

MÉLANIE SHINK

**COMPATIBILITÉ ÉLASTIQUE,
COMPORTEMENT MÉCANIQUE ET OPTIMISATION
DES BÉTONS DE GRANULATS LÉGERS**

Thèse
présentée
à la Faculté des études supérieures
de l'Université Laval
pour l'obtention
du grade de Philosophiae Doctor (Ph.D.)

Département de génie civil
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE GÉNIE
UNIVERSITÉ LAVAL
QUÉBEC

AVRIL 2003

Résumé

Le comportement mécanique d'un matériau granulaire est intimement lié à la compatibilité élastique entre ses phases constituantes. La particularité des bétons de granulats légers est la combinaison d'une matrice cimentaire avec des granulats peu rigides. Sous ces conditions, cette thèse porte sur l'étude de la compatibilité élastique et du comportement mécanique des bétons de granulats légers. Le principal objectif est de définir les mécanismes qui contrôlent la résistance de ces bétons afin d'en optimiser les performances. Cet objectif est atteint par un apport combiné de la modélisation et de l'expérimentation.

La partie modélisation fait appel à plusieurs concepts de la mécanique des matériaux composites à inclusions sphériques. Un modèle de perturbations est utilisé pour évaluer les contraintes résultantes induites par la présence des granulats légers au sein du béton sous charge. En intégrant la proportion volumique des granulats aux calculs, ce modèle permet d'établir une méthode de prédiction du comportement mécanique des bétons légers en fonction des propriétés de chacune des phases. La partie expérimentale a pour but d'évaluer le comportement mécanique d'une large gamme de bétons légers et sert par conséquent à la validation du modèle. L'étude est dirigée à la fois sur les propriétés mécaniques de la matrice et du béton car les propriétés des granulats ne peuvent être déterminées adéquatement en laboratoire.

Les résultats obtenus permettent de constater l'influence de la qualité de la matrice, de la densité des granulats, de l'entraînement d'air et du sable naturel sur la résistance

en compression des bétons de granulats légers. On observe que la résistance est directement liée au rapport de module élastique entre les granulats et le béton, E_g/E_b , ainsi qu'à la distribution du squelette granulaire. D'autre part, on remarque que le module élastique des bétons légers varie de façon proportionnelle à la masse volumique du matériau durci. Enfin, la méthode de prédiction établie à l'aide du modèle de perturbations s'avère un outil efficace pour la formulation des bétons de granulats légers.

Une étude complémentaire a été réalisée pour évaluer l'efficacité des microfibrés et des mésosfibrés d'acier à contrôler la fissuration des bétons de granulats légers.

Mélanie Shink
Étudiante graduée

Richard Pleau
Directeur de recherche

Avant-propos

Je voudrais d'abord remercier monsieur Richard Pleau, mon directeur de recherche, pour son soutien, ses conseils et sa confiance à mon égard.

J'aimerais ensuite remercier monsieur Pierre Rossi du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Paris, monsieur Bruno Massicotte de l'École Polytechnique de Montréal ainsi que madame Marie-Laure Dano de l'Université Laval pour avoir accepté de faire partie de mon jury.

Je tiens également à remercier le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada ainsi que le Fonds pour la formation de chercheurs et l'aide à la recherche du Québec pour les bourses d'excellence qu'ils m'ont accordés pour effectuer cette recherche.

Mes remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui m'ont aidé au cours de ces trois années, en particulier Etienne Boucart, Daniel Boulet, Frédéric Chapdelaine, Isabelle Lallemand, Francis Monchatre, Fabien Pérez et Nadia Pouliot. Merci également aux autres étudiants et professionnels du Centre de recherche sur les infrastructures en béton de l'Université Laval ainsi qu'au personnel du département de génie civil.

Enfin, merci à ma famille pour tous leurs encouragements et à mon ami pour son soutien constant et sa patience.

Table des matières

Résumé	i
Avant-propos	iii
Table des matières	iv
Liste des tableaux	viii
Liste des figures	xi
Introduction	1
1 Revue de la documentation	3
1.1 Types et classification des bétons légers	3
1.2 Granulats légers de structure	5
1.2.1 Procédés de fabrication	5
1.2.2 Composition chimique et minéralogique	5
1.2.3 Porosité et absorption d'eau	7
1.2.4 Propriétés mécaniques	9
1.3 Bétons de granulats légers	9
1.3.1 Formulation	9
1.3.2 Interactions des granulats avec la matrice cimentaire	11
1.3.3 Stabilité thermique et hydrique au jeune âge	12
1.3.4 Comportement mécanique	13
1.3.5 Durabilité	17

1.3.6	Propriétés thermiques	18
1.4	Transfert des efforts dans les bétons légers : différentes interprétations .	19
1.5	Micromécanique et compatibilité élastique	22
1.5.1	Concentrations de contraintes autour d'un granulat	23
1.5.2	Influence de la taille des granulats	27
1.5.3	Influence du coefficient de Poisson	28
1.5.4	Influence de la proportion volumique des granulats	28
1.6	Conclusion	28
2	Description du projet de recherche	29
2.1	Partie analytique	29
2.2	Partie expérimentale	30
2.3	Choix des matériaux	30
2.3.1	Matrices cimentaires	30
2.3.2	Granulats légers	32
2.4	Procédures d'essais	34
3	Mécanique des matériaux composites à inclusions sphériques	37
3.1	Introduction	37
3.2	Échelle de modélisation	38
3.3	Modèles d'homogénéisation	39
3.3.1	Bornes de HILL	39
3.3.2	Bornes de Hashin-Shtrikman	41
3.3.3	Validité des méthodes d'homogénéisation	43
3.4	Modèle de perturbations	44
3.4.1	Solide hétérogène composé d'une matrice et d'un seul granulat . .	44
3.4.2	Solide homogène équivalent	45
3.4.3	Solide homogène équivalent composé d'une matrice et de N granulats	47
3.4.4	Calcul des champs de contraintes résultants	48
3.4.5	Équilibre énergétique et module élastique	49
3.5	Modèle de perturbations versus GOODIER	50
3.6	Modèle de prédiction	53
3.7	Conclusion	54
4	Validation du modèle de perturbations	55

4.1	Introduction	55
4.2	Programme expérimental	56
4.3	Synthèse des résultats	58
4.3.1	Matrices: pâtes de ciment et mortiers	58
4.3.2	Bétons de granulats légers	59
4.4	Validation du modèle de perturbations	61
4.4.1	Approximation des propriétés mécaniques de la pâte de ciment	62
4.4.2	Propriétés mécaniques de la matrice de mortier	65
4.4.3	Propriétés mécaniques des bétons légers	68
4.5	Résistance et compatibilité élastique	75
4.6	Programmation du calcul	77
4.7	Conclusion	77
5	Choix des phases et optimisation	81
5.1	Introduction	81
5.2	Programme expérimental	82
5.3	Synthèse des résultats	85
5.4	Analyse des résultats	88
5.4.1	Première série d'essais	88
5.4.2	Deuxième série d'essais	92
5.4.3	Optimisation des bétons de granulats légers	94
5.5	Conclusion	98
6	Bétons légers renforcés de fibres d'acier	102
6.1	Introduction	102
6.2	Programme expérimental	105
6.3	Procédures d'essais	107
6.4	Synthèse des résultats	109
6.4.1	Matrices renforcées de fibres	109
6.4.2	Bétons légers renforcés de fibres	112
6.5	Analyse des résultats	116
6.5.1	Résistance en compression des bétons	116
6.5.2	Résistance à la flexion des bétons	117
6.6	Conclusions	118

Conclusion générale	120
Bibliographie	124
A Calcul analytique de Goodier	132
B Programme matlab	139
C Résultats expérimentaux en flexion	146
C.1 Matrices	147
C.2 Bétons (1545 kg/m ³ sans fibres)	150
C.3 Bétons (1725 kg/m ³ sans fibres)	153

Liste des tableaux

1.1	Classification des bétons légers selon le guide ACI 213R-87 [2]	4
1.2	Propriétés élastiques des granulats d'argile expansés, d'après MÜLLER-ROCHHOLZ [18]	10
2.1	Composition des pâtes de ciment	32
2.2	Caractéristiques physiques des granulats légers	33
2.3	Absorption d'eau des granulats d'argile expansés	33
4.1	Formulation des bétons de granulats d'argile expansés	57
4.2	Formulation des bétons de granulats de verre expansés	57
4.3	Propriétés mécaniques des matrices en fonction du dosage en sable; valeurs moyennes à 7 et 28 jours	58
4.4	Propriétés mécaniques des bétons de granulats d'argile expansés; valeurs moyennes à 7 et 28 jours	60
4.5	Propriétés mécaniques des bétons de granulats de verre expansés; valeurs moyennes à 7 et 28 jours	60
4.6	Approximation des propriétés mécaniques des pâtes de ciment	64

4.7	Comparaison entre les modules élastiques expérimentaux et effectifs des mortiers (E et E_{me})	65
4.8	Rapport de compatibilité élastique E_g/E_b , résistance en compression et mode de rupture des bétons légers à 7 et 28 jours (écrasement de la matrice ou des granulats et fendage : M, \mathcal{G} et F)	74
4.9	Paramètres mécaniques de chacune des phases et résultats des calculs de contraintes pour rupture à 7 jours	79
4.10	Paramètres mécaniques de chacune des phases et résultats des calculs de contraintes pour rupture à 28 jours	80
5.1	Formulation des bétons M30 _{V1} -1800 kg/m ³	83
5.2	Formulation des bétons M30 _{V1} -1500 kg/m ³	84
5.3	Formulation des bétons avec matrice M23 _{V1}	84
5.4	Propriétés mécaniques des pâtes de ciment; valeurs moyennes expérimentales à 7 et 28 jours	85
5.5	Propriétés mécaniques des bétons M30 _{V1} -1800 kg/m ³ ; valeurs moyennes à 7 et 28 jours	86
5.6	Propriétés mécaniques des bétons M30 _{V1} -1500 kg/m ³ ; valeurs moyennes à 7 et 28 jours	87
5.7	Propriétés mécaniques des bétons avec matrice M23 _{V1} ; valeurs moyennes à 7 et 28 jours	87
5.8	Module élastique effectif et contraintes théoriques maximales; bétons M30 _{V1} - 1800 kg/m ³ , résultats à 7 et 28 jours	99
5.9	Module élastique effectif et contraintes théoriques maximales; bétons M30 _{V1} -1500 kg/m ³ , résultats à 7 et 28 jours	99
5.10	Module élastique effectif et contraintes théoriques maximales; bétons M23 _{V1} , résultats à 7 et 28 jours	100

5.11	Formulations des bétons légers à haute performance de ZHANG & GJØRV [8, 30]	101
6.1	Composition de la pâte de ciment	105
6.2	Caractéristiques des fibres d’acier	106
6.3	Formulation des bétons légers sans fibres	106
6.4	Dosages en fibres utilisés (% du volume de pâte)	107
6.5	Prédictions du modèle de perturbations pour un chargement en compression	107
6.6	Propriétés mécaniques des matrices renforcées de fibres d’acier; valeurs moyennes à 28 jours	109
6.7	Résistance en compression et module élastique des bétons légers renforcés de fibres; valeurs moyennes à 28 jours	112
6.8	Module de rupture, module élastique et énergie de rupture des bétons légers renforcés de fibres; valeurs moyennes à 28 jours	114
6.9	Prédictions du modèle de perturbations pour un chargement en traction et module de rupture des bétons renforcés de microfibrés	118
A.1	Concentrations de contraintes autour d’un granulat sphérique ($a = r = 1$, $E_g/E_m < 1$)	135

Liste des figures

1.1	Représentation schématique des différents types de béton léger, d'après SHORT & KINNIBURGH [1]	4
1.2	Argile expansé bouleté, étendue granulaire 3/8 mm	6
1.3	Schistes pulvérisés expansés, étendue granulaire 4/9 mm	6
1.4	Absorption d'eau en fonction du temps des granulats d'argile expansés bouletés (Arg.) et de cendres volantes frittées (CV); granulats 4/8 mm, densité apparente ρ_g , d'après ZHANG & GJØRV [8]	8
1.5	Taux d'absorption en fonction du temps des granulats d'argile expansés bouletés (Arg.) et de cendres volantes frittées (CV); granulats 4/8 mm, densité apparente ρ_g , d'après ZHANG & GJØRV [8]	8
1.6	Interface pâte-granulats et mécanismes d'interaction identifiés, d'après ZHANG & GJØRV [10]	11
1.7	Retrait endogène en fonction du temps : déformations libres (a) et contraintes induites par le retrait empêché (b); bétons légers avec granulats saturés, BL-8,9%, et partiellement saturés, BL-5,8%, béton de granulats rigides, BO, d'après BENTUR & COLL. [12]	14

1.8	Résistance en compression (a) et module élastique (b) en fonction de la masse volumique du béton durci, résultats à 28 jours, d'après WILSON & MALHOTRA [22], ZHANG & GJØRV [30], DE LARRARD [31] ET REGAN & ARASTEH [32]	15
1.9	Relation contrainte-déformation des bétons de granulats légers soumis à un effort de compression uniaxial, d'après ZHANG & GJØRV [30]	16
1.10	Transfert des efforts dans un béton de granulats léger	19
1.11	Résistance du béton en fonction du dosage en liant; béton de granulats rigides à haute performance (BHP) et béton de granulats légers (BL), d'après HOLM & BREMNER [24]	20
1.12	Granulat cubique de volume $a^3 = V_g$ noyé dans une matrice de volume unité et modèle rhéologique: le granulat est en parallèle avec un volume de mortier $\sqrt[3]{V_g} - V_g$ et en série avec le mortier restant, d'après DE LARRARD [31]	21
1.13	Domaine élastique du béton en fonction de la rigidité E des deux phases (b , m et g : béton, matrice, granulats; r et l : granulats rigides ou légers), d'après VAN MIER [50]	22
1.14	Granulat sphérique noyé dans une matrice infinie soumise à un champ de contraintes uniaxial (a) et concentrations de contraintes à l'interface matrice-granulat (b)	23
1.15	Contraintes radiales σ_{rr} autour d'un granulat sphérique : (a) $E_g/E_m = 5$, (b) $E_g/E_m = 1/5$ (BREMNER [29])	25
1.16	Contraintes tangentielles $\sigma_{\theta\theta}$ autour d'un granulat sphérique : (a) $E_g/E_m = 5$, (b) $E_g/E_m = 1/5$ (BREMNER [29])	25
1.17	Contraintes principales (min et max) à l'interface d'un granulat sphérique en fonction du rapport E_g/E_m et pour $\nu_g = \nu_m = 0,20$; d'après BREMNER [29]	26
1.18	Zone d'influence d'un vide ($E_g = 0$) dans les directions $\theta = 0^\circ$ et $\theta = 90^\circ$ pour un champ de contraintes uniaxial et unitaire	27

2.1	Propriétés mécaniques en fonction de l'échelle d'observation : résistance en compression, module élastique et résistance en traction (f_c , E et f_t)	31
2.2	Essai de module élastique sur cylindre : mesure des déformations à l'aide d'un compressomètre	36
2.3	Essai de flexion quatre-points (prisme de section carré)	36
3.1	Représentation schématique du béton comme un matériau composite à deux phases	38
3.2	Représentation schématique des bornes de HILL	40
3.3	Module élastique du béton, E_b , en fonction du coefficient de Poisson des deux phases, ν_m et ν_g ($E_m = 30$ GPa, $E_g = 15$ GPa et $c = 0,5$; méthode de HASHIN & SHTRIKMAN)	43
3.4	Solide hétérogène composé d'une matrice M et d'un granulat \mathcal{G} sollicité par un champ de contraintes uniaxial constant $\sigma = \sigma^o$	45
3.5	Solide homogène équivalent	46
3.6	Solide homogène équivalent composé d'une matrice M et de N granulats sollicité par un champ de contraintes constant $\sigma = \sigma^o$	48
3.7	Concentrations de contraintes maximales (a) et minimales (b) autour d'un granulat sphérique noyé dans un béton (cas d'un chargement uniaxial en compression, $E_g < E_b$ et $\nu = 0,2$)	50
3.8	Contraintes résultantes dans la matrice, σ_M , et dans les granulats, σ_G , en fonction de E_g/E_b , pour différentes valeurs de E_g ($E_m = 20$ GPa, $E_g = 2,5$ à 15 GPa, $V_g = 0,001$ à $0,5$ et $\sigma^o = 1$)	52
3.9	Approximation polygonale des contraintes de traction à l'interface matrice-granulats, σ_{tt} , en fonction de E_g/E_b , pour différentes valeurs de E_g ($E_m = 20$ GPa, $E_g = 2,5$ à 15 GPa, $V_g = 0,001$ à $0,5$ et $\sigma^o = 1$)	52
4.1	Résistance en compression (a) et module élastique (b) en fonction de la masse volumique du béton durci; valeurs moyennes à 7 et 28 jours . . .	61

4.2	Module élastique en fonction du rapport ciment/eau (a) et module élastique en fonction de la résistance en compression (b) de la pâte de ciment; résultats à 28 jours, d'après KAWAKAMI & COLL. [68]	63
4.3	Comparaison entre les relations (4.1) et (4.2), les résultats de MARC-HAND & COLL. [69] et les propriétés mécaniques des matrices M40 et M30; résultats à 28 jours (FS : fumée de silice)	64
4.4	Résistance en compression des matrices M40 (a) et M30 (b) en fonction du dosage en sable; prédiction du modèle de perturbations vs résultats à 28 jours	67
4.5	Résistance en compression des matrices M40 (a) et M30 (b) en fonction du dosage en sable avec correction de f_{cp} ; modèle de perturbations vs résultats à 28 jours	67
4.6	Comparaison entre les modules élastiques expérimentaux, E , et les modules élastiques effectifs, E_{be} , des bétons légers	69
4.7	Comparaison entre les résultats du modèle et les résultats expérimentaux; bétons avec matrice M40 et granulats d'argile expansés, résultats à 7 jours	71
4.8	Comparaison entre les résultats du modèle et les résultats expérimentaux; bétons avec matrice M40 et granulats d'argile expansés, résultats à 28 jours	71
4.9	Comparaison entre les résultats du modèle et les résultats expérimentaux; bétons avec matrice M30 et granulats d'argile expansés, résultats à 7 jours	72
4.10	Comparaison entre les résultats du modèle et les résultats expérimentaux; bétons avec matrice M30 et granulats d'argile expansés, résultats à 28 jours	72
4.11	Comparaison entre les résultats du modèle et les résultats expérimentaux; bétons avec matrice M40 et granulats de verre expansés, résultats à 7 jours	73
4.12	Comparaison entre les résultats du modèle et les résultats expérimentaux; bétons avec matrice M40 et granulats de verre expansés, résultats à 28 jours	73

4.13	Résistance en compression (a) et module élastique (b) à 28 jours des bétons légers en fonction de la masse volumique et du rapport E_g/E_b .	76
4.14	Algorithme pour prédire le comportement mécanique des bétons légers constitués de 2 phases granulaires	78
5.1	Contraintes théoriques maximales, σ_M^o et σ_G^o , en fonction de la proportion volumique des granulats A(1.4) et V1; matrice M30, 28 jours	89
5.2	Résistance en compression en fonction de la proportion volumique des granulats A(1.4) et V1; résultats du modèle vs résultats expérimentaux à 7 et 28 jours, bétons M30 _{V1} -1800 kg/m ³	89
5.3	Résistance en compression en fonction de la proportion volumique des granulats A(1.1) et V1; résultats du modèle vs résultats expérimentaux à 7 et 28 jours, bétons M30 _{V1} -1800 kg/m ³	90
5.4	Résistance en compression en fonction de la proportion volumique des granulats A(1.4) ou A(1.1) et V1; résultats du modèle vs résultats expérimentaux à 28 jours, bétons M30 _{V1} -1500 kg/m ³	90
5.5	Résistance en compression (a) et module élastique (b) en fonction de la masse volumique du béton durci; résultats à 28 jours	92
5.6	Prédictions du modèle vs résultats à 28 jours; deuxième série d'essais .	93
5.7	Plafond de résistance des bétons légers	95
5.8	Prédictions du modèle vs résultats à 28 jours de ZHANG & GJØRV . .	96
5.9	Résistance en compression (a) et module élastique (b) en fonction de la masse volumique des bétons légers; résultats expérimentaux vs résultats de la littérature (voir figure 1.8, chapitre 1)	98
6.1	Concentrations de contraintes de traction autour d'un granulat léger, $E_g/E_b \rightarrow 0$: chargement en compression (a) et en traction (b)	103
6.2	Représentation schématique du processus de fissuration d'un bloc de béton soumis à une traction directe	104

6.3	Essai de flexion quatre-points et courbe effort-flèche; calcul du module de rupture et du module élastique (σ_{cr} et $E_{P\Delta}$)	108
6.4	Courbes effort-flèche moyennes des matrices renforcées de microfibrilles f3	111
6.5	Courbes effort-flèche moyennes des matrices renforcées de fibres f3 et F13	111
6.6	Courbes effort-flèche moyennes des bétons légers renforcés de microfibrilles f3; bétons B1545 (a) et B1725 (b)	114
6.7	Courbes effort-flèche moyennes des bétons légers renforcés de fibres f3 et F13; bétons B1545 (a) et B1725 (b)	115
A.1	Granulat sphérique noyé dans une matrice infinie soumise à un champ de contraintes uniaxial et uniforme (a) et concentrations de contraintes à l'interface matrice-granulat (b).	133
A.2	Concentrations de contraintes en fonction de θ ($a = r = 1, E_g/E_b < 1$) : (a) σ_{rr} , (b) $\sigma_{\theta\theta}$, (c) $\sigma_{\psi\psi}$, (d) $\tau_{r\theta}$	137
A.3	Contraintes principales et cisaillement maximal en fonction de θ ($a = r = 1, E_g/E_b < 1$) : (a) σ_1 , (b) σ_2 , (c) σ_3 , (d) τ_{max}	138

Introduction

La masse volumique des bétons fabriqués avec des granulats rigides, d'ordinaire comprise entre 2200 et 2600 kg/m³, est peu influencée par le type et la proportion volumique des granulats utilisés. En effet, la densité des granulats rigides varie peu et est du même ordre de grandeur que celle des mortiers. Par conséquent, le poids propre des éléments fabriqués avec un tel matériau est élevé et représente une grande partie de la charge morte sur les structures.

Les bétons de granulats légers, d'une masse volumique de 1500 à 1900 kg/m³, ont une résistance comparable aux bétons de granulats rigides tout en étant de 25 à 35 % plus légers. Ces bétons permettent ainsi une plus grande souplesse quant à la conception des ouvrages et induisent plusieurs économies. En effet, la réduction de la charge morte sur les structures permet entre autres d'utiliser des portées plus longues ou de diminuer les sections des éléments porteurs, de réduire la quantité d'acier d'armature et même les dimensions des fondations. Utilisés en préfabrication, les bétons légers permettent aussi de diminuer les coûts de transport et d'installation.

Grâce aux ajouts minéraux, aux adjuvants et aux granulats légers de grande qualité maintenant disponibles, il est aujourd'hui possible de fabriquer des bétons légers à haute performance dotés d'une très bonne rhéologie et d'une excellente durabilité. Les conditions nécessaires pour développer au maximum leur résistance en compression ne sont toutefois pas encore complètement maîtrisées. En effet, bien que certaines

formulations aient pu atteindre une résistance en compression de 70 à 100 MPa à 28 jours, il est encore difficile d'obtenir plus de 60 MPa pour une masse volumique inférieure à 1900 kg/m³.

Par ailleurs, le faible module élastique des granulats légers augmente les déformations instantanées du béton mais également les déformations différées. En effet, contrairement aux granulats rigides, les granulats légers ne gênent pas, ou peu, les déformations de la pâte de ciment. Cette propriété peut être particulièrement intéressante dans la mesure où elle permet de soulager les contraintes induites lorsque les déformations du matériau sont empêchées. Les bétons légers sont néanmoins des matériaux fragiles et peu résistants à la traction. L'utilisation de fibres métalliques demeure une solution efficace pour en augmenter la résistance à la fissuration.

Cette thèse porte sur la compatibilité élastique au sein des bétons de granulats légers et son influence sur le comportement mécanique et l'optimisation des bétons légers à haute performance. Une revue de la documentation scientifique, qui fait l'objet du chapitre 1, offre une présentation générale des granulats légers de structure et des bétons de granulats légers. Cette revue présente également certaines notions de micro-mécanique auparavant utilisées pour étudier le comportement mécanique des bétons légers. Le chapitre 2 décrit le projet de recherche qui est divisé en deux parties : une partie analytique et une partie expérimentale. Le chapitre 3, qui est consacré à l'étude analytique, présente le modèle de perturbations utilisé pour prédire la résistance et le module élastique des bétons légers. Ce modèle fait appel à plusieurs concepts relatifs à la mécanique des matériaux composites à inclusions sphériques. Les chapitres 4 et 5, consacrés à l'étude expérimentale, portent respectivement sur la validation du modèle de perturbations et sur l'optimisation des bétons de granulats légers. Le chapitre 6 présente une étude complémentaire sur le comportement mécanique des bétons légers renforcés de fibres d'acier. Enfin, la conclusion propose une synthèse des résultats obtenus aux chapitres précédents ainsi que de nouvelles perspectives de recherche.

Chapitre 1

Revue de la documentation

1.1 Types et classification des bétons légers

On diminue la masse volumique du béton en remplaçant une certaine quantité de matériau solide par de l'air. Les trois endroits possibles pour incorporer de l'air dans le béton sont : dans la matrice (béton cellulaire), entre les gros granulats (béton caverneux ou sans fines, c.-à-d. sans sable) et dans les granulats (béton de granulats légers). La figure 1.1 illustre ces trois types de béton (SHORT & KINNIBURGH [1]). Évidemment, il est possible d'effectuer des combinaisons comme un béton léger de type caverneux fabriqué en utilisant des granulats légers.

L'augmentation du volume d'air, ou des vides, s'accompagne d'une diminution de la résistance du matériau. Le guide ACI 213R-87 [2] distingue alors trois catégories de béton léger, classées selon la masse volumique du matériau durci (tableau 1.1).

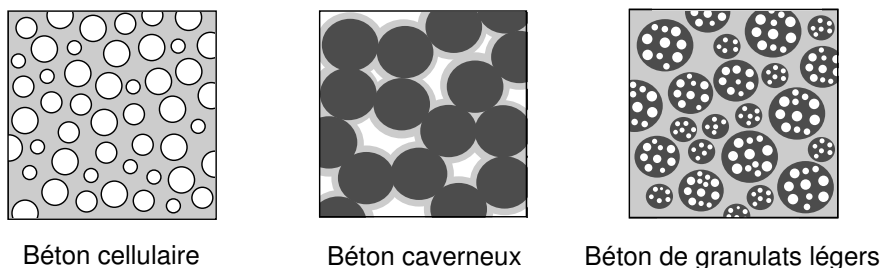


FIGURE 1.1 : Représentation schématique des différents types de béton léger, d'après SHORT & KINNIBURGH [1]

Les bétons légers de structure, utilisés pour la fabrication d'éléments porteurs, sont généralement fabriqués avec des granulats légers manufacturés (argile, schistes et laitiers expansés ou cendres volantes frittées). La résistance à la compression minimale recommandée par l'ACI est alors de 17 MPa à 28 jours. Les bétons légers de faible densité sont fabriqués avec des granulats ultra légers et très poreux (vermiculite exfoliée, perlite expansée) ou avec une matrice cellulaire. Dans ce dernier cas, l'incorporation de bulles d'air peut être faite par génération de gaz dans le matériau à l'état plastique ou par entraînement d'air au cours du malaxage. Ces bétons sont de très bons isolants thermiques, mais ils doivent bien souvent être traités à l'autoclave pour atteindre une résistance suffisante. D'autres granulats non absorbants et plus résistants sont aussi disponibles (verre et polystyrène expansés). Les bétons de résistance modérée sont dotés de propriétés intermédiaires. Ils peuvent être fabriqués avec des granulats concassés naturels, comme la pierre ponce, les tufs et autres roches d'origine volcanique, ou avec un mortier aéré. La pierre ponce fut par ailleurs le premier granulats légers à être utilisé, notamment pour la construction du dôme du Panthéon et du Colisée à Rome.

TABLEAU 1.1 : Classification des bétons légers selon le guide ACI 213R-87 [2]

Classification	ρ_b (kg/m ³)	f'_c (MPa)
Bétons légers de structure	1350 - 1900	> 17
Bétons légers de résistance modérée	800 - 1350	7 - 17
Bétons de faible densité	300 - 800	< 7

1.2 Granulats légers de structure

1.2.1 Procédés de fabrication

La principale caractéristique des granulats légers est leur porosité élevée qui se traduit par une faible densité apparente. Certains granulats légers sont des roches à l'état naturel, mais la majorité des granulats légers utilisés est manufacturée à partir de matières premières naturelles (argile, schiste, ardoise) ou de sous-produits industriels (laitiers, cendres volantes). Les procédés de fabrication usuels sont l'expansion en four rotatif ou la cuisson sur grilles (ARNOULD [3]). L'expansion est alors générée par la formation d'un gaz à l'intérieur du matériau en fusion (entre 1000 et 1300 °C) et la structure poreuse est conservée par le refroidissement rapide. Les granulats peuvent être obtenus par le concassage des masses expansées ou par préformage avant l'expansion (moulage et déchiquetage de l'argile, pulvérisation des schistes et de l'ardoise, frittage des cendres volantes). Le moulage et le frittage permettent d'obtenir des granulats de forme sphérique (granulats bouletés). Les laitiers expansés peuvent être fabriqués sans opération de concassage ni préformage. Le laitier liquide (environ 1450 °C) est alors projeté dans l'atmosphère au moyen d'un tambour rotatif tandis que des jets d'eau assurent l'expansion des particules en fusion (MALHOTRA [4]).

Ces granulats manufacturés sont à l'heure actuelle les meilleurs granulats pour la fabrication des bétons légers de structure. On préfère toutefois les granulats bouletés aux granulats concassés car leur forme arrondie et leur plus faible absorption améliorent les propriétés rhéologiques et mécaniques des bétons légers (figures 1.2 et 1.3).

1.2.2 Composition chimique et minéralogique

Malgré l'utilisation de matières premières différentes et des nombreux procédés de fabrication et températures d'expansion, les granulats à base d'argile, de schistes et de cendres volantes ont une composition chimique similaire. Ils sont composés à plus de 85 % de silice, d'alumine et d'oxyde de fer et le quartz est le minéral le plus abondant (ARNOULD [3], SARKAR & COLL. [5], ZHANG & GJØRV [6]). Les laitiers expansés sont composés à parts égales d'environ 80 % de silice et de chaux (MALHOTRA [4]).

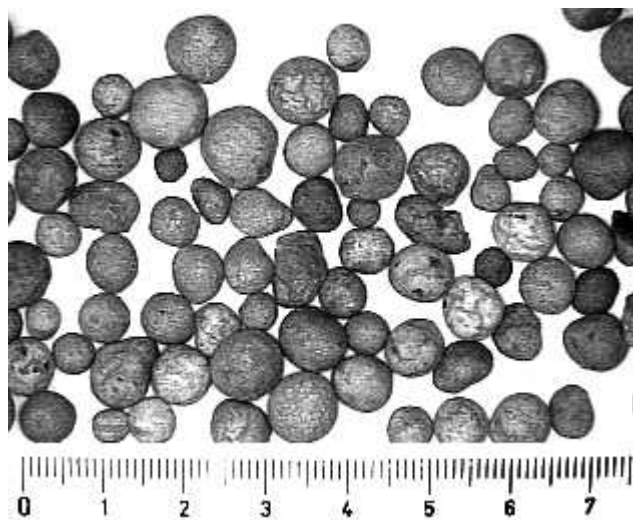


FIGURE 1.2 : Argile expansé bouleté, étendue granulaire 3/8 mm



FIGURE 1.3 : Schistes pulvérisés expansés, étendue granulaire 4/9 mm

1.2.3 Porosité et absorption d'eau

Les granulats légers sont caractérisés par une très grande porosité (entre 25 et 75 % du volume apparent). La taille et la distribution des pores influencent la résistance des granulats, mais détermine surtout leurs propriétés d'absorption (taux d'absorption et absorption totale). Les données de la littérature montrent que l'absorption d'eau des granulats légers manufacturés initialement secs varie généralement entre 10 et 20 % après 24 heures d'immersion. Cependant, le taux d'absorption initial est très élevé : plus de 50 % de l'absorption est souvent complétée dès les toutes premières minutes (SWAMY & LAMBERT [7], ZHANG & GJØRV [8]). Par ailleurs, la porosité des granulats manufacturés varie proportionnellement à la taille des grains. Par conséquent, plus la taille des granulats diminue, moins ils sont poreux et plus leur densité apparente augmente. La porosité peut également dépendre du préformage avant l'expansion. Les figures 1.4 et 1.5 présentent l'absorption d'eau et le taux d'absorption de quelques granulats légers tels que mesurés par ZHANG & GJØRV. Les cendres volantes frittées, qui sont des agglomérations de microsphères, sont les plus absorbants étant donné l'interconnexion plus élevée entre les pores.

Lorsqu'on fabrique un béton avec des granulats légers, une quantité importante d'eau de gâchage peut être absorbée par les granulats. Cette absorption d'eau dépend toutefois de l'interconnexion des pores dans les granulats, du degré de saturation initial des granulats et du rapport eau/ciment de la matrice cimentaire. L'effet sur l'ensemble du matériau peut se traduire par une perte rapide de maniabilité, mais peut aussi contribuer à améliorer la microstructure de la matrice cimentaire aux interfaces pâte-granulats par un effet de filtration (FAGERLUND [9], ZHANG & GJØRV [10], PUNKKI & COLL. [11]). D'ailleurs, l'eau absorbée par les granulats constitue une réserve pour l'hydratation subséquente de la matrice cimentaire (BENTUR & COLL. [12], BENTZ & SNYDER [13], KOHNO & COLL. [14]).

Certains moyens tels que le prémouillage ou l'utilisation d'un traitement de surface visant à réduire l'absorption des granulats s'avèrent très efficaces pour diminuer la perte de maniabilité des bétons légers. La paraffine et la pâte de ciment ont entre autres été utilisés (ASAI & COLL. [15], LINSEL & COLL. [16]).

