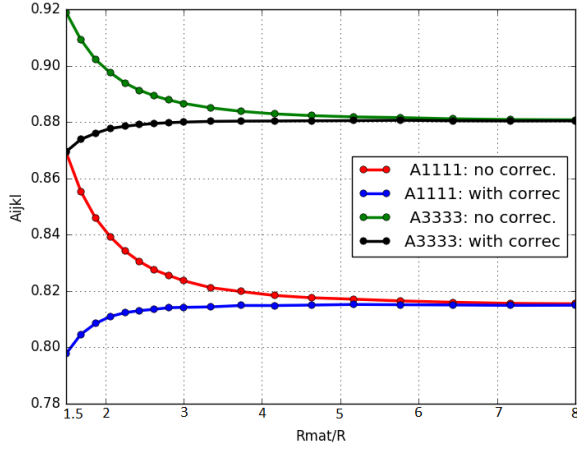


Fig. 7.6 –  $A_{1111}$  and  $A_{3333}$  en fonction de  $R_{\text{mat}}/R$ .

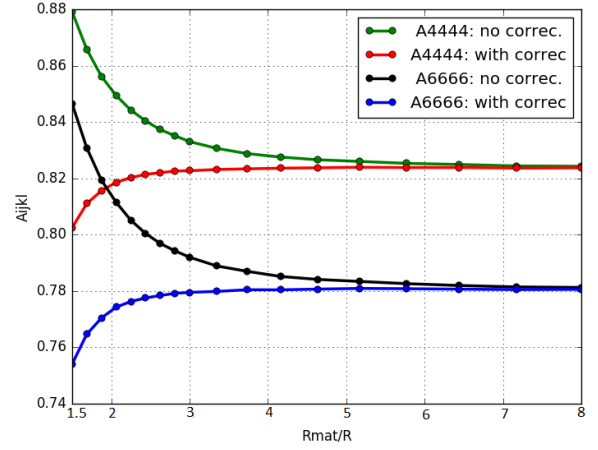


Fig. 7.7 –  $A_{4444}$  and  $A_{6666}$  en fonction de  $R_{\text{mat}}/R$ .

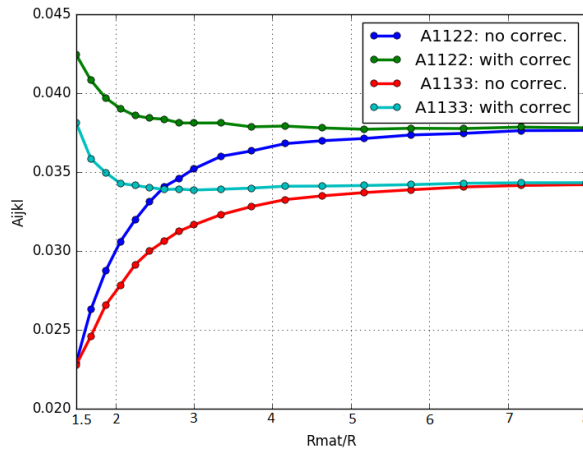


Fig. 7.8 –  $A_{1122}$  and  $A_{1133}$  en fonction de  $R_{\text{mat}}/R$ .

### 7.2.5 Effet de la distribution des phases dans l'inclusion composite

Nous considérons dans cette partie quelques configurations simplifiées d'inclusions composites, censées représenter les granulats recyclés. Nous supposons donc que la phase 1 représente la phase rigide (granulat d'origine) tandis que la phase 2 est assimilable à



de l'ancien mortier. Comme décrit dans les chapitres 2 et 3, les GR sont des granulats composites comprenant un ancien granulat entouré partiellement ou totalement par de l'ancien mortier. On se propose d'évaluer l'impact de ces différentes configurations sur les propriétés effectives d'un VER. A cet effet, sur le plan purement géométrique, nous considérons deux domaines sphériques  $D_1$  et  $D_2$  comme représentés sur la figure 7.9 en 2D.

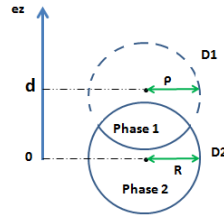


Fig. 7.9 – Représentation géométrique en 2D des inclusions composites.

Nous supposons donc que la phase 1 est issue de l'intersection des deux domaines ( $D_1 \cap D_2$ ) tandis que la phase 2 représente son complémentaire par rapport au domaine  $D_2$ . La distance  $d$  entre les centres des deux domaines permet de faire varier les différentes configurations. Nous définissons donc sous forme de paramètre de contrôle  $\alpha = d/R$  où  $R$  représente le rayon du domaine  $D_1$  et  $\rho$  celui de  $D_2$ . On pose par ailleurs  $\beta = \rho/R$ . En absence de toute intersection entre les deux domaines  $\beta^3 = w$  traduit la fraction volumique de la phase rigide dans l'inclusion composite. Cependant, pour les autres cas, la fraction volumique est calculée en prenant en compte les différents volumes de calottes sphériques respectivement de  $D_1$  et  $D_2$  (formés à partir des points d'intersection : Fig.7.9). La fraction volumique de la phase 1 vaut donc :

$$w = \frac{(1 + \beta - \alpha)^2(\alpha^2 + 2\alpha - 3\beta^2 + 2\alpha\beta + 6\beta - 3)}{16\alpha} \quad (7.24)$$

Pour une valeur de  $w$  fixé, l'équation (7.24) conduit à une relation polynomiale entre les paramètres  $\alpha$  et  $\beta$ . Enfin, pour des valeurs de  $R$  et  $w$  fixées, l'augmentation de la distance  $d$  entre les centres des deux domaines fait augmenter logiquement le rayon du domaine  $D_2$  noté  $\rho$ .

- $\alpha = 0$  correspond au cas de sphères concentriques Fig. 7.10.(a)
- $0 < \alpha < 1 - \beta = 1 - \sqrt[3]{w}$  correspond aux configurations de la Fig. 7.10.(b)
- $1 - \beta \leq \alpha$  or  $1 - \sqrt[3]{w} \leq \alpha$  : Fig. 7.10.(c)

Afin d'évaluer l'influence de la distribution de la phase rigide (au sein de l'inclusion composite) sur les propriétés effectives du VER, on se propose de faire évoluer le paramètre

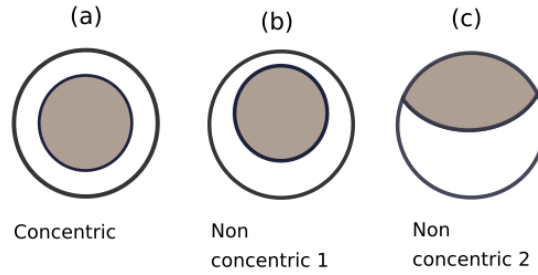
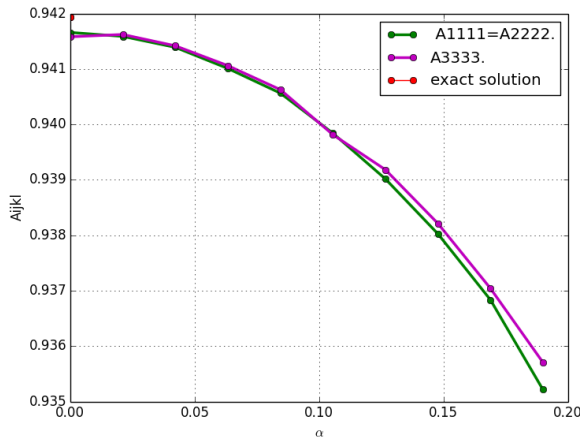
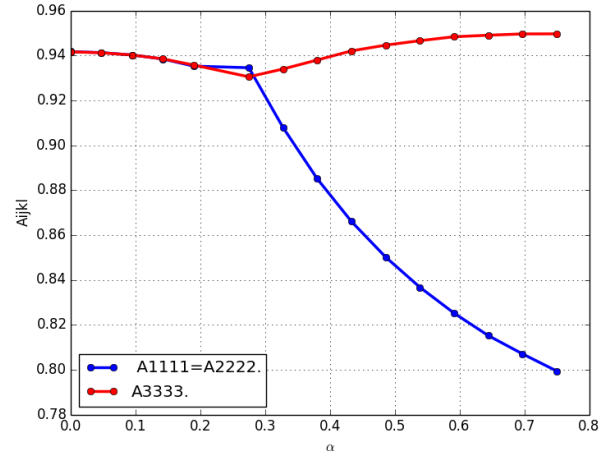


Fig. 7.10 – Différentes configurations testées.

$\alpha$  correspondant aux différentes configurations représentées sur la figure 7.10. Pour ce faire nous avons choisi quelques valeurs tests assimilables aux propriétés des GR ainsi que des BGR : ( $E_m = 20$  GPa,  $\nu_m = 0,2$ ;  $E_1 = 70$  GPa,  $\nu_1 = 0,07$ ;  $E_2 = 10$  GPa,  $\nu_2 = 0,25$ ,  $w = 0,5$ )


 Fig. 7.11 –  $A_{1111}$  et  $A_{3333}$  en fonction de  $\alpha$  : (Fig.7.10.(a)→Fig.7.10.(b)).

 Fig. 7.12 –  $A_{1111}$  et  $A_{3333}$  en fonction de  $\alpha$  : (Fig.7.10.(a)→ Fig.7.10.(c)).

Grâce à une résolution par éléments finis, nous avons évalué les composantes du tenseur de localisation des déformations en fonction du paramètre de contrôle  $\alpha$ . Le cas d'une inclusion composite concentrique (comptant pour  $\alpha = 0$ ) possède une solution analytique ; ce qui a permis de comparer ce dernier au résultat éléments finis. L'erreur relative commise est de  $3,18 \cdot 10^{-2}\%$ . Cette première vérification a permis de régler le raffinement du maillage pour les autres configuration ( $\alpha \neq 0$ ). Les résultats montrent que lorsque la phase rigide reste totalement entourée d'une phase molle, sa distribution au sein de l'inclusion composite, affecte très peu les composantes du tenseur de localisation (Fig. 7.11). Ce résultat s'explique par le comportement de la phase 2 qui, du fait de ses propriétés mécaniques, empêche la phase 1 de participer à la rigidité de la structure. Cependant pour des autres configurations ( $\alpha > 1 - \sqrt[3]{w}$ ), la variation du paramètre de contrôle affecte sensiblement les composantes du tenseur de localisation. Ce résultat traduit entre autres l'impact de

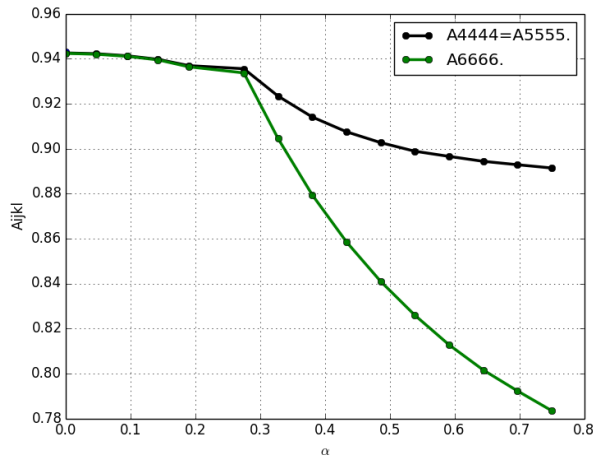


Fig. 7.13 –  $A_{4444}$  et  $A_{6666}$  en fonction de  $\alpha$  (Fig.7.10.(a)→ Fig.7.10.(c))..

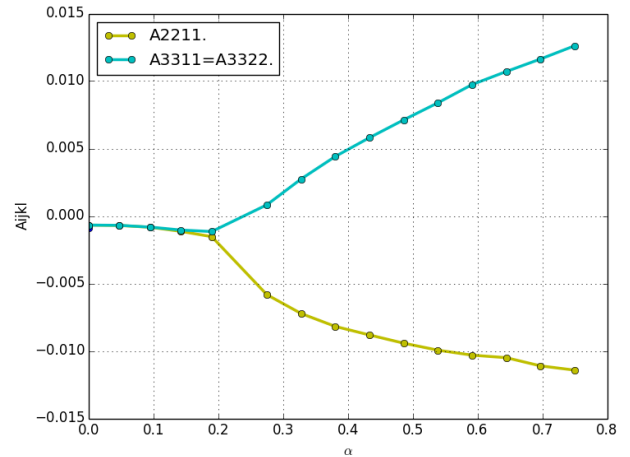


Fig. 7.14 –  $A_{1122}$  et  $A_{1133}$  en fonction de  $\alpha$  (Fig.7.10.(a)→ Fig.7.10.(c)).

la surface de contact (surface non recouverte) sur les propriétés du VER. Cette dernière permet, en effet, la transmission des efforts entre le granulat d'origine et le reste de la matrice.

En faisant un rapprochement avec les granulats recyclés, on peut envisager l'hypothèse suivant laquelle, les GR comprenant les granulats d'origine complètement entourés d'ancien mortier affaiblissent plus les bétons recyclés que les granulats partiellement recouverts. Nous y reviendrons dans le prochain chapitre.

### 7.3 Notion d'inclusion homogène équivalente en élasticité

On s'intéresse à présent à la notion d'inclusion équivalente. Il s'agit en effet, à travers une approche (analytique pour les cas simples et éléments finis pour des cas complexes), de déterminer les propriétés d'une inclusion homogène équivalente susceptible de se comporter comme une inclusion composite dans un VER. Dans cette étude, on se propose donc de faire un parallélisme avec les inclusions en études (granulats recyclés). A cet effet, nous abordons différentes configurations ; le cas d'une inclusion composite à n couches ('Concentric') et celui d'une inclusion composite ('Non concentric') Fig. 7.2. De façon générale, on définit le tenseur de rigidité d'une inclusion composite par la relation :

$$\mathbf{C}^{eq} = \langle \mathbf{B} \rangle_I : \langle \mathbf{A} \rangle_I^{-1} \quad (7.25)$$

où

$$\langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle_I = \langle \mathbf{A} \rangle_I : \mathbf{E}^\infty \quad ; \quad \langle \boldsymbol{\sigma} \rangle_I = \langle \mathbf{B} \rangle_I : \mathbf{E}^\infty \quad (7.26)$$

L'investigation menée dans cette partie est motivée par deux interrogations :

- Peut-on remplacer une inclusion composite par une inclusion homogène équivalente dont les propriétés sont indépendantes de celle du milieu de référence ? Sinon, quelle est l'erreur qu'on commet (sur les propriétés effectives équivalentes  $k_{eq}, \mu_{eq}$ ) en considérant des contrastes similaires à ceux rencontrés dans les bétons à base de granulats recyclés ?
- Pour une matrice donnée, les tenseurs  $\langle \mathbb{A} \rangle_I$  et  $\langle \mathbb{B} \rangle_I$  pour le problème réel (avec inclusion composite) sont-ils identiques à ceux du problème avec inclusion homogène équivalente ?

### 7.3.1 Inclusion composite sphérique à deux couches concentriques

Nous considérons le cas d'une inclusion composite concentrique à deux couches (Fig. 7.15, 7.10.a correspondant au cas  $\alpha = 0$ ) dans un VER. On envisage de remplacer cette inclusion composite par une inclusion homogène équivalente qui se comportera de façon identique que l'inclusion composite. Notons à cet effet,  $k_i, \mu_i, k_{eq}, \mu_{eq}$  représentent respectivement, le module de compressibilité et de cisaillement de la couche  $i$  ; de même que ceux de l'inclusion équivalente.

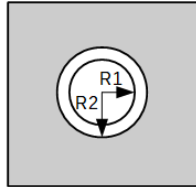


Fig. 7.15 – Inclusion composite à 2 couches dans un milieu infini.

Considérons donc (à titre d'illustration) une inclusion composite concentrique plongée dans un milieu infini caractérisé par un module de compressibilité  $k_0$  et de cisaillement  $\mu_0$ . En tirant profit de l'isotropie du problème, les tenseurs  $\langle \mathbb{A} \rangle_I$  et  $\langle \mathbb{B} \rangle_I$  s'écrivent sous la forme :

$$\langle \mathbb{A} \rangle_I = A_{\text{sph}} \mathbb{J} + A_{\text{dev}} \mathbb{K} \quad ; \quad \langle \mathbb{B} \rangle_I = B_{\text{sph}} \mathbb{J} + B_{\text{dev}} \mathbb{K} \quad (7.27)$$

L'équation (7.25) se met alors sous la forme :

$$\mathbb{C}^{\text{eq}} = \frac{B_{\text{sph}}}{A_{\text{sph}}} \mathbb{J} + \frac{B_{\text{dev}}}{A_{\text{dev}}} \mathbb{K} \quad (7.28)$$

Par ailleurs, en écrivant que  $C^{eq} = 3k^{eq}J + 2\mu^{eq}K$ ; on déduit le module de module de compressibilité sous la forme [62] :

$$\begin{aligned}
 k^{eq} &= \frac{B_{sph}}{3A_{sph}} \\
 &= -\frac{4R_1^3k_1\mu_2 - 4R_1^3k_2\mu_2 + 3R_2^3k_1k_2 + 4R_2^3k_2\mu_2}{3R_1^3k_1 - 3R_1^3k_2 - 3R_2^3k_1 - 4R_2^3\mu_2} \\
 &= k_2 + w \left( \frac{1}{k_1 - k_2} + \frac{3(1-w)}{3k_2 + 4\mu_2} \right)^{-1}
 \end{aligned} \tag{7.29}$$

avec  $w = (R_1/R_2)^3$  où  $R_1, R_2$  représentent les rayons des différentes couches (en partant de l'origine). Comme le montre l'équation (7.29), le module de compressibilité équivalent dépend uniquement des propriétés des différentes couches formant l'inclusion composite mais des propriétés du milieu infini

Par contre le module de cisaillement s'écrit sous la forme d'une fonction dépendant non seulement des propriétés des phases de l'inclusion composite mais aussi de celle du milieu infini. Par souci de simplification, nous l'écrirons sous la forme [62] :

$$\mu^{eq} = \frac{B_{dev}}{2A_{dev}} = F(k_0, \mu_0, k_1, \mu_1, k_2, \mu_2, w, \alpha) \tag{7.30}$$

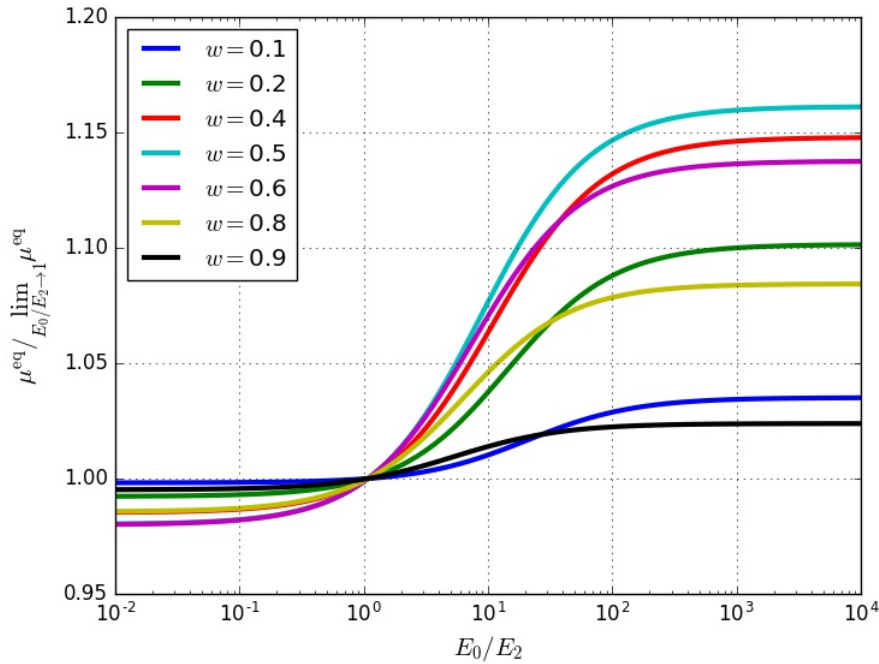


Fig. 7.16 – Evolution du module de cisaillement équivalent normalisé  $\mu^{eq} / \lim_{(E_0/E_2 \rightarrow 1)} \mu^{eq}$  en fonction des propriétés de la matrice :  $E_2 = 10$  GPa;  $E_1/E_2 = 9$ ;  $\nu_0 = 0,3$ ;  $\nu_1 = 0,07$ ;  $\nu_2 = 0,2$ ;  $\alpha = 0$ .

La figure 7.16 montre l'évolution du module de cisaillement équivalent en fonction des propriétés du milieu de référence. Les résultats indiquent que, contrairement au module de compression, le module de cisaillement équivalent dépend des propriétés du milieu dans lequel baigne l'inclusion composite. Ce résultat met à mal la notion d'inclusions équivalentes que l'on peut envisager pour l'étude des granulats recyclés (assimilables à des inclusions composites concentriques à 2 couches). En effet, cette approche serait envisageable si le module de cisaillement équivalent était aussi indépendant des propriétés du milieu de référence tout comme le module de compressibilité de manière à ce que l'inclusion puisse être utilisée dans n'importe quel schéma faisant intervenir un problème auxiliaire d'Eshelby avec un milieu de référence arbitraire. Néanmoins, en considérant des contrastes similaires à ceux rencontrés dans les BGR ( $E_0/E_2 \in [1; 3]$ ), la figure 7.16 montre que l'erreur commise en négligeant la dépendance du module de cisaillement vis à vis des propriétés de la matrice n'excède pas 2% (pour  $w = 0,6$  par exemple).

On montre par ailleurs que, pour un milieu de référence donné et une sphère équivalente comme précédemment définie, alors les tenseurs de localisation sont identiques en moyenne pour la sphère composite et la sphère équivalente.

### 7.3.2 Inclusion composite complexe : approche par éléments finis

On se propose dans cette partie d'investiguer le problème d'inclusion équivalente pour les cas d'inclusions composites complexes, en utilisant la méthode par éléments finis. A défaut d'une solution analytique, il n'est pas évident de déduire une dépendance ou non des propriétés de l'inclusion équivalente vis à vis de celles du milieu de référence. Une résolution numérique est donc adoptée avec le même raisonnement dans le calcul du tenseur de rigidité équivalent (équation (7.25)). La seule différence réside dans le calcul des tenseurs  $\langle \mathbf{A} \rangle_I$  et  $\langle \mathbf{B} \rangle_I$  qui sont évalués numériquement. Les figures 7.17-7.18 montrent l'évolution du module de compressibilité et de cisaillement en fonction des propriétés du milieu de référence. Il en ressort que ces deux quantités sont intimement liées aux propriétés du milieu dans lequel baigne l'inclusion composite. Par conséquent, l'on déduit que :

$$k^{eq} = H(k_0, \mu_0, k_1, \mu_1, k_2, \mu_2, w, \alpha) \quad ; \quad \mu^{eq} = G(k_0, \mu_0, k_1, \mu_1, k_2, \mu_2, w, \alpha) \quad (7.31)$$

Ces résultats montrent donc que les propriétés de l'inclusion équivalente dépendent des propriétés du milieu de référence. De ce fait, la substitution d'une inclusion composite non concentrique par une inclusion homogène équivalente se trouve compromise quelque soit le schéma dans lequel elle sera utilisée. Néanmoins, les résultats indiquent aussi que, pour le cas spécifique des BGR ( $E_0/E_2 \in [1; 3]$ ), l'erreur commise sur les propriétés de l'inclusion équivalente (en négligeant cette dépendance) n'excède pas les 2%.