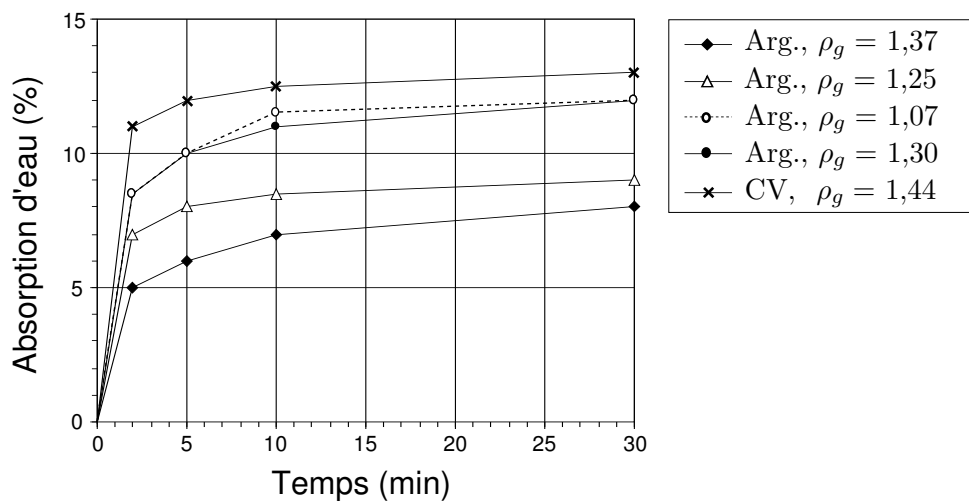


FIGURE 1.4 : Absorption d'eau en fonction du temps des granulats d'argile expansés bouletés (Arg.) et de cendres volantes frittées (CV); granulats 4/8 mm, densité apparente ρ_g , d'après ZHANG & GJØRV [8]

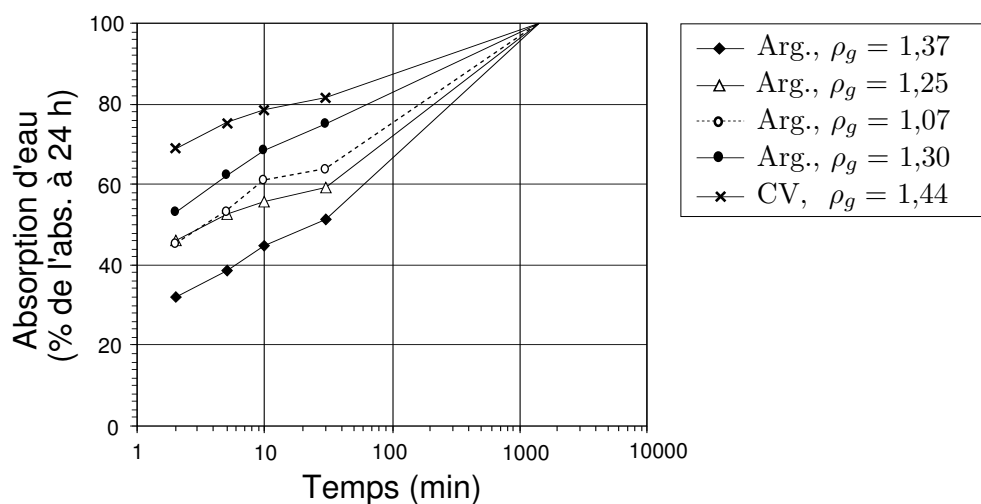


FIGURE 1.5 : Taux d'absorption en fonction du temps des granulats d'argile expansés bouletés (Arg.) et de cendres volantes frittées (CV); granulats 4/8 mm, densité apparente ρ_g , d'après ZHANG & GJØRV [8]

1.2.4 Propriétés mécaniques

Il est difficile d'évaluer avec précision les propriétés mécaniques des granulats légers compte tenu de la variabilité qui existe entre chaque grain (porosité, densité, forme, dimensions, irrégularités, etc.). À ce jour, on ne trouve que peu de données fiables quant à la résistance des granulats légers. L'essai d'écrasement au pot, qui constitue l'essai le plus facile à réaliser, est le plus utilisé (VIRLOGEUX [17]). Les résultats ne sont toutefois pas représentatifs de la résistance des granulats confinés au sein du béton.

Une méthode dynamique développée par MÜLLER-ROCHHOLZ [18] permet d'évaluer le module élastique des granulats légers par des mesures de vitesse de propagation d'ondes à ultrasons. Cette méthode nécessite toutefois des équipements particuliers qui sont peu disponibles. La relation (1.1), proposée dans les manuels du CEB-FIP [19, 20], est également fondée sur des mesures dynamiques. Elle exprime le module élastique, E_g , en fonction de la densité apparente des granulats légers, ρ_g :

$$E_g = 8 \cdot \rho_g^2 \quad (1.1)$$

Le tableau 1.2 présente le module de cisaillement, G_g , le coefficient de Poisson, ν_g , et le module élastique, E_g , en fonction du diamètre, D , et de la densité apparente des granulats, ρ_g , pour quelques granulats d'argile expansés. On remarque que le module élastique des granulats est nettement inférieur à celui des granulats rigides, qui peut varier de 60 à 100 GPa. Un module élastique effectif pour les granulats peut aussi être déterminé à l'aide d'un modèle d'homogénéisation comme ceux énumérés au chapitre 3 (NILSEN & COLL. [21]).

1.3 Bétons de granulats légers

1.3.1 Formulation

À l'exception des granulats légers, les constituants et les méthodes de formulation utilisées sont les mêmes que pour les bétons de granulats rigides. Une attention particulière doit cependant être portée à la densité apparente et à l'absorption des granulats.

TABLEAU 1.2 : Propriétés élastiques des granulats d'argile expansés, d'après MÜLLER-ROCHHOLZ [18]

Granulats	D (mm)	ρ_g	G_g (GPa)	ν_g	E_g (GPa)
Liapor F3	4-8	0,7	2,1	0,21	5,2
	8-12,5	0,6	1,9	0,18	4,4
Liapor F6	4-8	–	4,5	0,22	10,9
	8-12,5	1,1	5,7	0,19	13,5
Liapor F8	4-8	–	7,4	0,16	17,1
	8-12,5	1,5	7,5	0,16	17,3

L'évolution rapide de la technologie du béton a permis d'améliorer les propriétés des bétons de granulats légers. En effet, les ajouts minéraux et les adjuvants ont permis de réduire la demande en eau tout en améliorant les propriétés rhéologiques et la microstructure du matériau. La fumée de silice est maintenant recommandée pour augmenter la résistance à la compression mais également pour diminuer les risques de ségrégation des granulats. Le dosage habituel en fumée de silice est d'environ 10 % du poids du ciment. Les cendres volantes et les laitiers peuvent aussi être utilisées pour des raisons économiques et pour améliorer la résistance à long terme. Les bétons légers à haute performance développés par WILSON & MALHOTRA [22] contiennent entre 20 et 30 % de cendres volantes en remplacement du ciment. L'entraînement d'air est recommandé dans la plupart des bétons de granulats légers pour en améliorer la maniabilité, la résistance aux cycles de gel-dégel et à l'écaillage et pour diminuer le ressuage. Le volume d'air recommandé varie entre 4 et 8 % (norme ACI 211.2 [23]).

Les dosages en ciment et en eau sont généralement déterminés en fonction de la résistance à la compression et de l'affaissement spécifiés. Grâce aux adjuvants modernes, le rapport eau/ciment peut maintenant se situer entre 0,25 et 0,50 contrairement aux rapports supérieurs à 0,50 traditionnellement utilisés pour contrer l'absorption des granulats. Le choix des granulats fins et des gros granulats a par ailleurs un effet important sur les propriétés du béton. D'après HOLM & BREMNER [24], seuls des granulats légers manufacturés de très grande qualité peuvent développer des bétons

légers à haute performance. Le degré de saturation initial des granulats doit être déterminé par un essai d'absorption et être pris en considération pour déterminer la quantité d'eau de gâchage. Les granulats fins peuvent être du sable léger ou du sable naturel. Le sable léger a toutefois le désavantage d'être absorbant et on l'associe plutôt aux bétons légers de résistance modérée, qui ne sont pas des bétons de structure.

1.3.2 Interactions des granulats avec la matrice cimentaire

La qualité microstructurale des interfaces pâte-granulats légers est généralement supérieure à celle des bétons de granulats rigides. Des mécanismes d'interaction physique, chimique et mécanique ont été identifiés, sans compter l'influence du faible module élastique des granulats sur la microfissuration des interfaces (figure 1.6).

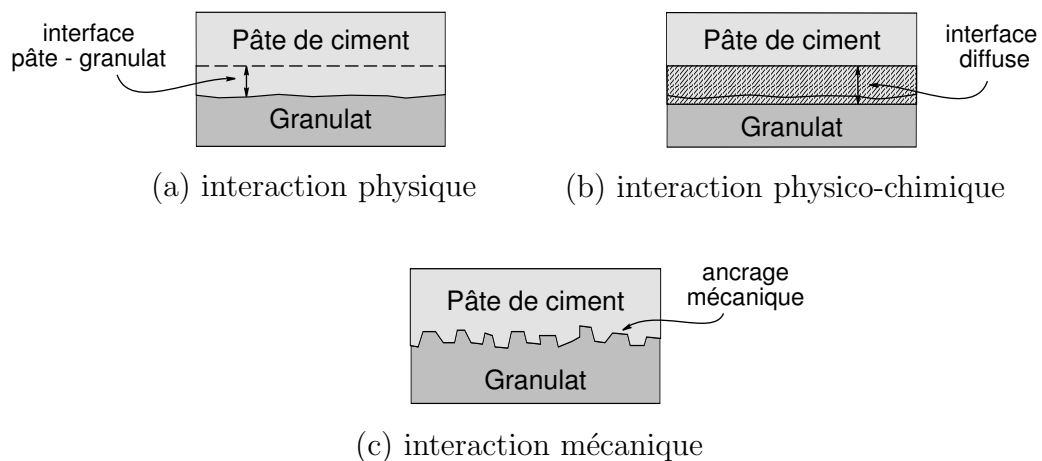


FIGURE 1.6 : Interface pâte-granulats et mécanismes d'interaction identifiés, d'après ZHANG & GJØRV [10]

Les granulats légers préformés sont recouvert d'une mince couche plus ou moins rigide qui isole la structure poreuse des granulats. Lorsque cette couche est très dense, ce qui peut être le cas d'un granulat semi-léger, la microstructure des interfaces est alors semblable à celle observée dans les bétons de granulats rigides, c'est-à-dire qu'elle est plus poreuse et qu'elle peut contenir de larges cristaux de portlandite et des aiguilles d'ettringite. Si la couche protectrice des granulats est moins rigide, ou si les granulats sont concassés, on observe alors que la microstructure de l'interface

est plus dense et plus homogène. Cette densification de la matrice est associée au processus physique d'absorption d'eau des granulats qui diminue localement le rapport eau/ciment de la matrice cimentaire (figure 1.6.a, FAGERLUND [9], ZHANG & GJØRV [10]). L'absorption de l'eau de gâchage dépend toutefois du degré de saturation initial des granulats.

Une très faible activité pouzzolanique semble possible entre les granulats légers (argile expansés et cendres volantes frittées) et la matrice cimentaire (SARKAR & COLL. [5], ZHANG & GJØRV [6]). WASSERMAN & BENTUR [25] observent que cette interaction chimique peut contribuer à augmenter la résistance à long terme des bétons avec granulats de cendres volantes frittées (figure 1.6.b).

Enfin, la pâte de ciment peut venir se loger entre les rugosités et les pores à la surface des granulats légers. Cet ancrage mécanique, qui améliore l'adhérence des granulats à la matrice cimentaire, dépend de la texture des granulats, de la taille des grains de ciment et de la viscosité de la matrice (figure 1.6.c). L'absence de portlandite améliore également la résistance de l'interface (ZHANG & GJØRV [26]).

1.3.3 Stabilité thermique et hydrique au jeune âge

Les bétons de granulats légers sont caractérisés par une plus faible chaleur spécifique et un meilleur pouvoir isolant que les bétons de granulats rigides. La chaleur spécifique, qui représente la capacité du matériau à emmagasiner de la chaleur, augmente toutefois en fonction de la teneur en eau, de la température et de la diminution de la masse volumique. Ainsi, lors du durcissement et selon la chaleur dégagée par l'hydratation du ciment, les bétons légers peuvent être soumis à une plus forte augmentation de température que les bétons de granulats rigides. De plus, étant donné leur meilleure capacité d'isolation, cette élévation de température peut s'étendre sur une plus longue période et par conséquent favoriser les gradients thermiques et la fissuration. Néanmoins, la grande capacité déformationnelle des bétons légers permet au matériau d'être moins sensible à la fissuration thermique (VAN BREUGEL [27]).

Les bétons de granulats légers à haute performance sont formulés avec un rapport eau/ciment relativement faible et un grand volume de liant. Le retrait endogène de ces matériaux est donc plus important que celui des bétons conventionnels, d'autant plus

que la faible rigidité des granulats légers ne gêne pas les déformations de la pâte de ciment. L'intensité de ce retrait est cependant influencée par le degré de saturation initial des granulats. En effet, l'eau absorbée lors du gâchage ou par un prémouillage permet de maintenir l'humidité interne du matériau sur une plus longue période et améliore ainsi l'hydratation de la matrice. Cet effet augmente en diminuant la taille des grains et en augmentant la proportion volumique des granulats (BENTUR & COLL. [12], BENTZ & SNYDER [13], KOHNO & COLL. [14]).

D'autre part, l'absorption d'une quantité importante d'eau de gâchage peut causer un séchage interne du matériau et par conséquent une perte rapide de maniabilité. Le séchage interne peut néanmoins être recherché pour certaines applications, notamment pour la fabrication rapide d'un revêtement de sol (MERIKALLIO & COLL. [28]).

La figure 1.7 reproduit quelques résultats de BENTUR & COLL. [12] sur l'efficacité des granulats légers à prévenir les dommages dus au retrait endogène. Contrairement au béton de granulats rigides, les bétons légers présentent peu de retrait; on observe même une expansion continue jusqu'à 7 jours dans le cas du béton avec granulats saturés (figure 1.7.a). Par conséquent, les contraintes induites en condition de retrait empêché sont aussi largement diminuées (figure 1.7.b). La faible intensité des contraintes induites dans les bétons légers est également influencée par le faible module élastique des granulats. L'expansion observée est associée à la poursuite de l'hydratation de la pâte de ciment, rendue possible par l'eau disponible dans les granulats.

1.3.4 Comportement mécanique

La qualité des granulats est considérée comme le principal facteur limitant la résistance en compression des bétons légers. Vient ensuite la qualité de la matrice et la masse volumique du béton durci. La qualité d'un granulats léger est directement liée à sa densité apparente, qui en contrôle la résistance et la rigidité, ainsi qu'au procédé de fabrication et à la matière première utilisée.

Plusieurs résultats témoignent d'un plafond de résistance, de 60 à 70 MPa en compression pour une masse volumique de 1800 à 1900 kg/m³, difficile à dépasser en utilisant des granulats légers. Au-delà de cette limite, l'augmentation du dosage en ciment et la diminution du rapport eau/ciment, tout en augmentant la masse volumique du

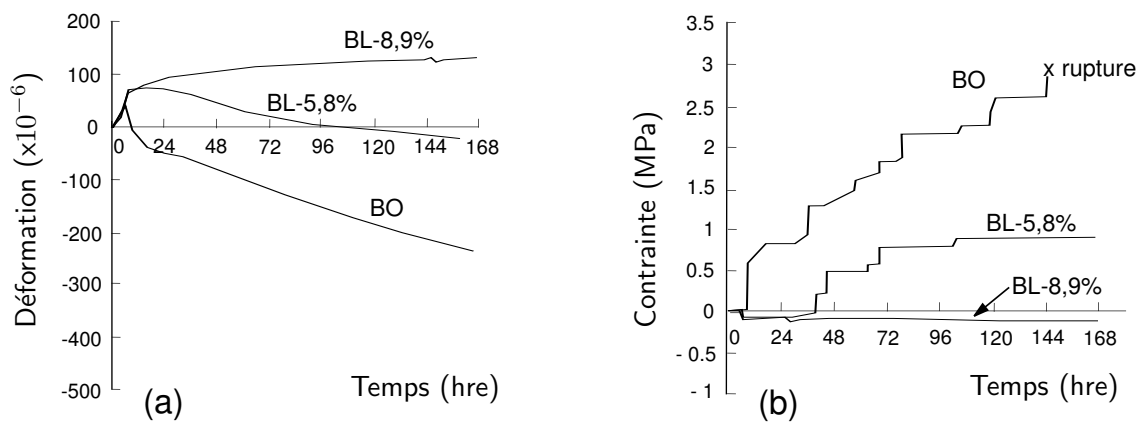


FIGURE 1.7 : Retrait endogène en fonction du temps : déformations libres (a) et contraintes induites par le retrait empêché (b); bétons légers avec granulats saturés, BL-8,9%, et partiellement saturés, BL-5,8%, béton de granulats rigides, BO, d'après BENTUR & COLL. [12]

béton, n'apporterait plus d'amélioration à la résistance. La rupture des éprouvettes, caractérisée par un ou plusieurs plans parallèles au chargement et par le fendage des granulats, témoigne alors d'un mode de rupture différent de celui des bétons de granulats rigides (WILSON & MALHOTRA [22], BREMNER [29]). L'ACI 213 [2] précise que pour un même dosage en ciment, le plafond de résistance peut néanmoins être augmenté en diminuant la taille des gros granulats. La résistance en compression peut aussi être augmentée en remplaçant une partie des granulats fins légers par du sable naturel, bien que cette mesure augmente la masse volumique du béton pour une formulation donnée. On observe aussi un effet avantageux de l'air entraîné.

La figure 1.8 montre l'évolution de la résistance en compression, f_c , et du module élastique, E , en fonction de la masse volumique du béton durci, ρ_b , pour diverses formulations tirées de la littérature. D'une part, on peut remarquer que les bétons légers à haute performance fabriqués par ZHANG & GJØRV [30] ont surpassé le plafond de résistance généralement observé de 60 – 70 MPa. Tout en utilisant des granulats de bonne qualité, la particularité de leurs formulations tient essentiellement sur l'utilisation d'excellentes matrices et de sable léger. Les dosages en ciment utilisés varient entre 400 et 600 kg/m^3 (ciment Type III à haute résistance et 10 % de fumée de silice).

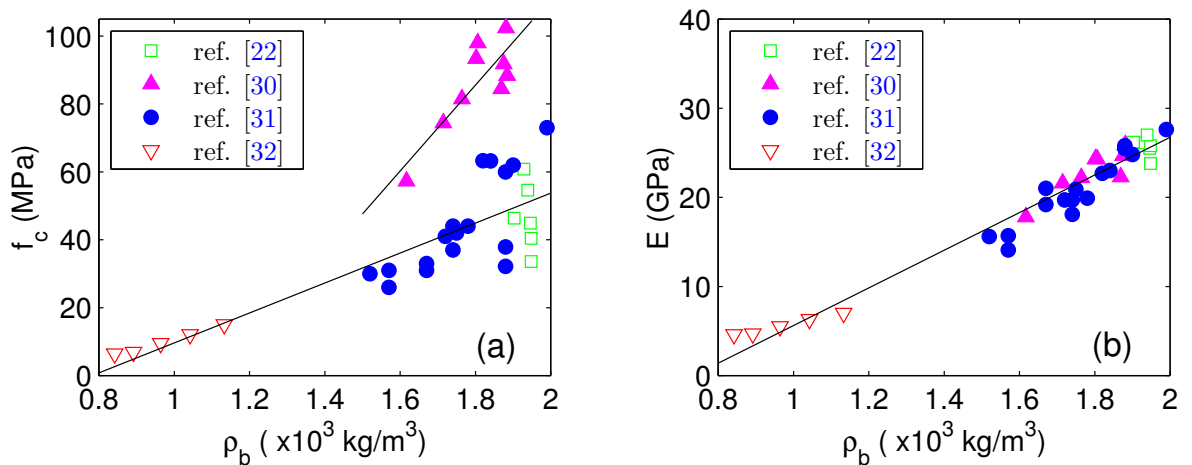


FIGURE 1.8 : Résistance en compression (a) et module élastique (b) en fonction de la masse volumique du béton durci, résultats à 28 jours, d'après WILSON & MALHOTRA [22], ZHANG & GJØRV [30], DE LARRARD [31] ET REGAN & ARASTEH [32]

D'autre part, on remarque sur la figure 1.8.b que le module élastique des bétons légers est directement lié à la masse volumique et non à la résistance. Les bétons de 1500 à 1900 kg/m³ sont ainsi caractérisés par un module élastique de 15 à 25 GPa, inférieur à celui des bétons de granulats rigides. Les équations disponibles dans les différentes normes s'expriment néanmoins en fonction de la résistance car elles sont générales et s'appliquent également aux bétons de granulats rigides (ZHANG & GJØRV [30]) :

$$\text{ACI 318-89 : } E = 43 \cdot 10^{-6} \rho^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad \text{pour } f'_c < 40 \text{ MPa} \quad (1.2)$$

$$\text{NS 3473 : } E = 9.5 f'_c^{0.3} (\rho/2400)^{1.5} \quad \text{pour } f'_c < 85 \text{ MPa} \quad (1.3)$$

avec E en (GPa), ρ en (kg/m³), f'_c en (MPa) sur cylindres 150 x 300 mm, f_c en (MPa) sur cylindres 100 x 200 mm.

La figure 1.9 présente la relation contrainte-déformation des bétons de granulats légers sollicités en compression uniaxiale (ZHANG & GJØRV [30], SLATE & COLL. [33]). Cette figure montre que le module élastique des bétons de granulats légers ainsi que la linéarité de la relation contrainte-déformation augmentent en fonction de la résistance du matériau. Le matériau suit donc un comportement d'autant plus fragile que sa

résistance est élevée. Les déformations maximales des bétons légers à haute performance, de l'ordre de 3,3 à 4,6 mm/m pour des résistances de 50 à 90 MPa, sont supérieures à celles des bétons de granulats rigides de même résistance. Par ailleurs, le faible module élastique des granulats légers augmente les déformations instantanées du béton mais également les déformations sous charge. En effet, contrairement aux granulats rigides, les granulats légers ne gênent pas les déformations de la pâte de ciment (NEVILLE & COLL. [34]).

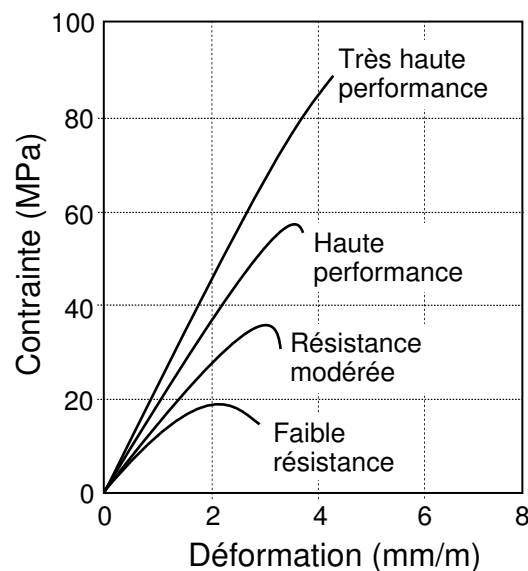


FIGURE 1.9 : Relation contrainte-déformation des bétons de granulats légers soumis à un effort de compression uniaxial, d'après ZHANG & GJØRV [30]

Selon SLATE & COLL. [33], le coefficient de Poisson moyen des bétons de granulats légers est de 0,20, indépendamment de la résistance, des conditions de mûrissement et de l'âge. Les résultats obtenus varient cependant entre 0,13 et 0,24 pour des bétons conservés en chambre humide et entre 0,15 et 0,26 pour des bétons sous conditions ambiantes.

Enfin, comme pour les bétons de granulats rigides, la résistance à la traction des bétons légers non renforcés est relativement faible, d'autant plus que la propagation des fissures s'effectue au travers des granulats légers et non au niveau des interfaces. WILSON & MALHOTRA [22] ont mesuré des résistances au fendage de 3,3 à 4,2 MPa

et des contraintes maximales en flexion de 5,0 à 7,6 MPa pour des bétons d'une masse volumique moyenne de 1940 kg/m³. Les résultats de ZHANG & GJØRV [30], du même ordre de grandeur, varient entre 3,5 et 5,6 MPa en fendage et entre 5,4 et 7,3 MPa en flexion pour des bétons de 1620 à 1885 kg/m³.

Les fibres, métalliques et non métalliques, ont été peu utilisées dans les bétons légers, aussi ont-elles été principalement utilisées sous forme de macrofibres (BAGGOTT [35], BALAGURU & FODEN [36], CAMPIONE & COLL. [37], SOROUSHAN & COLL. [38]). L'action des macrofibres dans les bétons légers est similaire à celle observée dans les bétons de granulats rigides, c'est-à-dire qu'elles permettent essentiellement d'augmenter la ductilité du matériau suite à la localisation de la fissuration (chapitre 6).

1.3.5 Durabilité

L'utilisation des granulats légers n'affecte pas la durabilité à long terme du béton. En effet, la porosité des granulats est généralement discontinue et n'influence pas la perméabilité du béton. Cette propriété est plutôt contrôlée par la pâte de ciment durcie et par la qualité des interfaces pâte-granulats. Dans les bétons légers à haute performance, l'utilisation d'un faible rapport eau/ciment ainsi que la densification et la diminution de la microfissuration des interfaces, liée à la meilleure compatibilité élastique entre les granulats et la matrice, ne favorise pas le transfert de matières à l'intérieur du matériau (SUGIYAMA & COLL. [39], ZHANG & GJØRV [40]).

Les grands volumes de vides occasionnés par les granulats légers pourraient augmenter la perméabilité aux gaz des bétons légers. La résistance à la corrosion des bétons légers à haute performance est cependant similaire à celle des bétons de granulats rigides. Des études menées sur plusieurs ponts et structures marines ont montré que l'intégrité microstructurale et la très faible microfissuration de ces bétons permettent de limiter significativement la diffusion des agents agressifs comme le chlore et le dioxyde de carbone à l'intérieur du matériau (HOLM & COLL. [41], HOLM & BREMNER [42], MAYS & BARNES [43]).

La résistance au gel et à l'écaillage du béton est obtenue en combinant des granulats et une matrice de qualité. Bien que les granulats légers soient très absorbants, ils sont néanmoins très durables au gel. Lorsque les granulats légers sont saturés avant la fabrication du béton, on augmente toutefois les risques d'endommagement du matériau si ce dernier est rapidement soumis à des cycles répétés de gel-dégel. Comme dans les bétons de granulats rigides, l'air entraîné permet de protéger efficacement le matériau contre le gel et l'écaillage (KLIEGER & COLL. [44], OSBORNE [45], WHITING & BURG [46], ZHANG [47], d'après VAN BREUGEL [27]).

Le retrait de séchage, lorsqu'il est empêché, induit des contraintes de traction qui peuvent rapidement dépasser la résistance à la traction du béton. Dans les bétons légers, l'intensité du retrait de séchage, influencée par la proportion volumique et la perméabilité de la matrice cimentaire, est également liée au degré de saturation des granulats. Dans les bétons légers à haute performance, la grande proportion volumique de matrice et le faible module élastique des granulats augmentent le potentiel de retrait par rapport à un béton de granulats rigides de même résistance. L'homogénéité et la grande capacité déformationnelle des bétons légers rendent néanmoins le matériau moins susceptible à la fissuration.

La composition minéralogique des granulats légers manufacturés, obtenue par des procédés de fabrication à très haute température, donne aux granulats une bonne stabilité face aux attaques chimiques et par rapport à la réactivité alcali-silice (VAN BREUGEL [27]). Le bon choix du type de ciment et du rapport eau/ciment est cependant essentiel pour assurer la durabilité des bétons légers face aux agressions chimiques.

1.3.6 Propriétés thermiques

Les propriétés thermiques du béton sont directement liées à celles de ses composants, la matrice de mortier et les granulats, ainsi qu'au degré de saturation du matériau. Les granulats légers manufacturés, obtenus à partir de procédés à très haute température, sont généralement caractérisés par une meilleure stabilité thermique que les granulats rigides naturels. Les bétons légers fabriqués avec ces granulats ont un coefficient de dilatation thermique qui peut varier entre 7 et $11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ (VAN BREUGEL [27]).

1.4 Transfert des efforts dans les bétons légers : différentes interprétations

En 1977, le CEB-FIP [19, 20] propose une première explication rationnelle du comportement des bétons légers. On suppose alors qu'au cours d'un chargement en compression, les efforts ont plutôt tendance à cheminer dans le mortier, en contournant les granulats légers, puisque le mortier est plus rigide que les granulats (figure 1.10). Par conséquent, la contrainte dans le mortier est supérieure à celle dans les granulats et la résistance du béton est inférieure à celle du mortier seul. Si les granulats ont une résistance assez importante, le béton périclite par le mortier. Au contraire, si les granulats n'ont qu'une résistance modérée, les granulats vont d'abord être cassés, ce qui réduit leur participation éventuelle à la résistance du béton jusqu'à la rupture du mortier.

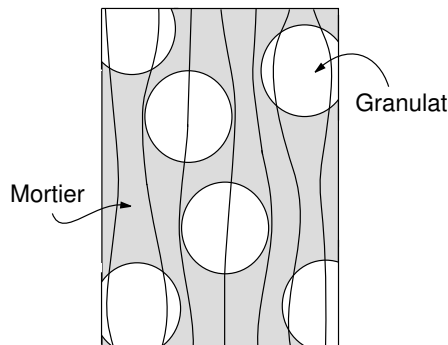


FIGURE 1.10 : Transfert des efforts dans un béton de granulats légers

En 1981, BREMNER [29] associe le plafond de résistance des bétons légers, noté par l'ACI 213 [2], à des concentrations de contraintes de traction développées aux sommets des granulats légers et donc à un processus de fendage. De ce fait, la résistance du béton pourrait être plafonnée par la résistance en traction des granulats et, à partir d'une certaine valeur, l'augmentation de la résistance du mortier n'aurait plus d'influence sur la résistance du béton (figure 1.11). BREMNER propose alors d'optimiser les bétons légers en recherchant une matrice dont le module élastique est du même ordre de grandeur que celui des granulats légers. L'air entraîné est considéré comme un moyen efficace pour diminuer la rigidité de la matrice de mortier (HOLM & BREMNER [24], BREMNER & HOLM [48]).

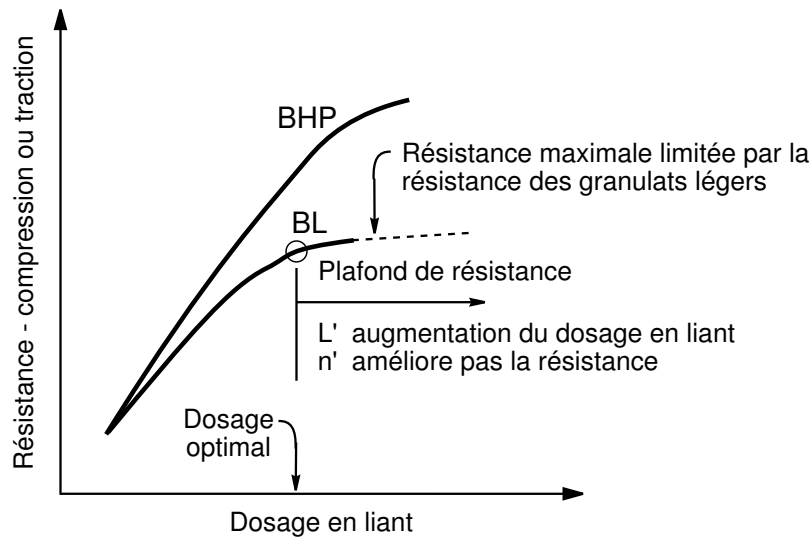


FIGURE 1.11 : Résistance du béton en fonction du dosage en liant; béton de granulats rigides à haute performance (BHP) et béton de granulats légers (BL), d'après HOLM & BREMNER [24]

En 1995, DE LARRARD [31] revient sur les hypothèses du CEB-FIP et propose un modèle pour quantifier l'effet des granulats légers sur la résistance du béton. On suppose alors que le mortier développe une adhérence parfaite avec les granulats légers. On suppose également que le mortier est davantage sollicité que les granulats étant donné que le module élastique de la matrice de mortier, E_m , est en général supérieur à celui des granulats légers, E_g ; c'est donc la rupture du mortier qui commande la ruine du béton. Le modèle rhéologique utilisé pour illustrer la dispersion des granulats dans la matrice est présenté à la figure 1.12. En exprimant les volumes respectifs en fonction de la proportion volumique des granulats, V_g , on détermine un modèle uniaxial parallèle/série. La contrainte dans la partie de mortier en parallèle, qui contrôle la résistance du béton, s'écrit :

$$\sigma_m = \sigma \frac{E_m}{(1 - \sqrt[3]{V_g^2})E_m + \sqrt[3]{V_g^2}E_g} \quad (1.4)$$

Le résistance du béton, f_{cb} , en fonction de la résistance du mortier, f_{cm} , s'écrit :

$$f_{cb} = \left(1 - \left(1 - \frac{E_g}{E_m}\right)\sqrt[3]{V_g^2}\right) f_{cm} \quad (1.5)$$

lorsque $E_g < E_m$.

Selon l'équation (1.5), il n'y a pas de proportionnalité stricte entre f_{cb} et f_{cm} . Lorsque la résistance du mortier augmente, sa rigidité augmente aussi et les granulats supportent une part moindre de la charge appliquée. D'après DE LARRARD, la résistance du béton de granulats légers augmenterait donc moins vite que celle du mortier, ce qui pourrait laisser croire qu'il existe un plafond de résistance provoqué par la rupture des granulats légers.

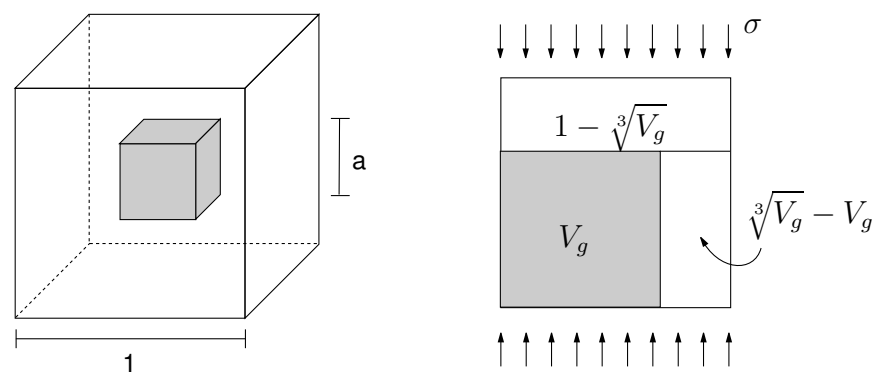


FIGURE 1.12 : Granulat cubique de volume $a^3 = V_g$ noyé dans une matrice de volume unité et modèle rhéologique: le granulat est en parallèle avec un volume de mortier $\sqrt[3]{V_g} - V_g$ et en série avec le mortier restant, d'après DE LARRARD [31]

1.5 Micromécanique et compatibilité élastique

La figure 1.13 représente l'effet d'une différence de rigidité entre la matrice de mortier et les granulats sur le domaine élastique de la relation contrainte-déformation du béton. On remarque que la rigidité du béton est plus ou moins supérieure à celle de la matrice en fonction de la rigidité des granulats utilisés. Toutefois, bien que le comportement des deux phases soit sensiblement linéaire, le comportement du béton est rarement linéaire jusqu'à la rupture (WANG & COLL. [49], VAN MIER [50]).

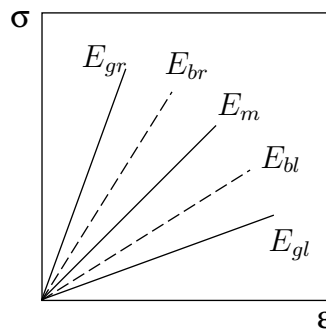


FIGURE 1.13 : Domaine élastique du béton en fonction de la rigidité E des deux phases (b , m et g : béton, matrice, granulats; r et l : granulats rigides ou légers), d'après VAN MIER [50]

En général, la relation contrainte-déformation du béton est curvilinéaire et ce même pour un très faible chargement. En effet, la différence de rigidité entre les deux phases génère des concentrations de contraintes aux interfaces matrice-granulats lorsque le matériau est soumis à un effort quelconque. Ces concentrations de contraintes se superposent à des contraintes résiduelles et peuvent donc accélérer la rupture des interfaces. Les contraintes résiduelles résultent principalement de la différence entre les coefficients de dilatation thermique des deux phases et des déformations de la matrice qui sont empêchées par les granulats. Les déformations de la matrice peuvent avoir pour origine des variations hygrométriques ou la poursuite de l'hydratation de la pâte de ciment. L'intensité des contraintes résiduelles peut être telle qu'une fissuration avancée peut avoir lieu avant même l'application d'un chargement (BREMNER & HOLM [48], HSU & COLL. [51]).

La compatibilité élastique, qui correspond à une faible différence de module élastique entre les deux phases ($E_g/E_m \approx 1$), permet d'améliorer le transfert des efforts de la matrice vers les granulats et d'éliminer ainsi les concentrations de contraintes et la propagation des microfissures. L'utilisation de granulats légers, dont le module élastique s'approche davantage de celui de la matrice, permet de converger vers ce comportement monolithique.

1.5.1 Concentrations de contraintes autour d'un granulat

Une méthode d'analyse développée par GOODIER [52] permet de calculer les concentrations de contraintes à l'interface et au voisinage d'un granulat sphérique noyé dans une matrice infinie, laquelle est soumise à un champ de contraintes σ unitaire, uniaxial et uniforme (figure 1.14). La matrice et le granulat sont considérés élastiques, isotropes et homogènes et l'adhérence entre les deux phases est considérée parfaite. La figure 1.14.b montre l'orientation des contraintes radiales, σ_{rr} , et tangentielles, $\sigma_{\theta\theta}$ et $\sigma_{\psi\psi}$ (dans le plan et perpendiculaire au plan du chargement), ainsi que les cisaillements, $\tau_{r\theta}$, pour un angle θ au centre du granulat défini par la direction du chargement et la position de l'élément considéré, et pour une distance a par rapport au centre du granulat ($a = r = 1$ pour un élément situé à l'interface). Les équations analytiques établies par GOODIER pour calculer ces concentrations de contraintes sont présentées à l'annexe A.

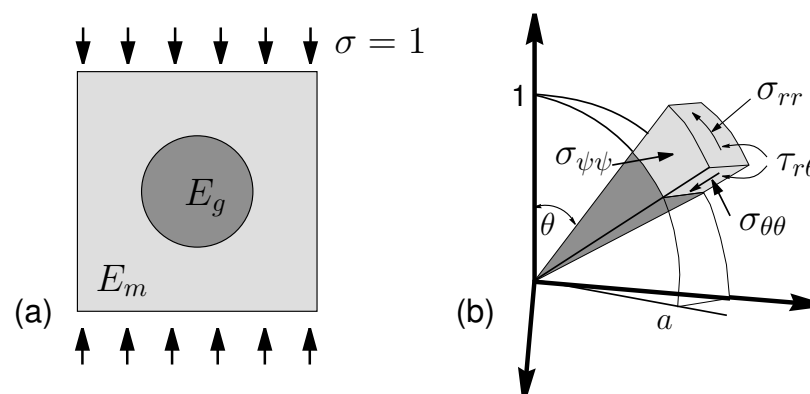


FIGURE 1.14 : Granulat sphérique noyé dans une matrice infinie soumise à un champ de contraintes uniaxial (a) et concentrations de contraintes à l'interface matrice-granulat (b)

Les figures 1.15 et 1.16 comparent la distribution des contraintes radiales et tangentielles calculées selon cette méthode pour un granulat rigide, $E_g/E_m = 5$, et pour un granulat léger, $E_g/E_m = 1/5$, en considérant que le coefficient de Poisson des deux phases est $\nu_g = \nu_m = 0,20$ et que le champ de contraintes est en compression (BREMNER [29], BREMNER & HOLM [48]). Pour ces rapports de rigidité, on remarque que l'intensité de la contrainte radiale, maximale dans la direction parallèle au champ de contraintes, diminue en fonction du rapport E_g/E_m ; le granulat léger ne mobilise alors que 20 % de la contrainte radiale mobilisée par le granulat rigide ($0,33\sigma$ vs $1,67\sigma$). L'intensité de la contrainte tangentielle, maximale dans la même direction, augmente avec la diminution du rapport E_g/E_m ; la matrice mobilise une contrainte tangentielle 5 fois plus grande lorsqu'il s'agit du granulat léger ($1,67\sigma$ vs $0,33\sigma$). La contrainte maximale de compression dans la matrice est toutefois équivalente pour les deux rapports de rigidité ($1,67\sigma$, figures 1.15.a et 1.16.b). Par ailleurs, la figure 1.16 montre que la diminution du rapport E_g/E_m tend à inverser la contrainte tangentielle aux sommets du granulat. En effet, la contrainte de compression calculée dans le cas du granulat rigide devient une contrainte de traction dans le cas du granulat léger.

Les figures 1.15 et 1.16 permettent de constater l'influence de la rigidité des phases sur le cheminement des contraintes. Une étude plus détaillée comme celle effectuée par BREMNER [29] montre que la traction aux sommets du granulat léger est biaxiale et que des concentrations de contraintes de traction, parallèles au plan du chargement, se développent sur le pourtour du granulat rigide. Enfin, des concentrations de contraintes de cisaillement, importantes dans le cas du granulat rigide, se développent à un angle $\theta = 45^\circ$ pour les deux rapports de rigidité.

L'étude des contraintes principales en fonction du rapport de rigidité entre les deux phases simplifie l'analyse des concentrations de contraintes à l'interface matrice-granulat. La figure 1.17 présente l'évolution des contraintes principales minimales et maximales en fonction du rapport E_g/E_m . Cette figure laisse supposer que l'utilisation de granulats légers, dont le module élastique est du même ordre de grandeur que celui de la matrice ($E_g/E_m \approx 1$), pourrait diminuer significativement les concentrations de contraintes autour des granulats. La diminution des concentrations de contraintes permettrait alors de compenser la faible résistance des granulats légers par rapport aux granulats rigides.

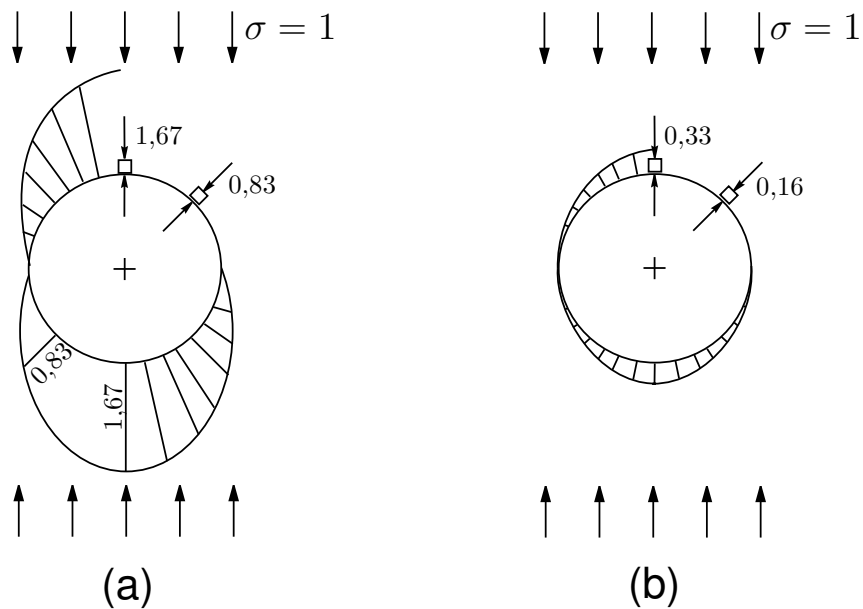


FIGURE 1.15 : Contraintes radiales σ_{rr} autour d'un granulat sphérique :
 (a) $E_g/E_m = 5$, (b) $E_g/E_m = 1/5$ (BREMNER [29])

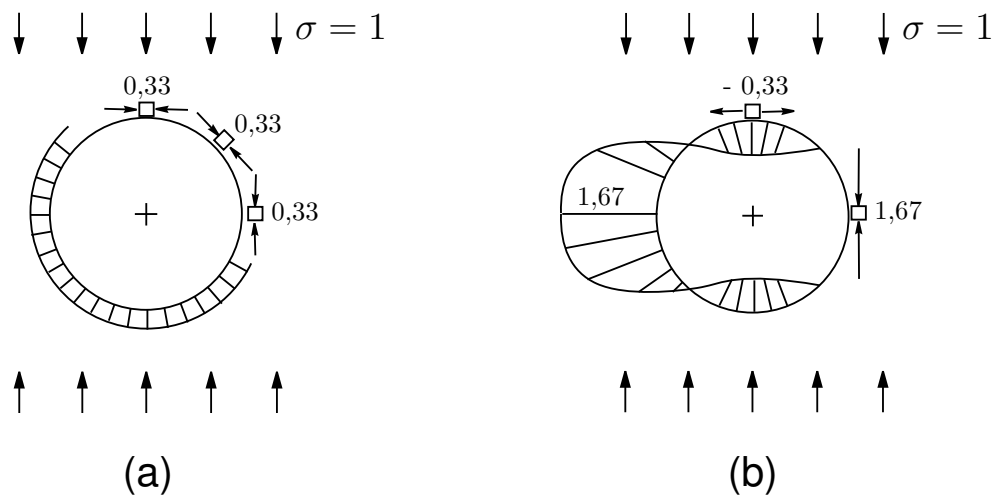


FIGURE 1.16 : Contraintes tangentielles $\sigma_{\theta\theta}$ autour d'un granulat sphérique :
 (a) $E_g/E_m = 5$, (b) $E_g/E_m = 1/5$ (BREMNER [29])

Selon BREMNER [29], une mauvaise compatibilité élastique entre les granulats légers et la matrice, combinée à leur faible résistance à la traction, pourrait être responsable du plafond de résistance des bétons légers. L'incompatibilité élastique, qui génère des concentrations de contraintes de traction aux sommets des granulats (figure 1.16.b), peut en effet favoriser le fendage du matériau si la traction est supérieure à la résistance de l'une ou l'autre des deux phases. D'après ZHANG & GJØRV [30], l'utilisation d'une matrice à très haute performance, plus résistante et plus rigide, permettrait toutefois d'augmenter significativement la résistance des bétons légers traditionnels. Les granulats légers, dont le module élastique est inférieur à celui de la matrice, pourraient alors être soumis à un confinement latéral lorsque le matériau est sollicité en compression uniaxiale et donc bénéficier d'un état de contrainte multiaxial.

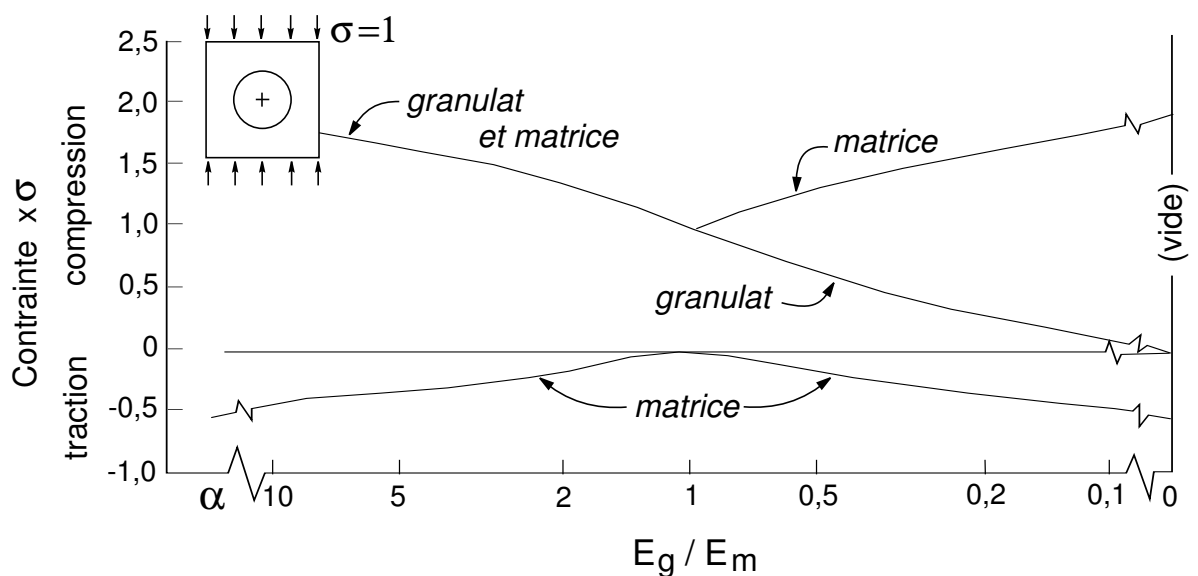


FIGURE 1.17 : Contraintes principales (min et max) à l'interface d'un granulat sphérique en fonction du rapport E_g/E_m et pour $\nu_g = \nu_m = 0,20$; d'après BREMNER [29]

1.5.2 Influence de la taille des granulats

Dans le modèle à inclusion unique de GOODIER, les concentrations de contraintes dues à la présence du granulat sont maximales au niveau de l'interface et s'étendent à l'intérieur d'une sphère dont le rayon ne dépasse pas quatre fois celui du granulat. Ainsi, plus le diamètre du granulat est grand et plus la zone perturbée est étendue. La dimension des microfissures, formées lorsque les concentrations de contraintes sont supérieures à la résistance à la traction ou au cisaillement de l'interface, est aussi fonction de la taille des granulats (longueur et ouverture des microfissures). La figure 1.18 présente la zone d'influence d'un vide pour les directions les plus critiques, c'est-à-dire $\theta = 0^\circ$ et 90° par rapport à la direction d'un champ de contraintes uniaxial et unitaire σ .

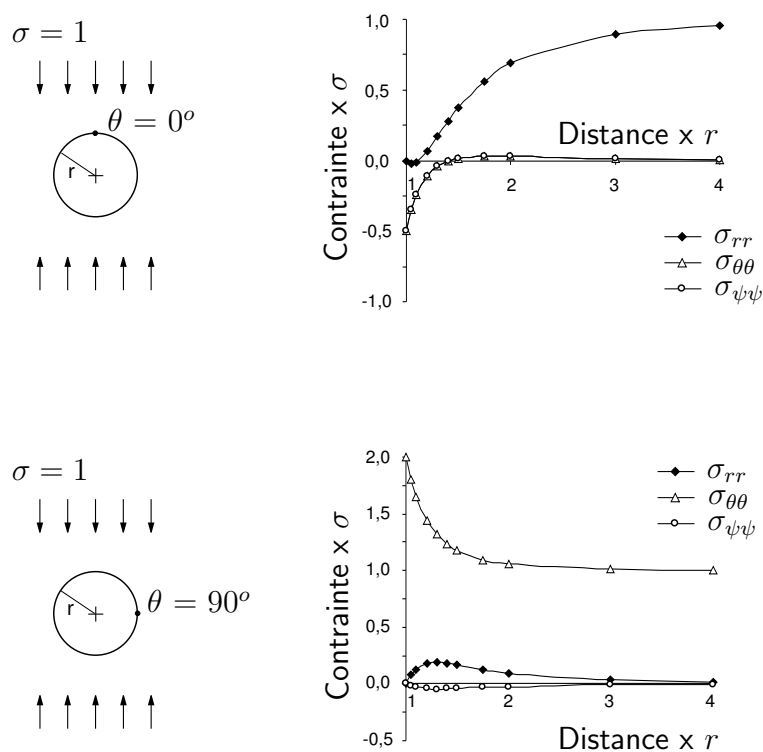


FIGURE 1.18 : Zone d'influence d'un vide ($E_g = 0$) dans les directions $\theta = 0^\circ$ et $\theta = 90^\circ$ pour un champ de contraintes uniaxial et unitaire

1.5.3 Influence du coefficient de Poisson

Les résultats précédents ont été obtenus en considérant un coefficient de Poisson de 0,20 pour les deux phases. Une analyse effectuée par BREMNER [29] montre que les contraintes principales maximales restent insensibles à de faibles variations du coefficient de Poisson de la matrice ou du granulat (variations entre 0,16 et 0,24). Les contraintes minimales varient de quelques centièmes en fonction de l'augmentation ou de la diminution du coefficient de Poisson des deux phases.

1.5.4 Influence de la proportion volumique des granulats

L'utilisation du modèle de GOODIER est limitée car ce dernier n'implique qu'un seul granulat. Dans un matériau comme le béton, la proximité des granulats induit des interactions qui influencent le cheminement des contraintes et par conséquent le comportement mécanique du matériau.

Tel que posé initialement par BREMNER [29], on devrait considérer qu'un granulat isolé est noyé dans une matrice dont le module élastique est non pas celui du mortier mais celui du béton. Ainsi, plus la proportion volumique des granulats légers est importante, plus le module élastique du béton s'équilibre avec celui des granulats et moins les concentrations de contraintes sont importantes, conformément aux observations expérimentales (comportement linéaire des bétons légers à haute performance).

1.6 Conclusion

Les différentes propriétés des granulats légers et des bétons légers ont été largement étudiées. La principale distinction des bétons de granulats légers par rapport aux bétons de granulats rigides est la plus faible masse volumique qui diminue à la fois le module élastique et la résistance du béton. Bien que l'on observe un certain plafond de résistance, des bétons légers à haute performance d'une résistance en compression supérieure à 60 MPa pour une masse volumique inférieure à 1900 kg/m³ ont été réalisés. Les mécanismes qui permettent d'expliquer un tel niveau de performance ne sont pas encore bien expliqués.

Chapitre 2

Description du projet de recherche

Ce projet de recherche est divisé en deux parties, une partie analytique et une partie expérimentale. Une étude du comportement mécanique des bétons légers renforcés de fibres d'acier a ensuite été effectuée. La description de cette dernière étude est reportée au chapitre 6.

2.1 Partie analytique

La partie analytique a pour objectif de définir un modèle qui permet de prédire la résistance et le module élastique des bétons légers. L'approche choisie est basée sur la mécanique des matériaux composites à inclusions sphériques. Cette approche a été favorisée car elle repose sur des bases solides et permet un domaine de validité étendu.

La prédiction du comportement mécanique des bétons légers est effectuée à l'aide d'un modèle de perturbations qui permet d'évaluer les contraintes résultantes induites par la présence des granulats légers au sein du béton sous charge ainsi que l'énergie totale de déformation. Un des éléments importants du calcul est la proportion volumique des granulats. Par ailleurs, l'interprétation des résultats expérimentaux à l'aide de ce modèle met en évidence les mécanismes qui gouvernent la rupture des bétons légers et l'importance de la compatibilité élastique entre les granulats et le béton.

2.2 Partie expérimentale

La partie expérimentale a pour but d'évaluer le comportement mécanique des bétons légers et sert à la validation du modèle de perturbations. L'étude a été dirigée à la fois sur les propriétés mécaniques de la matrice et du béton car il est trop laborieux de déterminer les propriétés mécaniques des granulats légers (difficulté à reproduire le confinement, variation de la densité, de la forme et de la résistance entre chaque grain, etc.). La figure 2.1 résume ainsi les propriétés mécaniques à déterminer en fonction de l'échelle d'observation. Des essais de compression, de module élastique et de résistance en flexion ont d'abord été effectués sur chaque matrice : pâtes de ciment et mortiers. Le programme expérimental a par la suite évolué en fonction de l'avancement de l'étude analytique. Les formulations de béton choisies permettent d'observer l'influence de la qualité de la matrice, de la densité des granulats, du sable naturel et de l'entraînement d'air sur la résistance en compression et sur le module élastique des bétons légers.

2.3 Choix des matériaux

2.3.1 Matrices cimentaires

De façon générale, la diminution du rapport eau/ciment et l'utilisation d'ajouts minéraux favorisent la densification de la pâte de ciment et augmentent ses propriétés mécaniques. D'autres paramètres tels que le type de ciment, les adjuvants et la température peuvent également influencer de façon considérable ces propriétés. Dans cette étude, les

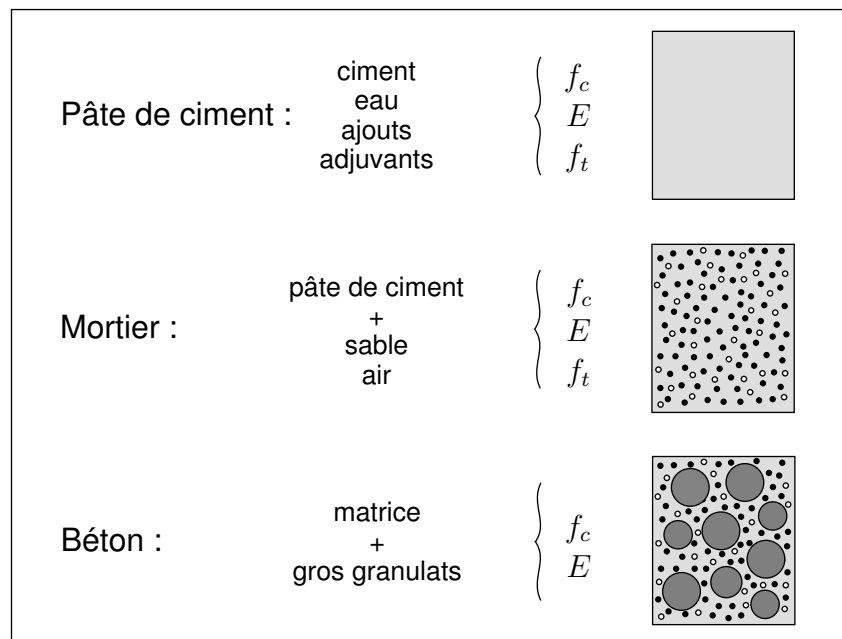


FIGURE 2.1 : Propriétés mécaniques en fonction de l'échelle d'observation : résistance en compression, module élastique et résistance en traction (f_c , E et f_t)

propriétés mécaniques des bétons légers sont évaluées pour trois qualités de matrice, déterminées par leur rapport eau/liant :

$e/l=0,40$: matrice de moyenne performance

$e/l=0,30$: matrice à haute performance

$e/l=0,23$: matrice à très haute performance

Le tableau 2.1 donne les compositions des pâtes de ciment utilisées. Ces matrices ont été confectionnées avec un ciment Type I ordinaire ($f'_c = 41$ MPa, surface spécifique Blaine : $379 \text{ m}^2/\text{kg}$) et un superplastifiant à base de naphthalène (densité 1,21 et 42 % de matières solides) à l'exception de la matrice M23, fabriquée avec un ciment Type III ($f'_c = 48,6$ MPa, surface spécifique Blaine : $506 \text{ m}^2/\text{kg}$) et un superplastifiant à base de polyacrylates (densité 1,12 et 36 % de matières solides). Chaque matrice contient de la fumée de silice à un dosage de 10 % par rapport à la masse de ciment.

Un sable d'Ottawa C-109 a aussi été utilisé pour fabriquer des mortiers et étudier l'effet du dosage en sable naturel sur les propriétés des matrices et des bétons légers. Ce

type de sable a été choisi pour son homogénéité et sa forme arrondie. Les modules de compressibilité et de cisaillement du sable d'Ottawa sont environ 44 et 37 GPa (KUSTER & TOKSÖZ [53], ZIMMERMAN & COLL. [54]). En simplifiant pour un coefficient de Poisson $\nu_s = 0,20$ et à l'aide des équations (3.10) et (3.11) du chapitre 3, on pose que le module élastique du sable est $E_s = 80$ GPa.

TABLEAU 2.1 : Composition des pâtes de ciment

Matrices	M40	M30	M23
Ciment Type I, (g)	1000	1000	–
Ciment Type III, (g)	–	–	1000
Fumée de silice, (g)	100	100	100
Superplastifiant SPN ⁽¹⁾ , (g)	5	12	–
Superplastifiant PA ⁽²⁾ , (g)	–	–	10
eau/ciment, e/c	0,44	0,33	0,25
eau/liant, e/l	0,40	0,30	0,23
Densité des pâtes, ρ_p	1,920	2,060	2,200

⁽¹⁾ SPN = sulfonate de naphthalène, ⁽²⁾ PA = polyacrylates

2.3.2 Granulats légers

La qualité des granulats légers est un paramètre très important pour la fabrication des bétons légers à haute performance. Pour ce projet de recherche, des granulats d'argile et de verre expansés bouletés ont été sélectionnés pour leur forme ronde et leur faible absorption d'eau. Ces granulats ont aussi l'avantage d'avoir des propriétés relativement uniformes car ils sont fabriqués selon des procédés rigoureux.

Le tableau 2.2 présente les caractéristiques physiques des granulats légers utilisés¹. La taille, D , et la densité apparente, ρ , sont les données des fournisseurs. La densité apparente moyenne, ρ_g , a été calculée à partir d'essais d'absorption et correspond aux granulats secs (c.-à-d. séchés à 110 °C pendant 24 heures). Le module élastique, E_g , des granulats est calculé selon l'équation (1.1) du chapitre 1 en fonction de ρ_g .

¹Liapor[®] : www.liapor.com; Poraver[®] : www.poraver.de

Le tableau 2.3 donne les pourcentages massiques d'eau absorbée en fonction du temps pour les granulats d'argile expansés. Les granulats de verre, qui n'ont pas montré d'augmentation de masse suite à l'immersion, ne sont pas des granulats absorbants. La densité apparente des granulats partiellement saturés après 30 minutes, ρ_{g30} , a été utilisée pour le calcul des formulations de béton.

Les granulats V1 ont été utilisés pour simuler l'entraînement d'air car ils ont un petit diamètre et un très faible module élastique. Il est aussi plus facile de contrôler le volume des granulats V1 que celui de l'air entraîné. En effet, étant donné la grande porosité et l'imprécision de la masse volumique des granulats légers, les méthodes habituellement utilisées pour mesurer la teneur en air du béton ne sont pas très adaptées aux bétons légers.

TABLEAU 2.2 : Caractéristiques physiques des granulats légers

Granulats	Nom commercial	D (mm)	ρ	ρ_g	E_g (GPa)
Argile	Liapor [®]				
A(1.4)	F8	4 - 8	1,45 - 1,55	1,4	15,7
A(1.1)	F6.5	4 - 8	1,10 - 1,35	1,1	9,7
A(0.6)	F3	4 - 8	0,55 - 0,65	0,6	2,9
Verre	Poraver [®]				
V1		0,5 - 1	0,38 - 0,54	0,45	1,6
V4		2 - 4	0,28 - 0,40	0,35	1,0

TABLEAU 2.3 : Absorption d'eau des granulats d'argile expansés

Granulats	Absorption (% massique)				ρ_{g30}	
	Temps	5 min	10 min	30 min		24 hrs
A(1.4)		5,0	5,3	7,0	14,0	1,51
A(1.1)		4,7	5,0	6,2	14,2	1,18
A(0.6)		13,6	13,8	13,8	29,1	0,66

2.4 Procédures d'essais

Tous les mélanges ont été gâchés dans un malaxeur à mortier à axe vertical d'une capacité de 15 litres en suivant la même séquence de malaxage. La fumée de silice a d'abord été introduite avec l'eau et la moitié de superplastifiant. L'ensemble a été malaxé jusqu'au mouillage complet de la fumée de silice. Le ciment a ensuite été ajouté graduellement, puis le reste de l'adjuvant pour obtenir la pâte de ciment. Le sable a été introduit à la pâte de ciment puis malaxé jusqu'à homogénéisation complète pour obtenir les mortiers. Dans le cas des bétons légers, les petits granulats puis les gros granulats légers ont été ajoutés en dernier lieu afin de diminuer la fragmentation. Les mélanges ont été malaxés au moins deux minutes après l'introduction du dernier constituant. Pour toutes les formulations, la mise en place dans les moules a été faite par pilonnage afin d'éviter toute ségrégation (qui peut être très rapide si le mélange est vibré et que la pâte est fluide) et le démoulage a été effectué 24 heures après le gâchage. Les gros granulats utilisés pour la fabrication des bétons ont tous été séchés pendant 24 heures à 110 °C, puis prémouillés au moins 15 minutes avant le gâchage. Le prémouillage est alors équivalent à l'eau absorbée après 30 minutes d'immersion.

Tous les essais mécaniques ont été effectués après 7 et 28 jours de mûrissement à plus de 95 % d'humidité relative et à 23 °C. Pour les matrices, l'air entraîné par le malaxage a été estimé en comparant la masse volumique durcie et la masse volumique théorique de chaque formulation (méthode gravimétrique). Dans le cas des bétons, les valeurs ainsi obtenues sont biaisées puisque la masse volumique des granulats, ρ_g , ne constitue pas une valeur absolue. L'écart entre la masse volumique durcie et la masse volumique théorique est néanmoins important à vérifier car il permet d'identifier un problème comme la ségrégation. Un matériau trop léger par rapport à la formulation peut manquer de pâte (granulats qui remontent dans la cuve de malaxage). Il peut aussi manquer de granulats si il est trop lourd (râclage de la cuve de malaxage).

La résistance en compression ainsi que le module élastique des matrices, c'est-à-dire les pâtes de ciment et les mortiers, ont été évalués sur 3 cylindres de 50 x 100 mm, préalablement surfacés, conformément aux normes ASTM C 39 et C 469. Ces essais ont été effectués en respectant une vitesse de chargement comprise entre 0,15 et 0,35 MPa/sec. Le module élastique a été mesuré en faisant varier le chargement entre

10 et 40 % de la résistance en compression sur 2 cylindres préalablement aux essais de compression. Un système d'acquisition de données a permis d'enregistrer la courbe effort-déformation. Les déformations ont été mesurées, sur une hauteur de 50 mm, à l'aide d'un capteur de déplacement (LVDT), fixé sur un compressomètre adapté à la taille des éprouvettes, tel que décrit dans la norme (figure 2.2).

La résistance en traction des matrices a été évaluée par des essais de flexion quatre-points effectués sur 3 prismes de 25 x 25 x 250 mm en s'inspirant de la norme ASTM C 78. Les essais ont été effectués à une vitesse de déplacement constante de 0,1 mm/min (figure 2.3). Il est important de noter que le module de rupture obtenu par un essai de flexion quatre-points est supérieur à la résistance en traction réelle du matériau.

La résistance en compression et le module élastique des bétons ont été évalués sur 3 cylindres de 75 x 150 mm, dans les mêmes conditions que les pâtes de ciment et les mortiers. La mesure des déformations nécessaire à la détermination du module élastique a été effectuée en utilisant le même compressomètre que précédemment. Bien qu'une longueur de mesure de 50 mm soit faible pour la taille des cylindres, elle respecte néanmoins la norme ASTM C 469. Par ailleurs, le but de l'essai n'est pas de mesurer le module élastique avec une extrême précision mais plutôt d'en déterminer l'ordre de grandeur tout en assurant une bonne répétabilité des résultats.

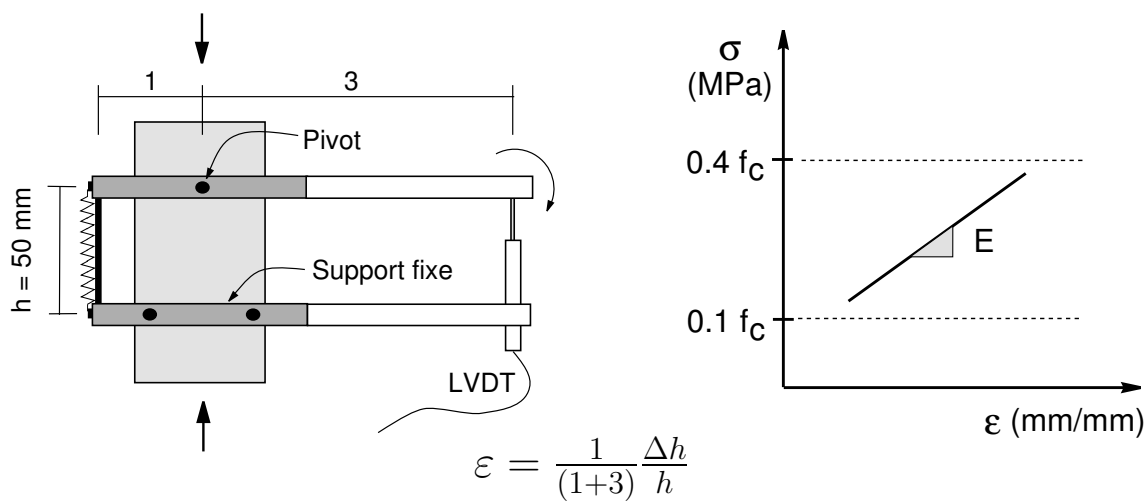


FIGURE 2.2 : Essai de module élastique sur cylindre : mesure des déformations à l'aide d'un compressomètre

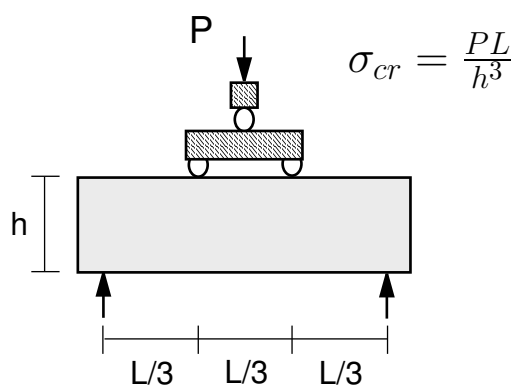


FIGURE 2.3 : Essai de flexion quatre-points (prisme de section carré)

Chapitre 3

Mécanique des matériaux composites à inclusions sphériques

3.1 Introduction

L'étude effectuée par BREMNER [29] quant aux concentrations de contraintes autour d'un granulat sphérique permet d'évaluer l'influence de la compatibilité élastique granulats-matrice sur le comportement mécanique du béton (section 1.5). Une telle étude ne permet cependant pas de prédire les propriétés macroscopiques du matériau, à savoir son module élastique et sa résistance. Dans le cadre de cette thèse, un modèle de perturbations des champs de contraintes induits par les granulats légers au sein du béton sous charge est utilisé. L'insertion dans les calculs de la proportion volumique des granulats permet d'établir un modèle de prédiction des propriétés macroscopiques du béton en fonction des propriétés mécaniques de la matrice et des granulats.

Ce chapitre présente certaines méthodes d'homogénéisation, pratiques pour déterminer le module élastique du béton, ainsi que le développement du modèle de perturbations. Ce modèle combine à la fois la méthode de l'inclusion équivalente, simplifiée pour le cas d'un chargement uniaxial, et l'hypothèse de base de la théorie de MORI & TANAKA [55], pour tenir compte de la proportion volumique des granulats. La validation expérimentale de ce modèle est présentée au chapitre 4.