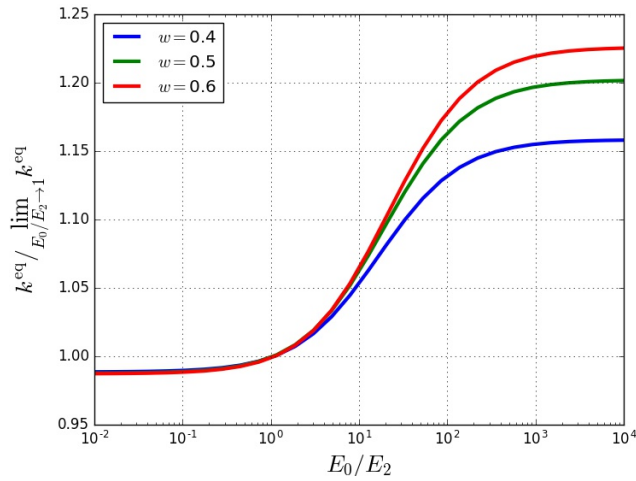


Fig. 7.17 – Évolution du module de compression équivalent  $k^{eq} / \lim_{(E_0/E_2 \rightarrow 1)} k^{eq}$  en fonction des propriétés de la matrice.  $E_2 = 10$  GPa,  $E_1/E_2 = 9$ ;  $\nu_0 = 0,3$ ;  $\nu_1 = 0,07$ ;  $\nu_2 = 0,2$ ;  $\alpha = 0,34$ .

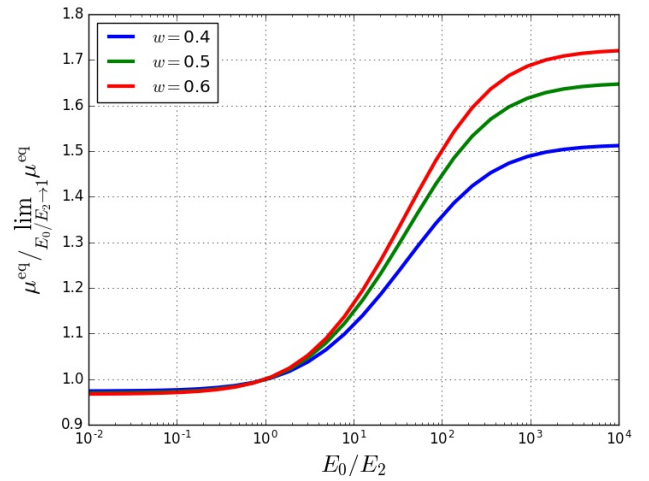


Fig. 7.18 – Evolution du module de cisaillement équivalent normalisé  $\mu^{eq} / \lim_{(E_0/E_2 \rightarrow 1)} \mu^{eq}$  en fonction des propriétés de la matrice.  $E_2 = 10$  GPa;  $E_1/E_2 = 9$ ;  $\nu_0 = 0,3$ ;  $\nu_1 = 0,07$ ;  $\nu_2 = 0,2$ ;  $\alpha = 0,34$ .

Enfin, pour un milieu de référence donné, on se propose de comparer les tenseurs de localisation de l'inclusion composite d'une part et celles de l'inclusion équivalente d'autre part. On désigne donc par  $\mathbb{A}^{\text{num}}$  et  $\mathbb{A}^{\text{eq}}$  les tenseurs vérifiant :

$$\langle \varepsilon \rangle_{\mathbb{I}}^{\text{num}} = \mathbb{A}^{\text{num}} : \mathbf{E}^{\infty} \quad (7.32)$$

pour l'inclusion composite et

$$\langle \varepsilon \rangle_{\mathbb{I}}^{\text{eq}} = \mathbb{A}^{\text{eq}} : \mathbf{E}^{\infty} \quad (7.33)$$

comptant pour l'inclusion équivalente. En posant

$$\mathbb{X} = \mathbb{I} - \mathbb{A}^{\text{num}} : \mathbb{A}^{\text{eq}-1} \quad (7.34)$$

on trouve (après un calcul éléments finis) que  $\mathbb{X} \simeq 10^{-3}\mathbb{I}$  est de l'ordre de l'erreur numérique<sup>2</sup>. On peut donc déduire l'équivalence des tenseurs  $\mathbb{A}^{\text{num}}$ ,  $\mathbb{A}^{\text{eq}}$  et par conséquent celle de  $\mathbb{B}^{\text{num}}$  et  $\mathbb{B}^{\text{eq}}$  au moins pour le milieu de référence considéré.

## 7.4 Propriétés effectives élastiques

Nous considérons dans cette partie, un VER constitué d'une matrice homogène et d'inclusions composites. L'objectif est de poser les prémices d'une modélisation des pro-

2. Calcul réalisé pour  $E_0 = 25$  GPa;  $E_2 = 10$  GPa;  $E_1/E_2 = 9$ ;  $\nu_0 = 0,3$ ;  $\nu_1 = 0,07$ ;  $\nu_2 = 0,2$ ;  $\alpha = 0,34$ ;  $w=0,6$

propriétés élastiques des BGR. Nous testons donc les configurations idéalisées d'inclusions représentées sur la figure 7.2 et on envisage à cet effet connaître l'influence des paramètres comme : le contraste entre les phases, l'influence de la fraction volumique de la phase rigide, la distribution des phases dans l'inclusion composite ainsi que l'effet des interfaces ou interphases. Dans tout ce qui suit, on considérera, sauf mention contraire, une fraction volumique  $\varphi = 0.4$  d'inclusions dans les VER.

### 7.4.1 Effet du contraste et de la distribution des phases

Les deux premiers chapitres ont montré que les GR sont des matériaux composites comprenant une phase rigide (ancien granulat représenté par la phase 1 sur la Fig. 7.2) et une phase moins rigide (ancien mortier : phase 2 sur la Fig. 7.2). A présent, on se propose de quantifier l'effet du contraste entre le granulat d'origine et l'ancien mortier, sur les propriétés effectives d'un VER de matériau hétérogène assimilable à celui d'un BGR. En désignant par  $V_1$  et  $V$  respectivement le volume de la phase 1 ainsi que celui de l'inclusion composite, on définit comme paramètre, la fraction volumique de la phase rigide dans l'inclusion composite sous la forme :

$$w = \frac{V_1}{V} \quad (7.35)$$

Le principe de cette étude paramétrique consiste donc à maintenir constant le paramètre  $w$  pour toutes les configurations présentées sur la figure 7.2 (dans un premier temps) tout comme les propriétés de la phase rigide ( $E_1, \nu_1$ ). Ensuite, on fait varier les propriétés de la phase 2 ; l'objectif étant de rendre compte de l'impact d'une dégradation des propriétés mécaniques de cette phase à l'instar de l'ancien mortier. Notons que le cas des inclusions composites sphériques concentriques à 2 couches présente une solution analytique contrairement aux autres cas où une résolution par éléments finis est nécessaire. Compte tenu de la nature de la microstructure, le schéma de Mori-Tanaka est choisi pour rendre compte des interactions entre les différentes phases. Les résultats (Fig.7.19-7.21) montrent que le module d'élasticité du VER est sensible non seulement au contraste entre les phases dans les inclusions composites mais aussi à la distribution et aux fractions volumiques des différentes phases. En effet, comme attendu, les prédictions du modèle indiquent une diminution du module d'élasticité effectif du VER avec la dégradation des propriétés de l'ancien mortier (quand le rapport  $E_1/E_2$  devient de plus en plus élevé). De plus, pour une valeur fixée de ce rapport ( $E_1/E_2$ ), l'impact sur le module d'élasticité effectif du VER se traduit par une sensibilité par rapport à la distribution des phases dans l'inclusion composite. Ainsi, plus les granulats d'origine (phases 1 au sein des GR) sont partiellement recouverts, plus ils atténuent l'effet de la dégradation des propriétés élastiques du VER. Un phénomène lié à la transmission des efforts entre anciens granulats



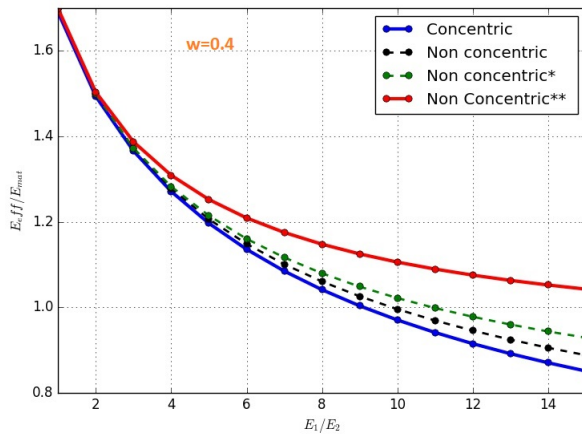


Fig. 7.19 – Évolution du module effectif en fonction du contraste  $E_1/E_2$  ( $E_{mat} = 20$  GPa ;  $E_1 = 90$  GPa,  $\nu_{mat} = 0,2$ ;  $\nu_1 = 0,07$ ;  $\nu_2 = 0,3$ ).

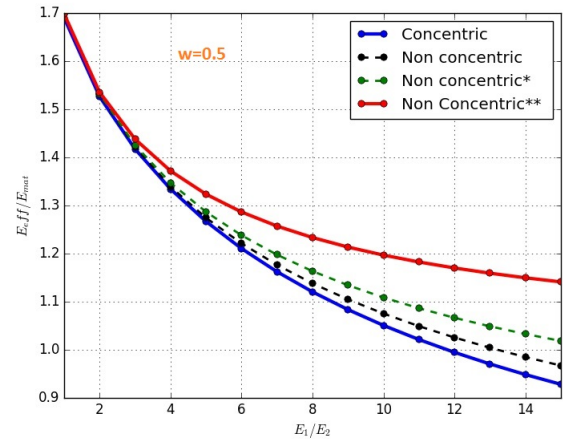


Fig. 7.20 – Évolution du module effectif en fonction du contraste  $E_1/E_2$  ( $E_{mat} = 20$  GPa ;  $E_1 = 90$  GPa ;  $\nu_{mat} = 0,2$ ;  $\nu_1 = 0,07$ ;  $\nu_2 = 0,3$ ).

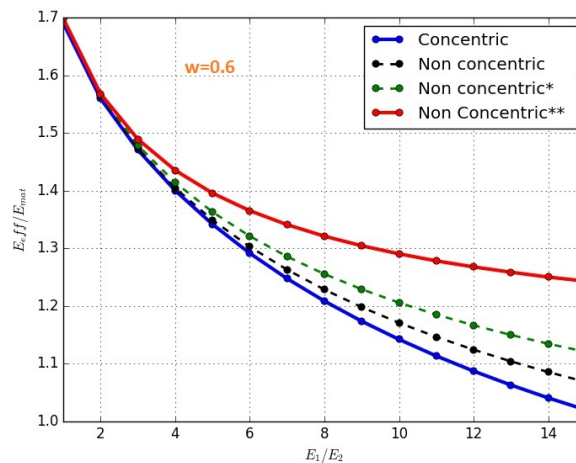


Fig. 7.21 – Évolution du module effectif en fonction du contraste  $E_1/E_2$  ( $E_{mat} = 20$  GPa ;  $E_1 = 90$  GPa ;  $\nu_{mat} = 0,2$ ;  $\nu_1 = 0,07$ ;  $\nu_2 = 0,3$ ).

et nouveau mortier à travers les surfaces de contact (ou surfaces non recouvertes des GR). Même si l'impact demeure faible pour des contrastes proches de celui des BGR en étude ( $E_1/E_2$  voisin de 4 ou 5) ; il convient de remarquer que ces configurations peuvent jouer un rôle important lorsque les contrastes augmentent.

## 7.4.2 Prise en compte des ITZ

On se propose dans cette partie de procéder à la modélisation des zones d'interfaces (ITZ) autour des granulats . Pour ce faire, deux approches sont adoptées ; une première dans laquelle l'ITZ est considérée comme une interphase et une seconde approche dans la-

quelle, elle est modélisée comme une interface avec une prise en compte de la discontinuité du champ de déplacement autour des inclusions.

### a-ITZ comme interphase

Dans cette partie, on considère l'ITZ comme une fine couche d'épaisseur ( $e$ ) autour des inclusions. De ce fait, les lois de continuité du champ de déplacement et de contraintes entre inclusions et ITZ restent toujours valables. L'approche est identique à celle d'une inclusion composite à  $n$  couches abordée par Hervé et al. [62] et détaillée dans l'annexe 1. A titre d'illustration, considérons une inclusion homogène sphérique de rayon  $R$  et de propriétés élastiques isotropes  $(k, \mu)$ , entourée par une interphase d'épaisseur  $e$  avec un comportement élastique linéaire et isotrope  $(k_e, \mu_e)$ , on peut montrer que les parties sphériques<sup>3</sup> des tenseurs  $\mathbb{A}$  et  $\mathbb{B}$  sont données par les équations (7.36) et (7.37) :

$$A_{\text{sph}} = \frac{(3k + 4\mu_e + 3(k_e - k)(\frac{1}{1+e/R})^3)(3k_0 + 4\mu_0)}{(3k_e + 4\mu_0)(3k + 4\mu_e) + 12(k - k_e)(\mu_e - \mu_0)(\frac{1}{1+e/R})^3} \quad (7.36)$$

et

$$B_{\text{sph}} = \frac{3((3k + 4\mu_e)k_e + 4\mu_2(k - k_e)(\frac{1}{1+e/R})^3)(3k_0 + 4\mu_0)}{(3k_e + 4\mu_0)(3k + 4\mu_e) + 12(k - k_e)(\mu_e - \mu_0)(\frac{1}{1+e/R})^3} \quad (7.37)$$

Des équations (7.36), (7.37), on retrouve bien les expressions de  $A_{\text{sph}}, B_{\text{sph}}$  pour une inclusion sphérique sans interface [43] en écrivant :

$$\lim_{e/R \rightarrow 0} A_{\text{sph}} = \frac{3k_0 + 4\mu_0}{3k + 4\mu_0} \quad ; \quad \lim_{e/R \rightarrow 0} B_{\text{sph}} = \frac{3k(3k_0 + 4\mu_0)}{3k + 4\mu_0} \quad (7.38)$$

On déduit donc que la taille de l'interphase (à travers le rapport  $e/R$ ) aura un effet sur les propriétés macroscopiques du VER. Plus cette taille est petite devant celle de l'inclusion, plus les effets de l'ITZ seront négligeables.

### b-ITZ comme interface

Cette approche consiste à considérer une discontinuité du champ de déplacement entre l'inclusion et l'ITZ. Elle est basée sur la relation de proportionnalité entre le vecteur traction  $\mathbf{T}$  à l'interface de l'inclusion et le saut de déplacement entre cette dernière et la matrice entourant l'inclusion :

$$\mathbf{T} = \boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{n} = \mathbf{K} \cdot \llbracket \xi \rrbracket \quad (7.39)$$

$\mathbf{n}$  représente le vecteur normal (sortant) à la surface de l'inclusion ;  $\llbracket \xi \rrbracket = \xi^+ - \xi^-$  représente le saut de déplacement entre l'inclusion et la matrice. Enfin  $\mathbf{K}$  joue le rôle de

3. Les expressions des parties déviatoriques sont trop lourdes

tenseur de rigidité d'interface. Pour une interface avec un comportement élastique isotrope transverse, ce tenseur s'écrit sous la forme :

$$\mathbf{T} = k_n \mathbf{n} \otimes \mathbf{n} + k_t (\mathbf{1} - \mathbf{n} \otimes \mathbf{n}) \quad (7.40)$$

où  $k_n$  et  $k_t$  désignent respectivement les raideurs normales et tangentielles d'interfaces. De cette définition, on peut déduire logiquement que pour  $k_n$  et  $k_t$  très grand ( $\infty$ ), on retrouve une adhésion parfaite entre l'inclusion et la matrice. En considérant l'exemple de la partie précédente avec l'interphase remplacée par une interface de paramètres  $(k_n, k_t)$ , on peut montrer que les parties sphériques des tenseurs  $\mathbb{A}$  et  $\mathbb{B}$  se mettent sous la forme :

$$\mathbb{A}_{\text{sph}} = \frac{(3k_0 + 4\mu_0)(3k + k_n R)}{4(3k + k_n R)\mu_0 + 3Rk k_n} ; \quad \mathbb{B}_{\text{sph}} = \frac{3Rk_n k (3k_0 + 4\mu_0)}{4(3k + k_n R)\mu_0 + 3Rk k_n} \quad (7.41)$$

Enfin, notons que dans [97], on montre qu'il est possible d'établir une équivalence entre les paramètres d'interface et celle d'une interphase. Le détail de cette approche (dont nous ferons l'économie dans cette partie) permet de déduire les expressions des paramètres d'interface :

$$k_n = \frac{1}{e} (k_e + \frac{4}{3} \mu_e) ; \quad k_t = \frac{\mu_e}{e} \quad (7.42)$$

Revenons à présent à une configuration proche des granulats recyclés en étude en considérant par exemple, un cas simple d'inclusion sphérique composite à 3 couches, (Fig.7.22) avec une troisième couche d'épaisseur  $e$  petite devant celle des autres. Cette dernière est censée représenter la zone d'interface (ITZ). On suppose toute les phases élastiques linéaires isotropes avec une adhésion parfaites entres elles. On s'intéresse plus particulièrement à la sensibilité des propriétés d'un VER de béton à base de granulats recyclés vis à vis des paramètres comme le module d'élasticité de la zone d'interface tout comme son épaisseur.

Nous considérons un VER constitué d'une matrice  $(E_0, \nu_0)$  représentant le nouveau mortier et des inclusions composites sphériques concentriques. Toutes les propriétés des différentes phases sont maintenues constantes à l'exception du module d'élasticité et de la taille de l'ITZ  $(E_{\text{ITZ}}, e_{\text{ITZ}})$ . On considère une fraction volumique d'inclusions  $\varphi = 0.6$  dans le VER . Les résultats (Fig.7.23,7.24) montrent l'effet du module d'élasticité et de l'épaisseur de l'ITZ sur les propriétés effectives du VER. En effet la figure 7.23 montre la sensibilité des propriétés de la zone d'interphase par rapport aux propriétés du VER. On y déduit que, plus les propriétés de l'ITZ se rapprochent de celles de la matrice, moins l'ITZ influence les propriétés du VER. Cette caractéristique est liée non seulement aux propriétés mécaniques de l'interphase mais aussi à l'épaisseur de la couche représentant cette interphase. En effet, comme indiqué sur les résultats présentés sur la figure 7.24, (pour une valeur fixée de module d'élasticité de l'ITZ), le module effectif du VER diminue

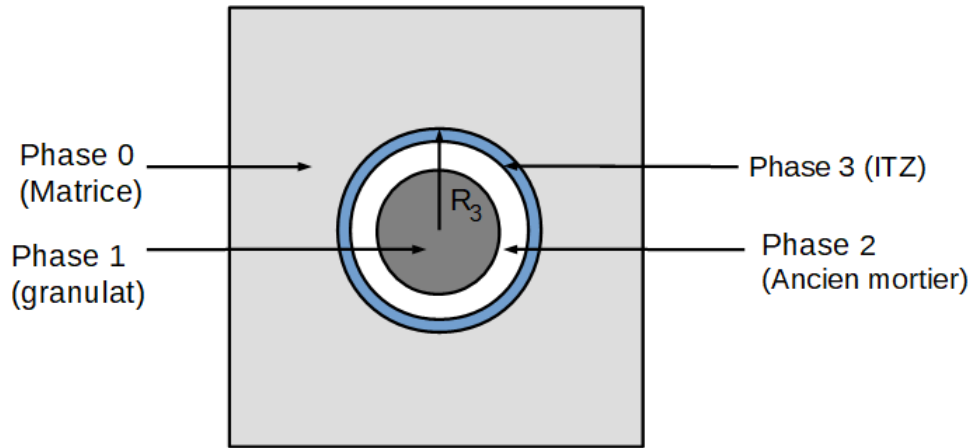


Fig. 7.22 – Représentation 2D d'une inclusion à 3 couches (granulat recyclé) dans un milieu infini

en fonction de son épaisseur. Ces résultats nous permettent de faire un rapprochement avec les tailles typiques d'épaisseur d'ITZ rencontrées dans les bétons ( $20 - 50 \mu\text{m}$ ) [69, 85, 115] soit un rapport  $e_{ITZ}/R_3 \sim 1/100$ ). Pour ces valeurs, l'impact sur les propriétés du béton demeure négligeable si on considère un contraste faible ( $E_{ITZ} \geq 0.7E_0$ ) entre les propriétés mécaniques de l'ITZ d'une part et celle du nouveau mortier d'autre part. En revanche, on s'attend à des fluctuations locales (des composantes dans le plan tangent de l'ITZ) du champ de contrainte, susceptibles d'engendrer des déclenchements de mécanisme de rupture, d'autant plus favorables que l'ITZ aura un critère de rupture dégradé par rapport au mortier environnant. De plus, un défaut d'adhérence entre mortier et granulats qui se

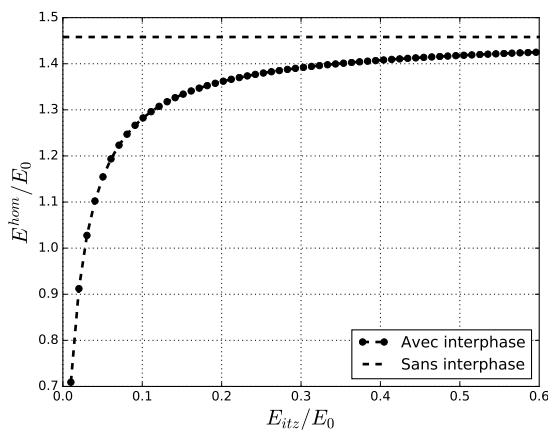


Fig. 7.23 – Effet des propriétés de l'ITZ sur le module d'élasticité effectif du VER. ( $E_1 = 4E_2 = \frac{9}{2}E_0 = 90 \text{ GPa}$ ;  $\nu_1 = 0.08$ ,  $\nu_2 = \nu_0 = 0.2$ );  $e_{ITZ}/R_3 = 1/100$ ).

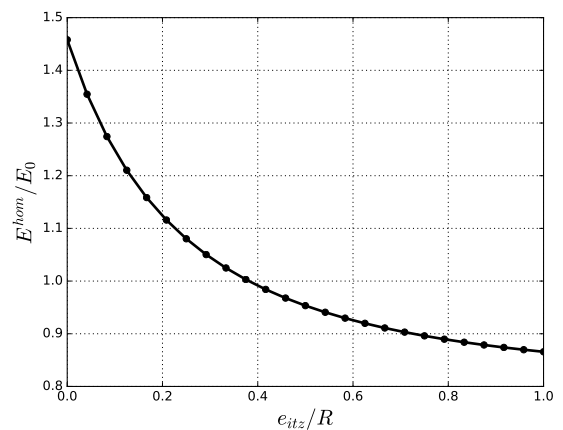


Fig. 7.24 – Evolution du module d'élasticité normalisé  $E^{\text{hom}}/E_0$  en fonction de la taille de l'ITZ. ( $E_1 = 4E_2 = \frac{9}{2}E_0 = 90 \text{ GPa}$ ;  $E_{ITZ} = 0.7E_2$ ;  $\nu_1 = 0,08$ ;  $\nu_2 = \nu_{ITZ} = \nu_0 = 0.2$ )

traduirait par une loi d'interface en plus de l'interphase pourrait avoir des conséquences sur l'élasticité du VER. Ce défaut d'adhérence qui se traduit dans les équations par les composantes du tenseur de rigidité d'interface  $(k_n, k_t)$  restent difficiles à identifier à part une approche par analyse inverse. Par ailleurs, sur le plan de la diffusion, l'ITZ peut jouer (de part ses propriétés de transfert) un rôle important sur les propriétés de durabilité du VER.

## 7.5 Propriétés de diffusion

On considère dans cette partie un VER constitué d'une matrice caractérisée par un coefficient de diffusion  $\mathbf{D}_0$ , contenant des inclusions sphériques composites (Fig.7.29) ou complexes . On envisage de déterminer le coefficient de diffusion effectif du VER en utilisant un schéma classique de Mori-Tanaka. Rappelons que le principe demeure le même avec les équivalences entre les différentes grandeurs impliquées (Tab.6.1). La résolution du problème posé sur le VER est similaire à celui traité en élasticité pour un milieu contenant des inclusions composites à n-couches [25] ou complexes. Une approche qui passe par la résolution du problème d'Eshelby en diffusion pour ces configurations d'inclusions [43]. Quant au tenseur de diffusion effectif, il s'écrit sous la forme :

$$\mathbf{D}^{\text{hom}} = \left( \sum_i \varphi_i \mathbf{B}_i \right) \cdot \left( \sum_i \varphi_i \mathbf{A}_i \right)^{-1} \quad (7.43)$$

avec  $\mathbf{A}_i$  et  $\mathbf{B}_i$  , les tenseurs d'ordre 2 vérifiant les relations suivantes :

$$\langle \text{grad} \rho \rangle_i = \mathbf{A}_i \cdot \mathbf{H}^\infty \quad ; \quad \langle j \rangle_i = -\mathbf{B}_i \cdot \mathbf{H}^\infty \quad (7.44)$$

où  $\varphi_i, \mathbf{H}^\infty$  représentent respectivement la fraction volumique de la phase  $i$  ainsi que le gradient de concentration macroscopique imposé aux bords du domaine infini. Pour des cas simples (inclusions sphériques), la solution est analytique contrairement aux cas d'inclusions composites complexes pour lesquelles un recours aux éléments finis est souvent privilégié pour le calcul des tenseurs  $\mathbf{A}$  et  $\mathbf{B}$ . Dans cette optique, nous détaillons ici, l'équivalent de la reformulation de la condition aux limite présentée en élasticité. Rappelons que l'objectif est d'obtenir une convergence rapide et à moindre coût (nombre de degré de liberté réduit), des solutions au problème d'inclusion pour des cas complexes.

### 7.5.1 Problème d'inclusion complexe en diffusion : correction de la condition aux limites

On se propose dans cette partie de traduire l'équivalence de la correction apportée au problème d'Eshelby en élasticité en diffusion. Considérons donc un problème d'Eshelby en

diffusion, tel qu'exposé dans le chapitre 6, avec une concentration macroscopique homogène aux contours ( $\rho(\mathbf{x}) = \mathbf{H}^\infty \cdot \mathbf{x}$ ). Nous considérons à cet effet l'équivalent d'un champ de polarisation  $\mathbf{p}$  qui n'est non nul que dans l'inclusion :

$$\mathbf{p} = \mathbf{j}_I + \mathbf{D}_0 \cdot \text{grad}\rho \quad (7.45)$$

En faisant un raisonnement similaire à celui mené en élasticité, on commence par écrire la solution du problème sous la forme :

$$\rho(\mathbf{x}) = \mathbf{H}^\infty \cdot \mathbf{x} + \int_I \text{grad}G(\mathbf{x} - \mathbf{x}') \cdot \mathbf{p}(\mathbf{x}') dV_I \quad (7.46)$$

où  $G$  représente la fonction de Green. En remarquant qu'aux bornes du domaine infini ( $\|\mathbf{x}\| \rightarrow \infty$ ),  $G(\mathbf{x}-\mathbf{x}') \simeq G(\mathbf{x}) \forall \mathbf{x}' \in I$  l'équation (7.46) se réécrit sous la forme :

$$\rho(\mathbf{x}) = \mathbf{H}^\infty \cdot \mathbf{x} + \text{grad}G(\mathbf{x}) \int_I \mathbf{p}(\mathbf{x}') dV_I \quad (7.47)$$

$$= \mathbf{H}^\infty \cdot \mathbf{x} + V_I \text{grad}G(\mathbf{x}) \cdot \langle \mathbf{p} \rangle_I \quad (7.48)$$

On se propose donc d'imposer comme nouvelle condition aux limites, l'équation (7.48) écrit sous la forme :

$$\rho(\mathbf{x}) = \mathbf{H}^\infty \cdot \mathbf{x} + V_I \text{grad}G(\mathbf{x}) \cdot \mathbf{P} \quad (7.49)$$

avec  $\mathbf{P}$  l'équivalent d'un champ de polarisation (en élasticité) arbitraire qui sera identifié en fin de raisonnement. Pour un milieu infini isotrope, la fonction de Green s'écrit sous la forme :

$$G(\mathbf{x}) = -\frac{1}{4\pi D_0 r} \quad (7.50)$$

Sachant que  $\text{grad}G(\mathbf{x}) = \frac{1}{4\pi D_0 r^2} \mathbf{e}_r$  ; ( $r = \|\mathbf{x}\|$  et  $\mathbf{e}_r = \frac{\mathbf{x}}{r}$ ,  $\mathbf{D}_0 = D_0 \mathbf{1}$ ) , on réécrit l'équation (7.49) sous la forme :

$$\rho(\mathbf{x}) = (\mathbf{H}^\infty + \frac{V_I}{4\pi D_0 r^3} \mathbf{P}) \cdot \mathbf{x} \quad (7.51)$$

On déduit de l'équation (7.51) que la résolution du problème d'inclusion se déduit d'un seul calcul au lieu de deux calculs (pour  $\mathbf{H}^\infty$  et  $\mathbf{P}$ ), uniquement pour un domaine sphérique. On peut alors réécrire l'équation (7.51) sous la forme :

$$\rho(\mathbf{x}) = \mathbf{L}^\infty \cdot \mathbf{x} \quad (7.52)$$

avec

$$\mathbf{L}^\infty = \mathbf{H}^\infty + \frac{V_I}{4\pi D_0 R^3} \mathbf{P} = \mathbf{H}^\infty + \gamma \mathbf{P} ; \quad \gamma = \frac{V_I}{4\pi D_0 R^3} \quad (7.53)$$

Où  $R$  désigne le rayon du domaine sphérique censé représenter le milieu infini. Par ailleurs, le problème avec un chargement macroscopique  $\mathbf{L}^\infty$  peut être décomposé en une somme de deux problèmes élémentaires avec des chargements  $\mathbf{H}^\infty$  et  $\gamma \mathbf{P}$  (sans toutefois nécessiter

deux calculs différents). On déduit alors 4 tenseurs de second ordre ( $\mathbf{A}^H, \mathbf{A}^P, \mathbf{B}^H, \mathbf{B}^P$ ) permettant de relier respectivement le gradient de concentration ainsi que le flux de soluté dans l'inclusion aux chargements macroscopiques ( $H^\infty$  et  $P$ ). On écrit donc :

$$\langle \text{grad} \rho \rangle_I^H = \mathbf{A}^H \cdot H^\infty \quad ; \quad \langle j \rangle_I^H = -\mathbf{B}^H \cdot H^\infty \quad (7.54)$$

$$\langle \text{grad} \rho \rangle_I^P = \mathbf{A}^P \cdot P \quad ; \quad \langle j \rangle_I^P = -\mathbf{B}^P \cdot P \quad (7.55)$$

Des équations (7.53,7.54,7.55), on déduit la relation de proportionnalité entre les tenseurs  $\mathbf{A}^H$  et  $\mathbf{A}^P$  ainsi que  $\mathbf{B}^H$  et  $\mathbf{B}^P$  sous la forme :

$$\mathbf{A}^P = \gamma \mathbf{A}^H \quad ; \quad \mathbf{B}^P = \gamma \mathbf{B}^H$$

Par ailleurs le gradient de concentration ainsi que le flux de soluté dans l'inclusion s'écrivent sous la forme :

$$\begin{cases} \langle \text{grad} \rho \rangle_I = \mathbf{A}^H \cdot H^\infty + \mathbf{A}^P \cdot P \\ \langle j \rangle_I = -\mathbf{B}^H \cdot H^\infty - \mathbf{B}^P \cdot P \end{cases} \quad (7.56)$$

En posant  $P = \langle p \rangle_I$ , on déduit que :

$$P = \langle p \rangle_I = \mathbf{W} \cdot H^\infty \quad (7.57)$$

avec

$$\mathbf{W} = (\mathbf{1} + \mathbf{B}^P - \mathbf{D}_0 \cdot \mathbf{A}^P)^{-1} \cdot (\mathbf{D}_0 \cdot \mathbf{A}^H - \mathbf{B}^H) \quad (7.58)$$

d'où le système 7.56 se met sous la forme :

$$\begin{cases} \langle \text{grad} \rho \rangle_I = (\mathbf{A}^H + \mathbf{A}^P \cdot \mathbf{W}) \cdot H^\infty = \mathbf{A}^H \cdot (\mathbf{1} + \gamma \mathbf{W}) \cdot H^\infty \\ \langle j \rangle_I = -(\mathbf{B}^H + \mathbf{B}^P \cdot \mathbf{W}) \cdot H^\infty = -\mathbf{B}^H \cdot (\mathbf{1} + \gamma \mathbf{W}) \cdot H^\infty \end{cases} \quad (7.59)$$

On aboutit donc aux tenseurs corrigés  $\mathbf{A}^c, \mathbf{B}^c$  tels que :

$$\begin{cases} \langle \text{grad} \rho \rangle_I = \mathbf{A}^c \cdot H^\infty \quad ; \quad \mathbf{A}^c = \mathbf{A}^H \cdot (\mathbf{1} + \gamma \mathbf{W}) \\ \langle j \rangle_I = -\mathbf{B}^c \cdot H^\infty \quad ; \quad \mathbf{B}^c = \mathbf{B}^H \cdot (\mathbf{1} + \gamma \mathbf{W}) \end{cases} \quad (7.60)$$

### 7.5.2 Exemple sur une inclusion imperméable à interface diffusive

Tout comme en élasticité, on se propose d'évaluer l'effet du terme correctif sur la convergence des solutions du problème d'inclusion. On considère donc un cas simple (inclusion sphérique de rayon  $a$  imperméable  $D_I = 0$  avec une interface diffusive caractérisée par un coefficient de diffusion surfacique  $\eta$ ); le tout plongée dans un milieu infini ( $D_0$ ) représenté par une sphère de rayon  $R$ . Dans ce cas isotrope, les tenseurs  $\mathbf{A}^H, \mathbf{A}^P, \mathbf{B}^H, \mathbf{B}^P$ ,

sont tous proportionnels au tenseur identité d'ordre 2. Dans l'approche éléments finis, on profite du caractère imperméable de l'inclusion pour ne pas mailler l'intérieur de l'inclusion (Fig.7.25). Notons par ailleurs que ces calculs ont été réalisés sur  $1/8$  de sphère avec des fonctions de formes quadratiques. On évalue donc l'erreur relative (commise sur les composantes de  $\mathbf{A}$ ) suivant les deux modèles par rapport à la solution exacte du problème [42] qui s'écrit :

$$\mathbf{A} = \frac{3}{2(1+\delta)} \mathbf{1} \quad : \quad \delta = \frac{\eta}{D_0 a} \quad (7.61)$$

Quant à l'erreur relative, elle est calculée sous la forme :

$$e_\alpha(R/a) = \frac{|\text{tr}(\mathbf{A}^{\text{num}})/3 - \text{tr}(\mathbf{A})/3|}{\text{tr}(\mathbf{A})/3} \quad (7.62)$$

où  $\text{tr}$  désigne la trace d'une matrice et  $\mathbf{A}^{\text{num}}$  représente le tenseur obtenu numériquement. Les résultats Fig.7.26 montrent une convergence rapide de la solution du modèle corrigé comparativement au modèle classique.

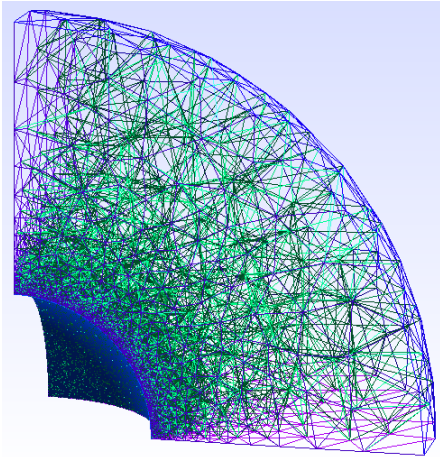


Fig. 7.25 – Maillage du domaine ( inclusion imperméable)

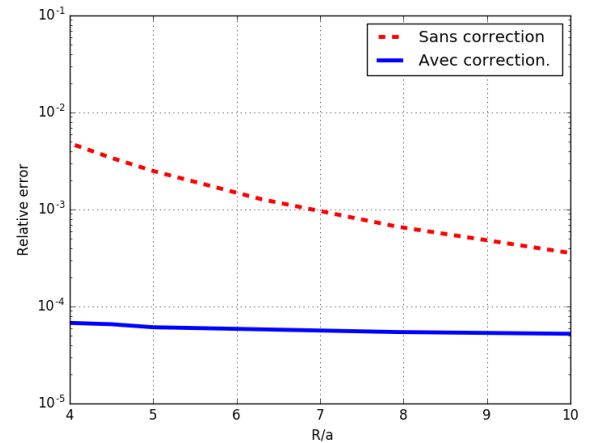


Fig. 7.26 – Evolution de l'erreur relative en fonction de la taille du domaine.

$$D_1 \ll D_0; \delta = 0.15$$

Le tableau 7.2 établit un comparatif entre les deux modèles.

Modèles	modèle classique	modèle corrigé
Rapport $R_{mat}/a$ de convergence	10	4
Temps de calcul (s)	380	17
Nombre de degrés de liberté	99340	22171
Erreur $e_\alpha(R/a)$	$3,56 \times 10^{-4}$	$6,77 \times 10^{-5}$

Tab. 7.2 – Etude comparative des deux modèles



On en déduit que le modèle corrigé permet d'obtenir une convergence rapide de la solution avec un rapport  $R/a$  réduit (typiquement  $R/a = 4$ ), comparé au modèle classique sans correction. En effet, pour ce modèle corrigé, le nombre de degrés de liberté se trouve divisé par 4.5 et le temps de calcul considérablement réduit par rapport au modèle classique. Enfin l'erreur relative obtenue avec le nouveau modèle demeure largement inférieure à celle obtenue par le modèle classique pour un rapport  $R/a = 10$ .

## 7.6 Notion d'inclusion équivalente en diffusion

On se propose d'aborder la notion d'inclusion équivalence dans cette partie (tout comme en élasticité). Il s'agit donc de déterminer les propriétés de diffusion d'une inclusion homogène équivalente susceptible de remplacer une inclusion composite simple ou complexe. A cet effet, nous considérons les mêmes configurations qu'en élasticité. Pour le cas de sphères composites concentriques à  $n$ -couches, le problème possède une solution analytique contrairement aux autres configurations (cas non concentrique par exemple) pour lesquelles un recours aux éléments finis est nécessaire. Par ailleurs, le tenseur de diffusion effectif équivalent s'écrit (de façon générale) sous la forme :

$$\mathbf{D}^{\text{eq}} = \langle \mathbf{B} \rangle_1 \cdot \langle \mathbf{A} \rangle_1^{-1} \quad (7.63)$$

### 7.6.1 Inclusion composite concentrique à deux couches

On considère une inclusion composite concentrique comme décrit sur la figure 7.10.a (avec  $\alpha = 0$ ) plongé dans une matrice infini Fig. (7.15). On désigne respectivement par  $D_1, D_2, D_0$  les coefficients de diffusion des couches 1 et 2 ainsi que celui de la matrice. L'isotropie du problème permet de déduire que les tenseurs de diffusion correspondants sont proportionnels au tenseur identité d'ordre 2 :  $\mathbf{D}_i = D_i \mathbf{1}$ . Le coefficient de diffusion équivalent  $D^{\text{eq}}$  s'écrit sous la forme (en utilisant l'équation (7.63)) :

$$D^{\text{eq}} = - \frac{(2 D_1 R_1^3 + D_1 R_2^3 - 2 D_2 R_1^3 + 2 D_2 R_2^3) D_2}{D_1 R_1^3 - D_1 R_2^3 - D_2 R_1^3 - 2 D_2 R_2^3} \quad (7.64)$$

soit

$$D^{\text{eq}} = D_2 \frac{(1 + 2w)D_1 + 2(1 - w)D_2}{(2 + w)D_2 + (1 - w)D_1} \quad (7.65)$$

(Rappelons que  $w = (R_1/R_2)^3$  désigne la fraction volumique de phase 1 par rapport à l'inclusion composite. Pour les cas non concentrique )

Il est évident que le coefficient de diffusion équivalent, pour ce cas particulier, ne dépend pas des propriétés de diffusion de la matrice. Ce résultat permet donc d'envisager le remplacement d'une inclusion composite sphérique concentrique (à l'instar des granulats

recyclés) par une inclusion homogène équivalente, en mesure de se comporter en moyenne de façon identique à l'inclusion composite à deux couches concentriques du point de vue des propriétés de diffusion.

### 7.6.2 Inclusion composite non concentrique

On considère dans cette partie, une inclusion composite non concentrique (Fig.7.10.c) plongé dans un milieu infini. On suppose que toutes les phases de l'inclusion sont isotropes. Compte tenu du caractère isotrope transverse de l'inclusion composite, on déduit que le tenseur de diffusion équivalent s'écrit en fonction de deux coefficients  $D_{\text{axi}}$  et  $D_{\text{trans}}$

$$D^{\text{eq}} = D_{\text{axi}}(\mathbf{e}_1 \otimes \mathbf{e}_1 + \mathbf{e}_2 \otimes \mathbf{e}_2) + D_{\text{trans}}\mathbf{e}_3 \otimes \mathbf{e}_3 \quad (7.66)$$

avec :

$$D_{\text{axi}} = \frac{B_{11}}{A_{11}} \quad ; \quad D_{\text{trans}} = \frac{B_{33}}{A_{33}} \quad (7.67)$$

Remarquons que, des équations (7.60) et (7.63), on peut d'ores et déjà déduire que l'effet de la correction dans le calcul numérique des tenseurs  $\mathbf{A}$  et  $\mathbf{B}$  disparaît<sup>4</sup> car :

$$\mathbf{D}^{\text{eq}} = \langle \mathbf{B}^c \rangle_{\mathbf{I}} \cdot \langle \mathbf{A}^c \rangle_{\mathbf{I}}^{-1} = \mathbf{B}_{\mathbf{I}}^{\text{H}} \cdot \mathbf{A}_{\mathbf{I}}^{\text{H}-1} \quad (7.68)$$

Les figures 7.27 et 7.28 montrent les évolutions des coefficients  $D_{\text{axi}}$  et  $D_{\text{trans}}$  en fonction des propriétés de la matrice. On en déduit que, contrairement au cas précédent (cas de sphères composites concentriques), le tenseur de diffusion équivalent des inclusions non concentriques (Fig.7.10.c) est dépendant des propriétés de la matrice dans laquelle elles sont plongées. On peut donc écrire que :

$$D_{\text{axi}} = \frac{B_{11}}{A_{11}} = K(D_0, D_1, D_2, \alpha, f) \quad ; \quad D_{\text{trans}} = \frac{B_{33}}{A_{33}} = P(D_0, D_1, D_2, \alpha, f) \quad (7.69)$$

De cette étude sur les propriétés de diffusion, il en ressort que l'approche d'une inclusion équivalente susceptible de se comporter comme une inclusion composite reste envisageable pour des inclusions composites simples (sphères à n-couches concentriques) ; contrairement aux cas d'inclusions composites non concentriques pour lesquelles l'exercice devient complexe ; compte tenu de la dépendance des propriétés de l'inclusion équivalente vis à vis du milieu dans lequel elles sont plongées .

Par ailleurs, on peut remarquer que les coefficients de diffusion  $D_{\text{axi}}$  et  $D_{\text{trans}}$  sont très sensibles aux propriétés de la matrice (traduites par le facteur  $D_0/D_2$ ), avec une variation importante pour des valeurs proches de celles des BGR ( $D_0/D_2 \in [10^{-3}, 10^1]$ ). De plus, en posant tout comme en élasticité le tenseur  $\mathbf{X}^{\text{d}}$  tel que

4. contrairement en élasticité

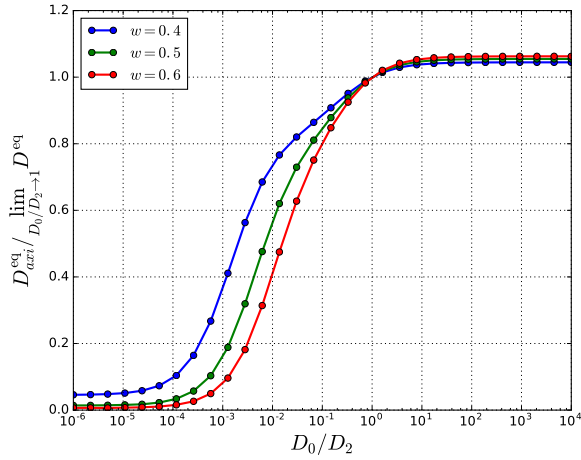


Fig. 7.27 – Evolution du coefficient de diffusion  $D_{axi}$  en fonction des propriétés de la matrice :  $D_1 \ll D_2$ ,  $\alpha = 0.34$ .

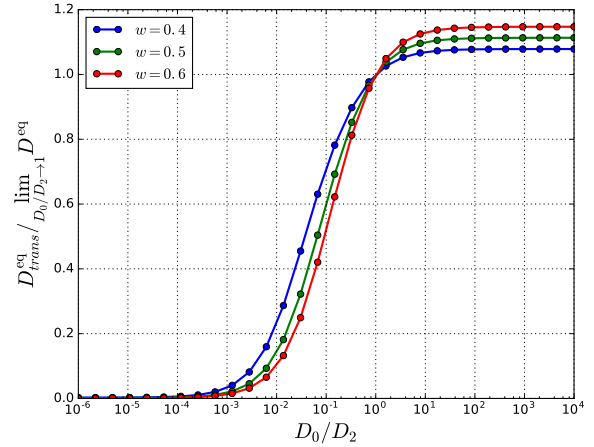


Fig. 7.28 – Evolution du coefficient de diffusion  $D_{trans}$  en fonction des propriétés de la matrice :  $D_1 \ll D_2$ ,  $\alpha = 0.34$ .

$$\mathbf{X}^d = \mathbf{1} - \mathbf{A}^{num} \cdot \mathbf{A}^{eq-1} \quad (7.70)$$

avec pour une inclusion composite

$$\langle \text{grad} \rho \rangle_I = \mathbf{A}^{num} \cdot \mathbf{H}^\infty \quad (7.71)$$

ainsi que pour une inclusion équivalente

$$\langle \text{grad} \rho \rangle_I = \mathbf{A}^{eq} \cdot \mathbf{H}^\infty \quad (7.72)$$

On trouve après calcul (éléments finis)<sup>5</sup> que  $\mathbf{X}^d \simeq 10^{-3} \mathbf{1}$  est de l'ordre de l'erreur éléments finis. Ce résultat permet d'établir une équivalence entre les tenseurs  $\mathbf{A}^{num}$  et  $\mathbf{A}^{eq}$  pour un milieu de référence donné.