3.2 Échelle de modélisation

Le béton est un matériau hétérogène constitué de particules, dont la taille varie des plus gros granulats jusqu'aux ultrafines, et de vides, de la grosseur des bulles d'air entraîné jusqu'aux pores de gel des C-S-H (figure 3.1.a). Pour simplifier l'étude du matériau, on décrit le béton comme un matériau composite à deux phases où les gros granulats forment des inclusions noyées dans une matrice de mortier homogénéisée. L'interface matrice/granat, que l'on considère parfaite, constitue le lien entre les deux phases (figure 3.1.b). D'un point de vue expérimental, l'avantage de cette représentation est la facilité avec laquelle on peut tester la matrice de façon indépendante des granulats. Cette simplification facilite donc l'étude de l'interaction entre les deux phases ainsi que la validation des modèles.

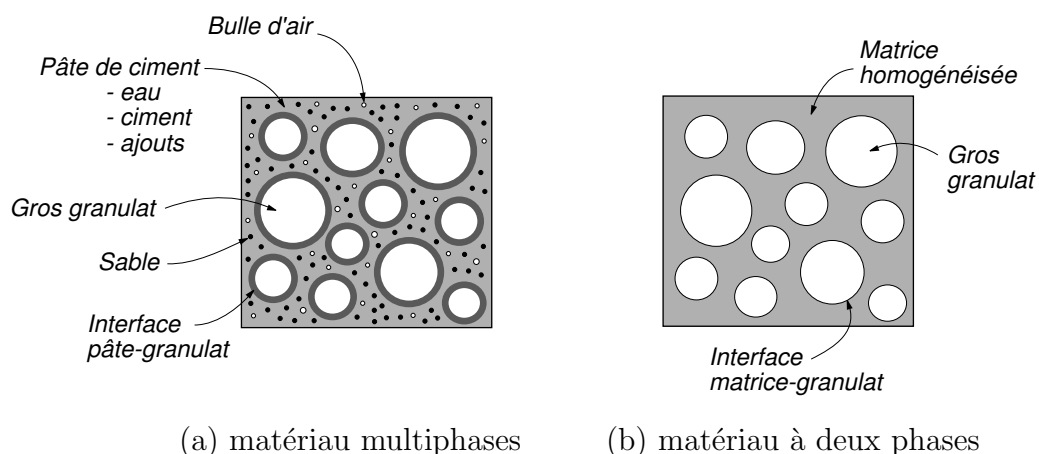


FIGURE 3.1 : Représentation schématique du béton comme un matériau composite à deux phases

3.3 Modèles d'homogénéisation

Les modèles d'homogénéisation à deux phases peuvent être utilisés pour prédire, à partir des propriétés élastiques et des proportions volumiques de chacune des phases, les propriétés élastiques d'un composite. L'utilisation des modèles d'homogénéisation pour prédire le module élastique du béton remonte aux travaux de DANTU [56] et de KAPLAN [57] en 1958-59. Leurs modèles parallèle et série sont également connus sous le nom de bornes de HILL [58]. Des bornes à caractère beaucoup plus général et sans restriction quant à la géométrie des inclusions ont toutefois été établies par HASHIN & SHTRIKMAN [59].

3.3.1 Bornes de Hill

Les bornes de HILL [58] correspondent au calcul, par deux voies différentes, de l'énergie totale de déformation emmagasinée dans un matériau sous contrainte.

Soit un solide homogène de volume V et de module élastique E soumis à un champ de contraintes uniaxial et uniforme de compression σ . L'énergie totale de déformation W emmagasinée à l'intérieur du solide est alors égale à :

$$W = \frac{\sigma^2 V}{2 E} \quad (3.1)$$

On considère ensuite un solide hétérogène à deux phases soumis aux mêmes conditions de chargement. On utilise alors un modèle en série pour interpréter l'hypothèse que le champ de contraintes dans chacune des deux phases est uniforme en tout point et égal au champ de contraintes σ (figure 3.2.a). Sous cette condition, l'énergie totale de déformation emmagasinée dans le solide peut s'écrire :

$$W = W_1 + W_2 = \frac{\sigma^2 V_1}{2 E_1} + \frac{\sigma^2 V_2}{2 E_2} = \frac{\sigma^2}{2} \left[\frac{V_1}{E_1} + \frac{V_2}{E_2} \right] \quad (3.2)$$

où les indices 1 et 2 identifient les deux phases. Pour traiter le composite comme un solide homogène de module élastique E , l'équation (3.2) doit égaler l'équation (3.1). La solution pour le module élastique est alors :

$$\frac{1}{E} = \frac{(1-c)}{E_1} + \frac{c}{E_2} \quad (3.3)$$

où c est la proportion volumique de la phase 2. Le modèle en parallèle de la figure 3.2.b part du principe que le champ de déformations dans chacune des phases est uniforme en tout point et égal au champ de déformations moyen $\varepsilon = dV/V = \sigma/E$. Sous cette condition, le champ de contraintes dans chacune des phases s'écrit $\sigma = E\varepsilon$ et l'énergie totale de déformation emmagasinée devient :

$$W = W_1 + W_2 = \frac{\varepsilon^2 E_1 V_1}{2} + \frac{\varepsilon^2 E_2 V_2}{2} \quad (3.4)$$

Le module élastique du solide homogène équivalent est alors obtenu en faisant l'égalité entre les équations (3.1) et (3.4). Avec $\sigma = E\varepsilon$, la solution est :

$$E = (1 - c)E_1 + cE_2 \quad (3.5)$$

Aucune de ces deux méthodes n'est précisément correcte, à l'exception du cas où les modules élastiques des deux phases seraient égaux. En effet, l'hypothèse du champ de contraintes uniforme satisfait l'équation d'équilibre mais ne satisfait pas la continuité des déformations aux interfaces entre les deux phases. De la même manière, une discontinuité du champ de contraintes aux interfaces résulte de l'hypothèse des déformations uniformes. HILL [58] démontra que les modèles parallèle et série conduisent respectivement à une limite inférieure et à une limite supérieure du module élastique E du composite.

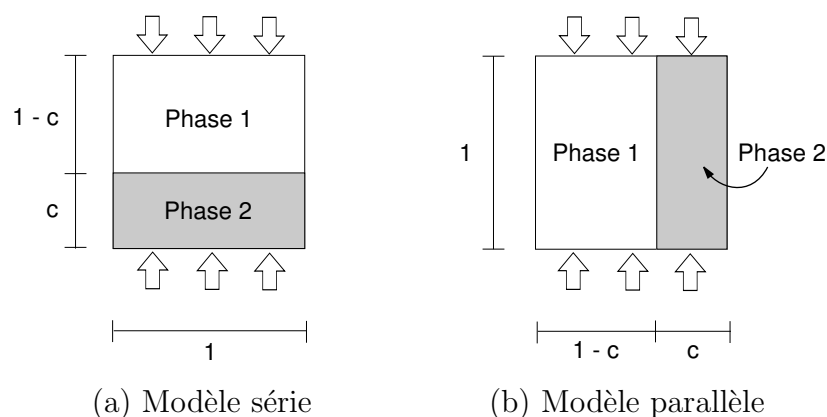


FIGURE 3.2 : Représentation schématique des bornes de HILL

3.3.2 Bornes de Hashin-Shtrikman

Les bornes de HASHIN & SHTRIKMAN [59] ont été établies pour les matériaux à n phases élastiques, homogènes et isotropes. Ces bornes ont donc un caractère général car il n'y a pas de restriction quant à la géométrie ni aux proportions volumiques de chacune des phases.

L'approche consiste à déterminer comme précédemment, mais en utilisant certains principes variationnels de la théorie de l'élasticité, les limites de l'énergie de déformation d'un solide hétérogène sous contrainte. Pour un matériau composite à deux phases, les bornes s'expriment en fonction des modules de compressibilité (K_1 et K_2), des modules de cisaillement (G_1 et G_2) et des proportions volumiques des deux phases (c_1 et c_2). Elles s'écrivent de la façon suivante, où K_{inf} , K_{sup} , G_{inf} et G_{sup} sont respectivement les bornes inférieures et supérieures des modules de compressibilité et de cisaillement du composite :

$$K_{inf} = K_1 + c_2 \left[\frac{1}{K_2 - K_1} + \frac{3c_1}{3K_1 + 4G_1} \right]^{-1} \quad (3.6)$$

$$K_{sup} = K_2 + c_1 \left[\frac{1}{K_1 - K_2} + \frac{3c_2}{3K_2 + 4G_2} \right]^{-1} \quad (3.7)$$

$$G_{inf} = G_1 + c_2 \left[\frac{1}{G_2 - G_1} + \frac{6(K_1 + 2G_1)c_1}{5G_1(3K_1 + 4G_1)} \right]^{-1} \quad (3.8)$$

$$G_{sup} = G_2 + c_1 \left[\frac{1}{G_1 - G_2} + \frac{6(K_2 + 2G_2)c_2}{5G_2(3K_2 + 4G_2)} \right]^{-1} \quad (3.9)$$

Pour chacune des phases, K et G s'écrivent (ν est le coefficient de Poisson) :

$$K_1 = \frac{E_1}{3(1 - 2\nu_1)} \quad K_2 = \frac{E_2}{3(1 - 2\nu_2)} \quad (3.10)$$

$$G_1 = \frac{E_1}{2(1 + \nu_1)} \quad G_2 = \frac{E_2}{2(1 + \nu_2)} \quad (3.11)$$

Les bornes du module élastique du composite se calculent ensuite à partir de la relation suivante, dérivée de la loi de Hooke :

$$\frac{1}{E} = \frac{1}{3G} + \frac{1}{9K} \quad (3.12)$$

La borne inférieure de E est obtenue à partir de la borne inférieure de K et de G , et inversement pour la borne supérieure. Par ailleurs, les modèles à inclusions sphériques de HASHIN [60] et de MORI & TANAKA [55] coïncident en tous points aux équations (3.6) à (3.9). De façon plus pratique, en posant que la phase 1 est la matrice et la phase 2 les granulats sphériques, la borne inférieure de E correspond au cas où la matrice est moins rigide que les granulats (béton de granulats rigides : $E_m < E_g$), et la borne supérieure au cas où la matrice est plus rigide que les granulats (béton de granulats légers : $E_m > E_g$).

Simplification lorsque $\nu = 0,20$

Les bornes de HASHIN & SHTRIKMAN peuvent être simplifiées lorsque la différence entre les coefficients de Poisson des deux phases est suffisamment faible. Par exemple, la figure 3.3 montre que la variation du module élastique du béton, E_b , est inférieure à 0,25 GPa lorsque les coefficients de Poisson de la matrice et des granulats, ν_m et ν_g , varient sur le domaine 0,15 – 0,30 (calculs réalisés pour $E_m = 30$ GPa, $E_g = 15$ GPa et $c = 0,5$).

Par ailleurs, on peut facilement calculer que le modèle nous indique une valeur pour le coefficient de Poisson du béton de $\nu_b = 0,20$ pour le cas particulier où $\nu_m = \nu_g = 0,20$. De plus, on obtient l'égalité entre K et G qui nous conduit à l'expression suivante pour le calcul du module élastique E_b du béton, avec $c = V_g$, la proportion volumique des granulats (HOBBS [61]) :

$$E_b = \frac{(1 + V_g) E_g + (1 - V_g) E_m}{(1 - V_g) E_g + (1 + V_g) E_m} E_m \quad (3.13)$$

Si les inclusions sont en fait des bulles d'air, on a $E_g = \nu_g = 0$ et l'équation 3.13 devient, avec $V_g = V_a$, la proportion volumique d'air entraîné :

$$E_b = \left[\frac{1 - V_a}{1 + V_a} \right] E_m \quad (3.14)$$

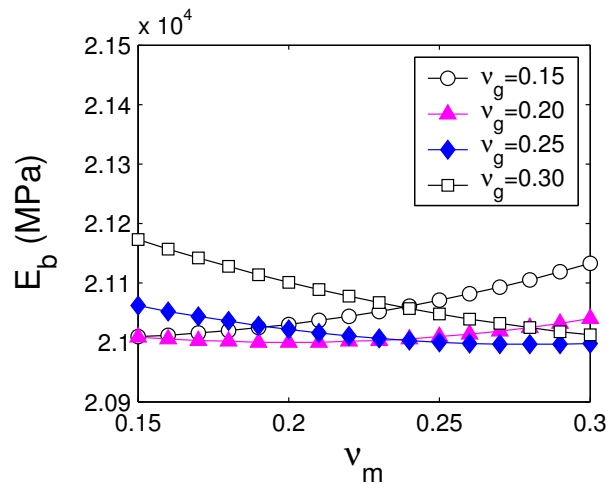


FIGURE 3.3 : Module élastique du béton, E_b , en fonction du coefficient de Poisson des deux phases, ν_m et ν_g ($E_m = 30$ GPa, $E_g = 15$ GPa et $c = 0,5$; méthode de HASHIN & SHTRIKMAN)

3.3.3 Validité des méthodes d'homogénéisation

Les prédictions du module élastique obtenues à l'aide des modèles d'homogénéisation sont généralement satisfaisantes pour des proportions granulaires inférieures à 0,6 (KWON & DHARAN [62]). Sur ce domaine, comme c'est le cas pour les bétons, les inclusions restent discontinues et la matrice continue. Pour une proportion granulaire supérieure, on observe souvent une divergence entre les modules élastiques homogénéisés et les valeurs réelles. Cette divergence serait liée à l'augmentation des interactions entre les inclusions lorsque leur espacement diminue (WONG & AIT-KADI, [63]). Ces interactions, négligées par les modèles, peuvent induire des perturbations qui modifient les propriétés élastiques de l'une ou l'autre des deux phases. Pour un béton de granulats légers, l'incertitude due aux interactions s'ajoute à celles liées à l'approximation même du module élastique des granulats (équation 1.1).

3.4 Modèle de perturbations

Les modèles d'homogénéisation permettent d'évaluer le module élastique du béton en fonction de la rigidité et de la proportion volumique de la matrice de mortier et des granulats. On cherche maintenant à prédire la résistance maximale du béton en compression et en traction en fonction de ces mêmes paramètres.

L'analyse micromécanique de GOODIER [52], présentée à la section 1.5.1, permet d'évaluer les concentrations de contraintes autour d'un granulat sphérique plus ou moins rigide noyé dans une matrice infinie. Cette méthode ne peut cependant pas être utilisée comme modèle de prédiction de la résistance car elle ne considère qu'un seul granulat. Le calcul analytique choisi, déjà appliqué aux bétons par YANG & HUANG [64] en 1996, est dérivé de la méthode de l'inclusion équivalente et de la théorie de MORI & TANAKA [55]. Cette méthode est simplifiée pour le cas où les phases sont isotropes et pour un chargement uniaxial (cas 1D). L'analyse tensorielle complète est disponible dans certains livres de référence, notamment celui de NEMAT-NASSER & HORI [65].

3.4.1 Solide hétérogène composé d'une matrice et d'un seul granulat

Un élément de volume V , composé d'une matrice M et d'un seul granulat sphérique \mathcal{G} , est sollicité par un champ de contrainte uniaxial constant $\sigma = \sigma^o$ sur S (figure 3.4). L'adhérence entre les deux phases est considérée parfaite. On considère aussi que les deux phases, isotropes et homogènes, respectent un comportement linéaire élastique caractérisé par les modules élastiques E_m et E_g . Tout comme ses deux phases, la réponse du solide hétérogène est linéaire et élastique.

Les tractions de surface correspondantes au champ de contraintes $\sigma = \sigma^o$ sont ¹ :

$$t^o = n \cdot \sigma^o \quad \text{sur } S \quad (3.15)$$

Si l'élément était uniforme sur tout le volume V , le champ de contraintes développé à l'intérieur de V ainsi que le champ de déformations associé seraient uniformes sous l'effet des tractions de surface. Ces champs seraient respectivement σ^o et $\varepsilon^o = \sigma^o / E_m$.

¹ n est le vecteur normal à la surface S

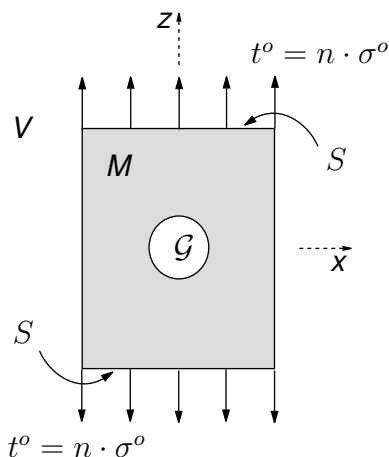


FIGURE 3.4 : Solide hétérogène composé d'une matrice M et d'un granulat \mathcal{G} sollicité par un champ de contraintes uniaxial constant $\sigma = \sigma^o$

Cependant, parce qu'il y a incompatibilité élastique entre les phases M et \mathcal{G} , les champs de contraintes et de déformations résultants ne sont pas uniformes. En effet, on décrit ces champs variables respectivement par σ et ε tel que :

$$\sigma = \sigma^o + \sigma^p \quad \text{et} \quad \varepsilon = \varepsilon^o + \varepsilon^p \quad (3.16)$$

où σ^p et ε^p sont les perturbations de σ^o et ε^o causées par la présence du granulat \mathcal{G} . Les champs de contraintes et de déformations résultants, σ et ε , sont reliés par la loi de Hooke de la façon suivante :

$$\sigma = \sigma^o + \sigma^p = \begin{cases} E_m \varepsilon = E_m (\varepsilon^o + \varepsilon^p) & \text{sur } M = V - \mathcal{G} \\ E_g \varepsilon = E_g (\varepsilon^o + \varepsilon^p) & \text{sur } \mathcal{G} \end{cases} \quad (3.17)$$

3.4.2 Solide homogène équivalent

Au lieu de poursuivre l'analyse en considérant le solide hétérogène de la figure 3.4, il est plus facile et plus efficace de déterminer un solide homogène équivalent caractérisé par le module d'élasticité de la matrice sur tout le volume V (même sur \mathcal{G}). Pour tenir compte de l'incompatibilité élastique entre le granulat et la matrice, on introduit un champ de déformations ε^* sur \mathcal{G} de sorte que le solide homogène équivalent soit soumis aux mêmes champs de contraintes et de déformations résultants que le solide hétérogène (figure 3.5). Ce champ de déformations, nécessaire à l'homogénéisation, correspond à la déformation propre du granulat (*eigenstrain*).

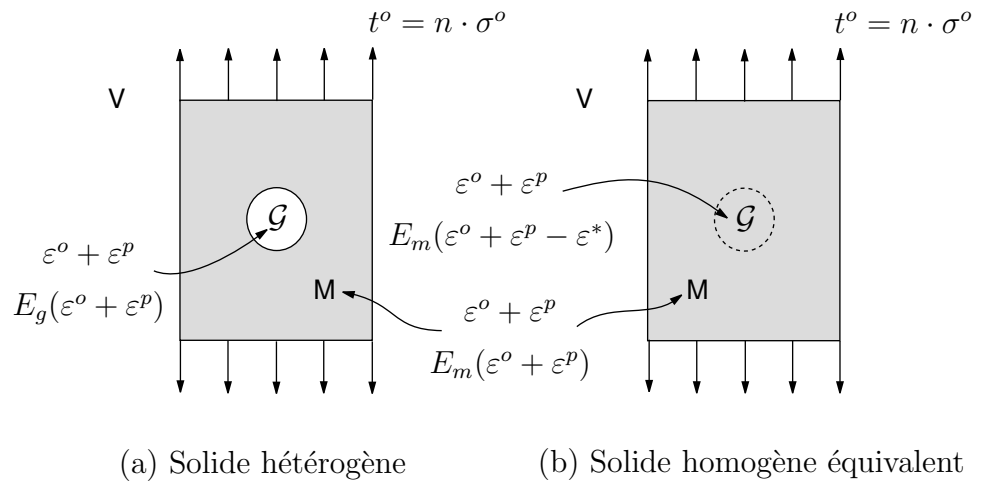


FIGURE 3.5 : Solide homogène équivalent

Pour ce problème équivalent, le champ de contraintes résultant est alors égal à :

$$\sigma = \sigma^o + \sigma^p = E_m(\varepsilon - \varepsilon^*) = \begin{cases} E_m(\varepsilon^o + \varepsilon^p) & \text{sur } M \\ E_m(\varepsilon^o + \varepsilon^p - \varepsilon^*) & \text{sur } \mathcal{G} \end{cases} \quad (3.18)$$

Cette dernière relation montre que ε^* engendre une perturbation de la relation contrainte-déformation. En effet, σ et ε ne sont plus uniquement relié par E_m sur \mathcal{G} . De plus, sachant que par définition $\sigma^o = E_m \varepsilon^o$, l'équation (3.18) permet d'écrire :

$$\sigma^p = E_m(\varepsilon^p - \varepsilon^*) \quad \text{sur } V \quad (3.19)$$

Puisque le champ de contraintes résultant $\sigma = \sigma^o + \sigma^p$ doit être en équilibre et doit produire un champ de déformations compatible, la perturbation ε^p est en général déterminée à l'aide d'un opérateur S agissant sur ε^* :

$$\varepsilon^p = S\varepsilon^* \quad (3.20)$$

Ainsi, on trouve que la perturbation du champs de contraintes dans le granulat, $\sigma_{\mathcal{G}}^p$, lorsqu'un seul granulat est considéré, peut s'écrire :

$$\sigma_{\mathcal{G}}^p = E_m(S - 1)\varepsilon^* \quad (3.21)$$

L'opérateur S est un tenseur de localisation des contraintes et des déformations indépendant des propriétés mécaniques du granulat (ESHELBY [66]). Il ne dépend que du coefficient de Poisson de la matrice et de la géométrie de l'inclusion lorsque la matrice

est considérée isotrope. Pour un chargement unidirectionnel et un granulat sphérique, S est simplifié à l'expression suivante :

$$S = \frac{7 - 5\nu}{15(1 - \nu)} \quad (3.22)$$

On trouve $S = 0,5$ lorsque $\nu_m = 0,2$.

3.4.3 Solide homogène équivalent composé d'une matrice et de N granulats

On considère maintenant un solide homogène équivalent tel que présenté à la section 3.4.2 mais composé d'une matrice M et de N granulats ($\mathcal{G} = \sum_{i=1}^N \mathcal{G}_i$), distribués de façon aléatoire sur le volume V (figure 3.6). Les champs de contraintes résultants dans la matrice et dans les granulats s'écrivent alors de la façon suivante :

$$\sigma_M = \sigma^o + \langle \sigma^p \rangle_M \quad \text{et} \quad \sigma_{\mathcal{G}} = \sigma^o + \langle \sigma^p \rangle_{\mathcal{G}} \quad (3.23)$$

où $\langle \sigma^p \rangle_M$ et $\langle \sigma^p \rangle_{\mathcal{G}}$ sont les perturbations moyennes du champ de contraintes σ^o sur M et sur \mathcal{G}_i dues à la présence des granulats.

On suppose que pour un granulat donné la perturbation moyenne dans ce granulat, $\langle \sigma^p \rangle_{\mathcal{G}}$, est égale à la perturbation moyenne dans la matrice, $\langle \sigma^p \rangle_M$, plus la perturbation dans un granulat lorsqu'un seul granulat est considéré, i.e. $\sigma_{\mathcal{G}}^p$ de l'équation (3.21) :

$$\langle \sigma^p \rangle_{\mathcal{G}} = \langle \sigma^p \rangle_M + \sigma_{\mathcal{G}}^p = \langle \sigma^p \rangle_M + E_m(S - 1)\varepsilon^* \quad (3.24)$$

Cette hypothèse, qui permet de relier la contrainte moyenne dans les granulats et la contrainte moyenne dans la matrice, est à la base du modèle de MORI & TANAKA [55].

La somme des perturbations du champ de contraintes doit être égale à zéro pour conserver l'équilibre. Ainsi, pour une proportion volumique V_g de granulats, les perturbations $\langle \sigma^p \rangle_M$ et $\langle \sigma^p \rangle_{\mathcal{G}}$ sont pondérées de la façon suivante :

$$V_g \langle \sigma^p \rangle_{\mathcal{G}} + (1 - V_g) \langle \sigma^p \rangle_M = 0 \quad (3.25)$$

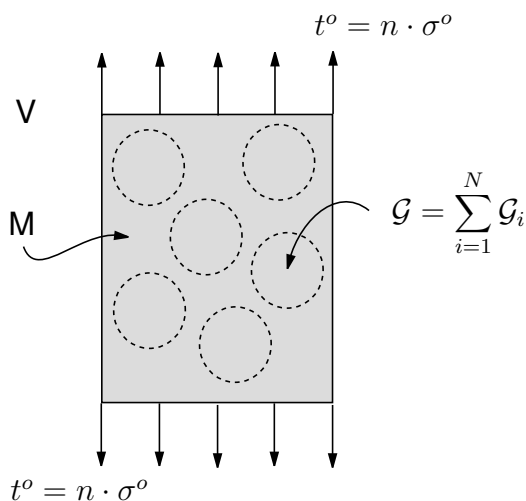


FIGURE 3.6 : Solide homogène équivalent composé d'une matrice M et de N granules sollicité par un champ de contraintes constant $\sigma = \sigma^o$

Les équations (3.24) et (3.25) permettent de calculer $\langle \sigma^p \rangle_M$ en fonction de la proportion volumique des granules :

$$\langle \sigma^p \rangle_M = -V_g E_m (S - 1) \varepsilon^* \quad (3.26)$$

et de réécrire l'équation (3.24) :

$$\langle \sigma^p \rangle_G = (1 - V_g) E_m (S - 1) \varepsilon^* \quad (3.27)$$

3.4.4 Calcul des champs de contraintes résultants

La méthode de l'inclusion équivalente permet d'évaluer les perturbations $\langle \sigma^p \rangle_M$ et $\langle \sigma^p \rangle_G$ induites par la présence des N granules. On peut maintenant réécrire l'équation (3.17) pour déterminer le champ de contraintes résultant sur l'ensemble des granules :

$$\sigma_G = \sigma^o + \langle \sigma^p \rangle_G = E_g (E_m^{-1} (\sigma^o + \langle \sigma^p \rangle_M) + S \varepsilon^*) \quad (3.28)$$

Cette dernière équation permet d'isoler la valeur de ε^* en utilisant les expressions de $\langle \sigma^p \rangle_M$ et $\langle \sigma^p \rangle_G$ déterminées à la section précédente :

$$\varepsilon^* = \alpha^{-1} (E_m - E_g) E_m^{-1} \sigma^o \quad (3.29)$$

où

$$\alpha = (1 - V_g)(E_g - E_m)S - V_g(E_m - E_g) + E_m \quad (3.30)$$

Enfin, en substituant l'expression de ε^* dans les équations (3.26), (3.27) et (3.28) on retrouve les expressions suivantes de la contrainte résultante totale dans la matrice et dans les granulats :

$$\sigma_M = \sigma^o + \langle \sigma^p \rangle_M = [1 - V_g E_m (S - 1) \alpha^{-1} (E_m - E_g) E_m^{-1}] \sigma^o \quad (3.31)$$

et

$$\sigma_G = \sigma^o + \langle \sigma^p \rangle_G = [1 + (1 - V_g) E_m (S - 1) \alpha^{-1} (E_m - E_g) E_m^{-1}] \sigma^o \quad (3.32)$$

Ces contraintes résultantes sont évidemment unidirectionnelles, c'est-à-dire parallèles au chargement $\sigma = \sigma^o$.

3.4.5 Équilibre énergétique et module élastique

Pour le solide homogène équivalent de la figure 3.6, l'énergie totale de déformation emmagasinée et associée au champ de contraintes constant $\sigma = \sigma^o$ s'exprime de la façon suivante :

$$\frac{(\sigma^o)^2 V}{2 E} = \frac{(\sigma^o)^2 V}{2 E_m} - \langle \varepsilon^{int} \rangle_G \quad (3.33)$$

où $\langle \varepsilon^{int} \rangle_G$ est l'énergie d'interaction entre les granulats (DEMAKOS & THEOCARIS [67]). L'énergie d'interaction s'écrit de la façon suivante :

$$\langle \varepsilon^{int} \rangle_G = -\frac{\sigma^o \varepsilon^* V_g}{2} \quad (3.34)$$

En substituant l'expression de $\langle \varepsilon^{int} \rangle_G$ dans l'équation (3.33), on peut isoler et déterminer E , le module élastique effectif du composite:

$$E = \frac{\sigma^o}{2} \left(\frac{\sigma^o}{2 E_m} + \frac{\varepsilon^* V_g}{2 V} \right)^{-1} \quad (3.35)$$

Cette expression du module élastique correspond en tous points aux modèles à inclusions sphériques de MORI & TANAKA [55] et de HASHIN [60] lorsque ε^* est déterminé à l'aide de l'opérateur S correspondant (ESHELBY [66]). Elle correspond donc aussi aux bornes de HASHIN & SHTRIKMAN [59] présentées à la section 3.3.2.

3.5 Modèle de perturbations versus Goodier

L'avantage du modèle de perturbations par rapport à la méthode de GOODIER, présentée à la section 1.5, est l'insertion dans le calcul de la proportion volumique des granulats. Ainsi, on ne parle plus de concentrations de contraintes autour d'un granulats, mais de la répartition entre les deux phases de l'effort qui est appliqué sur le matériau. Par ailleurs, le modèle de perturbations est bien adapté au cas des bétons de granulates légers étant donné l'orientation des concentrations de contraintes maximales autour des granulates (cas d'un chargement uniaxial). En effet, lorsque le module élastique des granulates est inférieur à celui du matériau environnant, c'est-à-dire le béton, la méthode de GOODIER permet de situer les contraintes maximales comme le montre la figure 3.7.a. Le modèle de perturbations ne permet cependant pas d'évaluer les contraintes minimales perpendiculaires à la direction du chargement qui se développent aux sommets des granulates (figure 3.7.b).

La figure 3.8 présente l'évolution des champs de contraintes résultants dans la matrice, σ_M , et dans les granulates, σ_G , en fonction du rapport E_g/E_b pour différentes valeurs de E_g (échelle inversée, E_g/E_b varie de 1 à 0). Les calculs ont été effectués avec le modèle de perturbations pour $E_m = 20$ GPa, $E_g = 2,5$ à 15 GPa, $V_g = 0,001$ à 0,5 et un champ de contraintes unitaire et uniaxial en compression, $\sigma^o = 1$.

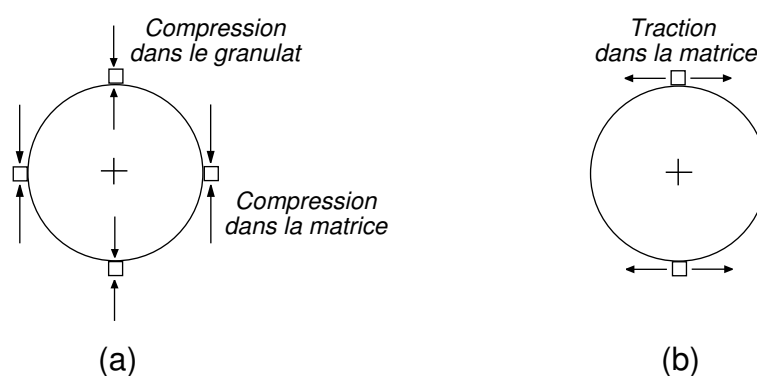


FIGURE 3.7 : Concentrations de contraintes maximales (a) et minimales (b) autour d'un granulats sphérique noyé dans un béton (cas d'un chargement uniaxial en compression, $E_g < E_b$ et $\nu = 0,2$)

Sur la figure 3.8, la variation du rapport E_g/E_b est liée à la variation de E_g ainsi qu'à l'augmentation de la proportion volumique des granulats légers qui tend à diminuer le module élastique du béton et donc à améliorer la compatibilité élastique entre les granulats et le béton (E_g/E_b tend vers 1, les courbes se déplacent vers la gauche). Le modèle de perturbations montre que pour un très petit volume de granulats légers, et pour toutes les valeurs de E_g , le champ de contrainte résultant dans la matrice est peu influencé par la présence des granulats. D'autre part, le champ de contrainte résultant dans les granulats, qui peut être relativement faible, augmente proportionnellement au module élastique des granulats. L'augmentation de la proportion volumique des granulats tend ensuite à augmenter les champs de contraintes résultants dans les deux phases. L'augmentation de la compression dans la matrice est cependant d'autant plus forte que le module élastique des granulats est faible. Enfin, on remarque que plus le module élastique des granulats s'approche de celui du béton, meilleure est la compatibilité élastique au sein du matériau et moins les perturbations du champ de contraintes σ^o sont importantes sur l'une et l'autre des deux phases (résultats lorsque $E_g = 15$ GPa).

Les résultats de la figure 3.8, obtenus à l'aide du modèle de perturbations, ont été superposés aux concentrations de contraintes maximales calculées à l'aide de la méthode de GOODIER, σ_{Mmax} et σ_{Gmax} (figure 1.17). On remarque que pour $V_g = 0,5$, le champ de contraintes résultant dans la matrice atteint σ_{Mmax} . D'un autre côté, le champ de contraintes résultant dans les granulats correspond à σ_{Gmax} , quel que soit la proportion volumique des granulats ou le rapport E_g/E_b . Étant donné la convergence des deux méthodes lorsque V_g tend vers 0,5 et l'interrelation entre les concentrations de contraintes maximales de compression dans la matrice et minimales de traction aux sommets des granulats, on propose de faire une approximation de ces contraintes de traction en fonction de V_g et du rapport E_g/E_b . Cette approximation, définie par l'équation (3.36) et représentée à la figure 3.9, permet ainsi de compléter le modèle de perturbations qui ne permet pas d'évaluer les contraintes dans une direction autre que celle du chargement.

$$\sigma_{tt} = \frac{V_g}{0,5} \left(-0,3349 \left(\frac{E_g}{E_b} \right)^2 + 0,8184 \left(\frac{E_g}{E_b} \right) - 0,4909 \right) \quad (3.36)$$

Selon la figure 3.9, les concentrations de contraintes de traction augmentent en fonction de V_g . Cette augmentation diminue toutefois avec l'augmentation de E_g .