## 7.7 Propriétés effectives de diffusion

### 7.7.1 Effet des propriétés de diffusion des phases

On se propose tout comme en élasticité de quantifier l'effet des propriétés de diffusion des phases d'une inclusion composite sur celles d'un VER. Nous considérons donc un VER constitué d'inclusions composites comme celui décrit sur la figure 7.22 baignant dans une matrice. On fixe dans un premier temps tous les paramètres sauf les propriétés de diffusion de la phase 2 et de l'ITZ. On désigne par  $\varphi$  la fraction volumique d'inclusions dans le

5. Calcul réalisé pour :  $D_1 \ll D_2$ ,  $\alpha = 0,34$ ;  $D_0/D_2 = 5$ ;  $w = 0,6$

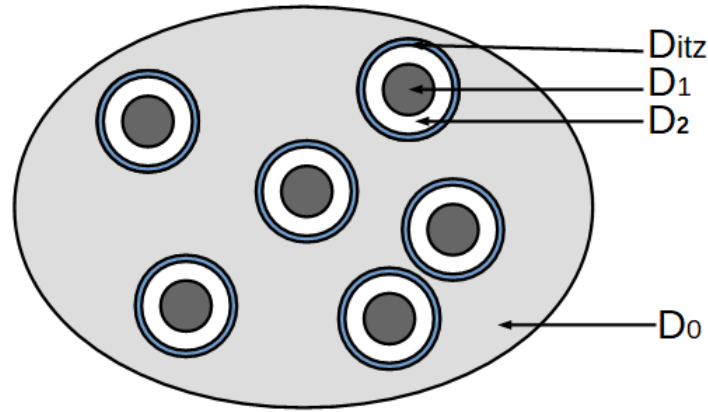


Fig. 7.29 – Représentation 2D d'un VER contenant des inclusions composites

VER et on calcule le coefficient de diffusion normalisé  $D^{\text{hom}}/D_0$  suivant les fractions volumiques. Notons que dans les cas abordés, la phase 1 représentant le granulat d'origine est considérée comme imperméable ( $D_1 = 0$ ). Sachant que toutes les phases sont isotropes, les tenseurs de diffusion des phases s'écrivent sous la forme  $\mathbf{D}_i = D_i \mathbf{1}$ . On déduit de l'équation (7.43) que :

$$\frac{D^{\text{hom}}}{D_0} = \frac{\varphi B_I - (1 - \varphi) D_0}{D_0((1 - \varphi) + \varphi A_I)} \quad (7.73)$$

Avec  $\langle \mathbf{grad} \rho \rangle_I = \mathbf{A}_I \cdot \mathbf{H}^\infty$  avec ( $\mathbf{A}_I = A_I \mathbf{1}$ ) et  $\langle j \rangle_I = \mathbf{B}_I \cdot \mathbf{H}^\infty$  avec ( $\mathbf{B}_I = B_I \mathbf{1}$ ). Les expressions des scalaires  $A_I$  et  $B_I$  sont présentées en annexe 2. Les résultats (Fig. 7.30, 7.31)

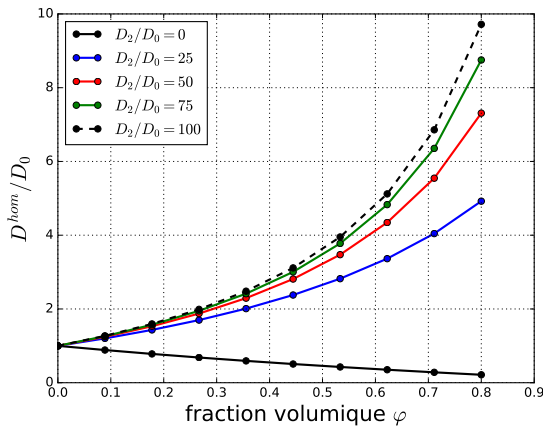


Fig. 7.30 – Evolution du coefficient de diffusion effectif du VER  $D^{\text{hom}}/D_0$  en fonction de la fraction volumique d'inclusion. ( $D_1 \ll D_0$ ;  $D_{\text{ITZ}}/D_0 = 5$ ;  $w = 0, 6$ ;  $e_{\text{ITZ}}/R \sim 100$ ).

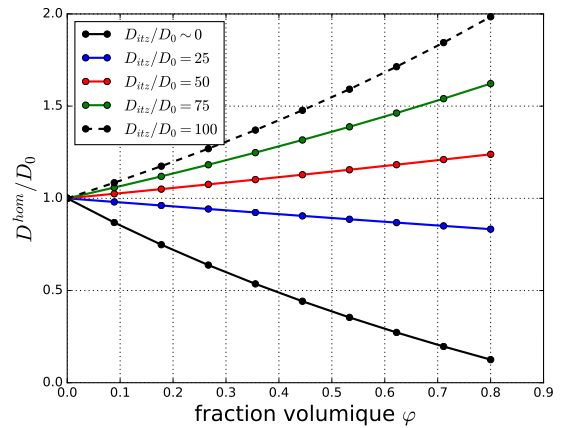


Fig. 7.31 – Evolution du coefficient de diffusion effectif du VER  $D^{\text{hom}}/D_0$  en fonction de la fraction volumique d'inclusion. ( $D_1 \ll D_2$ ,  $D_2/D_{\text{ITZ}} = 1$ ;  $w = 0, 6$ ;  $e_{\text{ITZ}}/R \sim 100$ ).

montrent que, pour une fraction volumique donnée, le coefficient de diffusion du VER

dépend de la diffusivité non seulement de la phase 2 (représentant l'ancien mortier) mais aussi de l'interphase (ITZ). En effet, plus l'ancien mortier est diffusif, plus les propriétés de diffusion du VER se dégradent avec une augmentation de son coefficient de diffusion effectif. Cette tendance est plus accentuée au niveau de l'ancien mortier qu'au niveau de la zone d'interphase (ITZ); un aspect dû à la faible fraction volumique des zones d'interface (liée à leur épaisseur souvent très faible).

### 7.7.2 Substitution des inclusions homogènes par des inclusions composites

Considérons un VER constitué d'une matrice (avec un coefficient de diffusion  $D_0$ ), et d'inclusions homogènes imperméables ( $D_1 = 0$ ) avec une ITZ diffuse (Fig. 7.32). On se propose dans cette partie d'étudier la sensibilité des propriétés effectives du VER

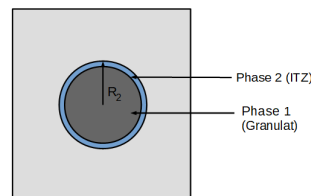


Fig. 7.32 – Représentation 2 D d'une inclusion homogène avec interphase diffuse dans un milieu infini

par rapport à une substitution des inclusions homogènes avec interfaces diffusives par des inclusions composites à 3 couches étudiées dans la section précédente. Les résultats

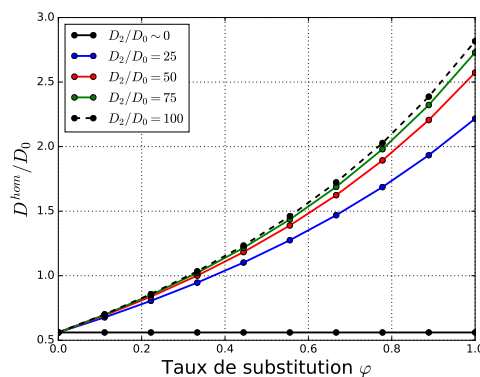


Fig. 7.33 – Effet de la substitution sur le comportement effectif du VER.  $D^{\text{hom}}/D_0$  en fonction de la fraction volumique d'inclusion. ( $D_1 \ll D_0$ ;  $D_{\text{ITZ}}/D_0 = 5$ ;  $w = 0,6$ ;  $e_{\text{ITZ}}/R \sim 100$ ).

montrent que, mis à part le cas  $D_2 \ll D_0$  (dans ce cas particulier l'inclusion composite rejoint l'inclusion homogène), la substitution des inclusions homogènes par des inclusions

composites influence les propriétés effectives du VER. Une sensibilité qui est directement dépendant de capacité de la phase 2 (ancien mortier) à laisser passer les particules de soluté en étude. Cette caractéristique, dans le cas des bétons recyclés peut être accentuée par la présence de microfissures ouvertes capables de favoriser la diffusion des espèces comme les ions chlorures (dans le cas des bétons).



# Propriétés effectives des BGR : prédictions des modèles & résultats expérimentaux

## Sommaire

---

<b>8.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>167</b>
<b>8.2</b>	<b>Représentation de la microstructure associée aux BGR</b>	<b>168</b>
<b>8.3</b>	<b>Estimation des propriétés élastiques des ITZ</b>	<b>169</b>
<b>8.4</b>	<b>Estimation du module d'élasticité effectif des BGR</b>	<b>170</b>
<b>8.5</b>	<b>Inclusion homogène équivalente</b>	<b>172</b>
<b>8.6</b>	<b>Estimation du coefficient de diffusion effectif des BGR</b>	<b>174</b>
<b>8.7</b>	<b>Effet du rapport <math>e/c</math> sur les propriétés de diffusion</b>	<b>176</b>
<b>8.8</b>	<b>Effet de la configuration des inclusions sur les propriétés de diffusion</b>	<b>177</b>
<b>8.9</b>	<b>Conclusion</b>	<b>179</b>

---

## 8.1 Introduction

Dans ce chapitre, on se propose d'alimenter les modèles établis dans le chapitre précédent par les données expérimentales obtenues sur la microstructure. A cet effet, nous proposons dans un premier temps une représentation de la microstructure des BGR avec un intérêt particulier sur la zone d'interface. L'objectif est de tirer profit des données obtenues par nanoindentation sur cette phase. Enfin, nous aborderons la phase consacrée à l'estimation des propriétés élastiques et de diffusion.



## 8.2 Représentation de la microstructure associée aux BGR

Dans cette partie, on se base sur les résultats et observations obtenus sur la microstructure pour proposer une microstructure simplifiée des bétons à base de granulats recyclés. Le VER proposé est constitué de trois différentes phases.

- Le nouveau mortier : C'est une phase que nous considérons comme homogène . Elle est caractérisée par des propriétés macroscopiques obtenues à travers des essais réalisés sur des éprouvettes de mortier . Il s'agit principalement des essais de module d'élasticité et de diffusion des ions chlorures.
- Les granulats naturels : Ils sont considérés comme des inclusions composites sphériques constituées d'un noyau rigide homogène et d' une interphase (ITZ) Fig.8.1.
- Les granulats recyclés sont représentés sous formes d'inclusions composites sphériques avec un cœur rigide entouré d'ancien mortier et d'une interphase (ITZ) Fig.8.1. Compte tenu du faible contraste entre l'ancien mortier et le nouveau mortier, nous privilégions les configurations d'inclusions composites concentriques ( $\alpha = 0$ ) dans cette étude.

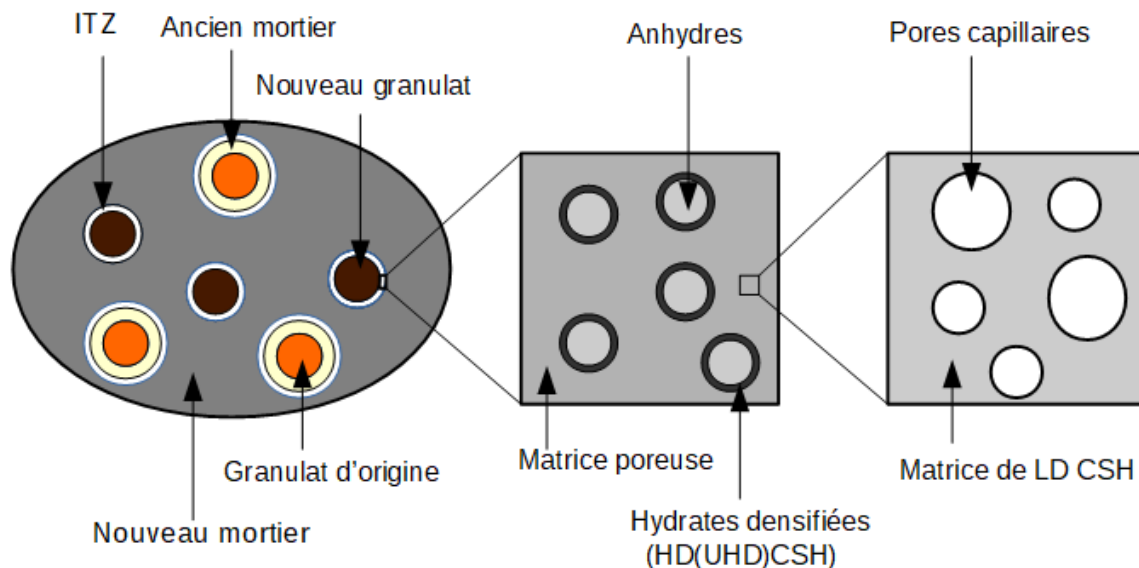


Fig. 8.1 – Représentation de la microstructure des BGR

Par souci de simplification, nous considérons une seule ITZ autour des granulats (naturels comme recyclés). Les propriétés de cette interphase (à l'échelle des phases d'hydrates) ont été déterminées par nanoindentation. Par ailleurs une reconstitution de la microstructure est proposée en s'inspirant du modèle d'hydratation proposé par Sanahuja

et al.[97]. Nous considérons donc la pâte de ciment de l'ITZ comme étant constituée à l'échelle  $1(10^{-6} - 10^{-4}\text{m})$  de grains anhydres entourés d'hydrates densifiées (dénommées inner dans [97]); l'ensemble est plongé dans une matrice poreuse constituée d'hydrates basses densités et de pores capillaires. Les grains d'anhydres entourés d'hydrates hautes densités sont considérés comme des inclusions composites sphériques à 2 couches et les pores capillaires sont représentés sous formes d'inclusions sphériques (Fig.8.1).

### 8.3 Estimation des propriétés élastiques des ITZ

Le raisonnement mené dans cette partie repose sur une hypothèse concernant le rapport entre la porosité de l'ITZ et celle de la pâte de ciment hors de l'ITZ. En effet, il existe peu de travaux sur la porosité de l'ITZ du fait de la complexité des approches de mesure. Scrivener et al.[100], grâce aux essais de porosimétrie au mercure réalisés sur du béton, ont déterminé un profil de la porosité en fonction de la distance au granulat (Fig.1.15). Ces résultats seront repris par d'autres études [15, 87]. Dans notre approche, nous supposons une distribution homogène des pores dans l'ITZ (pas de gradient de porosité) et par conséquent on fixe tout comme dans [53, 89], le rapport entre la porosité de l'ITZ et celle de la pâte hors de l'ITZ à  $3/2$ . Une fois ce paramètre fixé, l'approche consiste à déterminer la fraction volumique de pores capillaires dans l'ITZ grâce au modèle de Powers et à réajuster les autres fractions volumiques obtenues à la nanoindentation. La pâte de ciment dans l'ITZ est alors constituée de grains de clinker entourés d'hydrates hautes densités (HD CSH); le tout plongé dans une matrice poreuse faite à partir d'hydrates basses densités (LD CSH) et des porosités capillaires (Fig. 8.1). La fraction volumique des pores capillaires est déterminée grâce au modèle de Powers :

$$f_{pc} = \frac{e/c - 0,36\alpha}{e/c + 0,32} \quad (8.1)$$

Avant d'estimer le module d'élasticité de la pâte d'ITZ, nous avons testé notre modèle simplifié sur une pâte de ciment hors ITZ. A cet effet, nous avons pris en compte, dans un premier temps, les résultats de module d'élasticité de la pâte (obtenus à travers les essais macroscopiques) puis ceux obtenus à l'échelle des phases de la pâte de ciment (obtenus par nanoindentation). L'objectif est de vérifier la pertinence du modèle à travers une confrontation des résultats. Par ailleurs, notons qu'étant donnée que l'essai de nanoindentation ne prend en compte les fractions volumiques de pores capillaires, un réajustement des différentes fractions volumiques s'impose. On écrit donc que pour une phase  $i$  identifiée par nanoindentation, sa fraction volumique  $f_i$  s'écrit sous la forme :

$$f_i = f_i^{\text{nano}}(1 - f_{pc}) \quad (8.2)$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 8.1. Ces résultats montrent que, le

Phases	Echéances (jours)	E(GPa) Modèle	E(GPa) Essais macro
Pâte de ciment	28	22,79	21,98±1,56
	90	24,33	22,54 ±1,4
ITZ	28	18,82	-
	90	20,58	-

Tab. 8.1 – Module d'élasticité de la pâte de ciment et de l'ITZ ( $\alpha = 0,85$ ;  $f_{pc} = 0,15$  à 28 jours et  $\alpha = 0,94$ ;  $f_{pc} = 0,11$  à 90 jours).

modèle, bien qu'étant simplifié, donne des estimations du module d'élasticité acceptables par comparaison aux essais macroscopiques sur la pâte simple (en partant des données obtenues par nanoindentation). L'erreur relative commise par rapport aux valeurs expérimentales est environ 5%. Cette comparaison nous permet d'accorder du crédit au module de l'ITZ tel que donné par le modèle, d'autant puisqu'il est impossible d'obtenir directement les propriétés macroscopiques sur cette phase (par indentation par exemple).

## 8.4 Estimation du module d'élasticité effectif des BGR

On s'intéresse à présent aux propriétés élastiques des bétons à base de granulats recyclés en étude. On s'appuie donc sur le modèle décrit au chapitre 7. Le principe consiste à prédire le module d'élasticité de ces bétons pour différents taux de substitution des granulats naturels par des granulats recyclés. Du point de vue de la modélisation, nous considérons dans cette partie les granulats recyclés comme des inclusions composites concentriques ( $\alpha = 0$ ) pour lesquelles les propriétés de certaines phases ont été déterminées par nano ou micro indentation : c'est le cas du granulat d'origine, de l'ancien mortier, et de la nouvelle ITZ. Rappelons que la nouvelle ITZ est l'interphase formée entre les granulats et la nouvelle matrice ou le nouveau mortier. Par ailleurs, nous faisons l'hypothèse que les propriétés de l'ancien mortier (pour ce qui est des granulats recyclés) incluent celle de l'ancienne ITZ. Cette hypothèse permet donc de considérer une adhésion parfaite entre ancien granulat et ancien mortier. Sur le plan de l'homogénéisation multi-échelle, le schéma de Mori-Tanaka a été choisi pour rendre compte des interactions entre les différentes phases. Le principe consiste à partir d'un béton naturel (0% de GR), et à remplacer progressivement les GN par des GR, tout en gardant fixe la fraction volumique de la matrice. En désignant par  $\lambda$  la fraction volumique de granulats recyclés et par  $f$  celle de granulats naturels, on écrit le tenseur de rigidité du VER sous la forme :

$$\mathbb{C}^{\text{hom}} = \left( (1-f)\mathbb{B}_m + f(1-\lambda)\mathbb{B}_{GN} + f\lambda\mathbb{B}_{GR} \right) : \left( (1-f)\mathbb{A}_m + f(1-\lambda)\mathbb{A}_{GN} + f\lambda\mathbb{A}_{GR} \right)^{-1}$$

avec les tenseurs  $\mathbb{A}$  et  $\mathbb{B}$  définis dans l'équation (7.2)

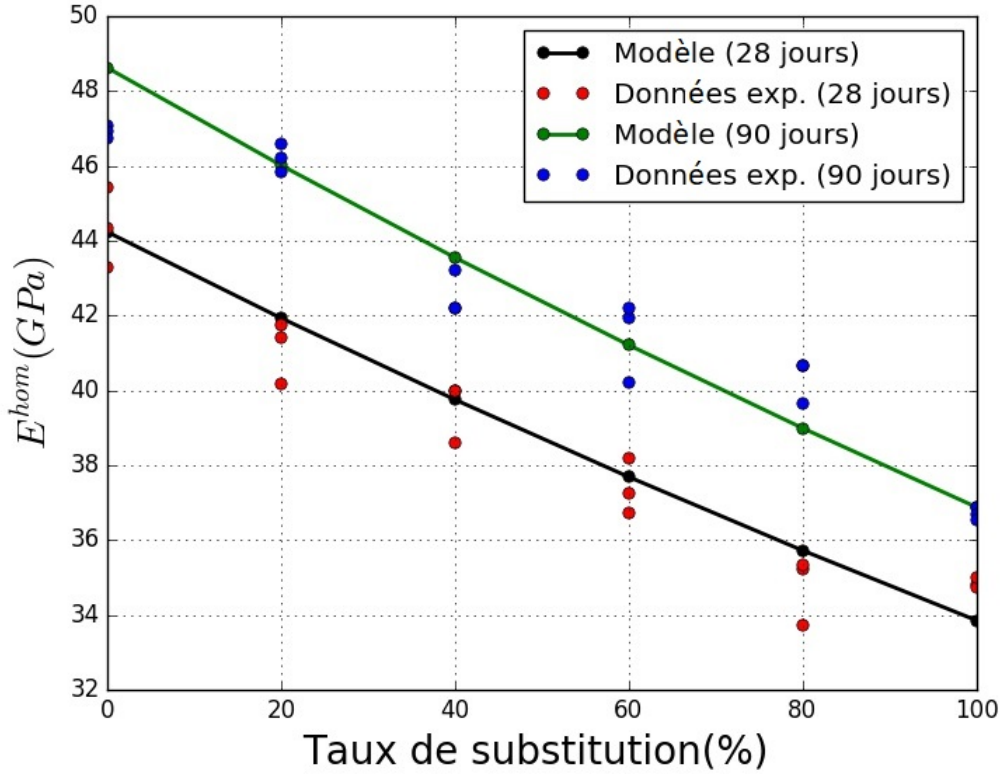


Fig. 8.2 – Evolution du module d'élasticité en fonction des différents taux de substitution pour des bétons à 28 jours et 90 jours.

Les résultats présentés sur la figure 8.2, montrent la diminution du module d'élasticité du VER pour des taux de substitution croissants. Ces résultats se situent dans la tendance générale des valeurs expérimentales (obtenues sur des éprouvettes de bétons) et qui montrent l'influence de l'ancien mortier sur les propriétés élastiques homogénéisées des VER de BGR. En effet, ces résultats montrent que la substitution des inclusions homogènes (en référence aux granulats naturels) par des inclusions composites (GR) entraîne une diminution du module d'élasticité des VER et cet effet est dû aux propriétés de la phase 2 (représentant l'ancien mortier Fig.7.2 :concentric) dans ces inclusions composites. Quant aux zones d'interface (ITZ modélisées comme interphases), leurs épaisseurs (très faibles 50 $\mu\text{m}$  donc  $e_{\text{ITZ}}/R \sim 1/100$  (Fig.7.24)) ainsi que leurs propriétés élastiques (proches de celui du nouveau mortier  $E_{\text{ITZ}}/E_0 = 0,65$ ) ne permettent pas de leur attribuer un rôle prépondérant dans les propriétés élastiques effectives des VER de bétons recyclés (comme le montre les résultats de la figure 7.23).

Par ailleurs, le cas où les granulats recyclés sont considérés comme des inclusions non concentriques devrait donner des résultats semblables, compte tenu du contraste entre les phases du granulat recyclé ( $E_1/E_2 \simeq 6$ ). En effet pour de faibles contrastes et compte tenu de la taille des interphases, la différence entre les configurations testées n'est pas de nature à créer une différence notable sur les propriétés élastiques des VER considérés (Fig. 7.19-7.21). Néanmoins, ils pourraient jouer un rôle non négligeable sur les propriétés de durabilité ou encore dans les mécanismes de rupture de ces bétons.

## 8.5 Inclusion homogène équivalente

On se propose, dans cette partie, de mettre en œuvre l'approche développée dans le chapitre 7. Il s'agit, en effet, de remplacer les inclusions composites (en référence aux granulats recyclés) par des inclusions homogènes équivalentes en mesure de se comporter de façon identiques comme les granulats composites. Deux types de granulats recyclés ont été considérés dans cette approche comme indiqués sur la figure 8.3.