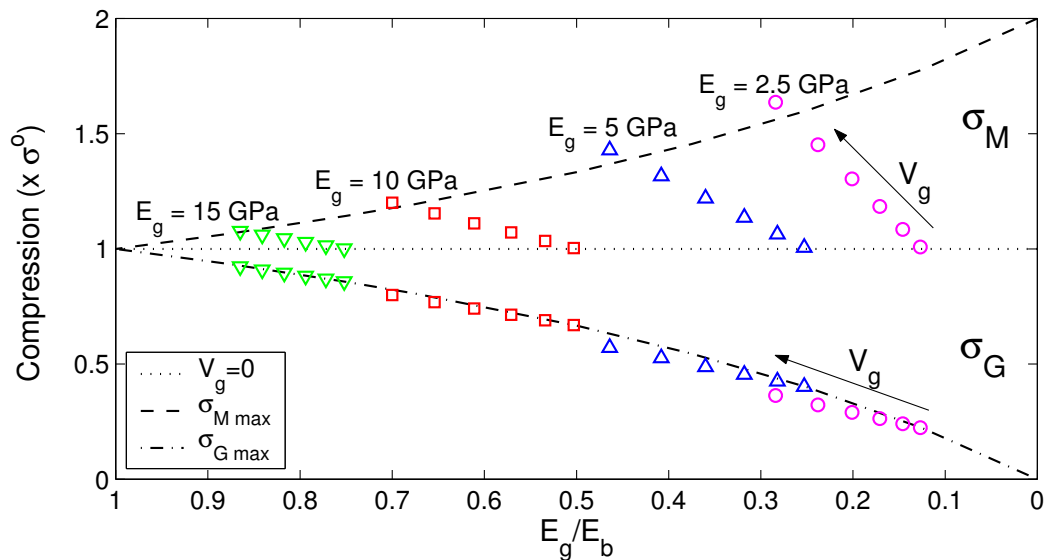


FIGURE 3.8 : Contraintes résultantes dans la matrice, σ_M , et dans les granules, σ_G , en fonction de E_g/E_b , pour différentes valeurs de E_g ($E_m = 20$ GPa, $E_g = 2,5$ à 15 GPa, $V_g = 0,001$ à 0,5 et $\sigma^o = 1$)

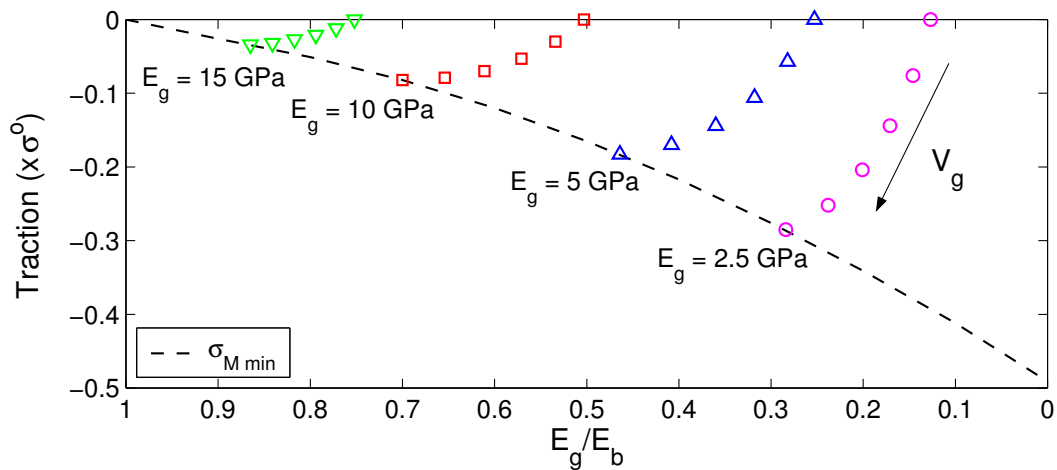


FIGURE 3.9 : Approximation polygonale des contrainte de traction à l'interface matrice-granules, σ_{tt} , en fonction de E_g/E_b , pour différentes valeurs de E_g ($E_m = 20$ GPa, $E_g = 2,5$ à 15 GPa, $V_g = 0,001$ à 0,5 et $\sigma^o = 1$)

3.6 Modèle de prédiction

On pose que $\sigma^o = \sigma_M^o$ est la contrainte maximale qui doit être appliquée pour atteindre la résistance en compression de la matrice, f_{cm} . De la même manière, $\sigma^o = \sigma_G^o$ est la contrainte maximale nécessaire pour atteindre la résistance en compression des granulats, f_{cg} . Lorsque le champ de contraintes résultant dans la matrice, $\sigma^o + \langle \sigma^p \rangle_M$, est égal à la résistance de la matrice, la contrainte maximale appliquée, selon l'équation (3.31), s'écrit de la façon suivante :

$$\sigma_M^o = [1 - V_g E_m (S - 1) \alpha^{-1} (E_m - E_g) E_m^{-1}]^{-1} f_{cm} \quad (3.37)$$

Lorsque le champ de contraintes résultant dans les granulats, $\sigma^o + \langle \sigma^p \rangle_G$, est égal à la résistance des granulats, la contrainte maximale appliquée, selon l'équation (3.32), s'écrit de la façon suivante :

$$\sigma_G^o = [1 + (1 - V_g) E_m (S - 1) \alpha^{-1} (E_m - E_g) E_m^{-1}]^{-1} f_{cg} \quad (3.38)$$

Enfin, la résistance en compression du béton f_c se résume à l'expression (3.39) :

$$f_c = \min[\sigma_M^o, \sigma_G^o] \quad (3.39)$$

Pour un béton donné, si σ_M^o est inférieure à σ_G^o , la résistance du béton f_c est contrôlée par la résistance de la matrice. Si σ_G^o est inférieure à σ_M^o , la résistance du béton f_c est contrôlée par la résistance des granulats. Le module élastique du béton est ensuite déterminé en faisant l'équilibre énergétique à l'aide de l'expression (3.35).

Enfin, pour un béton de granulats légers sollicité en compression, il convient d'effectuer la vérification suivante, qui correspond à la rupture prématurée du matériau due aux concentrations de contraintes de traction aux sommets des granulats :

$$f_c = \min[\sigma_M^o, \sigma_G^o] \leq \frac{-f_{tm}}{\sigma_{tt}} = \sigma_{TM}^o \quad (3.40)$$

où σ_{tt} est l'approximation des concentrations de contraintes de traction développées aux sommets des granulats (équation 3.36) et σ_{TM}^o est la contrainte maximale qui doit être appliquée pour atteindre la rupture en traction de la matrice. On suppose alors que la résistance en traction des granulats légers est du même ordre de grandeur que celle de la matrice.

Cette méthode de calcul peut aussi être utilisée pour prédire la résistance en traction des bétons de granulats légers. Le calcul est alors effectué en fonction de la résistance à la traction de la matrice et des granulats, f_{tm} et f_{tg} . La vérification en fonction de σ_{tt} n'est alors pas nécessaire puisque les concentrations de contraintes s'inversent. En effet, les efforts de traction aux sommets des granulats deviennent des efforts de compression et le modèle parallèle en traction domine la rupture du matériau.

3.7 Conclusion

L'étude analytique de ce chapitre a permis de définir un modèle qui peut être utilisé pour prédire la résistance et le module élastique des bétons de granulats légers à partir des propriétés mécaniques de chacune des phases et de la proportion volumique des granulats. Il convient toutefois de mentionner que certaines hypothèses simplificatrices peuvent occasionner des erreurs de prédiction. En effet, on peut affirmer entre autres que :

- les granulats légers ne sont pas tous sphériques ;
- le coefficient de Poisson de chacune des phases peut être différent de 0,20 ;
- des microfissures peuvent être présentes au sein du matériau ;
- la résistance en traction des granulats peut être inférieure à celle de la matrice.

De plus, des interactions entre les phases peuvent induire des perturbations et modifier les propriétés élastiques de l'une ou l'autre des deux phases.

Le chapitre 4 présente une étude expérimentale qui permet de valider la méthode qui vient d'être proposée.

Chapitre 4

Validation du modèle de perturbations

4.1 Introduction

Le comportement mécanique du béton est influencé à la fois par la qualité de la matrice, des granulats et des interfaces pâte-granulats. Dans le cas des bétons de granulats légers, l'interface est généralement de bonne qualité et ne constitue pas une zone critique de cisaillement comme c'est le cas dans les bétons de granulats rigides. La qualité des granulats légers peut cependant varier selon les méthodes de fabrication, la taille et la densité apparente des grains. La proportion volumique des granulats, qui détermine la masse volumique du béton, est un paramètre tout aussi important.

Le but de cette étude expérimentale est de vérifier si le modèle de perturbations présenté au chapitre 3 permet de prédire adéquatement le comportement mécanique des bétons légers à partir des proportions volumiques et des propriétés mécaniques des différentes phases utilisées, c'est-à-dire la pâte de ciment, les granulats fins et les gros granulats.

4.2 Programme expérimental

L'étude expérimentale nécessite la caractérisation mécanique du béton à toutes les échelles, c'est-à-dire la pâte de ciment, le mortier et le béton. Les bétons ont été formulés pour couvrir une large gamme de masses volumiques en faisant varier le rapport eau/liant, le type de granulats légers et la proportion volumique des granulats fins et des gros granulats. Deux pâtes de ciment ont été utilisées, soit avec un rapport eau/liant de 0,40 et 0,30 et 10% de fumée de silice, en poids, utilisée comme remplacement partiel du ciment (formulations M40 et M30, présentées à la section 2.3.1). Le type de granulats fins est un sable d'Ottawa et les gros granulats sont des granulats d'argile expansés (A(1.4), A(1.1) et A(0.6)) ou de verre expansés (V1 et V4). Les tableaux 4.1 et 4.2 présentent les formulations de chacun des bétons. Le volume de pâte, V_p , est gardé à peu près constant selon le type de matrice. La proportion volumique du sable, V_s , varie selon la masse volumique théorique du béton qui est recherchée, ρ , et de la densité apparente des granulats partiellement saturés, ρ_{g30} (ρ_g dans le cas des granulats de verre expansés).

Un total de 2 pâtes de ciment, 4 mortiers et 13 bétons légers ont été utilisés. Dans le cas des pâtes de ciment et des mortiers, 12 éprouvettes ont été fabriquées (6 cylindres de 50 x 100 mm et 6 prismes de 25 x 25 x 250 mm). Dans le cas des bétons, 6 éprouvettes cylindriques ont été fabriquées (75 x 150 mm). Toutes les éprouvettes ont été démoulées 24 heures après le malaxage et conservées dans une chambre humide à plus de 95% d'humidité relative et à une température de 23 °C jusqu'à échéance. Des essais de résistance en compression et de module élastique ont été effectués à 7 et 28 jours. Des essais de résistance en flexion ont aussi été effectués à ces échéances sur les pâtes de ciment et les mortiers afin d'en évaluer la résistance à la traction.

TABLEAU 4.1 : Formulation des bétons de granulats d'argile expansés

Matrice	ρ	V_p	V_s	V_g
Granulats	(kg/m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
M40 -				
A(1.4)	1800	0,319	0,140	0,541
A(1.1)	1790	0,318	0,251	0,431
A(0.6)	1765	0,313	0,354	0,333
A(0.6)	1460	0,307	0,207	0,487
M30 -				
A(1.4)	1800	0,414	0,054	0,533
A(1.1)	1790	0,414	0,164	0,423
A(0.6)	1765	0,406	0,266	0,327
A(0.6)	1460	0,399	0,120	0,480

TABLEAU 4.2 : Formulation des bétons de granulats de verre expansés

Matrice	ρ	V_p	V_s	V_g
Granulats	(kg/m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
M30 -				
V1	1790	0,418	0,300	0,282
V1	1485	0,417	0,165	0,418
V4	1815	0,421	0,320	0,259
V4	1515	0,424	0,191	0,386
V4	1215	0,425	0,060	0,515

4.3 Synthèse des résultats

4.3.1 Matrices: pâtes de ciment et mortiers

Le tableau 4.3 présente la résistance en compression, f_c , le module élastique, E , et le module de rupture en flexion, σ_{cr} , des pâtes de ciment et des mortiers en fonction du dosage en sable, V_s . L'air généré au cours du malaxage, V_a , est déterminé en comparant la masse volumique du matériau durci et la masse volumique théorique de chaque formulation.

TABLEAU 4.3 : Propriétés mécaniques des matrices en fonction du dosage en sable; valeurs moyennes à 7 et 28 jours

		7 jours			28 jours		
Matrices	V_a	f_c	E	σ_{cr}	f_c	E	σ_{cr}
	V_s (%)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(MPa)
M40							
0,000	< 1	46	16,8	3,0	49	19,2	3,9
0,210	< 1	44	23,6	3,1	63	26,6	5,5
0,510	4	37	31,8	6,0	51	41,0	6,8
M30							
0,000	< 1	65	20,5	4,1	73	22,1	5,9
0,410	2	59	33,2	7,1	73	38,3	11,1
0,580	10	55	38,8	5,7	63	41,4	10,3

La diminution du rapport eau/liant améliore les propriétés mécaniques de la pâte de ciment et des mortiers. Le tableau 4.3 montre qu'à 28 jours, les résistances en compression et en flexion de la pâte de ciment M30 sont 50 % supérieures à celles de la composition M40 (73 et 5,9 vs 49 et 3,9 MPa). L'influence du rapport eau/liant sur le module élastique est cependant moins importante (22,1 vs 19,2 GPa à 28 jours). De plus, la résistance en compression et le module élastique des pâtes de ciment atteint à 7 jours en moyenne 90 % des performances à 28 jours. La résistance en flexion n'atteint cependant pas plus de 6,5 et 8,0 % de la résistance en compression à 7 et 28 jours.

Le sable, qui constitue une inclusion rigide, augmente considérablement le module élastique et la résistance en flexion des matrices mais tend à diminuer la résistance en compression. Bien que le sable permet d'augmenter l'énergie de rupture du matériau en modifiant la propagation des microfissures (effet *crack bridging*), la forte différence de module élastique avec la pâte de ciment génère des concentrations de contraintes qui nuisent à la résistance en compression. On remarque également que l'augmentation de la proportion volumique du sable tend à faire augmenter l'air entraîné par le malaxage.

Il est important de mentionner que les pâtes de ciment sont sensibles au séchage. La pâte de ciment M40 a en effet subi un retrait important au cours des 24 heures suivant sa fabrication. Les performances obtenues peuvent alors être inférieures à celles de la pâte de ciment confinée au sein d'un béton léger; les granulats qui sont prémouillés permettent une meilleure hydratation de la pâte de ciment (effet de cure interne). Le séchage de la pâte de ciment M40 peut être confirmé par sa faible résistance en compression par rapport aux mortiers fabriqués avec la même matrice.

4.3.2 Bétons de granulats légers

Les tableaux 4.4 et 4.5 donnent la résistance en compression et le module élastique à 7 et 28 jours des bétons légers. La masse volumique moyenne du béton durci, ρ_b , a été calculée à partir de la masse de chacune des éprouvettes.

De façon générale, les bétons durcis semblent bien correspondre aux formulations théoriques étant donné les faibles différences entre les masses volumiques. La masse volumique des bétons durcis avec granulats d'argile expansés est de 0,8 à 3,1 % inférieure à la masse volumique théorique. Une différence plus marquée (4,8 et 6,2 %) a toutefois été obtenue pour les bétons composés avec la matrice M40 et les granulats A(0.6). Ces deux bétons ont été plus sensibles à la ségrégation en raison de la très faible densité des granulats et de la fluidité de la matrice. La confection des éprouvettes est alors plus difficile car la pâte de ciment s'écoule des granulats et il y a séparation des deux phases. Pour les bétons avec granulats de verre expansés, la différence de masse volumique varie de 0,7 à 5,0 %. Les granulats V4 ont aussi eu tendance à remonter en surface dans la cuve de malaxage.

TABLEAU 4.4 : Propriétés mécaniques des bétons de granulats d'argile expansés;
valeurs moyennes à 7 et 28 jours

		7 jours		28 jours	
Matrice	ρ_b	f_c	E	f_c	E
Granulats - ρ	(kg/m ³)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)
M40					
A(1.4) - 1800	1770	47	22,3	39	22,8
A(1.1) - 1790	1750	33	21,2	43	22,8
A(0.6) - 1765	1655	17	19,8	26	22,2
A(0.6) - 1460	1390	14	13,1	19	14,5
M30					
A(1.4) - 1800	1750	49	17,1	63	21,1
A(1.1) - 1790	1775	43	21,5	47	25,0
A(0.6) - 1765	1710	22	21,9	30	22,3
A(0.6) - 1460	1420	14	15,8	20	16,0

TABLEAU 4.5 : Propriétés mécaniques des bétons de granulats de verre expansés;
valeurs moyennes à 7 et 28 jours

		7 jours		28 jours	
Matrice	ρ_b	f_c	E	f_c	E
Granulats - ρ	(kg/m ³)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)
M30					
V1 - 1790	1720	34	21,9	35	24,4
V1 - 1485	1475	27	19,2	29	17,2
V4 - 1815	1725	29	21,0	31	24,5
V4 - 1515	1460	22	14,9	20	16,9
V4 - 1215	1155	14	8,5	10	8,3

Les résultats des tableaux 4.4 et 4.5 montrent que la résistance en compression des bétons légers augmente en fonction de la qualité de la matrice, de la densité des granulats légers utilisés et de la masse volumique du béton. On note cependant une chute de résistance entre 7 et 28 jours pour la formulation M40-A(1.4). La figure 4.1 présente les résultats des tableaux 4.4 et 4.5 en fonction de la masse volumique du béton. Dans un premier temps, on remarque que la dispersion des résultats diminue en fonction du degré d'hydratation de la pâte de ciment. D'autre part, la résistance à 28 jours du béton en fonction de la masse volumique semble suivre une tendance bilinéaire tandis que la relation entre le module élastique et la masse volumique peut être considérée linéaire malgré une certaine dispersion des résultats. Une analyse plus approfondie de ces résultats est présentée suite à la validation du modèle de perturbations.

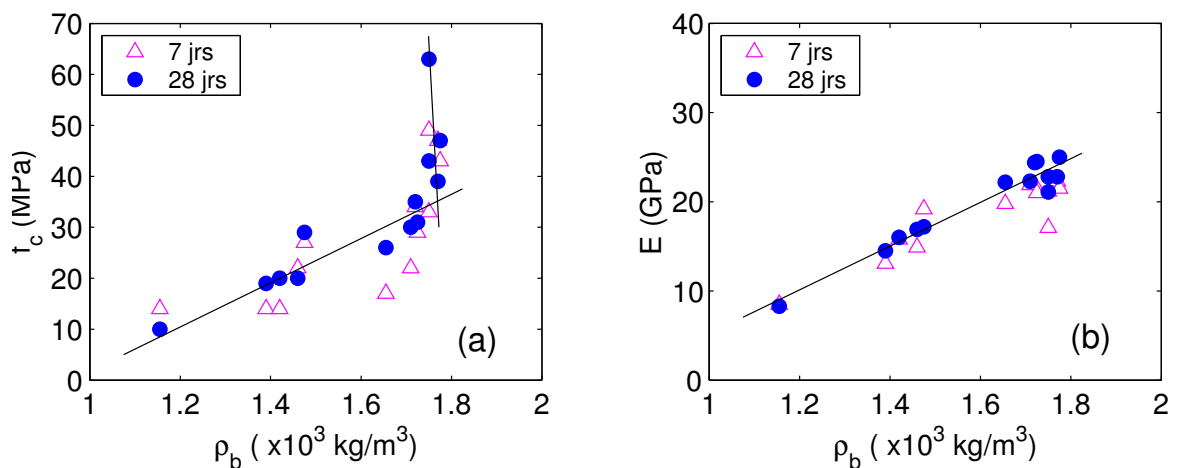


FIGURE 4.1 : Résistance en compression (a) et module élastique (b) en fonction de la masse volumique du béton durci; valeurs moyennes à 7 et 28 jours

4.4 Validation du modèle de perturbations

La validation du modèle composite à deux phases s'effectue successivement avec les mortiers et les bétons de granulats légers. Les paramètres nécessaires aux calculs sont les propriétés mécaniques de chacune des phases (pâte de ciment, sable et granulats).

Il peut s'avérer utile d'effectuer l'approximation suivante du module élastique, E_p , et de la résistance en compression, f_{cp} , de la pâte de ciment. Ces approximations ont d'ailleurs été établies pour faciliter l'utilisation des modèles composites, c'est-à-dire éviter l'étude expérimentale des propriétés mécaniques de la pâte de ciment.

4.4.1 Approximation des propriétés mécaniques de la pâte de ciment

Pour faciliter l'utilisation des modèles d'homogénéisation pâte-granulats, KAWAKAMI & COLL. [68] ont démontré le caractère approximativement linéaire qui peut être établi entre le rapport eau/ciment, le module élastique et la résistance en compression de la pâte de ciment (figure 4.2). Ces résultats ont été obtenus à 28 jours avec des pâtes de rapport eau/ciment variant de 0,25 à 0,55 confectionnées avec un ciment Type I ordinaire ($f'_c = 39 - 47$ MPa), sans ajouts minéraux et conservées dans l'eau à 20 °C. Les formules de régression relatives à la figure 4.2 sont les suivantes (avec E_p et f_{cp} en MPa, à 28 jours) :

$$E_p = 3136 + 43742 \log(c/e) \quad (4.1)$$

$$f_{cp} = (E_p - 1702)/322 \quad (4.2)$$

La figure 4.3 compare les relations (4.1) et (4.2) avec les propriétés mécaniques à 28 jours des pâtes de ciment M40 et M30 (en utilisant le rapport eau/liant). Ces résultats sont aussi comparés avec ceux de MARCHAND & COLL. [69, 70] obtenus avec des pâtes de rapport eau/liant variant entre 0,23 et 0,63 fabriquées avec un ciment à haute résistance CEM 1 52,5 PM ($f'_c = 64$ MPa). Certaines formulations contiennent 10% de fumée de silice, en poids, en remplacement du ciment.

On remarque sur la figure 4.3.a que le module élastique de la matrice M30 est inférieur à l'approximation (4.1). Par ailleurs, les résultats de MARCHAND & COLL., du même ordre de grandeur, montrent que le module élastique de la pâte de ciment augmente non seulement en diminuant le rapport eau/liant mais aussi en fonction de la résistance caractéristique du ciment et l'ajout de fumée de silice; on peut alors prétendre que la matrice M30, qui contient de la fumée de silice, devrait être caractérisée par un module élastique plus élevé étant donné la densification des produits d'hydratation.

D'autre part, la figure 4.3.b montre que la résistance en compression de la pâte de ciment augmente considérablement en fonction de la résistance caractéristique du ciment. Elle augmente aussi avec l'ajout de fumée de silice lorsque le rapport eau/liant est supérieur à 0,28 (liant/eau < 3,6). La résistance en compression des matrices M40 et M30, fabriquées avec un ciment ordinaire, est du même ordre de grandeur que l'approximation (4.2). La résistance de la matrice M40 devrait toutefois être plus élevée puisqu'elle contient aussi de la fumée de silice.

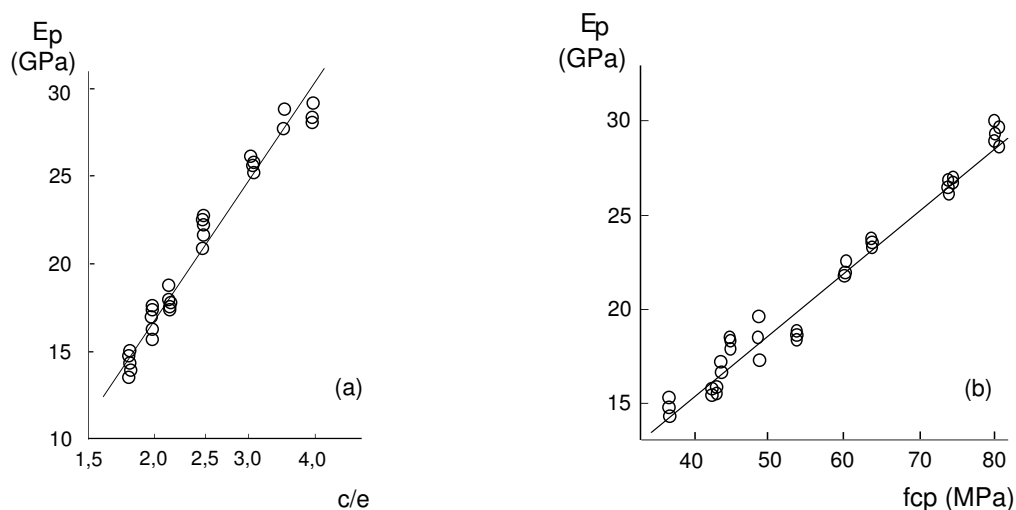


FIGURE 4.2 : Module élastique en fonction du rapport ciment/eau (a) et module élastique en fonction de la résistance en compression (b) de la pâte de ciment; résultats à 28 jours, d'après KAWAKAMI & COLL. [68]

On considère que les équations d'approximation (4.1) et (4.2) peuvent prédire adéquatement, en utilisant le rapport eau/liant, le module élastique et la résistance en compression à 28 jours des matrices M40 et M30. De plus, bien qu'elle réfère aux bétons, l'équation (4.3) est utilisée pour déterminer la résistance en traction de la pâte de ciment (CSA [71]).

$$f_{tp} = 0.6\sqrt{f_{cp}} \quad (4.3)$$

L'approximation des propriétés mécaniques à 7 jours peut être effectuée en considérant 90 % des performances à 28 jours tel qu'obtenu expérimentalement. Le tableau 4.6 présente les propriétés mécaniques ainsi calculées. Les données de ce tableau seront celles utilisées dans la suite des calculs.

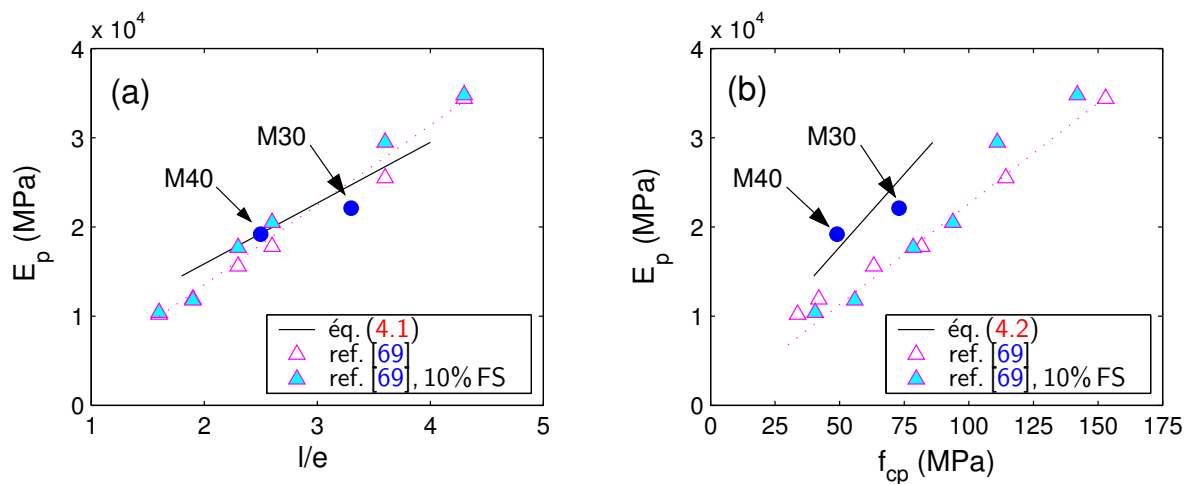


FIGURE 4.3 : Comparaison entre les relations (4.1) et (4.2), les résultats de MARCHAND & COLL. [69] et les propriétés mécaniques des matrices M40 et M30; résultats à 28 jours (FS : fumée de silice)

TABLEAU 4.6 : Approximation des propriétés mécaniques des pâtes de ciment

Matrices	7 jours			28 jours		
	E_p (GPa)	f_{cp} (MPa)	f_{tp} (MPa)	E_p (GPa)	f_{cp} (MPa)	f_{tp} (MPa)
M40 ($e/l = 0,40$)	18,5	52	4,1	20,5	59	4,6
M30 ($e/l = 0,30$)	23,4	67	4,7	26,0	75	5,2

4.4.2 Propriétés mécaniques de la matrice de mortier

On pose que la pâte de ciment est la matrice et le sable, les inclusions. Le tableau 4.7 compare les modules élastiques expérimentaux avec les modules élastiques effectifs, E_{me} , calculés par homogénéisation selon la méthode d'Hashin-Shtrikman (équations (3.13) et (3.14) avec $\nu = 0,20$). Les calculs ont été effectués pour $E_s = 80$ GPa (section 2.3.1) et E_p tels que calculés à la section 4.4.1.

Les modules élastiques expérimentaux et effectifs sont du même ordre de grandeur malgré l'approximation du module élastique de la pâte de ciment. L'homogénéisation tend cependant à sous-évaluer le module élastique des mortiers lorsque la proportion volumique du sable est supérieure à 0,500 car le calcul ne tient pas compte de l'interaction entre les grains. Un moyen d'obtenir un meilleur résultat serait alors d'inverser les deux phases, c'est-à-dire que le sable devient la matrice et la pâte de ciment les inclusions (KWON & DHARAN [62]). Pour l'homogénéisation des matrices de mortier utilisées dans les bétons légers, les dosages en sable ne peuvent être aussi élevés.

TABLEAU 4.7 : Comparaison entre les modules élastiques expérimentaux et effectifs des mortiers (E et E_{me})

	7 jours		28 jours	
	E (GPa)	E_{me} (GPa)	E (GPa)	E_{me} (GPa)
Matrices				
V_s				
M40				
0,210	23,6	24,1	26,6	26,3
0,510	31,8	33,0	41,0	35,3
M30				
0,410	33,2	35,5	38,3	38,2
0,580	38,8	37,0	41,4	39,1

Les équations (3.37) et (3.38) sont utilisées pour prédire la résistance de la matrice en fonction du dosage en sable (les indices m et g sont remplacés par p et s pour la pâte de ciment et le sable). On doit alors déterminer un premier paramètre de calage qui correspond à la résistance effective du sable en compression, f_{cs} .

Pour déterminer, f_{cs} , on pose que la contrainte théorique maximale nécessaire pour atteindre la résistance du sable, σ_s^o , est égale à la résistance en compression de la pâte de ciment lorsque la proportion volumique du sable est nulle, c'est-à-dire :

$$\sigma_s^o = \sigma_p^o = f_{cp} \quad \text{lorsque} \quad V_s = 0 \quad (4.4)$$

La résistance de la pâte de ciment, f_{cp} , est déterminée expérimentalement ou selon l'approximation de la section 4.4.1. L'équation (3.38) permet ensuite de calculer la résistance effective du sable (avec $V_s = 0$ et $S = 0,5$) :

$$\sigma_s^o = [1 + E_p(S - 1)((E_s - E_p)S + E_p)^{-1}(E_p - E_s)E_p^{-1}]^{-1} f_{cs} = f_{cp} \quad (4.5)$$

$$f_{cs} = \frac{2E_s}{(E_p + E_s)} f_{cp} \quad (4.6)$$

On remarque que f_{cs} varie linéairement en fonction de f_{cp} et du rapport de module élastique E_s/E_p .

La figure 4.4 montre la prédiction de la résistance en compression à 28 jours des matrices M40 et M30 (respectivement avec $E_p = 20,5$ et 26 GPa, $f_{cp} = 59$ et 75 MPa, $f_{cs} = 94$ et 113 MPa) en fonction de la proportion volumique du sable. Les courbes de prédiction σ_p^o et σ_s^o sont superposées et tendent vers la résistance effective du sable en fonction de V_s . Cette superposition est liée aux hypothèses d'élasticité et d'adhérence parfaites. Cependant, les grains de sable, qui constituent des inclusions très rigides, génèrent des concentrations de contraintes de traction et/ou de cisaillement qui accélèrent la rupture de la pâte de ciment (points expérimentaux, 3 éprouvettes par matrice). Ces concentrations de contraintes ne sont pas prises en compte par le modèle.

La pondération suivante, équation (4.7), a été établie pour rabattre le critère σ_p^o sur les résultats. Une approximation des concentrations de contraintes telle qu'effectuée à la section 3.5 pour les concentrations de contraintes de traction générées aux sommets des granulats légers ne permet pas d'évaluer l'effet du sable de façon satisfaisante.

$$f_{cp}^* = f_{cp} \left(1 - \frac{V_s}{2}\right) \quad (4.7)$$

La figure 4.5 montre la prédiction de la résistance en compression à 28 jours en appliquant le facteur de correction sur f_{cp} ($f_{cm} = \min[\sigma_p^o, \sigma_s^o]$). La prédiction de la résistance à 7 jours est tout aussi satisfaisante, bien qu'elle surévalue légèrement la résistance de la matrice M40.

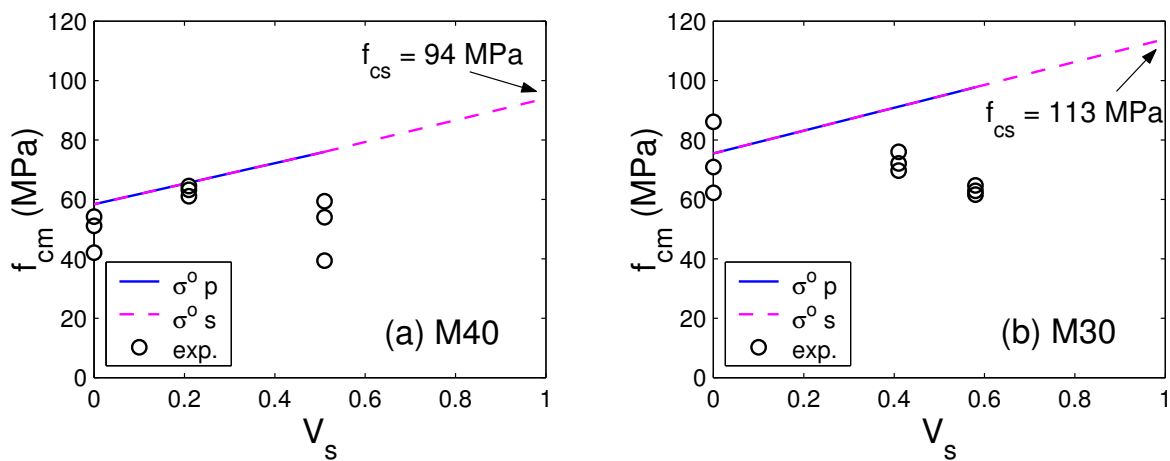


FIGURE 4.4 : Résistance en compression des matrices M40 (a) et M30 (b) en fonction du dosage en sable; prédiction du modèle de perturbations vs résultats à 28 jours

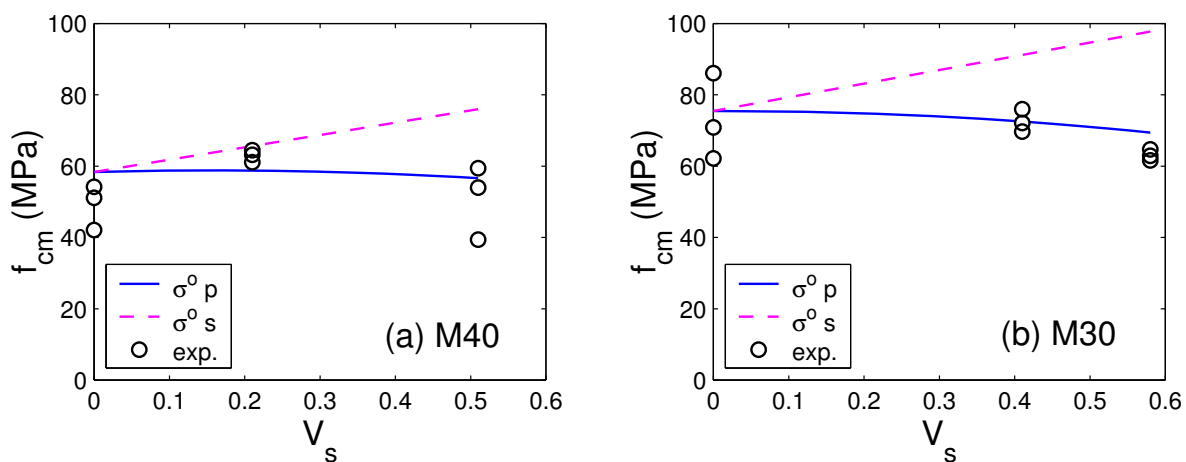


FIGURE 4.5 : Résistance en compression des matrices M40 (a) et M30 (b) en fonction du dosage en sable avec correction de f_{cp} ; modèle de perturbations vs résultats à 28 jours

4.4.3 Propriétés mécaniques des bétons légers

Le modèle de perturbations est à nouveau utilisé pour prédire la résistance et le module élastique des bétons légers. On effectue les calculs successivement sur la matrice (en considérant la proportion volumique du sable par rapport au volume de matrice) puis sur le béton (en considérant la proportion volumique des granulats légers par rapport au volume de béton).

La résistance effective des granulats en compression, f_{cg} , est déterminée comme pour le sable (équation 4.6 où p et s deviennent m et g), mais par rapport à un mortier constitué du même volume de pâte que le béton. De cette façon, le calcul de f_{cg} est conservateur puisqu'il s'appuie sur le module élastique d'un mortier dont le volume de sable est supérieur à celui de la matrice réelle du béton et qui est par conséquent plus rigide. On obtient en effet une résistance effective minimale étant donné que f_{cg} varie proportionnellement à E_g/E_m et que f_{cm} varie peu en fonction du dosage en sable. Une résistance effective maximale est obtenue si le calcul est effectué à partir des propriétés réelles de la matrice de mortier utilisée et induit $\sigma_M^o = \sigma_G^o$. Ce dernier calcul ne permet cependant pas d'appréhender la dispersion des résultats d'essais qui est souvent significative avec les bétons de granulats légers.

Les modules élastiques effectifs de la matrice et du béton ont été déterminés par équilibre énergétique (équation 3.35). Il convient également de calculer la contrainte nécessaire pour initier la rupture en traction de la pâte de ciment, σ_{TP}^o , puisque dans tous les cas la rigidité des granulats est inférieure à celle du béton ($E_g/E_b < 1$). Les tableaux 4.9 et 4.10, présentés à la fin du chapitre, donnent les paramètres mécaniques relatifs à chacune des phases ainsi que les résultats des calculs pour chaque béton.

La figure 4.6 compare les modules élastiques expérimentaux aux modules élastiques effectifs, E_{be} . On remarque que l'écart entre les résultats diminue significativement entre 7 et 28 jours. Néanmoins, l'homogénéisation sous-évalue légèrement le module élastique à 28 jours pour certaines formulations.

Les figures 4.7 à 4.12 présentent les contraintes théoriques maximales qui doivent être appliquées pour atteindre la résistance en compression de la matrice, σ_M^o , la résistance en compression des granulats σ_G^o , ou la résistance à la traction de la pâte de ciment, σ_{TP}^o , pour chacune des formulations, à 7 et 28 jours. Les résultats obtenus

pour chaque éprouvette testée (3 éprouvettes par béton) ont aussi été ajoutés. La contrainte σ_{TP}^o n'a été tracée que pour les cas où elle est inférieure à σ_M^o . À première vue, on remarque que l'ordre de grandeur des contraintes théoriques est conforme aux résultats expérimentaux. Les résultats expérimentaux, qui sont dans certains cas très dispersés, se situent néanmoins entre $\sigma_{TP}^o - \sigma_G^o$ ou $\sigma_G^o - \sigma_M^o$. Le modèle permet donc de distinguer le mode de rupture des bétons, soit par écrasement de la matrice, par écrasement des granulats ou par fendage, c'est-à-dire par la rupture en traction de la pâte de ciment et des granulats. Le tableau 4.8 donne les rapports de module élastique de chaque formulation, E_g/E_b , ainsi que le mode de rupture correspondant; la rupture en fendage s'est d'ailleurs très bien distinguée sur le faciès de rupture des éprouvettes.

La dispersion des résultats expérimentaux est associée au comportement fragile de chacune des phases ainsi qu'aux imperfections qui sont inévitables au sein du matériau (hétérogénéité des granulats, vides, points durs, etc.). Par ailleurs, les fissures se propagent directement à l'intérieur des granulats et non aux interfaces, ce qui rend le matériau encore plus vulnérable à l'égard de la fissuration.

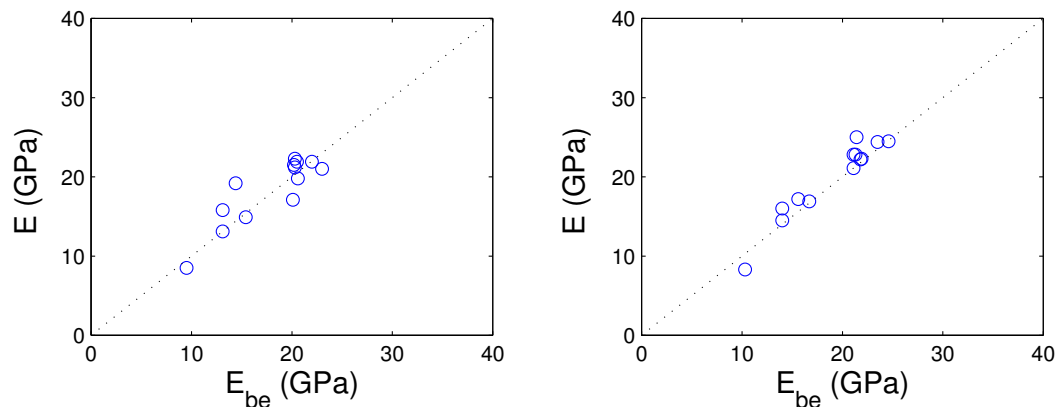


FIGURE 4.6 : Comparaison entre les modules élastiques expérimentaux, E , et les modules élastiques effectifs, E_{be} , des bétons légers

Bétons légers avec granulats d'argile expansés

Les figures 4.7 et 4.8 présentent les résultats à 7 et 28 jours relatifs aux bétons M40 avec granulats d'argile expansés. Dans un premier temps, on remarque que le rapport E_g/E_b de la formulation M40-A(1.4) est suffisamment élevé pour que la rupture

en traction de la pâte de ciment soit toujours évitée. Le mode de rupture est alors partagé entre l'écrasement des granulats et celui de la matrice; deux éprouvettes ont même atteint une résistance à 7 jours supérieure à la rupture théorique de la matrice. La rupture à 28 jours, contrôlée par l'écrasement des granulats, explique la diminution de la résistance moyenne du béton. L'écrasement des granulats peut alors être lié à l'augmentation de la rigidité de la matrice au cours du vieillissement; on n'observe cependant pas une variation très importante de E_b entre 7 et 28 jours pour cette formulation. D'autre part, le béton M40-A(1.1) présente un comportement similaire au béton M40-A(1.4). Bien que la plus faible rigidité des granulats A(1.1) génère théoriquement des concentrations de contraintes de traction, le mode de rupture du béton est contrôlé par la résistance des granulats. Enfin, les bétons fabriqués avec les granulats A(0.6) suivent un mode de rupture initié par le fendage.

Pour un granulat donné, la diminution du rapport eau/liant a permis d'augmenter les contraintes théoriques maximales et donc la résistance en compression du béton sans toutefois modifier le mode de rupture (figures 4.9 et 4.10). De plus, l'augmentation de la résistance en compression des bétons avec granulats A(1.4) et A(1.1) est supérieure à celle des bétons avec granulats A(0.6). En réalité, la diminution du rapport eau/liant augmente significativement la résistance en compression de la matrice, mais non sa résistance en traction.

Bétons légers avec granulats de verre expansés

Les résultats relatifs aux bétons M30 avec granulats de verre expansés sont présentés aux figures 4.11 et 4.12. Contrairement aux bétons de granulats d'argile, la résistance des bétons avec granulats de verre n'atteint pas la résistance théorique de la matrice, voire même la résistance des granulats. En fait, la très faible rigidité de ces granulats génère des concentrations de contraintes de traction qui favorisent la rupture prématurée de la pâte de ciment. L'effet de ces concentrations de contrainte de traction augmente en fonction de la rigidité de la matrice (de 7 à 28 jours), de la proportion volumique et de la taille des granulats (V4 par rapport à V1).

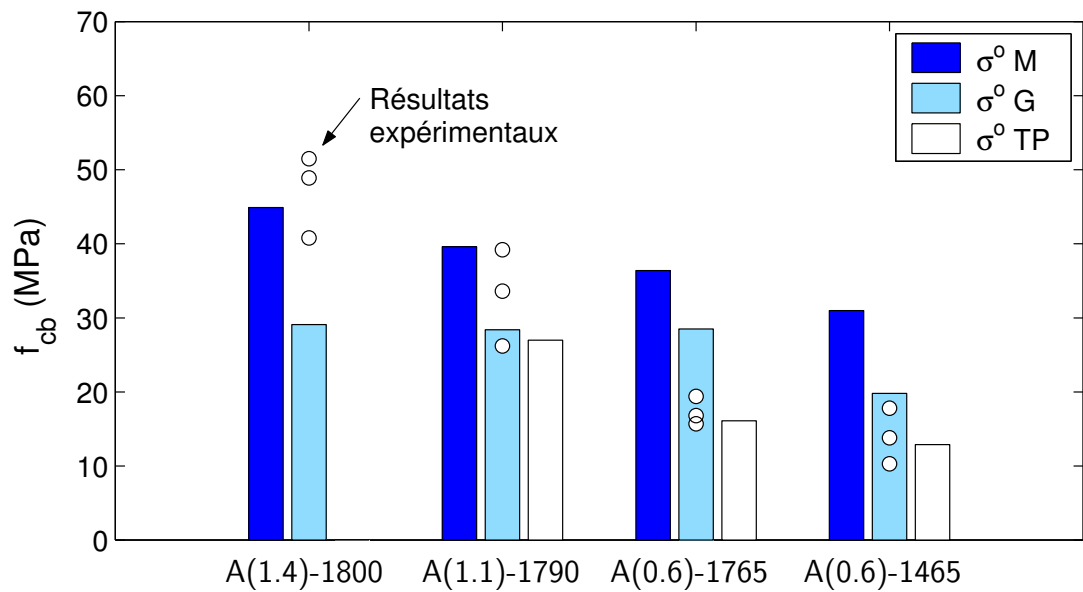


FIGURE 4.7 : Comparaison entre les résultats du modèle et les résultats expérimentaux; bétons avec matrice M40 et granulats d'argile expansés, résultats à 7 jours

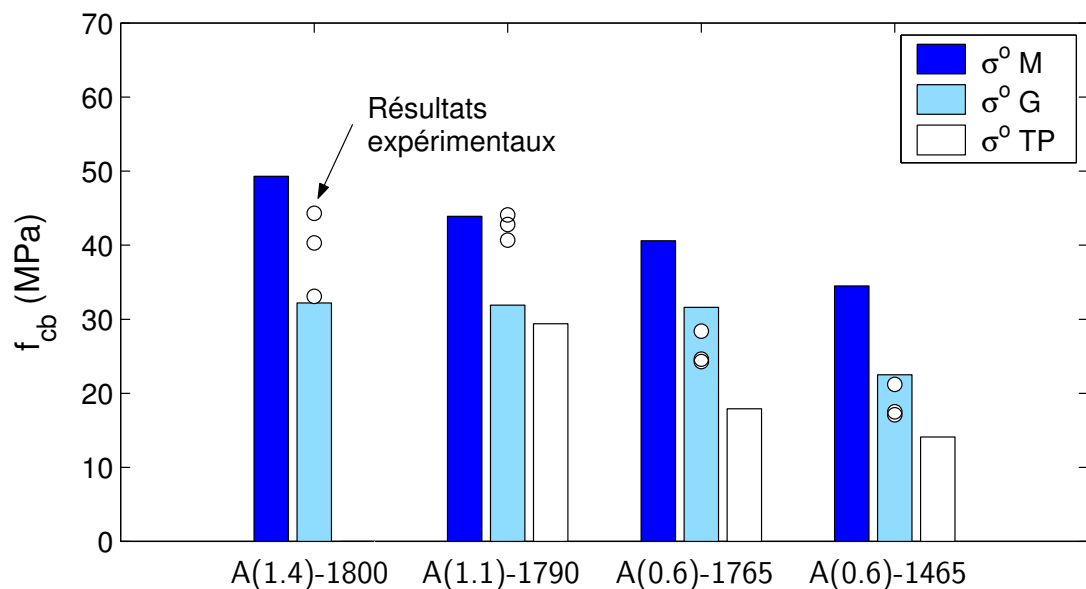


FIGURE 4.8 : Comparaison entre les résultats du modèle et les résultats expérimentaux; bétons avec matrice M40 et granulats d'argile expansés, résultats à 28 jours

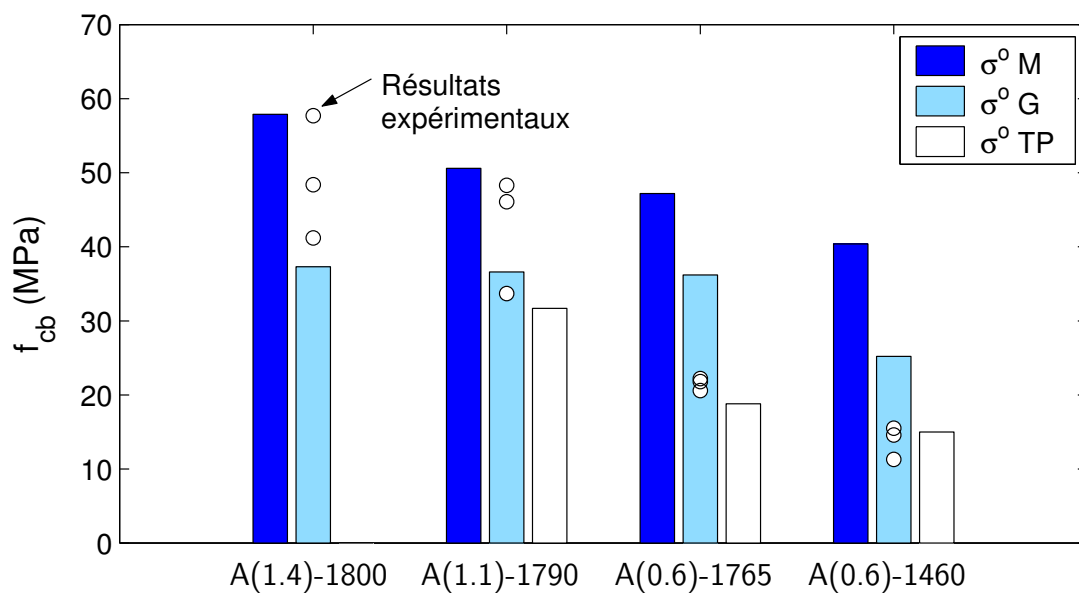


FIGURE 4.9 : Comparaison entre les résultats du modèle et les résultats expérimentaux; bétons avec matrice M30 et granulats d'argile expansés, résultats à 7 jours

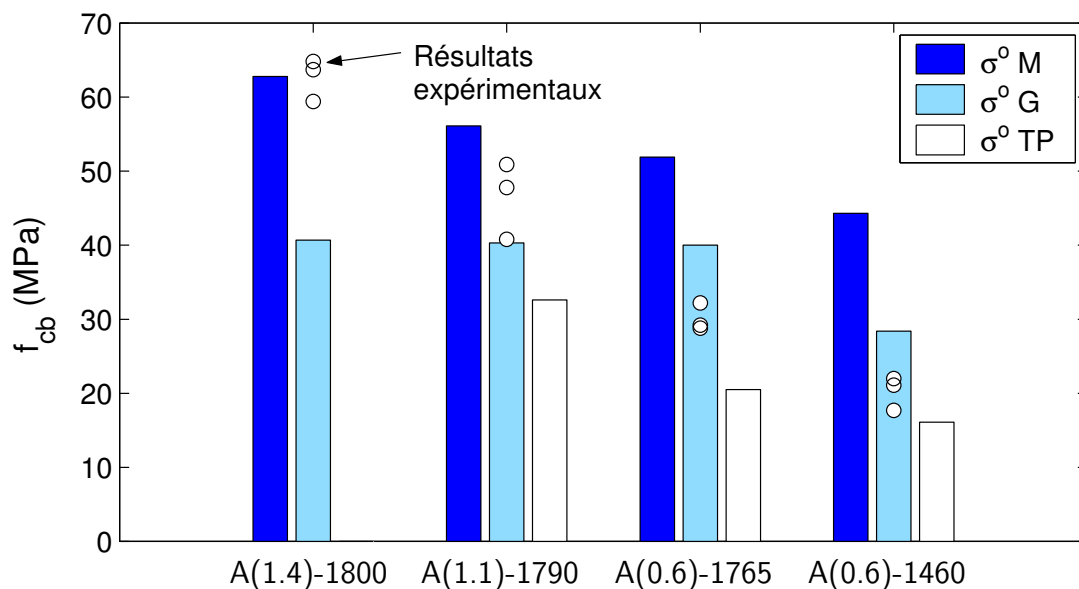


FIGURE 4.10 : Comparaison entre les résultats du modèle et les résultats expérimentaux; bétons avec matrice M30 et granulats d'argile expansés, résultats à 28 jours

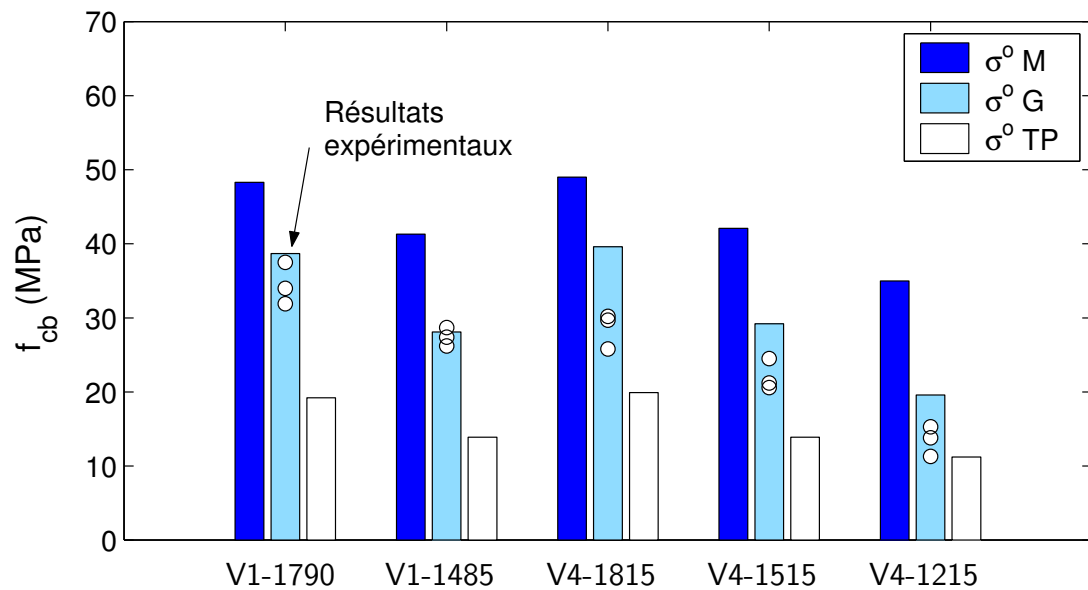


FIGURE 4.11 : Comparaison entre les résultats du modèle et les résultats expérimentaux; bétons avec matrice M40 et granulats de verre expansés, résultats à 7 jours

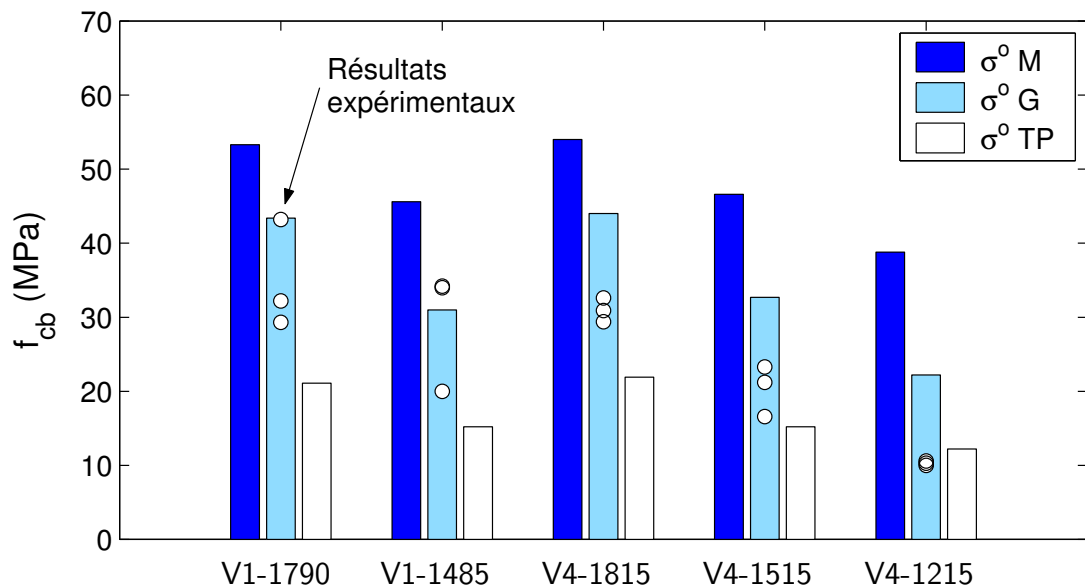


FIGURE 4.12 : Comparaison entre les résultats du modèle et les résultats expérimentaux; bétons avec matrice M40 et granulats de verre expansés, résultats à 28 jours

TABLEAU 4.8 : Rapport de compatibilité élastique E_g/E_b , résistance en compression et mode de rupture des bétons légers à 7 et 28 jours (écrasement de la matrice ou des granulats et fendage : M, \mathcal{G} et F)

	7 jours			28 jours		
Matrice Granulats - ρ	$E_g/E_b^{(1)}$	f_c (MPa)	Rupture	$E_g/E_b^{(1)}$	f_c (MPa)	Rupture
M40						
A(1.4)-1800	0,70	47	M - \mathcal{G}	0,69	39	\mathcal{G}
A(1.1)-1790	0,46	33	\mathcal{G}	0,43	43	M - \mathcal{G}
A(0.6)-1765	0,15	17	F	0,13	26	F
A(0.6)-1460	0,22	14	F	0,20	19	F
M30						
A(1.4)-1800	0,92	49	M - \mathcal{G}	0,75	63	M - \mathcal{G}
A(1.1)-1790	0,45	43	\mathcal{G}	0,39	47	\mathcal{G}
A(0.6)-1765	0,13	22	F	0,13	30	F
A(0.6)-1460	0,18	14	F	0,18	20	F
M30						
V1-1790	0,07	34	\mathcal{G}	0,06	35	F
V1-1485	0,08	27	\mathcal{G}	0,09	29	\mathcal{G} - F
V4-1815	0,05	29	F	0,04	31	F
V4-1515	0,07	22	F	0,06	20	F
V4-1215	0,12	14	F	0,12	10	F

⁽¹⁾ E_b est le module élastique expérimental

4.5 Résistance et compatibilité élastique

Le modèle de perturbations et les résultats expérimentaux mettent en évidence l'importance de la compatibilité élastique entre les granulats et le béton pour améliorer la résistance en compression des bétons légers. On peut d'abord constater qu'un trop faible rapport E_g/E_b génère des concentrations de contraintes de traction qui provoquent la rupture prématurée du béton. Le fendage des éprouvettes sollicitées en compression uniaxiale, caractéristique de ce mode de rupture, a effectivement été observé pour les bétons fabriqués avec les granulats les plus légers et donc les moins rigides (A(0.6), V1 et V4). Le rapport E_g/E_b de ces bétons est inférieur à environ 0,25. On pourrait aussi observer un tel mode de rupture pour des granulats plus rigides mais utilisés en trop faible volume.

Les résultats montrent toutefois qu'il est possible, malgré l'utilisation de granulats légers, d'éviter une rupture en fendage et d'atteindre la résistance des granulats, voire la résistance de la matrice. En effet, un béton doté d'une bonne compatibilité E_g/E_b a l'avantage d'être formulé de telle façon que les déformations générées dans un granulat isolé et celles du béton environnant soient presque compatibles. Les concentrations de contraintes causées par un chargement quelconque sont alors nettement diminuées et le matériau peut subir de plus grandes déformations sans développer de microfissures. Les bétons fabriqués avec les granulats A(1.4) et A(1.1), caractérisés par un rapport E_g/E_b supérieur à environ 0,40, tendent vers ce comportement monolithique.

Par ailleurs, la résistance effective minimale des granulats légers, f_{cg} , calculée par rapport à une matrice de rigidité supérieure à celle utilisée réellement dans les bétons, permet d'appréhender la dispersion des résultats expérimentaux (par exemple le béton M40-A(1.4) à 28 jours). Elle détermine ainsi une borne inférieure pour l'écrasement des granulats. Cependant, il apparaît que les granulats légers noyés dans un béton doté d'une bonne compatibilité E_g/E_b puissent profiter d'un état de confinement tel que la rupture du béton est déterminée par la résistance de la matrice, c'est-à-dire σ_M^o . En réalité, la résistance des granulats est alors égale à la résistance effective maximale qui serait obtenue si f_{cg} était calculée par rapport aux propriétés réelles de la matrice et induit $\sigma_G^o = \sigma_M^o$. La contrainte σ_M^o correspond donc à une borne supérieure pour l'écrasement des granulats.

En définitive, il convient de formuler les bétons de granulats légers de sorte que le rapport de module élastique E_g/E_b tende vers 1. D'après la méthode d'Hashin-Shtrikman (équation 3.13) on identifie trois moyens : augmenter la proportion volumique et la rigidité des granulats puis diminuer la rigidité de la matrice. En général, le choix des granulats légers est limité en raison des frais de livraison et il peut s'avérer encore plus coûteux d'en modifier les propriétés mécaniques par un procédé quelconque, par exemple en les enrobant de pâte de ciment (LINSEL & COLL. [16]). De plus, la proportion volumique des granulats légers est nécessairement élevée pour obtenir un béton d'une masse volumique au moins inférieure à 1800 kg/m^3 . La rigidité de la matrice peut toutefois être facilement réduite par un moyen simple comme l'air entraîné ou mieux encore, en supprimant le sable. Par ailleurs, on observe que la résistance effective des granulats légers et par conséquent la résistance du béton augmentent en fonction de la résistance de la matrice et du rapport E_g/E_m . On doit donc diminuer la rigidité de la matrice sans trop modifier sa résistance.

La figure 4.13 présente les résultats à 28 jours de la figure 4.1 en fonction du rapport E_g/E_b . On remarque que la tendance bilinéaire de la résistance en compression en fonction de la masse volumique du béton distingue tout simplement les bétons en fonction de leur mode de rupture, à savoir la rupture contrôlée par le fendage ou par l'écrasement des granulats.

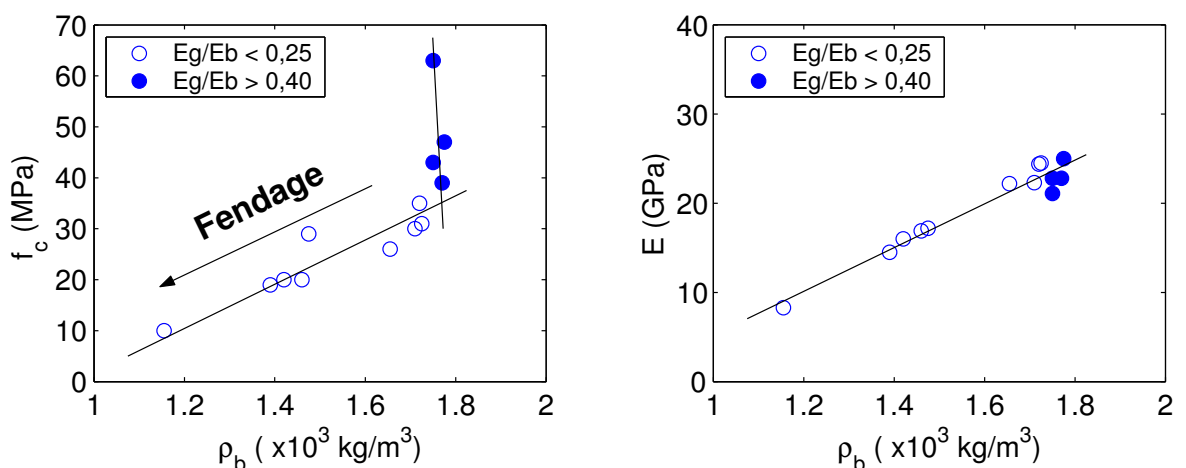


FIGURE 4.13 : Résistance en compression (a) et module élastique (b) à 28 jours des bétons légers en fonction de la masse volumique et du rapport E_g/E_b

4.6 Programmation du calcul

La validation du modèle de perturbations permet d'établir une procédure de calcul pour prédire le comportement mécanique des bétons légers en fonction de la proportion volumique et des caractéristiques mécaniques de chacune des phases. La méthode établie tient également compte de l'air entraîné, qui constitue une inclusion sphérique sans rigidité ni résistance. La figure 4.14 présente l'organigramme de la méthode pour des bétons constitués de 2 phases granulaires (par exemple du sable et des granulats légers). Le calcul procède par itération en substituant le premier type de granulats par le deuxième. L'annexe B présente le programme MATLAB qui a été formulé pour effectuer ce calcul.

Les propriétés mécaniques de la pâte de ciment peuvent être déterminée expérimentalement ou bien à l'aide des approximations présentées à la section (section 4.4.1). La densité apparente des granulats est facilement obtenue par un essai d'absorption normalisé.

4.7 Conclusion

Les résultats obtenus dans ce chapitre montrent que le modèle de perturbations peut être utilisé pour prédire le module élastique et la résistance en compression des bétons de granulats légers.

La validation du modèle montre que la résistance en compression est avant tout déterminée par le rapport E_g/E_b , qui contrôle la rupture du béton. Les modes de rupture identifiés sont le fendage prématuré, initié par des concentrations de contraintes de traction, et l'écrasement des granulats légers. Dans ce dernier cas, on remarque que les granulats peuvent profiter d'un état de confinement qui augmente leur résistance et par conséquent retarde la rupture du béton. La rupture du béton peut alors être déterminée par la résistance de la matrice. Les moyens identifiés pour retarder l'écrasement des granulats légers sont d'augmenter la proportion volumique et la rigidité des granulats et de diminuer la rigidité de la matrice, sans trop toutefois en diminuer la résistance.