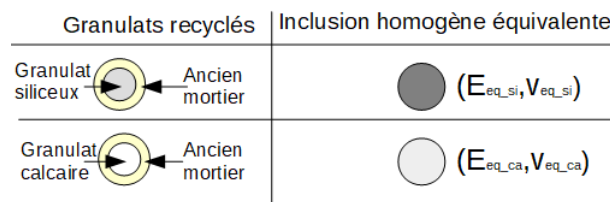


Fig. 8.3 – Equivalence entre granulats recyclés et inclusions homogènes

Pour différents rapports  $e/c$  ces inclusions composites ont été remplacées par des inclusions homogènes équivalentes dans les VER considérés et les propriétés élastiques de ce dernier évalués pour différents taux de substitution. Dans l'approche développée au chapitre 7, il a été démontré que les propriétés de l'inclusion homogène équivalente dépendent de celles de la matrice. On se propose donc d'évaluer dans un premier temps, pour les différents rapports  $e/c$  testés, le module d'élasticité des mortiers correspondant (mis à part le cas  $e/c = 0.42$  pour lequel nous disposons des valeurs expérimentales). On

$e/c$	E(GPa) Modèle	E(GPa) Essai macroscopique
0,35	40	-
0,42	34	$36,5 \pm 1, 49$
0,49	27	-

Tab. 8.2 – Module d'élasticité du mortier (à 90 jours) pour différents rapports  $e/c$ .

s'appuie donc sur le modèle de Sanahuja et al. [98] présenté au chapitre 1 pour évaluer le

module d'élasticité des mortiers, connaissant le rapport  $e/c$  et le degré d'hydratation de la pâte de ciment à 90 jours<sup>1</sup>. Le tableau 8.2 présente les modules d'élasticité des mortiers pour ces différents rapports  $e/c$ . La seule comparaison avec les mesures expérimentales macroscopiques montre que l'erreur commise par le modèle est autour 7%, ce qui permet d'accorder du crédit aux autres estimations ( $e/c = 0,35$  et  $0,49$ ). Pour ces différentes valeurs (de module d'élasticité des mortiers (Tab.8.2)), les modules d'élasticité des granulats homogènes équivalents sont résumés dans le tableau 8.3. Comme déjà abordé dans

$e/c$	$E_{eq\_ca}$ (GPa)	$\nu_{eq\_ca}$	$E_{eq\_si}$ (GPa)	$\nu_{eq\_si}$
0,35	25,99	0,23	29,53	0,17
0,42	25,96	0,23	29,46	0,17
0,49	25,90	0,23	29,34	0,17

Tab. 8.3 – Propriétés élastiques des granulats homogènes équivalents

le chapitre 7, les résultats montrent que les modules d'élasticité des inclusions homogènes équivalentes dépendent très faiblement des propriétés de la matrice (pour des contrastes rencontrés dans les BGR). L'erreur commise, en négligeant cette variation, est de l'ordre de 1% maximum.

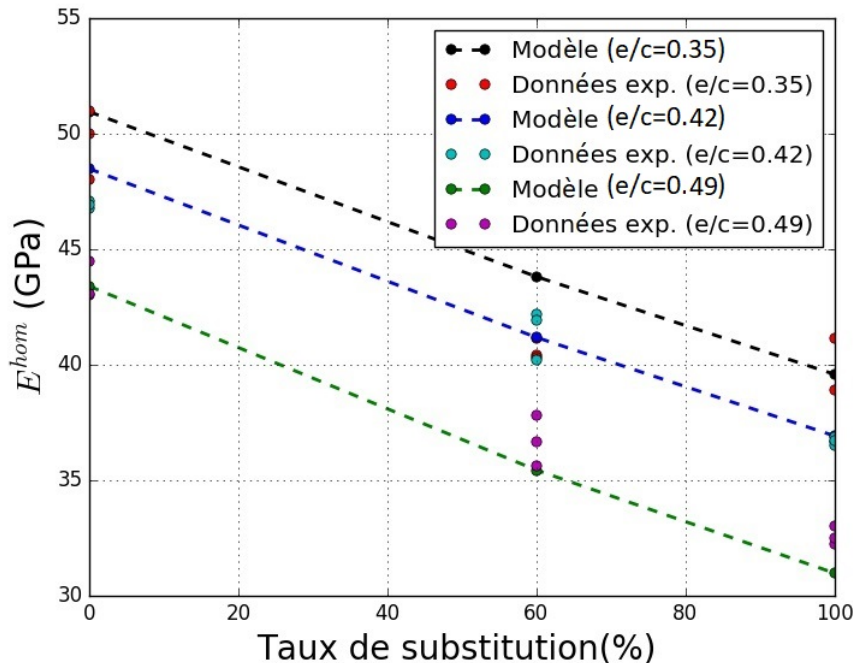


Fig. 8.4 – Modules d'élasticité des BGR (à 90 jours) pour différents rapports  $e/c$

De plus, les résultats présentés sur la figure 8.4 montrent que, l'approche d'inclusions homogènes équivalentes permet d'obtenir des estimations des propriétés élastiques des

1. On suppose un degré d'hydratation  $\alpha = 0,94$  à cette échéance pour toutes les formules

BGR (qui sont dans la tendance générale de celles des valeurs expérimentales). On déduit donc que la faible dépendance des propriétés de ces inclusions homogènes équivalentes vis à vis des propriétés de la matrice (pour de faibles contrastes) permet de traiter des granulats composites comme des inclusions homogènes avec à la clé, des résultats qui ne sont pas éloignés des données expérimentales. C'est une approche qui permet, par la même occasion, de réduire la complexité de ces problèmes (moins de paramètres inconnus à gérer).

## 8.6 Estimation du coefficient de diffusion effectif des BGR

Tout comme en élasticité, on se propose de modéliser les propriétés de diffusion des BGR. Nous considérons donc un VER constitué d'une phase matricielle représentant le nouveau mortier avec un coefficient de diffusion connu (expérimentalement) et des inclusions composites à noyaux imperméables (avec une interphase diffusive). Le principe consiste à remplacer progressivement des inclusions composites à 2 couches (noyaux imperméable avec interphase diffusive) par des inclusions composites à 3 couches comptant pour les granulats recyclés (Fig.8.5).

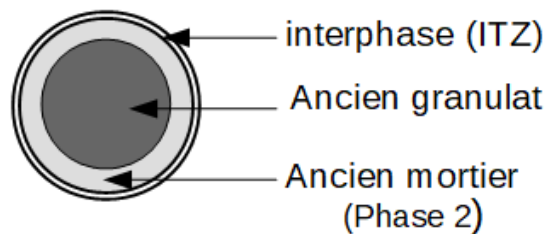


Fig. 8.5 – Structure simplifiée d'un granulats recyclés

Nous supposons à cet effet que la phase 1 aussi bien pour les GN que pour les GR est non diffusive ( $D_1 = 0$ ). Le coefficient de diffusion des ions chlorures dans le mortier (avec un rapport  $e/c=0,42$ ) ayant été déterminé expérimentalement, ces valeurs seront attribuées aux propriétés de la matrice du VER. Quant aux coefficients de diffusion des ITZ (anciennes comme nouvelles) elles sont difficilement accessibles tout comme le coefficient de diffusion de l'ancien mortier. Pour ce dernier d'ailleurs, un essai de diffusion a été réalisé sur un béton reconstitué avec les mêmes constituants et les résultats rappelés ci-dessous : (tableau 8.4). Le coefficient de diffusion, tel que présenté dans le tableau 8.4, ne pourra servir que d'indication sur les propriétés de diffusion du béton avant le concassage. En effet, les fissures (Fig. 5.17) induites par ce processus favorisent la migration des ions chlorures ; ce qui est susceptible de modifier les propriétés de l'ancien mortier après

Phases	Nouveau mortier	Béton d'origine
Coefficient de diffusion $\times 10^{-12}(m^2/s)$	2,66	0,0164

Tab. 8.4 – Coefficient de diffusion du nouveau mortier ( $e/c = 0,42$ ) et du béton d'origine (résultats expérimentaux à 90 jours).

concassage. Par conséquent, les anciens mortiers (avant et après concassage) n'ont pas les mêmes propriétés de résistance à la pénétration des ions chlorures. L'approche de calcul consiste donc à faire entrer les données disponibles sur la microstructure (coefficient de diffusion de la matrice, sa fraction volumique ainsi que celle des inclusions,...), ensuite un processus d'optimisation par les moindres carrés permet d'obtenir des estimations aussi bien du coefficient de diffusion de l'ancien mortier que celui de la nouvelle ITZ.

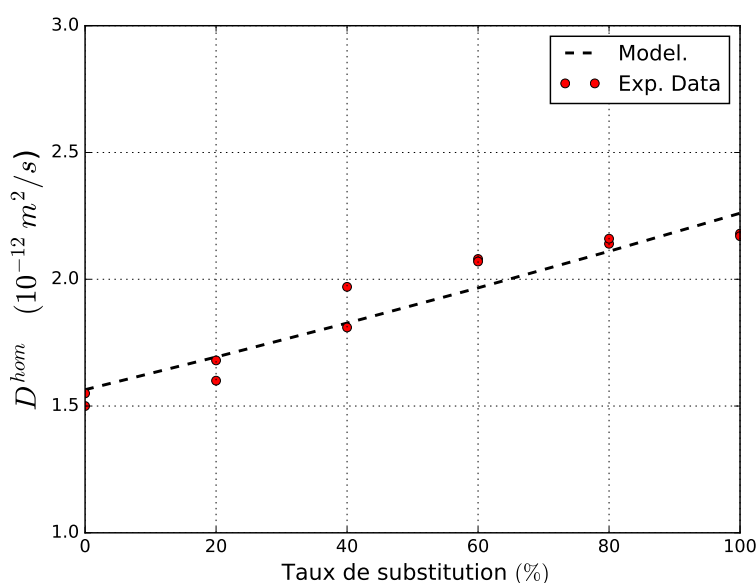


Fig. 8.6 – Evolution du coefficient de diffusion effectif des BGR suivant les taux de substitution (résultat obtenu pour  $D_2 = 4,43 \times 10^{-12} m^2/s$ ,  $D_{ITZ} = 3,9 \times 10^{-11} m^2/s$ ).

Les résultats du modèle indiquent que le coefficient de diffusion effectif augmente avec la quantité de granulats recyclés dans le béton. Cette tendance suit celle obtenue à travers les résultats expérimentaux. De plus, ce rapprochement avec les valeurs expérimentales est obtenu pour un coefficient de diffusion  $D_2 = 4,43 \times 10^{-12} m^2/s$  pour l'ancien mortier et  $D_{ITZ} = 3,9 \times 10^{-11} m^2/s$  pour celui de l'ITZ, ce qui montre que l'ITZ est potentiellement la zone la plus diffusive du fait de sa porosité élevée; une caractéristique qui se trouve amplifiée par la présence de microfissures.



## 8.7 Effet du rapport $e/c$ sur les propriétés de diffusion

On se propose dans cette partie, d'estimer à travers le modèle, les coefficients de diffusion des BGR pour différents  $e/c$  étudiés dans le chapitre 3. A cet effet, on fait l'hypothèse que le coefficient de diffusion de l'ancien mortier demeure insensible aux différents rapports  $e/c$  contrairement à celui du nouveau mortier ou encore de la nouvelle ITZ. Par conséquent, on prend pour coefficient de diffusion de l'ancien mortier, la valeur trouvée par optimisation dans la partie précédente ( $D_2 = 4,43 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ ) pour  $e/c = 0,42$ . La figure 8.7 montre l'évolution comparée du coefficient de diffusion effectif des BGR pour différents taux de substitution et différents rapports  $e/c$ .

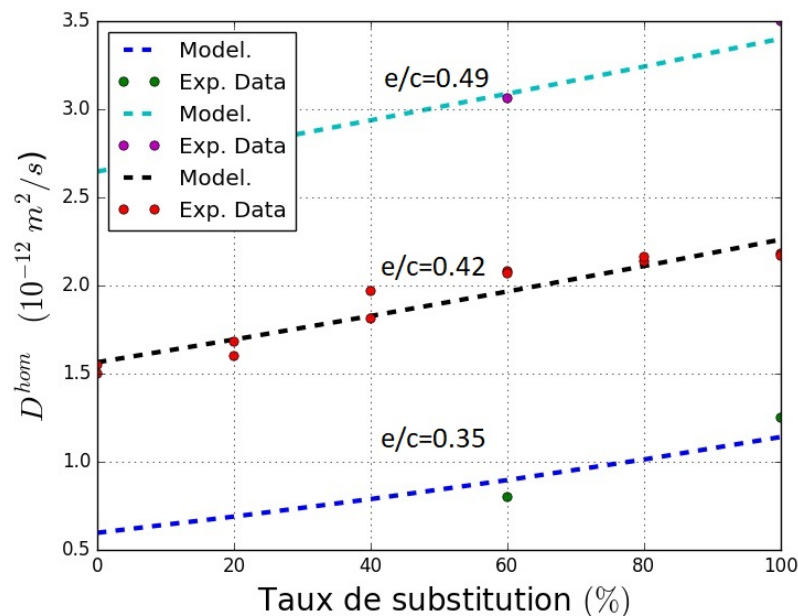


Fig. 8.7 – Coefficient de diffusion effectif des BGR suivant les rapports  $e/c$ . Comparaison entre prédictions du modèle (pointillés) et résultats expérimentaux (points).

On déduit que le modèle ainsi établi permet d'obtenir des résultats qui sont dans la tendance générale des résultats expérimentaux. De plus, les meilleurs rapprochements des prédictions du modèle avec les résultats expérimentaux sont obtenus pour des valeurs optimisées du nouveau mortier  $D_{nm}$  et de celles de l'ITZ  $D_{ITZ}$  pour  $e/c = 0,35$  et  $0,49$  résumés dans le tableau 8.5.

Les résultats montrent une augmentation du coefficient de diffusion du mortier avec le rapport  $e/c$ . Un résultat logique, puisque la porosité des mortiers augmente avec l'augmentation du rapport  $e/c$ . Par ailleurs, les valeurs des coefficients de diffusions des zones d'interface laisse présager que ces zones sont des milieux avec une porosité connecté assez conséquent en mesure de faciliter la diffusion des particules de soluté. De plus, ces résultats traduisent bien la dépendance des coefficients de diffusions des ITZ vis à vis des

$e/c$	$D_{nm}(10^{-12}m^2/s)$	$D_{ITZ}(10^{-12}m^2/s)$
0,35	0,9	25,3
0,42	2,66*	39
0,49	4,8	40,5

Tab. 8.5 – Propriétés optimisées du nouveau mortier ( $D_{nm}$ ) et de la nouvelle ITZ ( $D_{ITZ}$ ) pour différents rapports  $e/c$ .(\* valeur expérimentale)

différents rapports  $e/c$

## 8.8 Effet de la configuration des inclusions sur les propriétés de diffusion

On s'intéresse à présent à l'effet de la configuration du GR sur les propriétés de diffusion des BGR. On considère à cet effet, une configuration non concentrique (avec  $\alpha = 0,14$ , Fig.8.8) avec une interface diffuse caractérisée par un coefficient de diffusion surfacique  $\eta$  ( $\eta = D_{ITZ} \times e_{ITZ}$ ) où  $e_{ITZ}$  désigne l'épaisseur de l'interphase équivalente avec la même propriété de diffusion. Le principe consiste prédire le coefficient de diffusion effectif des BGR pour différents taux de substitution des inclusions homogènes à interface diffuse (en référence aux granulats naturels) par des inclusions composites à interface (granulats recyclés).

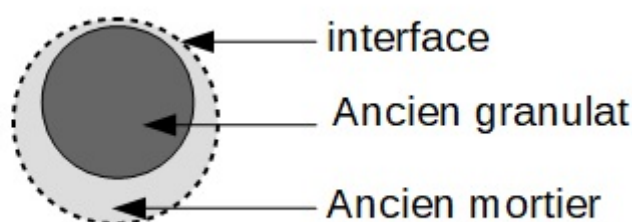


Fig. 8.8 – Inclusion non concentrique ( $w = 0,6; \alpha = 0,14$ )

Les résultats Fig.8.9 montrent que la configuration non concentrique étudiée donne de bonnes estimations du coefficient de diffusion des BGR pour différents taux de substitution mais avec des propriétés de diffusion de l'ancien mortier ainsi que de l'ITZ différente de celle du cas concentrique étudié précédemment. En effet, comme indiqué le tableau comparatif 8.6, on déduit que le choix de la configuration a un effet sur les propriétés de diffusion de l'ancien mortier ainsi que de la zone d'interface. L'excentrement de l'ancien granulat (supposée imperméable) fait diminuer les coefficients de diffusions respectivement

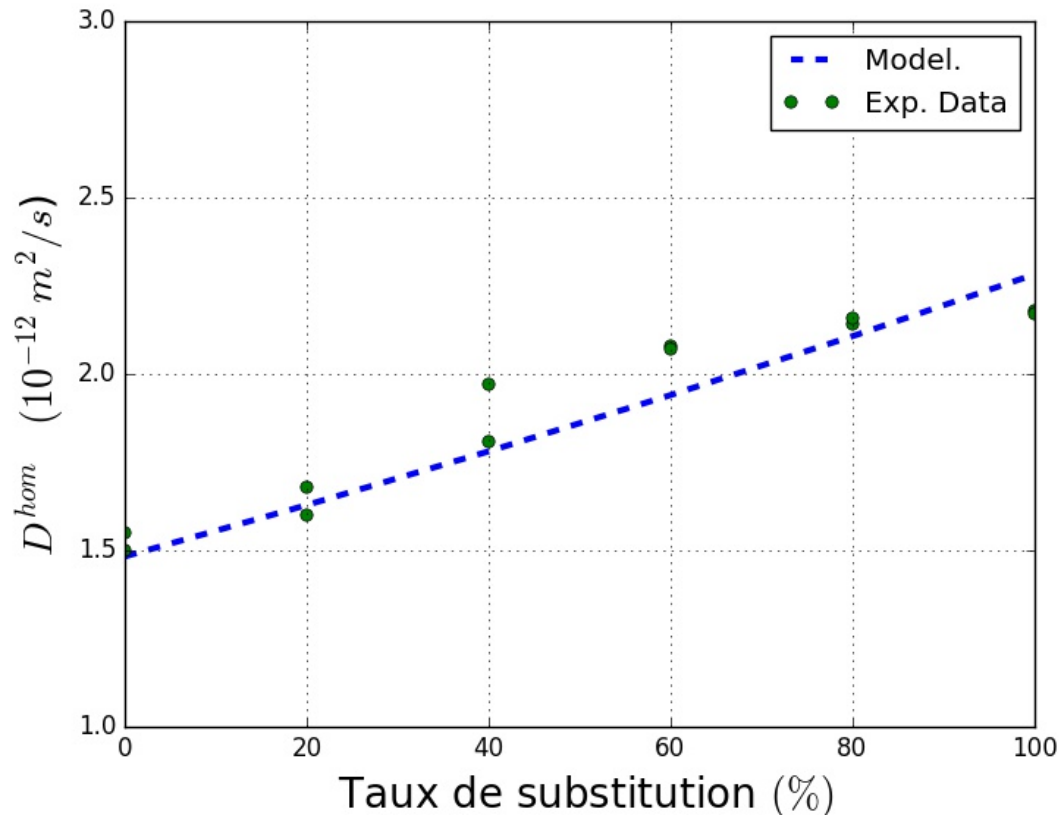


Fig. 8.9 – Comparaison des coefficients de diffusion (modèle et essais de diffusion) effectifs pour différents de substitution avec une configuration non concentrique ( $\alpha = 0,14$ ;  $w=0,6$ )

de l'ancien mortier et de la nouvelle ITZ par comparaison à la configuration concentrique étudiée dans la section précédente.

Configuration	$D_2(10^{-12}m^2/s)$	$D_{ITZ}(10^{-12}m^2/s)$
Concentrique	4,43	39
Non concentrique	1,7	8

Tab. 8.6 – Comparaison des coefficients de diffusion optimisés de l'ancien mortier et de la nouvelle ITZ suivant les configurations ( $e/c=0,42$ )

Enfin, remarquons que la notion d'inclusion équivalente (comme abordée en élasticité) devient complexe en diffusion et en particulier pour des inclusions avec interfaces diffusives. En effet, si en élasticité il a été démontré que les ITZ, compte tenu de leur épaisseur et de leur propriétés mécaniques (dans le cas spécifique des bétons en études), n'influencent pas de façon notable les propriétés effectives des BGR (Fig.7.23-7.24), en diffusion par contre, les ITZ, du fait de leur porosité élevée jouent un rôle prépondérant

dans les propriétés de transfert des BGR [85]; Cet aspect met à mal la notion d'inclusion équivalente puisque les propriétés de cette phase varient avec celles de la matrice. De ce fait, les variations des propriétés de l'inclusion équivalente ne sauraient dépendre uniquement du comportement de la matrice.

## 8.9 Conclusion

L'approche de modélisation abordée dans cette dernière partie a permis d'évaluer l'impact de différents paramètres sur les propriétés effectives des VER de BGR. Il en ressort que les zones d'interphase (ITZ), du fait de leur faible épaisseur et de leurs propriétés mécaniques (faible contraste avec les autres phases) n'influencent pas sensiblement les propriétés élastiques (module d'élasticité par exemple) des bétons à base de granulats recyclés. Cependant, les propriétés de l'ancien mortier sont responsables de la dégradation des propriétés mécaniques et de durabilité des BGR. En effet, à cause de leur mécanisme de fabrication, ils contiennent les stigmates du processus de concassage (présences de microfissures) qui amoindrissent leurs propriétés mécaniques et de durabilité. Cette approche de modélisation a aussi permis de proposer une microstructure simplifiée de BGR qui, bien que perfectible, a permis de rendre compte des propriétés macroscopiques (module d'élasticité et propriété de diffusion) en tirant profit des informations accessibles sur la microstructure. Les données obtenues à la nano et microindentation ont été mis à profit dans l'estimation des propriétés de l'ITZ et de l'ancien mortier tandis que les résultats des essais de masse volumique, d'absorption d'eau et ceux des différents essais mécaniques et de durabilité ont servi non seulement de données d'entrées mais aussi de paramètres de comparaison avec les résultats du modèle.

## Conclusion générale et perspectives

Les études expérimentales et théoriques menées dans ce travail avaient pour objectifs de caractériser et de modéliser les propriétés des bétons hautes performances (bétons pour ouvrages d'art) contenant différentes quantités de granulats recyclés.

- Sur le plan de la caractérisation macroscopique, une série d'essais a permis de montrer dans un premier temps que les bétons à base de granulats recyclés sont moins denses (à l'état frais ou durci) que les bétons classiques (sans granulats recyclés). Un résultat qui s'explique par la densité des granulats recyclés qui sont souvent inférieures à celles des granulats naturels. De plus, les essais de retrait menés sur ces bétons à base de granulats recyclés ont permis de montrer que même si les variations dimensionnelles sont nettement moindres (moins de 0.05%), elles demeurent sensibles à la quantité de granulats recyclés présents dans le béton.

Par ailleurs, les essais de résistance à la compression menés sur les éprouvettes fabriquées ont montré qu'il est possible d'obtenir des bétons à hautes performances (environ 60 MPa à 28 jours) en substituant jusqu'à 40% de granulats naturels par des granulats recyclés. En effet, la relative diminution de la résistance à la compression (due à la présence de granulats recyclés) s'évalue autour 8,37% à 90 jours entre C[0] et C[40] et atteint 12,33% pour une substitution totale des granulats naturels par des granulats recyclés. Cette diminution est due aux propriétés des granulats recyclés qui contiennent une quantité non négligeable (jusqu'à 40% en moyenne) d'ancien mortier ; une phase déjà fragilisé par les processus de fabrication des GR. Pour conforter cette hypothèse, une reconstitution du béton et du mortier d'origine (dont sont issus les GR) a été réalisée (avec les mêmes compositions) ; les résultats indiquent une résistance à la compression à 28 jours de 45 MPa tandis que celle du mortier d'origine vaut 71,69 MPa à 90 jours. Ces valeurs du mortier et du béton d'origine avant et après concassage, nous donnent des indications sur l'effet du processus de concassage sur les propriétés mécaniques de l'ancien mortier.