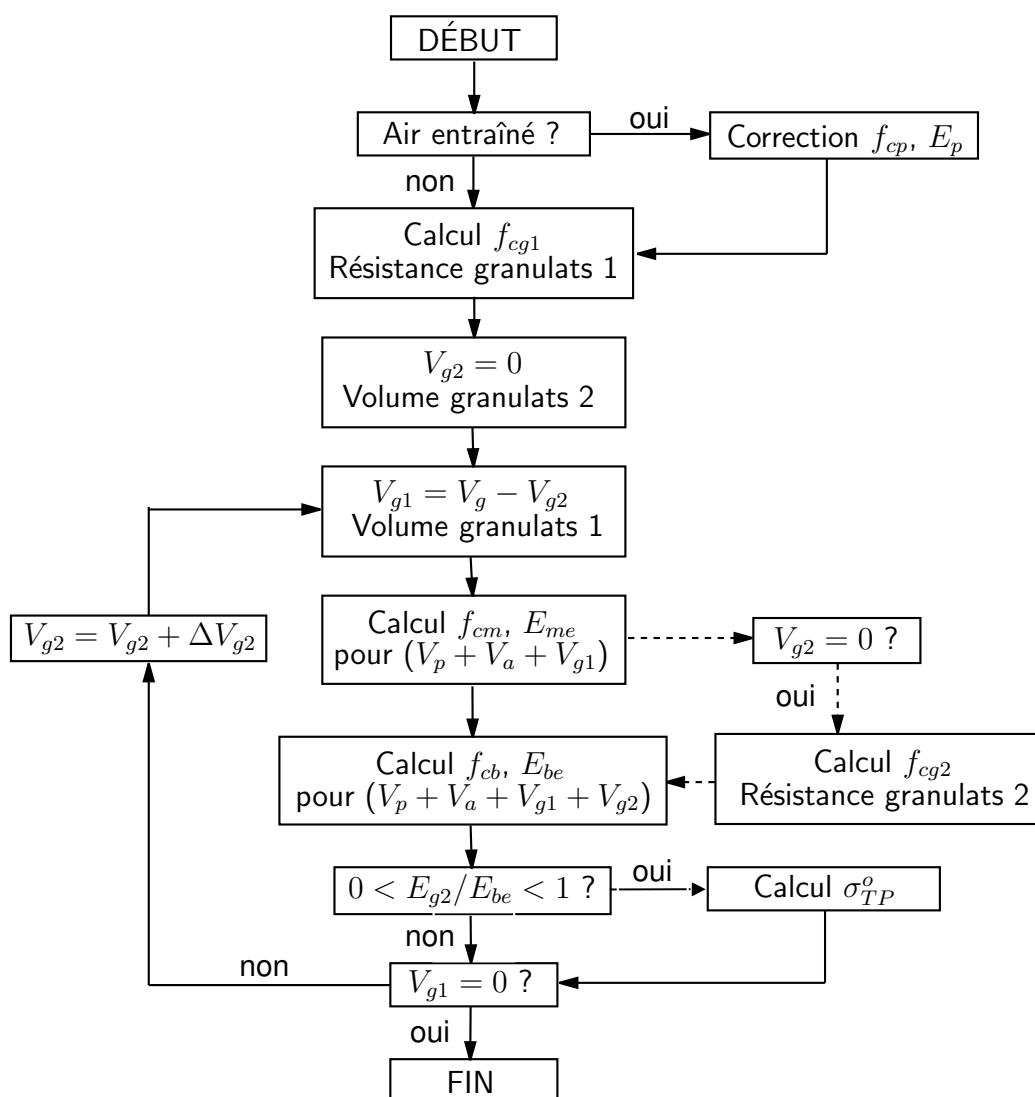
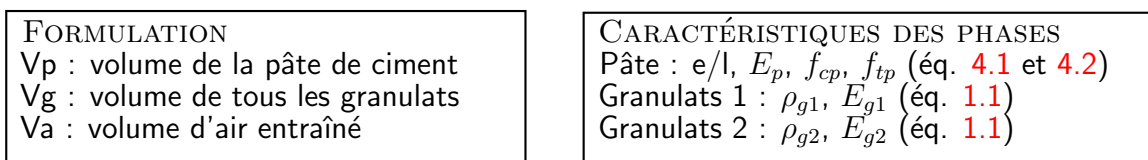


FIGURE 4.14 : Algorithme pour prédire le comportement mécanique des bétons légers constitués de 2 phases granulaires

TABLEAU 4.9 : Paramètres mécaniques de chacune des phases et résultats des calculs de contraintes pour rupture à 7 jours

Bétons	V_p	E_p	f_{cp}	f_{tp}	V_s/V_m	E_{me}	f_{cs}	σ_m^o	V_g/V_b	E_g	E_{be}	$f_{cg}^{(1)}$	σ_M^o	σ_G^o	σ_{TM}^o
	(GPa)	(GPa)	(MPa)	(MPa)		(GPa)	(MPa)	(MPa)		(GPa)	(GPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
M40															
A(1.4)-1800	0,319	18,5	52	3,4	0,305	27,2	85	52,5	0,541	15,7	20,3	24,9	44,9	29,1	65,0
A(1.1)-1790	0,318	18,5	52	3,4	0,441	32,6	85	51,7	0,431	9,7	20,3	17,0	39,6	28,4	27,0
A(0.6)-1765	0,313	18,5	52	3,4	0,531	36,9	85	50,9	0,333	2,9	20,6	5,8	36,4	28,5	16,1
A(0.6)-1465	0,307	18,5	52	3,4	0,403	30,9	85	52,0	0,487	2,9	13,1	5,7	31,0	19,8	12,9
M30															
A(1.4)-1800	0,414	23,4	67	4,4	0,115	26,5	104	67,1	0,533	15,7	20,1	32,1	57,9	37,3	78,8
A(1.1)-1790	0,414	23,4	67	4,4	0,284	32,0	104	65,4	0,423	9,7	20,2	22,0	50,6	36,6	31,7
A(0.6)-1765	0,406	23,4	67	4,4	0,396	36,4	104	65,4	0,327	2,9	20,5	7,4	47,2	36,2	18,8
A(0.6)-1460	0,399	23,4	67	4,4	0,231	30,2	104	66,8	0,480	2,9	13,1	7,3	40,4	25,2	15,0
M30															
V1-1790	0,418	23,4	67	4,4	0,418	37,3	104	65,1	0,282	1,6	22,0	4,3	48,3	38,7	19,2
V1-1485	0,417	23,4	67	4,4	0,284	32,0	104	66,4	0,418	1,6	14,4	4,3	41,3	28,1	13,9
V4-1815	0,421	23,4	67	4,4	0,432	37,9	104	64,9	0,259	1,0	23,0	2,7	49,0	39,6	19,9
V4-1515	0,424	23,4	67	4,4	0,311	33,0	104	66,2	0,386	1,0	15,4	2,7	42,1	29,2	13,9
V4-1215	0,425	23,4	67	4,4	0,124	26,8	104	67,1	0,515	1,0	9,5	2,7	35,0	19,6	11,2

⁽¹⁾ f_{cg} est calculé sur la base d'un mortier avec une proportion volumique de sable $V_s = V_s + V_g$, voir programme annexe B

TABLEAU 4.10 : Paramètres mécaniques de chacune des phases et résultats des calculs de contraintes pour rupture à 28 jours

Bétons	V_p	E_p	f_{cp}	f_{tp}	V_s/V_m	E_{me}	f_{cs}	σ_m^o	V_g/V_b	E_g	E_{be}	$f_{cg}^{(1)}$	σ_M^o	σ_G^o	σ_{TM}^o
	(GPa)	(GPa)	(MPa)	(MPa)		(GPa)	(MPa)	(MPa)			(GPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
M40															
A(1.4)-1800	0,319	20,5	59	4,7	0,305	29,5	94	59,0	0,541	15,7	21,1	26,8	49,3	32,2	63,1
A(1.1)-1790	0,318	20,5	59	4,7	0,441	35,0	94	58,0	0,431	9,7	21,3	18,3	43,9	31,9	29,4
A(0.6)-1765	0,313	20,5	59	4,7	0,531	39,3	94	57,0	0,333	2,9	21,8	6,1	40,6	31,6	17,9
A(0.6)-1465	0,307	20,5	59	4,7	0,403	33,3	94	58,4	0,487	2,9	14,0	6,1	34,5	22,5	14,1
M30															
A(1.4)-1800	0,414	26,0	75	6,0	0,115	29,2	113	74,8	0,533	15,7	21,1	33,9	62,8	40,7	72,4
A(1.1)-1790	0,414	26,0	75	6,0	0,284	34,8	113	73,7	0,423	9,7	21,4	23,1	56,1	40,3	32,6
A(0.6)-1765	0,406	26,0	75	6,0	0,396	39,1	113	72,3	0,327	2,9	21,9	7,7	51,9	40,0	20,5
A(0.6)-1460	0,399	26,0	75	6,0	0,231	32,9	113	74,1	0,480	2,9	14,0	7,7	44,3	28,4	16,1
M30															
V1-1790	0,418	26,0	75	6,0	0,418	40,1	113	72,0	0,282	1,6	23,5	4,5	53,3	43,4	21,1
V1-1485	0,417	26,0	75	6,0	0,284	34,8	113	73,7	0,418	1,6	15,6	4,4	45,6	31,0	15,2
V4-1815	0,421	26,0	75	6,0	0,432	40,7	113	71,7	0,259	1,0	24,6	2,8	54,0	44,0	21,9
V4-1515	0,424	26,0	75	6,0	0,311	35,8	113	73,4	0,386	1,0	16,7	2,8	46,6	32,7	15,2
V4-1215	0,425	26,0	75	6,0	0,124	29,5	113	74,8	0,515	1,0	10,3	2,8	38,8	22,2	12,2

⁽¹⁾ f_{cg} est calculé sur la base d'un mortier avec une proportion volumique de sable $V_s = V_s + V_g$, voir programme annexe B

Chapitre 5

Choix des phases et optimisation

5.1 Introduction

La validation du modèle de perturbations permet de constater l'importance d'une bonne compatibilité élastique E_g/E_b pour éviter une rupture initiée par le fendage. Dans ce chapitre, on étudie d'abord l'effet d'une troisième phase granulaire sur la résistance en compression des bétons de granulats légers. Cette phase granulaire, de petit diamètre et de très faible rigidité, est en partie utilisée pour simuler l'effet de l'air entraîné dont le volume est difficilement mesurable avec les méthodes habituelles étant donné la porosité des granulats légers. On sait que l'air entraîné, bien qu'il puisse aussi en diminuer la résistance, constitue un moyen efficace pour diminuer le module élastique de la matrice de mortier (BREMNER & HOLM [48]). L'air entraîné peut donc contribuer à améliorer davantage le rapport E_g/E_b et par conséquent la résistance des bétons de

granulats légers. Des bétons à base de ciment à haute résistance et sans sable ont ensuite été fabriqués de sorte que la matrice soit caractérisée par une rigidité modérée et une résistance maximale. L'ensemble des résultats obtenus confirment à nouveau les prédictions du modèle et précisent les conditions nécessaires pour atteindre une résistance en compression optimale.

5.2 Programme expérimental

Les méthodes habituelles pour mesurer l'air entraîné dans les bétons, c'est-à-dire les méthodes pressiométrique, volumétrique et gravimétrique, sont plus ou moins précises dans le cas des bétons de granulats légers. En effet, la densité et le degré de saturation des granulats légers peuvent varier et influencer les résultats. Dans cette étude, on évite ce problème en considérant que les granulats de verre expansés V1 peuvent simuler adéquatement l'air entraîné; ces petits granulats sont en effet très peu rigides. De plus, bien qu'ils soient relativement gros par rapport aux bulles d'air entraîné, leur distribution uniforme au sein de la matrice peut avoir un effet similaire sur les déformations globales du béton.

Dans une première série d'essais, on étudie l'effet de la proportion volumique de chaque phase granulaire sur la résistance en compression des bétons légers. Les granulats utilisés sont le sable d'Ottawa, les granulats d'argile A(1.4) ou A(1.1) ainsi que les granulats V1. Un total de 12 bétons ont alors été fabriqués en utilisant un rapport eau/liant de 0,30 (section 2.3.1, matrice à haute performance). Les tableaux 5.1 et 5.2 présentent les formulations des bétons groupés selon la masse volumique théorique, environ 1800 et 1500 kg/m³, et les granulats légers utilisés. On remarque que pour conserver la masse volumique constante le trio granulaire doit évoluer de la façon suivante : l'augmentation du volume de granulats V1 ($\rho_g = 0,45$) augmente le volume de sable ($\rho_s = 2,67$) et diminue le volume de granulats d'argile ($\rho_{g30} = 1,51$ ou 1,18). La proportion volumique de la pâte de ciment, V_p , est gardée constante pour toutes les formulations.

Dans une seconde série d'essais, 5 bétons ont été fabriqués en utilisant les mêmes granulats légers mais en supprimant le sable et en utilisant un ciment Type III. Le rapport eau/liant de la matrice est de 0,23 (section 2.3.1, matrice à très haute performance). Le tableau 5.3 présente les formulations de cette série d'essais.

La résistance en compression et le module élastique des bétons ont été déterminés à 7 et à 28 jours. Les essais ont été effectués à chaque échéance sur 3 cylindres de 75 x 150 mm. Dans le cas des pâtes de ciment, 12 éprouvettes ont été fabriquées (6 cylindres 50 x 100 mm et 6 prismes 25 x 25 x 250 mm). Des essais de compression, de module élastique et de flexion quatre-points ont été effectués aux mêmes échéances.

Enfin, il est important de mentionner que les formulations présentées aux tableaux 5.1 à 5.3 ne sont pas idéales. Les volumes de pâtes utilisés sont effectivement élevés par rapport aux bétons de granulats rigides ordinaires. En fait, ces formulations ont été établies pour étudier les combinaisons matrice-granulats légers tout en évitant les problèmes de maniabilité lors du gâchage.

TABLEAU 5.1 : Formulation des bétons M30_{V1} -1800 kg/m³

M30-Granulats % V1	ρ (kg/m ³)	V_p (m ³)	V_s (m ³)	V_g (m ³)	V_{v1} (m ³)
M30-A(1.4)					
0%	1800	0,414	0,054	0,533	0,000
5%	1800	0,414	0,096	0,442	0,047
13%	1795	0,415	0,164	0,295	0,126
20%	1790	0,416	0,231	0,149	0,203
M30-A(1.1)					
0%	1790	0,414	0,164	0,423	0,000
8%	1790	0,415	0,204	0,298	0,083
18%	1790	0,416	0,252	0,149	0,183

TABLEAU 5.2 : Formulation des bétons M30_{V1} -1500 kg/m³

M30-Granulats % V1	ρ (kg/m ³)	V_p (m ³)	V_s (m ³)	V_g (m ³)	V_{V1} (m ³)
M30-A(1.4)					
26%	1495	0,414	0,030	0,295	0,262
34%	1490	0,415	0,097	0,148	0,340
M30-A(1.1)					
12%	1490	0,412	0,023	0,443	0,122
22%	1485	0,413	0,070	0,297	0,221
32%	1485	0,415	0,117	0,148	0,320

TABLEAU 5.3 : Formulation des bétons avec matrice M23_{V1}

M23-Granulats % V1	ρ (kg/m ³)	V_p (m ³)	V_{g1} (m ³)	V_{g2} (m ³)	V_{v1} (m ³)
M23-A(1.4)					
8%	1820	0,564	0,356	0,000	0,080
14%	1700	0,494	0,367	0,000	0,139
M23-A(1.4) A(1.1)					
0%	1785	0,463	0,410	0,127	0,000
8%	1735	0,518	0,260	0,143	0,079
8%	1625	0,466	0,090	0,365	0,079

Note : V_{g1} = granulats A(1.4), V_{g2} = granulats A(1.1)

5.3 Synthèse des résultats

Le tableau 5.4 donne la résistance en compression, le module élastique et le module de rupture en flexion des pâtes de ciment M30 et M23. On remarque que la diminution du rapport eau/liant et l'utilisation d'un ciment Type III augmente considérablement la résistance de la pâte de ciment (124 vs 73 MPa à 28 jours) sans trop toutefois augmenter son module élastique (28,3 vs 22,1 MPa). L'approximation présentée à la section 4.4.1 demeure valide pour le calcul du module élastique à 28 jours (31,1 vs 28,3 GPa) mais ne convient plus pour évaluer la résistance. La résistance correspond alors à la relation établie par MARCHAND & COLL. [69, 70] pour des pâtes de ciment fabriquées avec un ciment à haute résistance (avec E_p et f_{cp} en MPa, à 28 jours) :

$$E_p = 226f_{cp} \quad (5.1)$$

TABLEAU 5.4 : Propriétés mécaniques des pâtes de ciment; valeurs moyennes expérimentales à 7 et 28 jours

Matrices	7 jours			28 jours		
	f_c (MPa)	E (GPa)	σ_{cr} (MPa)	f_c (MPa)	E (GPa)	σ_{cr} (MPa)
M30 (Type I)	65	20,5	4,1	73	22,1	5,9
M23 (Type III)	97	24,6	9,2	124	28,3	11,1

Les tableaux 5.5 et 5.6 donnent la masse volumique du béton durci, la résistance en compression et le module élastique à 7 et 28 jours des bétons de la première série d'essais. Le tableau 5.5 montre que, pour une masse volumique d'environ 1800 kg/m³, l'augmentation du volume de granulats V1, qui s'accompagne d'une augmentation du volume de sable et d'une diminution du volume des granulats d'argile expansés A(1.4) ou A(1.1), tend à diminuer la résistance en compression du béton. On remarque toutefois qu'un volume relativement faible de granulats V1 peut avoir un effet inverse sur la résistance. En effet, seulement 5 % de granulats V1 permet d'augmenter la résistance en compression du béton M30-A(1.4) à 7 et 28 jours (le béton est toutefois légèrement plus lourd). On observe également une augmentation de la résistance en compression à 7 jours pour le béton M30-A(1.1) avec 8 % de granulats V1. D'autre part, la résistance

en compression des bétons de 1500 kg/m^3 ne semble pas influencée par la proportion volumique de chaque phase granulaire (tableau 5.6).

Le tableau 5.7 présente les résultats relatifs aux bétons de la deuxième série d'essais. L'utilisation d'une matrice plus résistante ainsi que l'élimination du sable permet d'augmenter la résistance en compression des bétons de granulats légers et ce même pour des masses volumiques plus faibles par rapport aux bétons des tableaux 5.5 et 5.6.

Enfin, le module élastique des bétons semble encore une fois davantage lié à la masse volumique du béton durci. Il est toutefois plus ou moins sensible au dosage en sable. Le rapport de compatibilité élastique E_g/E_b calculé par rapport aux granulats d'argile varie entre 0,65 et 1,10 dans le cas des granulats A(1.4) et entre 0,40 et 0,75 dans le cas des granulats A(1.1). Toutefois, il ne dépasse guère 0,10 lorsqu'il est calculé par rapport aux granulats V1. La résistance maximale des bétons et le mode de rupture peuvent donc être fortement influencés par la proportion volumique des granulats V1.

TABLEAU 5.5 : Propriétés mécaniques des bétons $M30_{V1}$ - 1800 kg/m^3 ; valeurs moyennes à 7 et 28 jours

M30-1800 kg/m^3		7 jours		28 jours	
Granulats	ρ_b	f_c	E	f_c	E
%V1 - ρ	(kg/m^3)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)
A(1.4)					
0%V1 - 1800	1750	49	17,1	63	21,1
5%V1 - 1800	1800	59	19,3	67	23,3
13%V1 - 1795	1785	42	22,1	54	23,8
20%V1 - 1790	1745	41	21,0	44	23,0
A(1.1)					
0%V1 - 1790	1775	43	21,5	47	25,0
8%V1 - 1790	1775	49	20,9	43	25,0
18%V1 - 1790	1750	40	20,1	41	24,0

TABLEAU 5.6 : Propriétés mécaniques des bétons M30_{V1}-1500 kg/m³;
valeurs moyennes à 7 et 28 jours

M30-1500 kg/m ³		7 jours		28 jours	
Granulats %V1 - ρ	ρ_b (kg/m ³)	f_c (MPa)	E (GPa)	f_c (MPa)	E (GPa)
A(1.4)					
26%V1 - 1495	1505	30	14,7	33	14,9
34%V1 - 1490	1475	28	13,8	33	15,2
A(1.1)					
12%V1 - 1490	1510	30	16,4	30	16,7
22%V1 - 1485	1500	33	13,1	28	15,1
32%V1 - 1485	1485	25	13,9	30	16,9

TABLEAU 5.7 : Propriétés mécaniques des bétons avec matrice M23_{V1};
valeurs moyennes à 7 et 28 jours

M23		7 jours		28 jours	
Granulats %V1 - ρ	ρ_b (kg/m ³)	f_c (MPa)	E (GPa)	f_c (MPa)	E (GPa)
A(1.4)					
8% - 1820	1790	66	20,1	70	21,5
14% - 1700	1720	61	19,9	59	20,1
A(1.4) A(1.1)					
0%V1 - 1785	1750	58	20,0	63	23,7
8%V1 - 1735	1730	57	19,2	59	20,1
8%V1 - 1625	1615	50	17,9	49	17,7

5.4 Analyse des résultats

5.4.1 Première série d'essais

On utilise le programme de calcul présenté à la section 4.6 pour analyser les résultats de la première série d'essais. Étant donné l'ajout d'une troisième phase granulaire, on effectue un premier calcul d'homogénéisation entre la pâte de ciment et les granulats V1, comme s'il s'agissait d'air entraîné. Les nouvelles propriétés mécaniques de la pâte de ciment sont réintroduites dans le modèle afin d'effectuer une seconde homogénéisation entre la pâte de ciment et le sable puis une troisième, entre la matrice de mortier et les granulats légers; les granulats sont alors ajoutés graduellement en remplacement du sable.

Les tableaux 5.8 et 5.9, placés à la fin du chapitre, donnent le module élastique effectif, calculé par homogénéisation, et les contraintes théoriques maximales pour atteindre la rupture de la matrice ou des granulats pour chaque béton. On retrouve également la contrainte maximale qui doit être appliquée pour atteindre la rupture en traction de la pâte de ciment. Cette contrainte a été calculée selon le rapport de rigidité entre les granulats V1 et le béton; les granulats V1 constituent en effet une phase plus critique que les granulats A(1.4) ou A(1.1) étant donné leur très faible module élastique.

La figure 5.1 montre l'évolution des contraintes théoriques maximales qui doivent être appliquées sur le béton pour atteindre la résistance en compression de la matrice de mortier, σ_M^o , ou la résistance des granulats A(1.4), σ_G^o , en fonction de la proportion volumique des granulats A(1.4), pour différentes proportions de granulats V1 (résultats à 28 jours). On remarque que l'ajout des granulats V1, qui diminue la résistance et le module élastique de la pâte de ciment, diminue les contraintes théoriques maximales (translation des courbes vers le bas). La figure 5.2 présente l'enveloppe déterminée par les contraintes σ_M^o et σ_G^o correspondantes à chacune des formulations (c.-à-d. en fonction du dosage en granulats V1) ainsi que les résultats expérimentaux obtenus (3 éprouvettes par béton). La contrainte maximale pour atteindre la rupture en traction de la pâte de ciment a aussi été tracée. De la même manière, les figures 5.3 et 5.4 présentent les résultats relatifs aux bétons de M30_{V1}-1800 kg/m³ fabriqués avec les granulats A(1.1) et M30_{V1}-1500 kg/m³ (résultats à 28 jours).

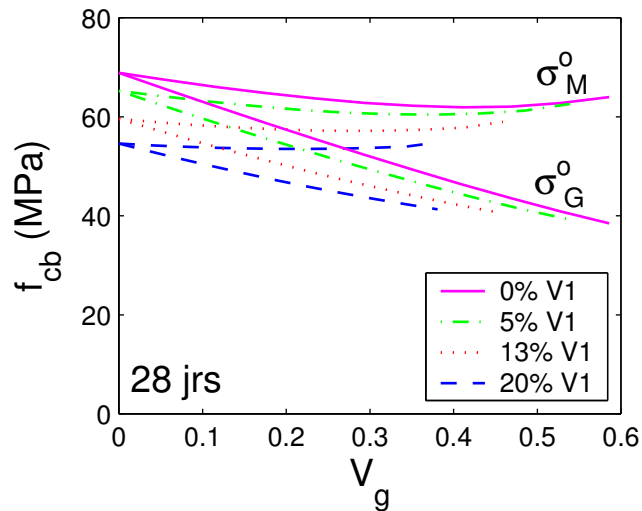


FIGURE 5.1 : Contraintes théoriques maximales, σ_M^o et σ_G^o , en fonction de la proportion volumique des granulats A(1.4) et V1; matrice M30, 28 jours

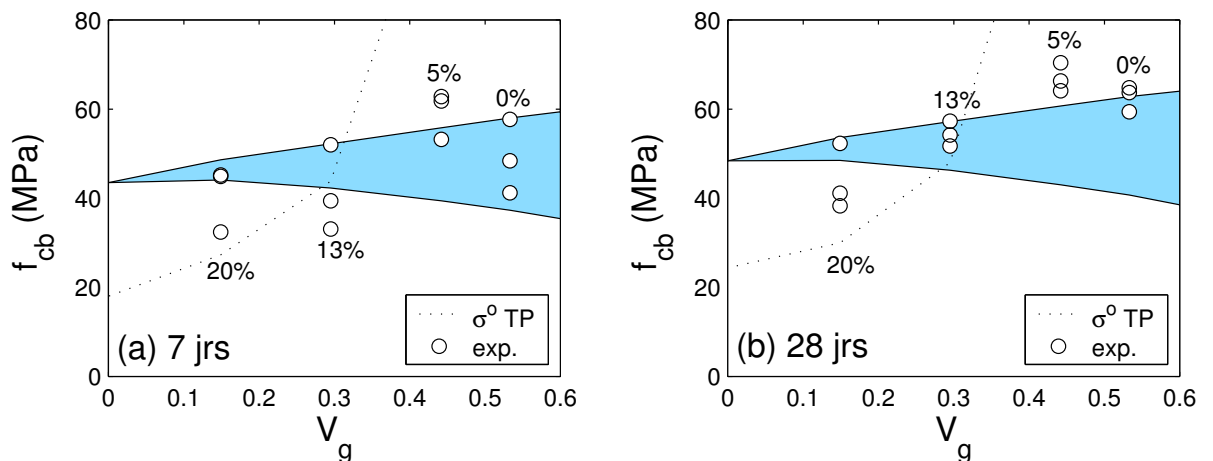


FIGURE 5.2 : Résistance en compression en fonction de la proportion volumique des granulats A(1.4) et V1; résultats du modèle vs résultats expérimentaux à 7 et 28 jours, bétons $M30_{V1-1800 \text{ kg/m}^3}$

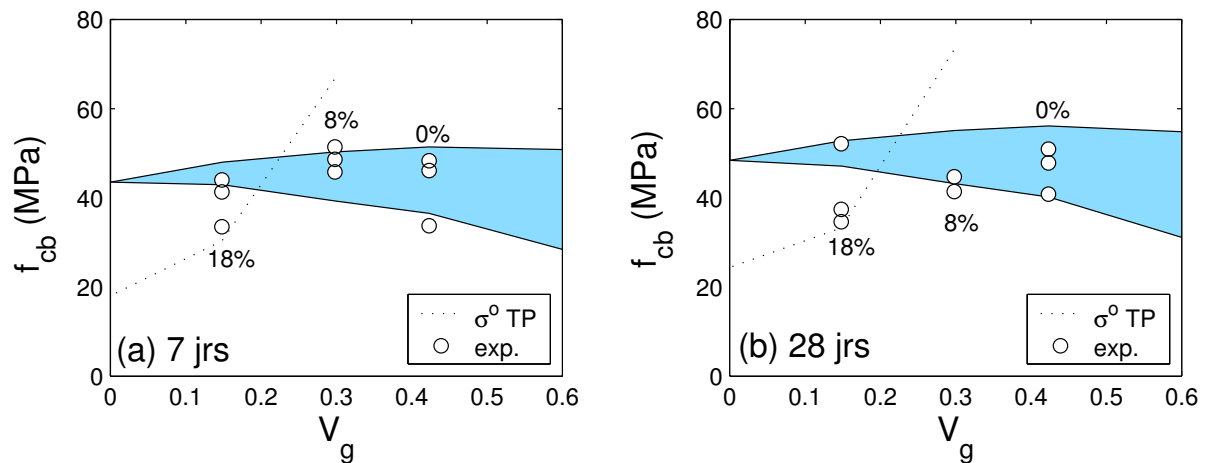


FIGURE 5.3 : Résistance en compression en fonction de la proportion volumique des granulats A(1.1) et V1; résultats du modèle vs résultats expérimentaux à 7 et 28 jours, bétons M30_{V1}-1800 kg/m³

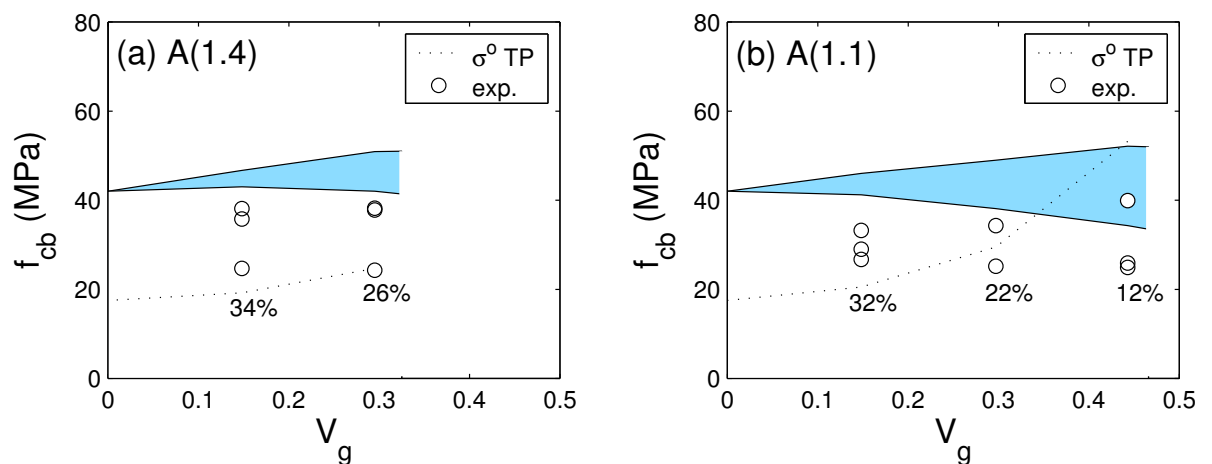


FIGURE 5.4 : Résistance en compression en fonction de la proportion volumique des granulats A(1.4) ou A(1.1) et V1; résultats du modèle vs résultats expérimentaux à 28 jours, bétons M30_{V1}-1500 kg/m³

Dans un premier temps, on peut voir sur les figures 5.2 et 5.3 que les résultats expérimentaux à 7 jours sont plus dispersés que les résultats à 28 jours pour un même béton. Les résultats sont néanmoins situés entre les différents critères de rupture et témoignent du caractère fragile du matériau, tel qu'il a été observé au chapitre 4. On remarque ensuite que pour une proportion volumique élevée de granulats V1, la rupture du béton est principalement causée par des concentrations de contraintes de traction (fendage). L'augmentation de la proportion volumique des granulats A(1.4) ou A(1.1), et par conséquent la diminution des volumes de granulats V1 et de sable, permet d'obtenir des bétons dont la résistance en compression est contrôlée par l'écrasement des granulats voir même la résistance de la matrice. En effet, seulement 5 % de granulats V1 permet d'atteindre une résistance maximale légèrement supérieure à la résistance théorique de la matrice lorsqu'on utilise les granulats A(1.4). Cette dernière formulation est donc optimisée en fonction des différents constituants utilisés : les granulats V1 diminuent le module élastique de la matrice et améliorent la compatibilité des déformations sans nuire à la résistance du béton. Par ailleurs, il est intéressant de mentionner qu'un volume de 13% de granulats V1 correspond, à 28 jours, au dosage maximal à ne pas dépasser afin d'éviter la rupture prématurée du matériau (figure 5.2.b).

Sur la figure 5.3, on remarque que les granulats A(1.1), qui sont plus légers et moins résistants que les granulats A(1.4), diminuent davantage les contraintes théoriques maximales et par conséquent la résistance du béton. L'utilisation d'un faible dosage en granulats V1 permet d'améliorer la résistance du béton à 7 jours mais l'augmentation du module élastique du béton lors du mûrissement annule cet effet. Le module élastique des granulats A(1.1) est donc trop faible et la rupture est généralement contrôlée par l'écrasement des granulats. Un faible dosage en granulats V1 permet néanmoins de diminuer la dispersion des résultats.

La figure 5.4 montre que la résistance des bétons $M30_{V1}$ -1500 kg/m³ est limitée à la fois par le fendage et l'écrasement des granulats. Bien qu'un béton de 1500 kg/m³ puisse être fabriqué avec seulement 12% de granulats V1 lorsque les granulats A(1.1) sont utilisés, la rupture atteint difficilement la résistance théorique des granulats.

5.4.2 Deuxième série d'essais

L'augmentation de la résistance en compression de la matrice et la suppression du sable permet d'améliorer significativement la résistance des bétons de granulats légers pour une même masse volumique (figure 5.5.a). Le module élastique des bétons fabriqués avec la matrice M23 évolue cependant de la même façon que les bétons de la première série d'essais en fonction de la masse volumique (figure 5.5.b).

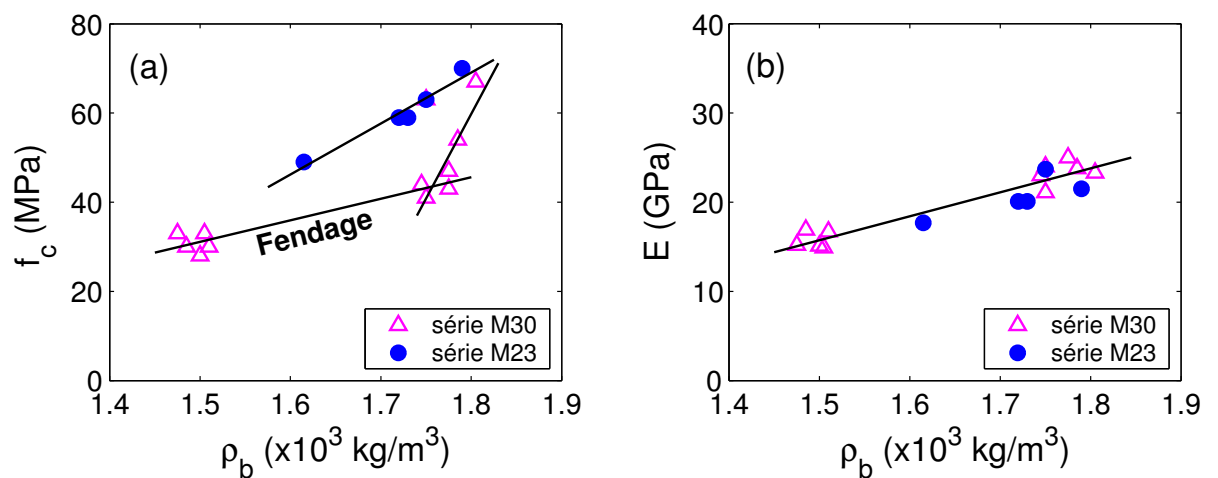


FIGURE 5.5 : Résistance en compression (a) et module élastique (b) en fonction de la masse volumique du béton durci; résultats à 28 jours

Le tableau 5.10, présenté à la fin du chapitre, donne le module élastique effectif et les contraintes théoriques maximales pour atteindre la rupture de la matrice ou des granulats. Bien que les calculs soient effectués selon la séquence présentée au chapitre 4, c'est-à-dire une première homogénéisation entre la pâte de ciment et les granulats V1 (matrice) puis entre la matrice et les granulats légers (béton), le calcul de la résistance effective des granulats, f_{cg} , a dû être modifié pour ne pas surestimer σ_g^o , (équation 4.6 où m et g remplacent p et s). En effet, la résistance effective des granulats a été calculée en fonction des propriétés mécaniques de la pâte pure, qui constitue maintenant la phase la plus rigide et qui, par conséquent, permet d'obtenir une valeur minimale pour σ_g^o . De plus, dans les cas où plusieurs granulats légers ont été utilisés, les calculs ont d'abord été effectués par rapport aux granulats les plus légers, donc les moins rigides, ce qui permet en dernier lieu d'obtenir une valeur minimale pour σ_g^o .

Le tableau 5.10 donne également la contrainte théorique maximale pour atteindre la rupture en traction de la pâte de ciment, calculée en fonction des granulats V1. Cette dernière n'est cependant pas critique étant donné les faibles proportions volumiques des granulats V1.

La figure 5.6 compare les résultats expérimentaux aux résultats obtenus à l'aide du modèle de perturbations. On peut remarquer que la résistance des bétons de cette série d'essais est dans tous les cas contrôlée par l'écrasement des granulats pour un niveau de contrainte déterminé par σ_G^0 et ce malgré la bonne compatibilité élastique entre les granulats et le béton (E_g/E_b est supérieur à 0,80 dans le cas des granulats A(1.4) et supérieur à 0,40 dans le cas des granulats A(1.1)). Il s'avère ainsi que le calcul de la résistance effective minimale des granulats par rapport aux propriétés mécaniques de la pâte de ciment soit juste. On peut donc affirmer que même si un matériau est globalement homogène (bonne compatibilité élastique entre les granulats et le béton, E_g/E_b), il peut toujours être sensible aux hétérogénéités locales (incompatibilité élastique entre les granulats et la matrice, E_g/E_m). Dans le cas des bétons de cette série d'essais, les volumes de pâte de ciment sont grands et les granulats d'argile utilisés ont une granulométrie relativement uniforme. La mauvaise compacité du squelette granulaire affecte alors la déformabilité de la pâte de ciment au voisinage des granulats et par conséquent la résistance effective des granulats et la résistance du béton.