Le module d'élasticité des BGR, quant à lui, est plus sensible à la quantité ainsi qu'aux propriétés élastiques de granulats recyclés présents dans la microstructure. On a observé une relative diminution de 10,02% à 90 jours entre C[0] et C[40] ; une diminution qui atteint 25% pour un béton C[100]. Ce comportement est lié au module élastique des granulats recyclés et plus particulièrement aux propriétés élastiques de l'ancien mortier. En effet, les essais de module d'élasticité combinés à ceux de microindentation montrent que le mortier d'origine (ou ancien mortier) perd plus de 50% de sa valeur avant et après concassage ; passant ainsi de 35,62 GPa (avant concassage) à 16,33 GPa (après concassage). Ces résultats confortent

l'hypothèse de la responsabilité de l'ancien mortier dans la relative baisse observée au niveau du module des BGR (comparé aux bétons classiques).

Quant au mécanisme de rupture observé, il a aussi été montré que, si jusqu'à 28 jours, les plans de rupture passaient préférentiellement dans l'ancien mortier et dans les zones d'interface, cette tendance s'équilibre à 90 jours avec des plans de rupture qui passent aussi bien dans les granulats que dans l'ancien mortier ou encore dans les zones d'interface (ITZ).

Cette étude a aussi permis d'étudier les propriétés de durabilité des bétons hautes performances contenant des granulats recyclés. Il en ressort que, du fait de la porosité du béton qui évolue avec l'augmentation de la quantité de granulats recyclés, ces BGR voient leurs propriétés de durabilité se dégrader. Ce phénomène est logiquement lié à la porosité intrinsèque (élevée) des granulats recyclés comparativement aux granulats naturels. De plus, à cause d'un empilement non optimisé des granulats recyclés (du fait de leur angularité), on assiste au développement des pores propice à la propagation d'agents agressifs au béton. Néanmoins, il a aussi été montré que cette dégradation des propriétés de diffusion peut être endiguée du moins partiellement à travers une réduction de la porosité du mortier ou de la pâte de ciment à travers un ajustement du rapport eau/ciment.

Un dernier aspect abordé dans la caractérisation macroscopiques des bétons à base de granulats recyclés est l'approche de compensation des propriétés mécaniques. Il a été montré que l'approche de surdosage en ciment (ou de réduction du rapport eau/ciment), même si elle permet de compenser la baisse de la résistance à la compression, elle ne permet pas de compenser simultanément toutes les autres propriétés (module d'élasticité, diffusion des ions chlorures, retrait). Une considération de tous les paramètres en fonction des sollicitations (degré d'exposition) du béton est donc nécessaire.

- Sur le plan de la caractérisation microscopique, l'approche d'indentation a permis de montrer que, du fait de la taille réduite de la zone d'interface autour des granulats, il est techniquement impossible de déterminer les propriétés effectives des zones d'interfaces par microindentation. En effet, ces propriétés, loin de représenter les modules d'indentation de ces phases seraient plutôt les caractéristiques d'un milieu composite constitué du granulat voisin et de l'interface. L'approche adoptée dans ce travail (tout en restant perfectible) permet d'accéder aux propriétés des différentes phases (à l'échelle des hydrates) dans l'ITZ. De plus les résultats de nos mesures montrent que les propriétés élastiques des phases dans l'ITZ ne diffèrent pas de celles de zones hors d' ITZ. Ce résultat permet de mettre en évidence la présence de porosité, responsable des propriétés mécaniques amoindries souvent rapportés

dans la littérature [85, 115]. Cette caractéristique est difficile à prendre en compte avec l'approche de nanoindentation. Enfin, l'essai de microindentation sur l'ancien mortier a permis de montrer que cette phase a perdu plus de 50% de la valeur de son module d'élasticité avant et après concassage ; Un résultat qui a permis de conforter les hypothèses émises sur les raisons de la relative diminution des propriétés mécaniques des BGR.

- Sur le plan de la modélisation micromécanique, ce travail a permis dans un premier temps de revisiter le problème d'inclusion pour des configurations complexes (en référence aux granulats recyclés). Une nouvelle approche de résolution numérique de ces problèmes a été développée en élasticité puis en diffusion avec comme résultat principal, la convergence rapide des solutions (comparée à l'approche classique). De plus, une étude paramétrique a aussi été menée, permettant d'évaluer l'impact des paramètres comme la nature composite de l'inclusion, la distribution des phases dans les inclusions composites, l'effet des interphases ou interfaces ou encore l'impact du contraste entre les phases de l'inclusion composite sur les propriétés effectives du VER. Il a été montré à travers les résultats de cette étude, qu'à défaut d'un contraste assez important ( $E_1/E_2 < 6$ , Fig.7.19-7.21,8.2) entre les granulats d'origine et l'ancien mortier, les granulats recyclés pouvaient être assimilés à des inclusions composites concentriques. De plus, les interfaces, du fait de leur faible épaisseur n'influencent pas sensiblement le module d'élasticité des VER.

Par ailleurs, cette partie a permis d'aborder le notion d'inclusion équivalente. Il s'agit en effet de chercher les propriétés d'une inclusion homogène susceptible de se comporter comme une inclusion composite. Il a été démontré qu'en fonction de la configuration de l'inclusion ainsi que des propriétés en étude, cette approche peut être envisageable . En effet, en élasticité, les inclusions sphériques concentriques possèdent un module de compression équivalent indépendant des propriétés du milieu de référence, contrairement à leur module de cisaillement qui dépend du milieu dans lequel l'inclusion composite est plongée. De même, pour des configurations plus complexes, les modules de compression et de cisaillement équivalents dépendent tous des propriétés du milieu de référence, en élasticité comme en diffusion. Cependant il est tout de même possible de remplacer une inclusion composite concentrique par une inclusion homogène équivalente en diffusion puisque les propriétés de cette dernière sont indépendantes du milieu de référence.

Enfin, le chapitre 8 a permis de mettre en cohérence les propriétés microstructurales obtenues avec celles obtenues à l'échelle macroscopique. Une représentation très simplifiée de la microstructure a été proposée et permet de rendre compte des propriétés effectives des bétons à base de granulats recyclés. Les modules d'élasticité

homogénéisés obtenus par le modèle (qui demeure perfectible) sont en concordance avec les résultats expérimentaux. De plus, sur le plan de la modélisation des propriétés de diffusion, le meilleur rapprochement avec les valeurs expérimentales a permis de montrer que l'ancien mortier tout comme l'ITZ sont des zones très diffusives. Ces résultats viennent confirmer les observations et constats faits par plusieurs auteurs [57, 85, 110]

De façon générale, les différentes études menées dans ce travail ainsi que les résultats obtenus constituent des pistes visant à plaider en faveur d'un adoucissement de la réglementation sur l'usage des quantités de plus en plus élevées de GR. Ce travail mérite d'être poursuivi et les résultats consolidés par l'utilisation des granulats issus de différentes sources.

Pour la suite de ce travail, une prise en compte du comportement à long terme des bétons à base de granulats recyclés pourrait être envisagée (étude du fluage des bétons à base de granulats recyclés) tout comme l'effet de l'ajout des additions minérales (fines, laitiers) sur le comportement de ces bétons. De plus, une caractérisation des propriétés des mortiers pour les différents rapport  $e/c$  étudiés pourrait être envisagée et pourront servir de paramètres d'entrée à un modèle multi-échelle. Sur le plan de la modélisation, une étude approfondie des propriétés de diffusion des zones d'interface pourrait être menée afin d'évaluer l'impact réel de cette phase sur les propriétés de transfert de ces bétons. Enfin, la modélisation des propriétés de résistance de ces bétons demeure un vaste chantier à explorer dans les prochaines recherches.



## Annexe1

### Problème d'Eshelby généralisé pour une inclusion composite sphérique à n couches

Considérons le problème d'Eshelby pour une inclusion composite à n couches. La résolution de ce problème (comme présenté dans [62]) s'obtient en considérant dans un temps un chargement purement sphérique puis ensuite un chargement déviatorique comme condition aux limites du système (à l'infini)

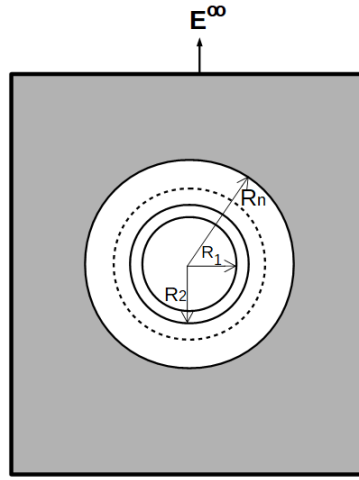


Fig. 8.10 – Inclusion composite à n couches dans un milieu infini.

#### Déformation macroscopique sphérique à l'infini

On impose à l'infini, une déformation sphérique ( $\mathbf{E}^\infty = E^\infty \mathbf{1}$ ). On suppose que toutes les phases sont élastiques isotropes. On montre dans [62] que le champ de déplacement dans chaque phase  $i$  s'écrit en coordonnées sphériques sous la forme :

$$\xi_r^i = \alpha_i r + \frac{\beta_i}{r^2}; \quad \xi_\theta^i = 0; \quad \xi_\phi^i = 0 \quad (8.3)$$

avec  $\alpha_i$  et  $\beta_i$ , les constantes à déterminer. On déduit le champ de déformation  $\varepsilon^i = \frac{1}{2}(\text{grad}\xi + {}^t \text{grad}\xi)$  dans chaque couche sous la forme :

$$\varepsilon_{rr}^i = \alpha_i - \frac{2\beta_i}{r^3}; \quad \varepsilon_{\theta\theta}^i = \varepsilon_{\phi\phi}^i = \alpha_i + \frac{\beta_i}{r^3}; \quad \varepsilon_{r\theta}^i = \varepsilon_{r\phi}^i = \varepsilon_{\theta\phi}^i = 0. \quad (8.4)$$

Enfin le champ de contrainte dans chaque couche vaut :

$$\sigma_{rr}^i = 3k_i \alpha_i - \frac{4\mu_i \beta_i}{r^3}; \quad \sigma_{\theta\theta}^i = \sigma_{\phi\phi}^i = 3k_i \alpha_i + \frac{2\mu_i \beta_i}{r^3}; \quad \sigma_{r\theta}^i = \sigma_{r\phi}^i = \sigma_{\theta\phi}^i = 0. \quad (8.5)$$

où  $k_i, \mu_i$  représentent respectivement le module de compressibilité et de cisailment de la couche  $i$  ( $i = 1, n$ ). Les coefficients  $k_0, \mu_0$  sont celles de la matrice.  $\alpha_i$  et  $\beta_i$  sont déterminés en considérant les conditions suivantes :

- Absence de singularité à l'origine  $\beta_1 = 0$
- Condition à l'infini  $\alpha_0 = \mathbf{E}^\infty$
- Condition de continuité des composantes  $\xi_r^i, \sigma_{rr}^i$  du champ de déplacement et de contrainte entre les couches successives.

#### -Déformation moyenne

Connaissant le champ déformation dans chaque phase, on se propose de déterminer la moyenne du champ de déformation sur toute l'inclusion composite ( constituée de n phases) et ainsi déduire le tenseur de localisation des déformations. En désignant par  $\langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle_{1 \rightarrow n}^{\text{sph}}$  et  $|\Omega_i|$  respectivement la moyenne de la déformation dans l'inclusion composite et le volume de la phase i on écrit que, pour une sollicitation purement hydrostatique, on a :

$$\langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle_{1 \rightarrow n}^{\text{sph}} = \frac{1}{(|\Omega_1| + \dots + |\Omega_n|)} \int_{\partial|\Omega_n|} \xi_n^s \otimes \text{nd}S = \mathbf{A}_{1 \rightarrow n}^{\text{sph}} : \mathbf{E}^\infty. \quad (8.6)$$

Quant à la moyenne du champ de déformation dans chaque phase, elle s'écrit sous la forme :

$$\langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle_i^{\text{sph}} = \frac{1}{|\Omega_i|} \left( \int_{\partial|\Omega_i|} \xi_n^s \otimes \text{nd}S - \int_{\partial|\Omega_{i-1}|} \xi_n^s \otimes \text{nd}S \right) = \mathbf{A}_i^{\text{sph}} : \mathbf{E}^\infty. \quad (8.7)$$

Le même raisonnement est mené pour déterminer le tenseur de localisation  $\mathbf{B}_{1 \rightarrow n}^{\text{sph}}$  reliant la moyenne de contrainte microscopique sur l'inclusion composite au chargement macroscopique  $\mathbf{E}^\infty$  :

$$\langle \boldsymbol{\sigma} \rangle_{1 \rightarrow n}^{\text{sph}} = \mathbf{B}_{1 \rightarrow n}^{\text{sph}} : \mathbf{E}^\infty \quad (8.8)$$

#### Déformation macroscopique déviatorique à l'infini

En imposant un chargement déviatorique  $\mathbf{E}^\infty = \mathbf{E}^\infty(e_1 \otimes e_2 + e_2 \otimes e_1)$  aux bords du milieu infini on montre que les composantes du champ de déplacement dans chaque couche s'écrivent sous la forme :

$$\begin{cases} \xi_r^i = A_r^i(r) \sin^2 \theta \cos 2\phi \\ \xi_\theta^i = A_\theta^i(r) \sin \theta \cos \theta \cos 2\phi \\ \xi_\phi^i = A_\phi^i(r) \sin \phi \sin 2\phi \end{cases} \quad (8.9)$$

où  $A_r^i, A_\theta^i, A_\phi^i$  sont des fonctions scalaires dépendant de  $r$ .

$$\begin{cases} A_r^i(r) = a_i r - 6 \frac{\nu_i}{1 - 2\nu_i} b_i r^3 + 3 \frac{c_i}{r^4} + \frac{5 - 4\nu_i}{1 - 2\nu_i} \frac{d_i}{r^2} \\ A_\theta^i(r) = a_i r - \frac{7 - 4\nu_i}{1 - 2\nu_i} b_i r^3 - 2 \frac{c_i}{r^4} + 2 \frac{d_i}{r^2} \\ A_\phi^i(r) = -A_\theta^i \end{cases} \quad (8.10)$$

Avec  $\nu_i$ , le coefficient de Poisson de la phase  $i$  et  $a_i, b_i, c_i$  et  $d_i$ , des constantes à déterminer. Tout comme dans le cas d'un chargement sphérique, la loi de comportement  $\boldsymbol{\sigma} = \mathbb{C}_i : \boldsymbol{\varepsilon}_i$  permet de déduire les composantes  $\sigma_{rr}^i$  et  $\sigma_{r\theta}^i$  du champ de contrainte nécessaire pour déterminer les constantes.

$$\sigma_{rr}^i = F(r) \sin^2 \theta \cos 2\phi; \quad \sigma_{r\theta}^i = G(r) \sin \theta \cos \theta \cos 2\phi \quad (8.11)$$

avec

$$\begin{cases} F(r) = 2\mu_i a_i + (3k_i - 2\mu_i) b_i r^2 - \frac{24\mu_i}{r^5} c_i - \frac{18k_i + 8\mu_i}{r^3} d_i \\ G(r) = 2\mu_i a_i - \frac{2}{3} (24k_i + 5\mu_i) b_i r^2 + \frac{16\mu_i}{r^5} c_i + \frac{6k_i}{r^3} d_i \end{cases} \quad (8.12)$$

Cette détermination des constantes se fait en exploitant les relations suivantes :

- Nullité du déplacement au centre de l'inclusion composite :  $c_1 = d_1 = 0$
- Condition à l'infini  $a_0 = \mathbf{E}^\infty$  et  $b_0 = 0$ .
- Condition de continuité des composantes  $\sigma_{rr}^i$  et  $\sigma_{r\theta}^i$  du champ de contrainte entre les couches successives.

En suivant un raisonnement similaire à celui détaillé dans le cas d'un chargement sphérique, on peut déduire la moyenne du champ déformation aussi bien dans chaque couche de l'inclusion que sur toute l'inclusion composite; ce qui permet de définir les tenseurs de localisation des déformations et des contraintes  $\mathbb{A}_{1 \rightarrow n}^{\text{dev}}$  et  $\mathbb{B}_{1 \rightarrow n}^{\text{dev}}$  tels que :

$$\langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle_{1 \rightarrow n}^{\text{dev}} = \mathbb{A}_{1 \rightarrow n}^{\text{dev}} : \mathbf{E}^\infty \quad , \quad \langle \boldsymbol{\sigma} \rangle_{1 \rightarrow n}^{\text{dev}} = \mathbb{B}_{1 \rightarrow n}^{\text{dev}} : \mathbf{E}^\infty \quad (8.13)$$

Enfin on peut alors déduire les tenseurs  $\mathbb{A}$  et  $\mathbb{B}$  permettant de relier respectivement la moyenne de la déformation et de contrainte sur l'inclusion composite  $I$  pour un chargement macroscopique quelconque  $\mathbf{E}^\infty$  :

$$\langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle^I = \mathbb{A}_{1 \rightarrow n} : \mathbf{E}^\infty \quad ; \quad \mathbb{A}_{1 \rightarrow n} = \mathbb{A}_{1 \rightarrow n}^{\text{sph}} : \mathbb{J} + \mathbb{A}_{1 \rightarrow n}^{\text{dev}} : \mathbb{K} \quad (8.14)$$

$$\langle \boldsymbol{\sigma} \rangle^I = \mathbb{B}_{1 \rightarrow n} : \mathbf{E}^\infty \quad ; \quad \mathbb{B}_{1 \rightarrow n} = \mathbb{B}_{1 \rightarrow n}^{\text{sph}} : \mathbb{J} + \mathbb{B}_{1 \rightarrow n}^{\text{dev}} : \mathbb{K} \quad (8.15)$$

## Annexe2

### Problème d'Eshelby en diffusion : Expressions des tenseurs $\mathbb{A}_I$ et $\mathbb{B}_I$

\*Inclusion composite à 3 couches concentriques

$\langle \mathbf{grad} \rho \rangle_I = \mathbf{A}_I \cdot \mathbf{H}^\infty$  avec  $(\mathbf{A}_I = A_I \mathbf{1})$  et  $\langle j \rangle_I = \mathbf{B}_I \cdot \mathbf{H}^\infty$  avec  $(\mathbf{B}_I = B_I \mathbf{1})$

$$A_I = 3D_0(2D_1D_2R_1^3R_2^3 - 2D_1D_2R_1^3R_3^3 + D_1D_2R_2^6 - D_1D_2R_2^3R_3^3 + D_1D_eR_1^3R_2^3 + 2D_1D_eR_1^3R_3^3 - D_1D_eR_2^6 - 2D_1D_eR_2^3R_3^3 - 2D_2^2R_1^3R_2^3 + 2D_2^2R_1^3R_3^3 + 2D_2^2R_2^6 - 2D_2^2R_2^3R_3^3 - D_2D_eR_1^3R_2^3 - 2D_2D_eR_1^3R_3^3 - 2D_2D_eR_2^6 - 4D_2D_eR_2^3R_3^3)$$

/

$$(4D_0D_1D_2R_1^3R_2^3 - 4D_0D_1D_2R_1^3R_3^3 + 2D_0D_1D_2R_2^6 - 2D_0D_1D_2R_2^3R_3^3 + 2D_0D_1D_eR_1^3R_2^3 + 4D_0D_1D_eR_1^3R_3^3 - 2D_0D_1D_eR_2^6 - 4D_0D_1D_eR_2^3R_3^3 - 4D_0D_2^2R_1^3R_2^3 + 4D_0D_2^2R_1^3R_3^3 + 4D_0D_2^2R_2^6 - 4D_0D_2^2R_2^3R_3^3 - 2D_0D_2D_eR_1^3R_2^3 - 4D_0D_2D_eR_1^3R_3^3 - 4D_0D_2D_eR_2^6 - 8D_0D_2D_eR_2^3R_3^3 - 4D_1D_2D_eR_1^3R_2^3 - 2D_1D_2D_eR_1^3R_3^3 - 2D_1D_2D_eR_2^6 - D_1D_2D_eR_2^3R_3^3 - 2D_1D_e^2R_1^3R_2^3 + 2D_1D_e^2R_1^3R_3^3 + 2D_1D_e^2R_2^6 - 2D_1D_e^2R_2^3R_3^3 + 4D_2^2D_eR_1^3R_2^3 + 2D_2^2D_eR_1^3R_3^3 - 4D_2^2D_eR_2^6 - 2D_2^2D_eR_2^3R_3^3 + 2D_2D_e^2R_1^3R_2^3 - 2D_2D_e^2R_1^3R_3^3 + 4D_2D_e^2R_2^6 - 4D_2D_e^2R_2^3R_3^3)$$

$$B_I = -3D_0D_e(4D_1D_2R_1^3R_2^3 + 2D_1D_2R_1^3R_3^3 + 2D_1D_2R_2^6 + D_1D_2R_2^3R_3^3 + 2D_1D_eR_1^3R_2^3 - 2D_1D_eR_1^3R_3^3 - 2D_1D_eR_2^6 + 2D_1D_eR_2^3R_3^3 - 4D_2^2R_1^3R_2^3 - 2D_2^2R_1^3R_3^3 + 4D_2^2R_2^6 + 2D_2^2R_2^3R_3^3 - 2D_2D_eR_1^3R_2^3 + 2D_2D_eR_1^3R_3^3 - 4D_2D_eR_2^6 + 4D_2D_eR_2^3R_3^3)$$

/

$$(4D_0D_1D_2R_1^3R_2^3 - 4D_0D_1D_2R_1^3R_3^3 + 2D_0D_1D_2R_2^6 - 2D_0D_1D_2R_2^3R_3^3 + 2D_0D_1D_eR_1^3R_2^3 + 4D_0D_1D_eR_1^3R_3^3 - 2D_0D_1D_eR_2^6 - 4D_0D_1D_eR_2^3R_3^3 - 4D_0D_2^2R_1^3R_2^3 + 4D_0D_2^2R_1^3R_3^3 + 4D_0D_2^2R_2^6 - 4D_0D_2^2R_2^3R_3^3 - 2D_0D_2D_eR_1^3R_2^3 - 4D_0D_2D_eR_1^3R_3^3 - 4D_0D_2D_eR_2^6 - 8D_0D_2D_eR_2^3R_3^3 - 4D_1D_2D_eR_1^3R_2^3 - 2D_1D_2D_eR_1^3R_3^3 - 2D_1D_2D_eR_2^6 - D_1D_2D_eR_2^3R_3^3 - 2D_1D_e^2R_1^3R_2^3 + 2D_1D_e^2R_1^3R_3^3 + 2D_1D_e^2R_2^6 - 2D_1D_e^2R_2^3R_3^3 + 4D_2^2D_eR_1^3R_2^3 + 2D_2^2D_eR_1^3R_3^3 - 4D_2^2D_eR_2^6 - 2D_2^2D_eR_2^3R_3^3 + 2D_2D_e^2R_1^3R_2^3 - 2D_2D_e^2R_1^3R_3^3 + 4D_2D_e^2R_2^6 - 4D_2D_e^2R_2^3R_3^3)$$



# Table des figures

1.1	Répartition volumique (en %) des déchets du BTP [49] . . . . .	20
1.2	Processus de recyclage . . . . .	21
1.3	Distance de rentabilité écologique des BGR (50% de GR) . . . . .	22
1.4	Impact environnemental généré par la production d'une tonne de GN et d'une tonne GR . . . . .	23
1.5	Échantillon de granulats recyclés . . . . .	25
1.6	Variation de la déformation due au fluage pour différents taux de substi- tution [41] . . . . .	30
1.7	Mesure du retrait chimique [67] . . . . .	30
1.8	Retrait total du béton pour différents taux de substitution [41] . . . . .	31
1.9	Piqûre de corrosion (localisée) due aux ions chlorures. . . . .	33
1.10	Attaque des structures en béton armé par le CO <sub>2</sub> atmosphérique. . . . .	35
1.11	Test à phénolphthaleine . . . . .	35
1.12	Influence des granulats et du sable recyclés sur la profondeur de carbona- tation des bétons [103]. . . . .	35
1.13	Image de granulats recyclés 10/20 mm. . . . .	36
1.14	Microstructure d'un béton à base de granulats recyclés . . . . .	37
1.15	Evolution de la porosité en fonction de la distance au granulats [100]. . . . .	39
1.16	Evolution du volume de mercure en fonction de la fraction volumique de sable [87] . . . . .	40
1.17	Evolution comparée de la porosité dans le mortier et dans l'ITZ en fonction du temps [87] . . . . .	40
1.18	Effet de la saturation des granulats sur les propriétés mécaniques du béton [93]. Granulats silico-calcaires avec un taux d'absorption d'eau $w = 2,4\%$ , $e/c = 0,45$ . . . . .	41
1.19	Image MEB de la forme "prisme hexagonal" du cristal de portlandite [19].	45

TABLE DES FIGURES

---

1.20	Image MEB de l'ettringite (sous forme d'aiguilles) dans une porosité du béton ([40, 63]) . . . . .	45
1.21	Structure colloïdale de la mousse de CSH proposé par Tennis & Jennings [29, 66, 108] . . . . .	46
1.22	Modèle de la pâte de ciment proposé par Feldman [50] . . . . .	47
1.23	Structure minéralogique du CSH : tobermorite 14Å [21] . . . . .	47
1.24	Structure cristalline du CSH : jennite [20] . . . . .	47
1.25	Modèle de la pâte de ciment proposé Sanahuja et al. [98] . . . . .	49
1.26	Image MEB de la microstructure d'une pâte de ciment montrant une mousse d'aiguilles d'hydrates [111]. . . . .	49
1.27	Représentation schématique de la microstructure de la pâte de ciment proposée par Pichler et al. [90] . . . . .	49
1.28	Microstructure de la pâte de ciment proposée Ma et al. [74] . . . . .	50
2.1	Différents types de sable et granulats utilisés . . . . .	56
2.2	Essai d'absorption du sable (selon la norme EN 1097 – 6) . . . . .	57
2.3	Protocole de fabrication selon la norme NF EN 196 – 1 . . . . .	61
2.4	Mise en éprouvette et conservation du béton . . . . .	61
2.5	Essai d'affaissement au cône d'Abrams . . . . .	62
2.6	(a) : Echantillon $\phi 11 \times 22$ cm sous la presse; (b) : Cônes obtenus après la rupture des éprouvettes . . . . .	63
2.7	(a) : Extensomètre à béton; (b) : Dispositif d'essai; (c) : Image après la rupture de l'échantillon . . . . .	63
2.8	(a) : Dispositif d'essai; (b) : Image après la ruine de l'échantillon . . . . .	64
2.9	(a) : Conservation des éprouvettes; (b) : Retractomètre à potence . . . . .	65
2.10	Découpage des éprouvettes cylindriques . . . . .	66
2.11	Essai de diffusion des ions chlorures . . . . .	67
2.12	Dispositif d'essai et préparation des échantillons. . . . .	68
3.1	Masse volumique (à l'état frais et durci) des bétons suivant les taux de substitution. . . . .	72
3.2	Retrait endogène en fonction du taux de substitution des GN par des GR. . . . .	72
3.3	Retrait de séchage en fonction du taux de substitution des GN par des GR. . . . .	73
3.4	Perte de masse (en séchage) en fonction du taux de substitution des GN par des GR. . . . .	73
3.5	Résistance à la compression suivant les différents taux de substitution. . . . .	74
3.6	Zones de rupture pour les éprouvettes C[60] à 90 jours. . . . .	75
3.7	Module d'élasticité du béton suivant les formules. . . . .	76
3.8	Résistance à la traction par fendage en fonction des taux de substitution. . . . .	77

3.9	Evolution de la porosité à l'eau des différentes formules de béton. . . . .	78
3.10	Concentration cumulée de NaCl suivant les formules . . . . .	79
3.11	Evolution du coefficient de diffusion suivant les formules . . . . .	79
3.12	Délimitation de la zone carbonatée (partie incolore) sur un béton C[60]. . .	80
3.13	Profondeur de carbonatation des BGR suivant les différents taux de substitution. . . . .	80
3.14	Effet du rapport $e/c$ sur la résistance à la compression à 28 jours des BGR.	81
3.15	Effet du rapport $e/c$ sur le module d'élasticité des BGR à 28 jours. . . . .	82
3.16	Effet du rapport $e/c$ sur le retrait de séchage de C[60] . . . . .	83
3.17	Effet du rapport $e/c$ sur le retrait de séchage de C[100] . . . . .	83
3.18	Effet du rapport $e/c$ sur l'évolution de la concentration cumulée pour le C[60] . . . . .	84
3.19	Effet du rapport $e/c$ sur l'évolution de la concentration cumulée pour le C[100] . . . . .	84
3.20	Effet du rapport $e/c$ sur le coefficient de diffusion effectif des formules C[0],C[60],C[100] . . . . .	84
3.21	Effet du rapport $e/c$ sur la profondeur de carbonatation des formules C[0],C[60],C[100] . . . . .	85
4.1	Différentes formes d'indenteurs. (a) : Vickers, (b) : Berkovich, (c) : Knoop , (d) : Cylindrique . . . . .	92
4.2	Courbe charge-enfoncement . . . . .	93
4.3	Section de la géométrie de contact (Modèle d'Oliver & Pharr [114]) . . . . .	93
4.4	Représentation schématique d'un test d'indentation [105] . . . . .	94
4.5	Tranche d'un béton C[60] montrant les différentes phases en étude . . . . .	96
4.6	Surface polie d'un granulat calcaire. Image au microscope optique (objectif $\times 20$ ) . . . . .	97
4.7	Surface polie d'un granulat siliceux. Image au microscope optique (objectif $\times 20$ ) . . . . .	97
4.8	Indentation à grande profondeur dans l'ITZ (approche inadaptée) . . . . .	98
4.9	Indentation à faible profondeur dans l'ITZ (approche adoptée) . . . . .	98
4.10	Microstructure des bétons montrant le voisinage d'un granulat calcaire ainsi que la zone d'interface . . . . .	98
4.11	Microstructure d'un béton C[60] avec un focus sur les phases d'un granulat recyclé . . . . .	99
4.12	Préparation des échantillons. (a) : échantillon découpé à la tronçonneuse, (b) : échantillon enrobé, (c) : porte échantillon de la polisseuse, (d) : processus de polissage . . . . .	100



TABLE DES FIGURES

---

4.13	Echantillons de béton C[60] enrobés en étude . . . . .	102
4.14	Evolution de la rugosité quadratique dans les zones d'interface à 28 et 90 jours . . . . .	102
4.15	Tranche de béton pour l'essai de micro-indentation . . . . .	103
4.16	Dispositif de nanoindentation . . . . .	104
4.17	Problème de micro indentation . . . . .	105
4.18	Dispositif d'essai de micro-indentation . . . . .	105
4.19	Courbe charge décharge avec les différentes phases . . . . .	106
5.1	Image AFM des empreintes pour $h = 200, 500, 1000\text{nm}$ (granulat calcaire) .	108
5.2	Image AFM des empreintes pour $h = 200, 500, 1000\text{nm}$ (granulat siliceux) .	108
5.3	Evolution de la moyenne glissante en fonction du nombre de points (granulat calcaire) pour $h = 1 \mu\text{m}$ . . . . .	108
5.4	Moyenne glissante en fonction du nombre de points (granulat siliceux) pour $h = 1 \mu\text{m}$ . . . . .	108
5.5	Distribution du module d'indentation en fonction des différentes profondeurs(nouveau granulat) . . . . .	109
5.6	Distribution du module d'indentation en fonction des différentes profondeurs(Ancien granulat) . . . . .	109
5.7	Courbe de distribution pour le module d'indentation (les différentes phases sont représentées en bleu) . . . . .	113
5.8	Fonction de répartition des modules d'indentation (les différentes phases sont représen- tées en bleu) . . . . .	113
5.9	Courbe de distribution de dureté (les différentes phases sont représentées en bleu) . . .	113
5.10	Fonction de répartition de dureté (les différentes phases sont représentées en bleu) . . .	113
5.11	Distribution des modules d'élasticité dans l'ITZ (28j) . . . . .	114
5.12	Distribution des modules dans l'ITZ (90j) et loin de l'ITZ . . . . .	115
5.13	Granulat recyclé avec un focus sur l'ancien mortier . . . . .	115
5.14	Taille de l'empreinte du micro-indentateur . . . . .	116
5.15	Courbe charge-déformation avec la charge limite . . . . .	116
5.16	Courbe charge-déformation dans la zone élastique . . . . .	116
5.17	Fissures dans l'ancien mortier et dans les zones d'interface (pour un béton C[100]) . . . . .	117
6.1	Schéma du principe de séparation d'échelle entre la structure, le VER et le Milieu Homogène Équivalent MHE. . . . .	122
6.2	Représentation schématique du problème d'Eshelby. . . . .	126
6.3	Représentation schématique du problème de l'inhomogénéité d'Eshelby. . .	127

6.4	Evolution du module de cisaillement homogénéisé suivant les schémas pour un milieu poreux avec une phase solide isotrope incompressible . . . . .	130
7.1	Quelques configurations de granulats recyclés . . . . .	135
7.2	Représentation 2D de quelques configurations testées. (1) : ancien granulats, (2) : ancien mortier . . . . .	135
7.3	Maillage du domaine pour un problème d'inclusion pour 1/8 de sphère. . .	141
7.4	Evolution de l'erreur relative $E_{inc} = 10E_m, \nu_{mat} = 0.2, \nu_{inc}=0.3$ . . . . .	141
7.5	Maillage du domaine pour un problème d'inclusion composite avec 1/4 de sphère. . . . .	142
7.6	$A_{1111}$ and $A_{3333}$ en fonction de $R_{mat}/R$ . . . . .	143
7.7	$A_{4444}$ and $A_{6666}$ en fonction de $R_{mat}/R$ . . . . .	143
7.8	$A_{1122}$ and $A_{1133}$ en fonction de $R_{mat}/R$ . . . . .	143
7.9	Représentation géométrique en 2D des inclusions composites. . . . .	144
7.10	Differentes configurations testées. . . . .	145
7.11	$A_{1111}$ et $A_{3333}$ en fonction de $\alpha$ : (Fig.7.10.(a)→Fig.7.10.(b)). . . . .	145
7.12	$A_{1111}$ et $A_{3333}$ en fonction de $\alpha$ : (Fig.7.10.(a)→ Fig.7.10.(c)). . . . .	145
7.13	$A_{4444}$ et $A_{6666}$ en fonction de $\alpha$ (Fig.7.10.(a)→ Fig.7.10.(c)).. . . .	146
7.14	$A_{1122}$ et $A_{1133}$ en fonction de $\alpha$ (Fig.7.10.(a)→ Fig.7.10.(c)). . . . .	146
7.15	Inclusion composite à 2 couches dans un milieu infini. . . . .	147
7.16	Evolution du module de cisaillement équivalent normalisé $\mu^{eq} / \lim_{(E_0/E_2 \rightarrow 1)} \mu^{eq}$ en fonction des propriétés de la matrice : $E_2 = 10$ GPa ; $E_1/E_2 = 9$ ; $\nu_0 = 0, 3$ ; $\nu_1 = 0, 07$ ; $\nu_2 = 0, 2$ ; $\alpha = 0$ . . . . .	148
7.17	Évolution du module de compression équivalent $k^{eq} / \lim_{(E_0/E_2 \rightarrow 1)} k^{eq}$ en fonction des propriétés de la matrice. $E_2 = 10$ GPa, $E_1/E_2 = 9$ ; $\nu_0 = 0, 3$ ; $\nu_1 = 0, 07$ ; $\nu_2 = 0, 2$ ; $\alpha = 0, 34$ . . . . .	150
7.18	Evolution du module de cisaillement équivalent normalisé $\mu^{eq} / \lim_{(E_0/E_2 \rightarrow 1)} \mu^{eq}$ en fonction des propriétés de la matrice. $E_2 = 10$ GPa ; $E_1/E_2 = 9$ ; $\nu_0 = 0, 3$ ; $\nu_1 = 0, 07$ ; $\nu_2 = 0, 2$ ; $\alpha = 0, 34$ . . . . .	150
7.19	Évolution du module effectif en fonction du contraste $E_1/E_2$ ( $E_{mat} = 20$ GPa ; $E_1 = 90$ GPa, $\nu_{mat} = 0, 2$ ; $\nu_1 = 0, 07$ ; $\nu_2 = 0, 3$ ). . . . .	152
7.20	Évolution du module effectif en fonction du contraste $E_1/E_2$ ( $E_{mat} = 20$ GPa ; $E_1 = 90$ GPa ; $\nu_{mat} = 0, 2$ ; $\nu_1 = 0, 07$ ; $\nu_2 = 0, 3$ ). . . . .	152
7.21	Évolution du module effectif en fonction du contraste $E_1/E_2$ ( $E_{mat} = 20$ GPa ; $E_1 = 90$ GPa ; $\nu_{mat} = 0, 2$ ; $\nu_1 = 0, 07$ ; $\nu_2 = 0, 3$ ). . . . .	152
7.22	Représentation 2D d'une inclusion à 3 couches (granulats recyclés) dans un milieu infini . . . . .	155

7.23	Effet des propriétés de l'ITZ sur le module d'élasticité effectif du VER. ( $E_1 = 4E_2 = \frac{9}{2}E_0 = 90 \text{ GPa}; \nu_1 = 0.08, \nu_2 = \nu_0 = 0.2$ ); $e_{ITZ}/R_3 = 1/100$ ). . . . .	155
7.24	Evolution du module d'élasticité normalisé $E^{\text{hom}}/E_0$ en fonction de la taille de ITZ. ( $E_1 = 4E_2 = \frac{9}{2}E_0 = 90 \text{ GPa}; E_{ITZ} = 0.7E_2; \nu_1 = 0,08; \nu_2 = \nu_{ITZ} = \nu_0 = 0.2$ ) . . . . .	155
7.25	Maillage du domaine ( inclusion imperméable) . . . . .	159
7.26	Evolution de l'erreur relative en fonction de la taille du domaine. $D_1 \ll$ $D_0$ ; $\delta = 0.15$ . . . . .	159
7.27	Evolution du coefficient de diffusion $D_{\text{axi}}$ en fonction des propriétés de la matrice : $D_1 \ll D_2$ , $\alpha = 0.34$ . . . . .	162
7.28	Evolution du coefficient de diffusion $D_{\text{trans}}$ en fonction des propriétés de la matrice : $D_1 \ll D_2$ , $\alpha = 0.34$ . . . . .	162
7.29	Représentation 2D d'un VER contenant des inclusions composites . . . . .	163
7.30	Evolution du coefficient de diffusion effectif du VER $D^{\text{hom}}/D_0$ en fonction de la fraction volumique d'inclusion. ( $D_1 \ll D_0$ ; $D_{ITZ}/D_0 = 5$ ; $w =$ $0,6$ ; $e_{ITZ}/R \sim 100$ ). . . . .	163
7.31	Evolution du coefficient de diffusion effectif du VER $D^{\text{hom}}/D_0$ en fonction de la fraction volumique d'inclusion. ( $D_1 \ll D_2$ , $D_2/D_{ITZ} = 1$ ; $w =$ $0,6$ ; $e_{ITZ}/R \sim 100$ ). . . . .	163
7.32	Représentation 2 D d'une inclusion homogène avec interphase diffusive dans un milieu infini . . . . .	164
7.33	Effet de la substitution sur le comportement effectif du VER. $D^{\text{hom}}/D_0$ en fonction de la fraction volumique d'inclusion. ( $D_1 \ll D_0$ ; $D_{ITZ}/D_0 =$ $5$ ; $w = 0,6$ ; $e_{ITZ}/R \sim 100$ ). . . . .	164
8.1	Représentation de la microstructure des BGR . . . . .	168
8.2	Evolution du module d'élasticité en fonction des différents taux de substitution pour des bétons à 28 jours et 90 jours. . . . .	171
8.3	Equivalence entre granulats recyclés et inclusions homogènes . . . . .	172
8.4	Modules d'élasticité des BGR (à 90 jours) pour différents rapports $e/c$ . . . . .	173
8.5	Structure simplifiée d'un granulats recyclé . . . . .	174
8.6	Evolution du coefficient de diffusion effectif des BGR suivant les taux de substitution (résultat obtenu pour $D_2 = 4,43 \times 10^{-12} m^2/s, D_{ITZ} =$ $3,9 \times 10^{-11} m^2/s$ ). . . . .	175
8.7	Coefficient de diffusion effectif des BGR suivant les rapports $e/c$ . Compa- raison entre prédictions du modèle (pointillés) et résultats expérimentaux (points). . . . .	176
8.8	Inclusion non concentrique ( $w = 0,6$ ; $\alpha = 0,14$ ) . . . . .	177

8.9 Comparaison des coefficients de diffusion (modèle et essais de diffusion) effectifs pour différents de substitution avec une configuration non concentrique ( $\alpha = 0,14$ ;  $w=0,6$ ) . . . . . 178

8.10 Inclusion composite à n couches dans un milieu infini. . . . . 184



# Liste des tableaux

1.1	Composition des différents types de déchets du BTP [35] . . . . .	19
1.2	Composition des déchets de C&D en pourcentage volumique dans quelques pays [49]. . . . .	20
1.3	Pourcentage massique des granulats recyclés autorisés par la norme suivant les classes d'exposition des bétons (norme NF EN 206-1/CN). Gravillon de type 1 : granulats recyclés contenant 95% de bétons ou granulats liés, Gravillon de type 2 : granulats recyclés contenant 90% de bétons ou granulats liés, Gravillon de type 3 : Granulats recyclés contenant 70% de bétons ou granulats liés. XO : Sans aucun risque, XC : Risque de corrosion par carbonatation, XD : Risque de corrosion du aux ions chlorures non marins,XS : Risque de corrosion du aux ions chlorures marins, XF : béton soumis au gel et dégel, XA : Risque d'attaques chimiques. . . . .	22
1.4	Granulométrie & proportion d'ancien mortier suivant la qualité du béton d'origine [59]. . . . .	26
1.5	Tableau comparatif des masses volumiques de granulats naturels et recyclés	26
1.6	Coefficient de Los Angeles (LA) et de Micro Deval (MDE) des granulats naturels et recyclés. . . . .	27
1.7	Influence du taux de substitution sur la résistance à la traction par fendage.	29
1.8	Porosité et perméabilité à l'eau du béton naturel et du béton recyclé. (RAC1 et RAC3 sont des bétons contenant 100% de sable et granulats recyclés. RAC1 contrairement à RAC3 contient des granulats recyclés partiellement saturés d'eau, moins de sable recyclé que RAC3, et plus de granulats recyclés (6/12mm) que RAC3 ) . . . . .	32
1.9	Composition minéralogique du clinker . . . . .	42
1.10	Differentes porosités dans une pâte de ciment classées suivant leurs tailles [81] . . . . .	48
2.1	Composition minéralogique du ciment. $\rho$ masse volumique; SS : surface spécifique . . . . .	54
2.2	Composition du béton d'origine . . . . .	55

## LISTE DES TABLEAUX

---

2.3	Tableau comparatif de la masse volumique ( $\rho$ ) et du coefficient d'absorption à 24 h ( $W$ ) pour les granulats naturels et les granulats recyclés . . . . .	57
2.4	Tableau comparatif de résistance à la fragmentation et à l'usure des granulats (naturels et recyclés) . . . . .	58
2.5	Coefficient d'absorption $W$ à 24h de l'ancien mortier et du granulat d'origine	58
2.6	Composition (en $kg/m^3$ ) des constituants des bétons fabriqués suivant leurs formules (Eau efficace : eau nécessaire pour l'hydratation complète du ciment ; Eau d'ajout : l'eau effectivement versée dans le malaxeur en prenant en compte les coefficients d'absorption du sable, des granulats naturels ainsi que l'extrait sec de l'adjuvant. . . . .	60
3.1	Affaissement des différents bétons fabriqués . . . . .	71
3.2	Quelques propriétés de la pâte de ciment et du mortier à 28 et 90 jours. $\alpha$ : degré d'hydratation (obtenu par ATG.) . . . . .	76
3.3	Coefficient de diffusion du nouveau mortier et du béton d'origine . . . . .	79
4.1	Aire de contact projetée des différents indenteurs. $h_c$ : profondeur de contact ; $D$ : diamètre de la surface de base du cylindre . . . . .	93
4.2	Paramètres de polissage . . . . .	101
4.3	Rugosités attendues sur les différentes phases . . . . .	101
4.4	Rugosités obtenues sur les différentes zones . . . . .	103
4.5	Caractéristique du nanoindenteur . . . . .	104
5.1	Module d'indentation des granulats suivant les échantillons (Essai de répétabilité) . . . . .	109
5.2	Comparaison des modules avec les résultats de la littérature . . . . .	110
5.3	Module d'élasticité et coefficient de Poisson des anciens granulats calcaires	110
5.4	Propriétés des phases dans l'ITZ à 28 et 90 jours. . . . .	113
5.5	Module d'indentation de l'ancien mortier . . . . .	116
6.1	Equivalence entre les variables en élasticité et celles de diffusion . . . . .	131
7.1	Etude comparative des deux modèles . . . . .	142
7.2	Etude comparative des deux modèles . . . . .	159
8.1	Module d'élasticité de la pâte de ciment et de l'ITZ ( $\alpha = 0,85$ ; $f_{pc} = 0,15$ à 28 jours et $\alpha = 0,94$ ; $f_{pc} = 0,11$ à 90 jours). . . . .	170
8.2	Module d'élasticité du mortier (à 90 jours) pour différents rapports $e/c$ . . .	172
8.3	Propriétés élastiques des granulats homogènes équivalents . . . . .	173
8.4	Coefficient de diffusion du nouveau mortier ( $e/c = 0,42$ ) et du béton d'origine (résultats expérimentaux à 90 jours). . . . .	175

8.5	Propriétés optimisées du nouveau mortier ( $D_{nm}$ ) et de la nouvelle ITZ ( $D_{ITZ}$ ) pour différents rapports $e/c$ .(* valeur expérimentale) . . . . .	177
8.6	Comparaison des coefficients de diffusion optimisés de l'ancien mortier et de la nouvelle ITZ suivant les configurations ( $e/c=0,42$ ) . . . . .	178





# Bibliographie

- [1] Norme Européenne NF EN 1097-1. *Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats-Partie 1 : détermination de la résistance à l'usure.* 2011.
- [2] Norme Européenne NF EN 1097-2. *Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats-Partie 2 : méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation.* 2010.
- [3] Norme Européenne NF EN 1097-6. *Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats-Partie 6 : détermination de la masse volumique réelle et du coefficient d'absorption d'eau.* 2014.
- [4] Norme Européenne NF EN 12350-2. *Essais pour béton frais-Partie 2 : Essai d'affaissement.* 2012.
- [5] Norme Européenne NF EN 12390-11. *Essais pour béton durci - Partie 11 : détermination de la résistance du béton à la pénétration des chlorures, diffusion unidirectionnelle.* 2015.
- [6] Norme Européenne NF EN 12390-3. *Essai pour béton durci : Résistance à la compression des éprouvettes.* 2006.
- [7] Norme Européenne NF EN 12390-6. *Essais pour béton durci-Partie 6 : Détermination de la résistance en traction par fendage d'éprouvettes.* 2012.
- [8] Norme Européenne ISO 14577-1. *Matériaux métalliques-Essai de pénétration.* 2015.
- [9] Norme Européenne NF EN 196-1. *Méthode d'essai des ciments. Partie 1-détermination des résistances mécaniques.* 2006.
- [10] Norme Européenne NF EN 206/CN. *Spécification, performance, production et conformité-Complément national de la norme NF EN 206.* 2015.

- [11] A.Abbas, G. Fathifazl, O.Isgor, A.Razaqpur, B.Fournier, and S.Foo. Durability of recycled aggregate concrete designed with equivalent volume method. *Cement Concrete Composite*, 31 :555–563, 2009.
- [12] P. Acker. Swelling, shrinkage and creep : a mechanical approach to cement hydration. *Materials and Structures*, 37(4) :237–243, May 2004.
- [13] Ayodele Adessina, Jean-François Barthélémy, Francis Lavergne, and Amor Ben Fraj. Effective elastic properties of materials with inclusions of complex structure. *International Journal of Engineering Science*, 119 :1 – 15, 2017.
- [14] C. Andrade. Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements. *Cement and Concrete Research*, 23(3) :724 – 742, 1993.
- [15] B.D. Barnes, S. Diamond, and W.L. Dolch. The contact zone between portland cement paste and glass “aggregate” surfaces. *Cement and Concrete Research*, 8(2) :233 – 243, 1978.
- [16] J.J. Beaudoin. Comparison of mechanical properties of compacted calcium hydroxide and portland cement paste systems. *Cement and Concrete Research*, 13(3) :319 – 324, 1983.
- [17] Dale P. Bentz. Cemhyd3d : A three-dimensional cement hydration and microstructure development modeling package. version 2.
- [18] Dale P. Bentz. Quantitative comparison of real and cemhyd3d model microstructures using correlation functions. *Cement and Concrete Research*, 36(2) :259 – 263, 2006.
- [19] Alfonso Monreal Bernal. *Portlandite Hexagons in cement microstructure*.
- [20] Elena Bonaccorsi, Stefano Merlino, and Kampf. The crystal structure of jennite  $\text{Ca}_9\text{Si}_6\text{O}_{18}(\text{OH})_6 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$ . *Cement and Concrete Research*, 34(9) :1481–1488, 2005.
- [21] Elena Bonaccorsi, Stefano Merlino, and Anthony R. Kampf. The crystal structure of tobermorite  $14 \text{ \AA}$  (plombierite), a c–s–h phase. *Journal of the American Ceramic Society*, 88(3) :505–512, 2005.
- [22] J. Boussinesq. 1885. Applications des potentiels à l’étude de l’équilibre et du mouvement des solides élastiques. Gauthier-Villars, Paris.
- [23] S. Braymand, S. Roux, H. Fares, K. Déodonne, and F. Feugeas. Separation and quantification of attached mortar in recycled concrete aggregates. *Waste and Biomass Valorization*, 8(5) :1393–1407, Jul 2017.

- 
- [24] J. Byfors. *Plain concrete at early ages*. PhD thesis, 1980. These de doctorat. Swedish Cement and Concrete Institute.
- [25] S. Caré and E. Hervé. Application of a n-phase model to the diffusion coefficient of chloride in mortar. *Transport in Porous Media*, 56(2) :119–135, Aug 2004.
- [26] Michel Chalhoub. *Massifs rocheux : Homogénéisation et classification numériques*. 2009. Presses de Paritech.
- [27] Le Chatelier. *Recherches expérimentales sur la constitution des mortiers hydrauliques*. Dunod, Paris 196., 1904.
- [28] Jeffrey J. Chen, Luca Sorelli, Matthieu Vandamme, Franz-Josef Ulm, and Gilles Chanvillard. A coupled nanoindentation/SEM-EDS study on low water/cement ratio Portland cement paste : Evidence for C-S-H/Ca(OH)<sub>2</sub> nanocomposites. *Journal of the American Ceramic Society*, 93(5) :1484–1493, 2010.
- [29] G. Constantinides. *Invariant mechanical properties of calcium-silicate-hydrates (C-S-H) in cement-based materials : instrumented nanoindentation and microporomechanical modeling*. PhD thesis, 2006. Massachusetts Institute of Technology.
- [30] G. Constantinides, K.S. Ravi Chandran, F.-J. Ulm, and K.J. Van Vliet. Grid indentation analysis of composite microstructure and mechanics : Principles and validation. *Materials Science and Engineering : A*, 430(1) :189 – 202, 2006.
- [31] G. Constantinides and F.-J. Ulm. The nanogranular nature of C S H. *Journal of Mechanics Physics of Solids*, 55 :64–90, January 2007.
- [32] Georgios Constantinides and Franz-Josef Ulm. The effect of two types of c-s-h on the elasticity of cement-based materials : Results from nanoindentation and micromechanical modeling. *Cement and Concrete Research*, 34(1) :67 – 80, 2004.
- [33] Maria Mercedes Costoya Fernández. Effect of particle size on the hydration kinetics and microstructural development of tricalcium silicate. page 234, 2008.
- [34] Duc-Tung Dao. *(Multi)-recyclage du béton hydraulique*. PhD thesis, 2012. Thèse de doctorat dirigée par François DE LARRARD.
- [35] DDE. Direction Départementale de l'Équipement. Service Habitat, Urbanisme, et Environnement. Plan départementale de gestion de déchets de chantiers du BTP du Doubs. Page 114.(2002).

- [36] Marta Sánchez de Juan and Pilar Alaejos Gutiérrez. Study on the influence of attached mortar content on the properties of recycled concrete aggregate. *Construction and Building Materials*, 23(2) :872 – 877, 2009.
- [37] Ministère de la transition écologique et solidaire. *Entreprises du BTP : 227,5 millions de tonnes de déchets en 2014*. 2017.
- [38] M. Delesse. *Procédé mécanique pour déterminer la composition des roches*. Acad. Sci. 25(1847) 544-547.
- [39] Union Nationale des Producteurs de Granulats. 2017. <http://www.unpg.fr/wp-content/uploads/depliant-unpg-chiffres-2016.pdf>.
- [40] Loïc Divet. *Les réactions sulfatiques internes au béton, contribution à l'étude des mécanismes de la formation différée de l'ettringite*. PhD thesis, 2001. LCPC.
- [41] A. Domingo-Cabo, C. Lázaro, F. López-Gayarre, M.A. Serrano-López, P. Serna, and J.O. Castaño-Tabares. Creep and shrinkage of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, 23(7) :2545 – 2553, 2009.
- [42] L. Dormieux, L. Jeannin, and N. Gland. Homogenized models of stress-sensitive reservoir rocks. *International Journal of Engineering Science*, 49(5) :386 – 396, 2011.
- [43] L. Dormieux, D. Kondo, and F. Ulm. *Microporomechanics*. Wiley, 2006.
- [44] W.J. Drugan and J.R. Willis. A micromechanics-based nonlocal constitutive equation and estimates of representative volume element size for elastic composites. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 44(4) :497 – 524, 1996.
- [45] Karsten Durst, Mathias Göken, and Horst Vehoff. Finite element study for nanoindentation measurements on two-phase materials. *Journal of Materials Research*, 19(1) :85–93, 2004.
- [46] Kiyoshi Eguchi, Kohji Teranishi, Akira Nakagome, Hitoshi Kishimoto, Kimihiko Shinozaki, and Masafumi Narikawa. Application of recycled coarse aggregate by mixture to concrete construction. *Construction and Building Materials*, 21(7) :1542 – 1551, 2007.
- [47] Actu environnement (<https://www.actu-environnement.com/ae/news/recyclage-beton-freins-economiques-psychologiques-27673.php4>). Le recyclage du béton se heurte à des freins économiques et psychologiques.

- 
- [48] J.D. Eshelby. The determination of the elastic field of an ellipsoidal inclusion, and related problems. *Proceedings of the Royal Society of London A : Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 241(1226) :376–396, 1957.
- [49] Debieb Farid. *Performances et durabilité du béton à base de granulats recyclés contaminés par les chlorures et les sulfates*. PhD thesis, 2007. Thèse de doctorat dirigée par S. Kenai.
- [50] R. F. Feldman and P. J. Sereda. A model for hydrated portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties. *Matériaux et Construction*, 1(6) :509–520, Nov 1968.
- [51] Amor Ben Fraj and Rachida Idir. Concrete based on recycled aggregates – recycling and environmental analysis : A case study of paris’ region. *Construction and Building Materials*, 157(Supplement C) :952 – 964, 2017.
- [52] Bernier G. *Le recyclage de béton sous forme de granulats*. PhD thesis, 1983. These de doctorat. ENSET 1983.
- [53] Yun Gao, Geert De Schutter, Guang Ye, Zhijun Tan, and Kai Wu. The itz microstructure, thickness and porosity in blended cementitious composite : Effects of curing age, water to binder ratio and aggregate content. *Composites Part B : Engineering*, 60 :1 – 13, 2014.
- [54] G.Mavko, T. Mukerji, and J. Dvorkin. *The rock physics handbook. Tools for seismic analysis in porous media*. 2009. Cambridge University Press.
- [55] José M.V Gómez-Soberón. Porosity of recycled concrete with substitution of recycled concrete aggregate : An experimental study. *Cement and Concrete Research*, 32(8) :1301 – 1311, 2002.
- [56] H. Gross. High-temperature creep of concrete. *Nuclear Engineering and Design*, 32(1) :129 – 147, 1975.
- [57] Hui Guo, Caijun Shi, Xuemao Guan, Jianping Zhu, Yahong Ding, Tung-Chai Ling (Bill, Haibo Zhang, and Yuli Wang. Durability of recycled aggregate concrete – a review. 89, 03 2018.
- [58] J. Sun H. Sun, P. Wang. Study of the gas anti-permeability and carbonation resistance of recycled aggregate concrete. *Chinese Journal of Building Materials*, 9 :86–91, 2006.
- [59] R.C. Hansen. *Recycling of demolished concrete and masonry*. 1992. RILEM Report 06, published by EFNSpon, London.

- [60] Z. Hashin and P.J.M. Monteiro. An inverse method to determine the elastic properties of the interphase between the aggregate and the cement paste. *Cement and Concrete Research*, 32(8) :1291 – 1300, 2002.
- [61] Saranagon Hemavibool. *The microstructure of synthetic aggregate produced from waste materials and its influence on the properties of concrete*. PhD thesis.
- [62] Eveline Herve and Andre Zaoui. n-layered inclusion-based micromechanical modeling. *International Journal of Engineering Science*, 31(1) :1 – 10, 1993.
- [63] H.Mitani. *Variations volumiques des matrices cimentaires au très jeune âges : approche expérimentale des aspects physiques et microstructuraux*. PhD thesis, 2003. Thèse de doctorat, ENPC,2003.
- [64] Nidal Ibrahim. *Caractérisation des propriétés mécaniques des géomatériaux par technique de micro indentation*. PhD thesis, 2008. Thèse dirigée par Djimédo Kondo.
- [65] H. Buckle in J.W. Westbrook and eds H. Conrad. pages 453–491. 1973. The science of hardness testing and its applications. American Society for Metals, Materials Park,Ohio.
- [66] Hamlin M. Jennings. A model for the microstructure of calcium silicate hydrate in cement paste. *Cement and Concrete Research*, 30(1) :101 – 116, 2000.
- [67] Ole Mejlhede Jensen. *Autogenous Phenomena in Cement-Based Materials*. PhD thesis, Denmark, 2005.
- [68] Dame Keinde. *Study of concrete at the mesoscopic scale : numerical simulation and micro-indentation tests*. Theses, INSA de Rennes, December 2014.
- [69] Markus Königsberger, Bernhard Pichler, and Christian Hellmich. Micromechanics of itz–aggregate interaction in concrete part i : Stress concentration. *Journal of the American Ceramic Society*, 97(2) :535–542, 2014.
- [70] Salomon M. Levy and Paulo Helene. Durability of recycled aggregates concrete : a safe way to sustainable development. *Cement and Concrete Research*, 34(11) :1975 – 1980, 2004.
- [71] Xuping Li. Recycling and reuse of waste concrete in china : Part i. material behaviour of recycled aggregate concrete. *Resources, Conservation and Recycling*, 53(1) :36 – 44, 2008.

- 
- [72] Siming Liang, Ya Wei, and Zehong Wu. Multiscale modeling elastic properties of cement-based materials considering imperfect interface effect. *Construction and Building Materials*, 154(Supplement C) :567 – 579, 2017.
- [73] Qiong Liu, Jianzhuang Xiao, and Zhihui Sun. Experimental study on the failure mechanism of recycled concrete. *Cement and Concrete Research*, 41(10) :1050 – 1057, 2011.
- [74] Hongyan Ma, Dongshuai Hou, Youyuan Lu, and Zongjin Li. Two-scale modeling of the capillary network in hydrated cement paste. *Construction and Building Materials*, 64 :11 – 21, 2014.
- [75] Y. Malier. pages 419–665. 1992. Les bétons hautes performances : caractérisation, durabilité, applications. Presse de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 2 eme edition.
- [76] J. Marteau, M. Bigerelle, S. Bouvier, and A. Iost. Reflection on the measurement and use of the topography of the indentation imprint. *Scanning*, 36(1) :115–126.
- [77] J.C. Maso. *Interfaces in cementitious composites*. Proceedings of Rilem International Conference, Toulouse-France (1992)., 1971.
- [78] M.Bornert, B. Thierry, and G. Pierre. *Homogénéisation en mécanique des matériaux 1 : matériaux aléatoires élastiques et milieux périodiques*. Lavoisier, Vienna, 2001.
- [79] P Kumar Mehta. *Concrete : Structure, Properties and Materials*. 1973.
- [80] Mahalia Miller, Christopher Bobko, Matthieu Vandamme, and Franz-Josef Ulm. Surface roughness criteria for cement paste nanoindentation. *Cement and Concrete Research*, 38(4) :467 – 476, 2008.
- [81] S. Mindess, J. Young, and D. Darwin. *Concrete*. 2002. 2 nd Edition, Prentice Hall. Englewood, Cliffs NJ.
- [82] Paulo J.M. Monteiro and C.T. Chang. The elastic moduli of calcium hydroxide. *Cement and Concrete Research*, 25(8) :1605 – 1609, 1995.
- [83] M.Regourd. pages 193–221. 1982. L’hydratation du ciment Portland : connaissance et pratique édité par J. Baron et R. Sauterey. Presse de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [84] Dac Loi NGUYEN. *Nouvelle méthodologie d’identification des propriétés mécaniques locales d’un matériau hétérogène par nanoindentation - application aux matériaux*



- du génie civil*. PhD thesis, 2015. Thèse dirigée par Luc Dormieux ( Ecole des Ponts ; Laboratoire Navier).
- [85] W.Yodsudjai N.Otsuki, S.Miyazato. Influence of recycled aggregate on interfacial transition zone, strength, chloride penetration and carbonatation of concrete. *Journal of materials in civil engineering*, 15 :443–551, 2003.
- [86] J-P. Ollivier and J-M Torrenti. *La structure poreuse des bétons et les propriétés de transfert*. Chapitre 3. Janvier 2008.
- [87] J.P. Ollivier, J.C. Maso, and B. Bourdette. Interfacial transition zone in concrete. *Advanced Cement Based Materials*, 2(1) :30 – 38, 1995.
- [88] A.K. Padmini, K.Ramamurthy, and M.S.Mathews. Influence of parent concrete on the properties of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, 23 :829–836, 2009.
- [89] Ravi A. Patel, Quoc Tri Phung, Suresh C. Seetharam, Janez Perko, Diederik Jacques, Norbert Maes, Geert De Schutter, Guang Ye, and Klaas Van Breugel. Diffusivity of saturated ordinary portland cement-based materials : A critical review of experimental and analytical modelling approaches. *Cement and Concrete Research*, 90 :52 – 72, 2016.
- [90] Bernhard Pichler and Christian Hellmich. Upscaling quasi-brittle strength of cement paste and mortar : A multi-scale engineering mechanics model. *Cement and Concrete Research*, 41(5) :467 – 476, 2011.
- [91] T. C. Powers and T. L. Brownyard. Studies of the physical properties of hardened portland cement paste. *Journal Proceedings*, 43(9), 1946.
- [92] M. Québaud. *Caractérisation des granulats recyclés : Etude de la composition et du comportement de béton incluant ces granulats*. PhD thesis, 1996. These de doctorat. Université d’Artois, France.
- [93] A. Loukili R. Cortas, E. Rozière. Effet du taux de saturation des granulats sur le retrait du béton. *28 e Rencontre Universitaire de Génie Civil*, pages 612 – 651, 2010.
- [94] R. Sri Ravindrarajah and C. T. Tam. Properties of concrete made with crushed concrete as coarse aggregate. *Magazine of Concrete Research*, 37(130) :29–38, 1985.

- 
- [95] I.G. Richardson. Tobermorite/jennite- and tobermorite/calcium hydroxide-based models for the structure of c-s-h : applicability to hardened pastes of tricalcium silicate, -dicalcium silicate, portland cement, and blends of portland cement with blast-furnace slag, metakaolin, or silica fume. *Cement and Concrete Research*, 34(9) :1733 – 1777, 2004. H. F. W. Taylor Commemorative Issue.
- [96] I.G. Richardson. The calcium silicate hydrates. *Cement and Concrete Research*, 38(2) :137 – 158, 2008. Special Issue — The 12th International Congress on the Chemistry of Cement. Montreal, Canada, July 8-13 2007.
- [97] Julien Sanahuja. *Impact de la morphologie structurale sur les performances mécaniques des matériaux de construction : application au plâtre et à la pâte de ciment*. PhD thesis, 2008. Thèse de doctorat dirigée par Luc Dormieux. Matériaux et structures Paris Est 2008.
- [98] Julien Sanahuja, Luc Dormieux, and Gilles Chanvillard. Modelling elasticity of a hydrating cement paste. *Cement and Concrete Research*, 37(10) :1427 – 1439, 2007.
- [99] Enrique Sanchez and André Zaoui. *Homogenization techniques for Composite Media*. Springer Vienna, Vienna, 1987.
- [100] K. L. Scrivener, A. Bentur, and P. L. Pratt. Quantitative characterization of the transition zone in high strength concretes. *Advances in Cement Research*, 1(4) :230–237, 1988.
- [101] Karen L. Scrivener, Alison K. Crumbie, and Peter Laugesen. The interfacial transition zone (itz) between cement paste and aggregate in concrete. *Interface Science*, 12(4) :411–421, Oct 2004.
- [102] Rui Vasco Silva, Jorge de Brito, and Ravindra Kumar Dhir. Establishing a relationship between modulus of elasticity and compressive strength of recycled aggregate concrete. *Journal of Cleaner Production*, 112(Part 4) :2171 – 2186, 2016.
- [103] R.V. Silva, R. Neves, J. de Brito, and R.K. Dhir. Carbonation behaviour of recycled aggregate concrete. *Cement and Concrete Composites*, 62 :22 – 32, 2015.
- [104] Ian N. Sneddon. The relation between load and penetration in the axisymmetric boussinesq problem for a punch of arbitrary profile. *International Journal of Engineering Science*, 3(1) :47 – 57, 1965.
- [105] Luca Sorelli, Georgios Constantinides, Franz-Josef Ulm, and François Toutlemonde. The nano-mechanical signature of ultra high performance concrete by statistical

- nanindentation techniques. *Cement and Concrete Research*, 38(12) :1447 – 1456, 2008.
- [106] Lavinia Stefan, Farid Benboudjema, Fabienne Robert, and Micheline Moranville. Séchage et retrait. *Revue Européenne de Génie Civil*, 11(6) :855–866, 2007.
- [107] H.F.W. Taylor. Nanostructure of csh : Current status. *Advanced Cement Based Materials*, 1(1) :38 – 46, 1993.
- [108] Paul D Tennis and Hamlin M Jennings. A model for two types of calcium silicate hydrate in the microstructure of portland cement pastes. *Cement and Concrete Research*, 30(6) :855 – 863, 2000.
- [109] C. Thomas, J. Setién, J.A. Polanco, P. Alaejos, and M. Sánchez de Juan. Durability of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, 40(Supplement C) :1054 – 1065, 2013. Special Section on Recycling Wastes for Use as Construction Materials.
- [110] Jeffrey J. Thomas, Joseph J. Biernacki, Jeffrey W. Bullard, Shashank Bishnoi, Jorge S. Dolado, George W. Scherer, and Andreas Luttge. Modeling and simulation of cement hydration kinetics and microstructure development. *Cement and Concrete Research*, 41(12) :1257 – 1278, 2011. Conferences Special : Cement Hydration Kinetics and Modeling, Quebec City, 2009 amp ; CONMOD10, Lausanne, 2010.
- [111] Josef Tritthart and Frank Häußler. Pore solution analysis of cement pastes and nanostructural investigations of hydrated c3s. *Cement and Concrete Research*, 33(7) :1063 – 1070, 2003.
- [112] K. van Breugel. Numerical simulation of hydration and microstructural development in hardening cement-based materials (i) theory. *Cement and Concrete Research*, 25(2) :319 – 331, 1995.
- [113] Matthieu Vandamme, Franz-Josef Ulm, and Philip Fonollosa. Nanogranular packing of c–s–h at substoichiometric conditions. *Cement and Concrete Research*, 40(1) :14 – 26, 2010.
- [114] W.C.Oliver and G.M. Pharr. An improved technique for determining hardness and elastic modulus using load and displacement sensing indentation experiments. *Journal of Materials Research*, 7(6) :1564–1583, 1992.
- [115] Jianzhuang Xiao, Wengui Li, Zhihui Sun, David A. Lange, and Surendra P. Shah. Properties of interfacial transition zones in recycled aggregate concrete tested by

- 
- nanindentation. *Cement and Concrete Composites*, 37(Supplement C) :276 – 292, 2013.
- [116] Ke Yange. *Caractérisation du comportement mécanique des bétons de granulats légers : Expérimentation et modélisation*. PhD thesis, 2008. Thèse de doctorat dirigée par Hélène Dumontet.
- [117] Sherif Yehia, Kareem Helal, Anaam Abusharkh, Amani Zaher, and Hiba Istaitiyeh. Strength and durability evaluation of recycled aggregate concrete. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 9(2) :219–239, Jun 2015.
- [118] Khaleel H. Younis and Kypros Pilakoutas. Strength prediction model and methods for improving recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, 49 :688 – 701, 2013.
- [119] Roumiana Zaharieva, François Buyle-Bodin, Frédéric Skoczylas, and Eric Wirquin. Assessment of the surface permeation properties of recycled aggregate concrete. *Cement and Concrete Composites*, 25(2) :223 – 232, 2003.
- [120] A. Zaoui. *Structural Morphology and Constitutive Behaviour of Microheterogeneous Materials*, pages 291–347. Springer Vienna, Vienna, 1997.
- [121] Fan Zhang. *Comportement mécanique des argilites de MHM-influence de la saturation, de la composition minéralogique et de la température*. PhD thesis, 2011. These dirigée par J.F. Shao.
- [122] R. Zimbelmann. A contribution to the problem of cement-aggregate bond. *Cement and Concrete Research*, 15(5) :801 – 808, 1985.
- [123] T. I. Zohdi, P. J. M. Monteiro, and V. Lamour. Extraction of elastic moduli from granular compacts. *International Journal of Fracture*, 115(3) :49–54, Jun 2002.