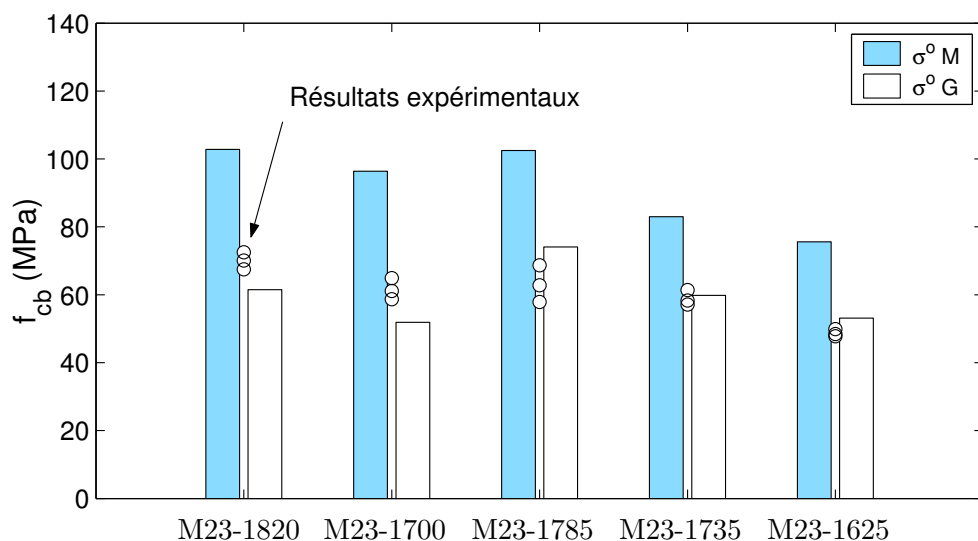


FIGURE 5.6 : Prédications du modèle vs résultats à 28 jours; deuxième série d'essais

5.4.3 Optimisation des bétons de granulats légers

L'air entraîné est reconnu depuis longtemps pour augmenter la résistance en compression des bétons de granulats légers. Cependant, comme il a été observé dans le cas du béton M30-A(1.4) avec 5% de granulats V1, l'augmentation ne dépasse guère quelques MPa. La suppression du sable s'avère être un moyen beaucoup plus efficace. En effet, le sable naturel constitue une inclusion très rigide qui, en augmentant le module élastique de la matrice, diminue l'homogénéité et par conséquent la résistance des bétons légers. Par ailleurs, l'élimination du sable naturel permet d'utiliser des matrices cimentaires plus performantes puisque le module élastique de la pâte de ciment, contrairement à sa résistance en compression, augmente modérément avec la diminution du rapport eau/liant et la résistance caractéristique du ciment utilisé (figure 4.3).

Les bétons de la deuxième série d'essais, fabriqués avec une matrice à très haute performance et sans sable, témoignent toutefois du plafond de résistance généralement observé avec les bétons de granulats légers. En effet, on remarque que pour une masse volumique d'environ 1800 kg/m^3 , l'augmentation du volume et de la qualité du liant n'améliore pas vraiment la résistance du béton (70 vs 67 MPa, figure 5.7). La distinction entre ces deux formulations est alors le mode de rupture, contrôlé par l'écrasement des granulats légers pour une résistance effective des granulats tantôt minimale (c.-à-d. $f_{cb} \approx \sigma_G^o$, matrice M23) et tantôt maximale (c.-à-d. $f_{cb} \approx \sigma_M^o$, matrice M30). Pour les bétons dont la masse volumique est inférieure à 1800 kg/m^3 , l'utilisation d'une matrice sans sable permet d'éviter la rupture en fendage tandis que l'amélioration de la qualité du liant augmente la valeur de σ_G^o .

La résistance en compression des bétons de granulats légers sera réellement optimale si la résistance effective des granulats, qui détermine σ_G^o et par conséquent la résistance du béton, est améliorée. Tout en éliminant le sable rigide et en utilisant une matrice à haute ou à très haute performance, il s'agit alors d'utiliser une phases intermédiaire qui, d'une part, induit une diminution du module élastique de la matrice par rapport à celui des gros granulats sans diminuer la résistance de la matrice et qui, d'autre part, améliore la distribution du squelette granulaire. La solution est alors d'utiliser du sable léger.

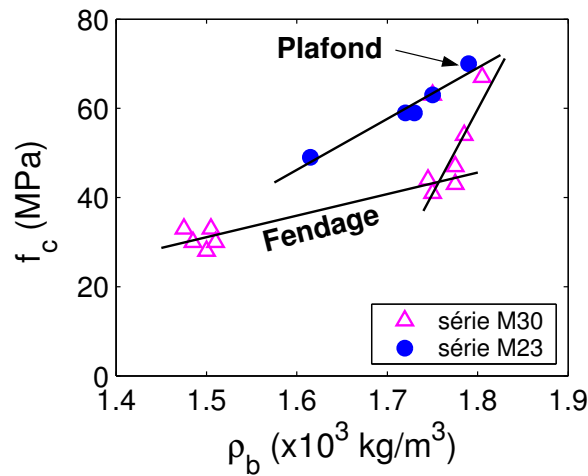


FIGURE 5.7 : Plafond de résistance des bétons légers

Les sables légers manufacturés ont les mêmes propriétés que les granulats légers de même nature sauf qu'ils sont plus fins (0–4 mm). Leur densité apparente peut varier entre 0,8 et 2,0. Jusqu'à présent, ils sont peu réputés étant donné leurs propriétés d'absorption; on préfère utiliser le sable rigide qui facilite la mise en place et diminue la déformabilité pour une même formulation. On utilise souvent un mélange des deux pour fabriquer les bétons de granulats légers à haute performance.

Une comparaison des résultats de la deuxième série d'essais avec ceux de ZHANG & GJØRV [30] montre que l'utilisation d'un sable léger permet d'optimiser la résistance des bétons légers fabriqués avec une matrice à haute performance, voire à très haute performance (les formulations sont données au tableau 5.11, à la fin du chapitre). En effet, le sable léger dispersé entre les gros granulats permet, tout comme l'air entraîné, de diminuer le module élastique de la matrice et d'améliorer la compatibilité élastique au sein du matériau. La figure 5.8 compare leurs résultats avec les prédictions du modèle de perturbations¹. On remarque que la résistance des bétons est contrôlée par l'écrasement des granulats pour des contraintes résultantes σ_G^o supérieures. Par ailleurs, la résistance effective des granulats tend vers une valeur maximale pour les formulations n^{os} 1, 2, 3 et 5 (c.-à-d. $f_{cb} \rightarrow \sigma_M^o$).

¹Les auteurs ne précisent pas la nature, l'absorption ni le degré de saturation du sable léger. On déduit d'après les formulations une densité apparente $\rho_g \approx 1,7$. On détermine ensuite les propriétés mécaniques des pâtes de ciment à l'aide des équations d'approximation (4.1) et (5.1) en considérant le rapport eau efficace/liant.

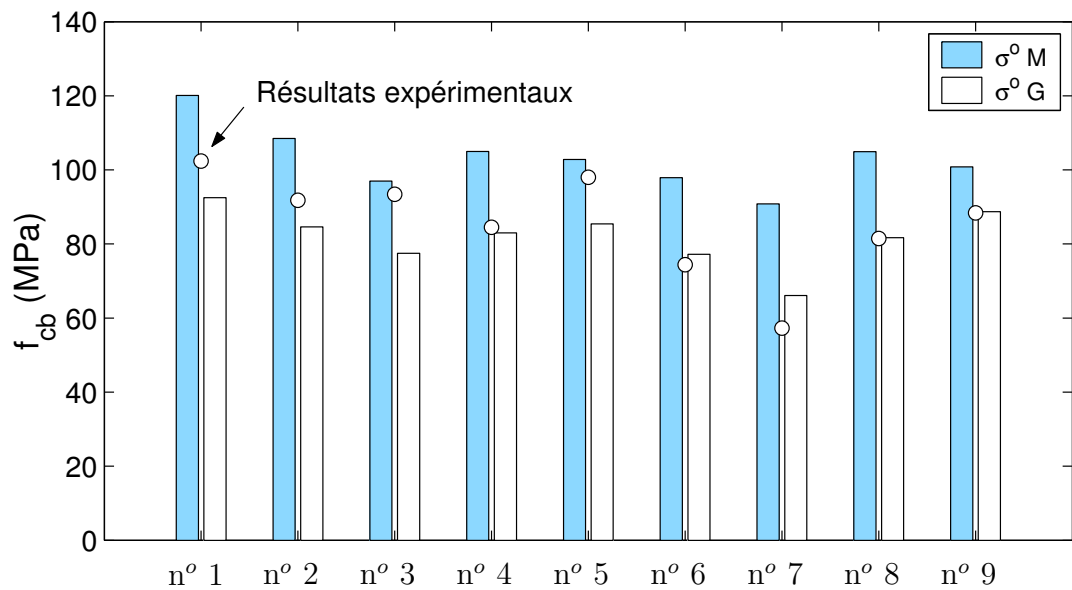


FIGURE 5.8 : Prédications du modèle vs résultats à 28 jours de ZHANG & GJØRV

L'ensemble des résultats de ce chapitre et l'analyse effectuée à l'aide du modèle de perturbations permettent de redéfinir, d'un point de vue mécanique, les bétons légers à haute performance. En effet, plusieurs formulations de bétons légers à haute performance de la littérature présentent une résistance en compression limitée par l'écrasement des granulats, lesquels sont alors caractérisés par une résistance effective minimale étant donné la mauvaise compatibilité élastique E_g/E_m (en particulier les bétons avec sable naturel) ou la mauvaise compacité des granulats légers. Par ailleurs, l'utilisation de granulats trop légers et donc trop peu rigides peut générer des concentrations de contraintes de traction qui accélèrent la rupture du matériau. Par conséquent, l'amélioration de la qualité du liant ou l'augmentation du volume de matrice n'en augmente pas davantage la résistance et on observe un plafond. Bien qu'ils puissent être fabriqués avec une matrice à haute performance, on peut qualifier ces bétons de bétons légers ordinaires (BLO).

Dans un béton léger à haute performance réellement optimisé (BLHP), les vides ajoutés par l'intermédiaire des granulats légers, du sable léger et de l'air entraîné contribuent à diminuer la masse volumique et le module élastique du béton, mais non la résistance. En effet, ces bétons ont l'avantage d'être formulés de telle façon que les

déformations générées dans un granulat isolé et celles du béton environnant soient compatibles et la résistance effective des granulats est presque maximale. Les concentrations de contraintes causées par un chargement quelconque sont alors diminuées de façon très significative et le matériau peut subir de plus grandes déformations sans développer de microfissures aux interfaces pâte-granulats. De la même manière, l'homogénéité des bétons légers à haute performance diminue la microfissuration due aux variations thermiques et hydriques au jeune âge. Il en résulte un matériau léger, caractérisé par un comportement linéaire quasi-monolithique, d'une résistance similaire aux bétons à haute performance de densité ordinaire mais beaucoup plus déformable.

La figure 5.9 compare les résultats expérimentaux de ce chapitre avec les résultats de la littérature déjà présentés à la figure 1.8 (chapitre 1). On sait maintenant que les conditions les plus favorables pour obtenir un béton léger à haute performance optimisé sont la diminution du rapport eau/liant, le remplacement total ou partiel du sable naturel par du sable léger et l'entraînement d'air. De plus, les gros granulats légers doivent être de bonne qualité et doivent être choisis de préférence pour que leur densité apparente s'approche de la densité du béton à fabriquer. D'autre part, le module élastique des bétons légers, directement lié à la masse volumique du béton durci et non à la résistance, peut être calculé approximativement à l'aide de l'équation linéaire suivante (erreur : $s = 1500$ MPa, $R^2 = 0,94$) :

$$E_b = 21.5\rho_b - 15900 \quad (5.2)$$

avec ρ_b en kg/m^3 et E_b en MPa.

Ainsi, il est maintenant possible de formuler des bétons légers optimisés en fonction des granulats disponibles. En effet, le modèle de perturbations permet d'optimiser le dosage en liant, le rapport eau/liant et les proportions volumiques de chaque phases en fonction des granulats légers utilisés et de la masse volumique, de la résistance ou des déformations recherchées.

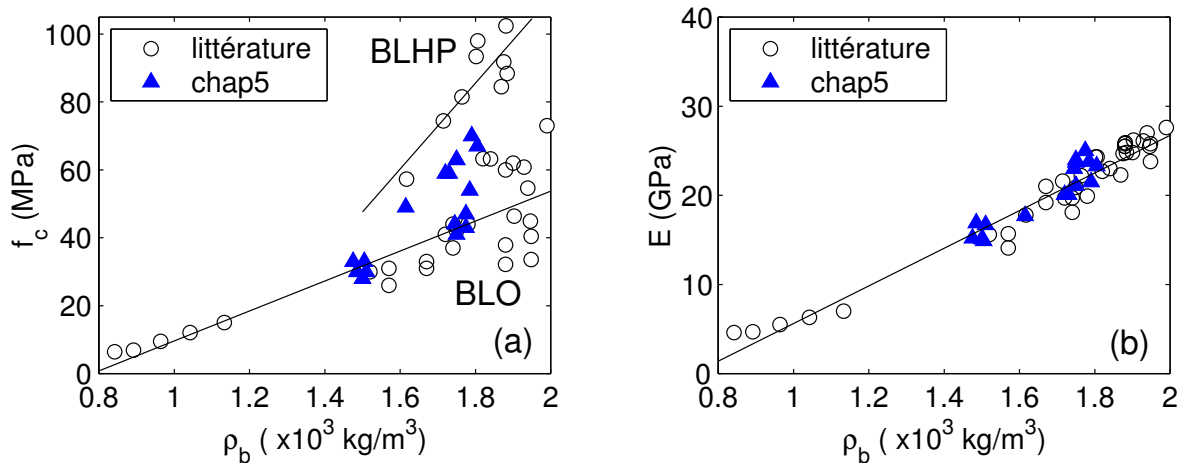


FIGURE 5.9 : Résistance en compression (a) et module élastique (b) en fonction de la masse volumique des bétons légers; résultats expérimentaux vs résultats de la littérature (voir figure 1.8, chapitre 1)

5.5 Conclusion

Les résultats de ce chapitre montrent que la résistance en compression des bétons de granulats légers peut être améliorée grâce à l'ajout, en petit volume, d'une phase de petite dimension et de très faible rigidité. Cette phase, qui peut tout simplement être de l'air entraîné, permet effectivement de diminuer le module élastique de la matrice et d'augmenter la compatibilité élastique entre les gros granulats et le béton. L'augmentation de la résistance est cependant relativement faible et un dosage trop élevé peut générer des concentrations de contraintes de traction dans la matrice et accélérer la rupture du matériau.

Le remplacement du sable rigide par du sable léger s'avère être le moyen le plus efficace pour augmenter et même optimiser la résistance en compression des bétons de granulats légers. En effet, le sable léger dispersé entre les gros granulats constitue une phase intermédiaire qui améliore à la fois la compatibilité élastique au sein du matériau et la distribution du squelette granulaire. Le sable léger permet alors d'augmenter la résistance effective des gros granulats sans diminuer la résistance en compression de la matrice.

TABLEAU 5.8 : Module élastique effectif et contraintes théoriques maximales; bétons M30_{V1} -1800 kg/m³, résultats à 7 et 28 jours

M30_{V1}-1800	7 jours				28 jours			
Granulats % V1	E_{be} (GPa)	σ_M^o (MPa)	σ_G^o (MPa)	σ_{TP}^o (MPa)	E_{be} (GPa)	σ_M^o (MPa)	σ_G^o (MPa)	σ_{TP}^o (MPa)
A(1.4)								
0 %	20,1	58,0	37,3	–	21,2	62,8	40,7	–
5 %	20,1	55,8	39,4	116,9	21,1	60,7	43,0	128,4
13 %	19,5	52,2	42,3	43,8	20,8	57,2	46,3	48,0
20 %	18,7	48,6	44,1	27,3	20,0	53,6	48,5	30,0
A(1.1)								
0 %	20,1	51,4	36,5	–	21,3	56,1	40,2	–
8 %	19,4	50,3	39,3	66,5	20,6	55,1	43,2	73,0
18 %	18,8	48,0	42,9	30,3	20,1	52,8	47,1	33,2

Note : Calculs effectués avec les propriétés de la pâte de ciment données au tableau 4.6

TABLEAU 5.9 : Module élastique effectif et contraintes théoriques maximales; bétons M30_{V1}-1500 kg/m³, résultats à 7 et 28 jours

M30_{V1}-1500	7 jours				28 jours			
Granulats %V1	E_{be} (GPa)	σ_M^o (MPa)	σ_G^o (MPa)	σ_{TP}^o (MPa)	E_{be} (GPa)	σ_M^o (MPa)	σ_G^o (MPa)	σ_{TP}^o (MPa)
A(1.4)								
26%	13,2	46,4	38,6	22,6	14,1	50,9	42,0	24,7
34%	12,6	42,6	39,3	17,6	13,6	46,7	43,0	19,2
A(1.1)								
12%	13,0	47,8	31,5	48,7	13,8	52,1	34,3	53,2
22%	12,8	44,7	34,9	27,0	13,6	49,0	38,1	29,5
32%	12,4	41,9	37,6	18,8	13,3	46,0	41,2	20,5

Note : Calculs effectués avec les propriétés de la pâte de ciment données au tableau 4.6

TABLEAU 5.10 : Module élastique effectif et contraintes théoriques maximales;
bétons M23_{V1}, résultats à 7 et 28 jours

M23 _{V1}	7 jours				28 jours			
Granulats %V1- ρ_b	E_{be} (GPa)	σ_M^o (MPa)	σ_G^o (MPa)	σ_{TP}^o (MPa)	E_{be} (GPa)	σ_M^o (MPa)	σ_G^o (MPa)	σ_{TP}^o (MPa)
A(1.4)								
8% - 1790	18,1	82,6	50,4	136,6	19,8	102,8	61,5	162,6
14% - 1720	16,4	77,6	42,9	80,2	17,8	96,4	51,9	95,4
A(1.4) A(1.1)								
0% - 1750	18,4	83,3	63,1	219,0	19,6	102,5	74,1	260,2
8% - 1730	16,8	67,5	50,8	140,1	18,2	83,0	59,8	167,0
8% - 1615	14,7	61,9	45,7	143,5	15,9	75,6	53,1	170,5

Note : Calculs effectués avec les propriétés mécaniques expérimentales de la pâte de ciment

TABLEAU 5.11 : Formulations des bétons légers à haute performance de ZHANG & GJØRV [8, 30]

Mélanges ⁽¹⁾	no.1	no.2	no.3	no.4	no.5	no.6	no.7	no.8	no.9
Ciment Type III, (kg/m ³)	600	500	400	550	500	500	500	500	500
Fumée de silice, (kg/m ³)	60	50	40	0	50	50	50	50	50
Prop. vol. ciment	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Prop. vol. granulats fins ⁽²⁾	1,02	1,46	2,15	1,37	1,46	1,46	1,46	1,46	1,46
Prop. vol. granulats légers	1,92	2,30	2,88	2,09	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
% sable naturel ⁽³⁾	46,8	39,4	33,5	38,2	0	0	0	0	0
Densité des granulats légers, ρ_g	1,37	1,37	1,37	1,37	1,37	1,25	1,07	1,30	1,44
Type de granulats légers	Type 1 ⁽⁴⁾	Type 1	Type 1	Type 1	Type 1	Type 2 ⁽⁴⁾	Type 3 ⁽⁴⁾	Type 4 ⁽⁵⁾	Type 5 ⁽⁶⁾
Absorbtion des granulats (% , 30 min)	8	8	8	8	8	9	12	12	13
eau totale / liant	0,28	0,34	0,43	0,36	0,36	0,37	0,4	0,36	0,44
eau efficace / liant	0,22	0,27	0,34	0,29	0,29	0,30	0,31	0,26	0,32
Densité du béton durci, ρ_b	1,881	1,875	1,802	1,869	1,806	1,715	1,617	1,764	1,884
Résistance en compression, 28 jours	102,4	91,8	93,4	84,5	98,0	74,4	57,3	81,5	88,4
Module élastique, 28 jours	25,9	24,7	24,3	22,3	24,3	21,6	17,8	22,2	24,8

⁽¹⁾ Tous les mélanges contiennent 4% de superplastifiant à base de naphthalène et 0,5% de retardateur de prise (%/kg de ciment)

⁽²⁾ Sable léger

⁽³⁾ Sable naturel en remplacement du sable léger

⁽⁴⁾ Liapor[®], Allemagne : argile expansé

⁽⁵⁾ Leca[®], Norvège : argile expansé

⁽⁶⁾ Lytag[®], Grande-Bretagne : cendres volantes frittées

Chapitre 6

Bétons légers renforcés de fibres d'acier

6.1 Introduction

Les bétons de granulats légers sont des matériaux dont la matrice et les granulats sont à la fois fragiles et peu résistants à la traction. Ils sont donc particulièrement vulnérables à l'égard de la fissuration d'autant plus que, contrairement aux bétons de granulats rigides, les fissures se propagent directement au travers des granulats et non aux interfaces.

L'étude des concentrations de contraintes de GOODIER [52] autour d'un granulat sphérique permet d'identifier deux cas critiques. En premier lieu, on observe depuis longtemps que certains bétons légers suivent un mode de rupture par fendage lors d'un

chargement en compression (figure 6.1.a). Le fendage de la matrice et des granulats est alors provoqué par des concentrations de contraintes de traction, perpendiculaires au chargement, aux sommets des granulats. Au chapitre 4, on a pu observer que ce mode de rupture survient surtout lorsque $E_g/E_b < 0,25$. En second lieu, il apparaît évident que, sous un chargement uniaxial en traction, les concentrations de contraintes situées à la périphérie des granulats légers vont favoriser la rupture brutale du matériau (figure 6.1.b).

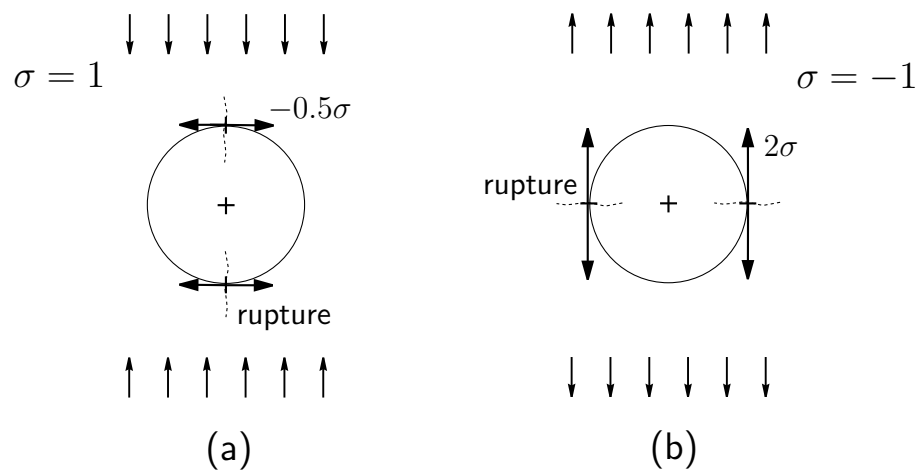


FIGURE 6.1 : Concentrations de contraintes de traction autour d'un granulat léger, $E_g/E_b \rightarrow 0$: chargement en compression (a) et en traction (b)

L'introduction de fibres discontinues dans les bétons de granulats légers a pour objectif de contrôler la fissuration. En effet, le rôle des fibres est de reprendre les efforts de traction au sein de la matrice cimentaire afin de retarder l'initiation puis la propagation instable des fissures. Les fibres peuvent ainsi augmenter la résistance à la traction, mais aussi la ductilité du béton. Dans les bétons de granulats légers, l'orientation perpendiculaire des fissures aux interfaces matrice-granulats devrait permettre aux fibres d'agir efficacement.

On distingue deux principaux types de fibres : les microfibrilles et les macrofibrilles (BEAUDOIN [72], BENTUR & MINDESS [73]). Ces fibres jouent deux rôles bien distincts dans le processus de fissuration du béton qui comporte trois étapes : la microfissuration, la localisation et la propagation des fissures menant à la rupture (figure 6.2, d'après ROSSI & COLL. [74]). Les bétons de granulats légers à haute performance,

caractérisés par un excellent rapport de compatibilité élastique (c.-à-d. $E_g/E_b \rightarrow 1$), suivent cependant une rupture très fragile et le passage de la microfissuration à la propagation des fissures est quasi-instantané. Sous un effort de compression uniaxial, la rupture par fendage est tout aussi brutale.

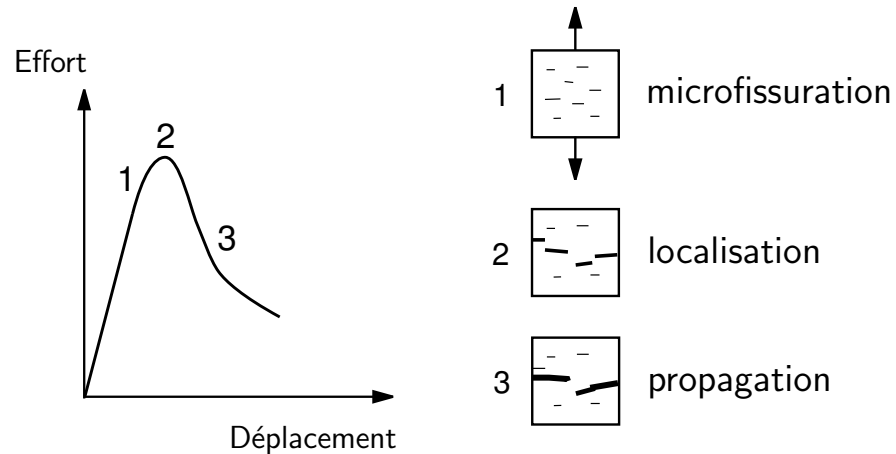


FIGURE 6.2 : Représentation schématique du processus de fissuration d'un bloc de béton soumis à une traction directe

Seules les microfibrilles, parce qu'elles sont très petites et qu'elles peuvent être utilisées en grande quantité sans affecter la maniabilité, peuvent apporter une amélioration des caractéristiques intrinsèques du matériau en retardant la coalescence des microfissures puis la localisation des fissures (passage de l'étape 1 à 2). En revanche, le pontage des fissures de l'étape 3 ne peut être assuré que par des fibres longues. Les macrofibres, en mobilisant un ancrage efficace, permettent ainsi de contrôler la propagation des fissures. Leur effet se traduit alors par une augmentation de la ductilité des structures soumises à des efforts de traction.

Il importe que la mobilisation des efforts de traction dans les fibres ne nécessite pas une ouverture importante des fissures. En effet, la traction induit une déformation élastique des fibres qui augmente l'ouverture des fissures. Ce comportement va évidemment à l'encontre de l'objectif du contrôle de la fissuration. Les fibres doivent donc avoir un module d'élasticité élevé, ce qui conduit à préférer les fibres métalliques et les fibres de carbone aux autres fibres naturelles et synthétiques.

Ce chapitre présente les résultats d'une étude portant sur l'influence des fibres d'acier sur le comportement mécanique des bétons de granulats légers. Des essais de compression et de flexion quatre-points ont été réalisés concurremment sur les bétons et leur matrice de référence. Deux types de fibres, micro- et mésosfibres, ont été utilisés à des dosages variant de 0 à 3 % du volume de pâte. Les bétons non renforcés d'une masse volumique de 1545 et 1725 kg/m³ ont été formulés à l'aide du modèle de perturbations.

6.2 Programme expérimental

Le tableau 6.1 donne la composition de la matrice cimentaire. Il s'agit d'une pâte de ciment de rapport eau/liant 0,23 confectionnée avec un ciment Type I ordinaire et 10 % de fumée de silice par rapport à la masse de ciment. Un superplastifiant à base de naphthalène (densité 1,21 et 42 % de matières solides) et un adjuvant retardateur ont aussi été utilisés.

TABLEAU 6.1 : Composition de la pâte de ciment

Ciment (g)	FS ⁽¹⁾ (g)	SPN ⁽²⁾ (g)	AR ⁽³⁾ (ml)	e/c	e/l	Densité
1000	100	20	1,5	0,25	0,23	2,2

⁽¹⁾ Fumée de silice, ⁽²⁾ Sulfonate de naphthalène, ⁽³⁾ Retardateur

Les bétons ont été fabriqués avec les granulats d'argile expansés A(1.4) ou A(1.1) et les granulats de verre expansés V1. Les caractéristiques physiques et les propriétés d'absorption de ces granulats ont été présentées aux tableaux 2.2 et 2.3. Les granulats d'argile ont été prémouillés au moins 15 minutes avant le gâchage. Par conséquent, la densité apparente des granulats partiellement saturés, ρ_{g30} , a été utilisée pour le calcul des formulations. Deux types de fibres d'acier ont été utilisés. D'abord des microfibrilles de 60 μm de diamètre et 3 mm de longueur faites d'acier doux puis des mésosfibres en acier à haute résistance de 150 μm de diamètre et 13 mm de longueur ¹. Les microfibrilles sont fabriquées à partir de laine d'acier broyée. Elles présentent donc une section lisse

¹ Microfibrilles Amfi : www.amfi-usa.com; mésosfibres Bekaert : www.bekaert.com

et aplatie puisque la laine d'acier est initialement produite en grattant une plaque de métal. Les mésofibres sont des fibres tréfilées de section ronde, fabriquées à partir de fils laitonnés. Le tableau 6.2 présente quelques caractéristiques de ces fibres.

TABLEAU 6.2 : Caractéristiques des fibres d'acier

Caractéristiques	Microfibres	Mésofibres
	f3	F13
Diamètre, d (μm)	60	160
Longueur, L (mm)	3	13
Élancement, L/d	50	80
Densité	7,85	7,85
Résistance à la traction, F_u (MPa)	600	1200
Module élastique, E (GPa)	200	200

Le tableau 6.3 présente les formulations des bétons de granulats légers sans fibres. Les bétons avec fibres ont été formulés en remplaçant une partie du volume de pâte, V_p , par les fibres d'acier. Les dosages en fibres varient de 0 à 3 % du volume de pâte, ce qui correspond à plus de 120 kg de fibres par mètre cube de béton (tableau 6.4). Les formulations des bétons sans fibres ont été choisies de telle façon que la résistance en compression soit limitée par la résistance en traction de la pâte de ciment (béton B1545) ou par l'écrasement des granulats (béton B1725). Les données du tableau 6.5, obtenues à l'aide du modèle de perturbations, ont été calculées à partir des propriétés mécaniques expérimentales de la pâte de ciment ($f_c = 103$ MPa, $E = 24,6$ MPa et $\sigma_{cr} = 7,0$ MPa).

TABLEAU 6.3 : Formulation des bétons légers sans fibres

	V_p (m^3)	V_g (m^3)	V_{V1} (m^3)	ρ_b
Béton – granulats				
B1545 – A(1.1) et V1	0,500	0,300	0,200	1,545
B1725 – A(1.4) et V1	0,500	0,380	0,120	1,725

TABLEAU 6.4 : Dosages en fibres utilisés (% du volume de pâte)

Combinaisons	1	2	3	4	5	6
f3 (%)	0,0	1,5	3,0	1,5	1,5	1,5
F13 (%)	0,0	0,0	0,0	0,5	1,0	1,5
Dosage (kg/m ³)	0	60	120	80	100	120

TABLEAU 6.5 : Prédications du modèle de perturbations pour un chargement en compression

Bétons	E_{Hb} (GPa)	E_g/E_{Hb}	σ_M^o (MPa)	σ_G^o (MPa)	σ_{TP}^o ⁽¹⁾ (MPa)	f_{cb} (MPa)
B1545	13,1	0,74	73	54	44	44
B1725	16,8	0,93	84	57	70	57

⁽¹⁾ σ_{TP}^o est calculé par rapport aux granulats V1 ($E_g/E_b < 0,12$)

6.3 Procédures d'essais

Tous les mélanges ont été gâchés tel qu'expliqué à la section 2.4 (en incorporant toutefois les microfibrilles d'acier au lieu du sable). Les mésofibrilles ont été introduites en dernier pour faciliter leur dispersion. Pour toutes les formulations, la mise en place dans les moules a été faite par pilonnage et le démoulage a été effectué 24 heures après le gâchage. Les essais mécaniques ont été effectués après 28 jours de mûrissement à plus de 95 % d'humidité relative et 23 °C.

La résistance en compression des matrices a été déterminée sur des cubes de 50 mm d'arête conformément à la norme ASTM C 109. Les essais ont été effectués en respectant une vitesse de chargement comprise entre 0,15 et 0,35 MPa/sec. La résistance en flexion de ces matrices a été déterminée sur des prismes de 35 x 35 x 200 mm, à une vitesse de déplacement constante de 0,2 mm/min, en s'inspirant des normes ASTM C 78 et C 1018. Un système d'acquisition de données a permis d'enregistrer les courbes effort-flèche. La flèche a été mesurée à l'aide d'un capteur de déplacement (LVDT), en s'affranchissant des déformations de la presse et des appuis, à l'aide d'un

extensomètre fixé ponctuellement sur l'axe du prisme au droit des appuis (figure 6.3). Le module de rupture en flexion, σ_{cr} , est déterminé à partir de l'effort maximal atteint à la rupture de l'éprouvette, P_{cr} . Le module élastique en flexion, $E_{P\Delta}$, est calculé à partir de la pente de la partie linéaire ascendante des courbes effort-flèche.

Les bétons légers ont été moulés dans 3 prismes de 75 x 75 x 300 mm et 1 cylindre de 75 x 150 mm. Les essais de résistance en flexion ont été effectués sur les prismes de la même façon que pour les matrices. Les essais de compression ont été effectués sur des cubes de 75 mm d'arête, sciés aux extrémités des prismes utilisés pour la flexion.

Le module élastique en compression des matrices et des bétons a été évalué à l'aide d'un cylindre de 75 x 150 mm. Les essais ont été effectués tel qu'expliqué à la section 2.4.

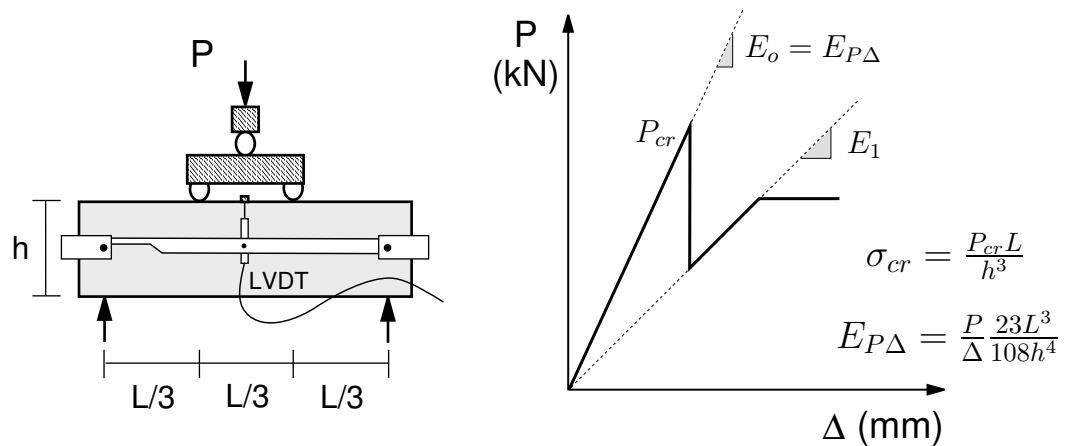


FIGURE 6.3 : Essai de flexion quatre-points et courbe effort-flèche; calcul du module de rupture et du module élastique (σ_{cr} et $E_{P\Delta}$)

6.4 Synthèse des résultats

6.4.1 Matrices renforcées de fibres

Le tableau 6.6 présente les propriétés mécaniques des matrices renforcées de fibres. L'ensemble des courbes effort-flèche obtenues au cours des essais de flexion ainsi que les courbes moyennes représentatives utilisées pour la présentation des résultats sont données à l'annexe C.

TABLEAU 6.6 : Propriétés mécaniques des matrices renforcées de fibres d'acier; valeurs moyennes à 28 jours

Fibres		Compression		Flexion	
f3	F13	f_c	E	σ_{cr}	$E_{P\Delta}$
(%)	(%)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)
0	0	103	24,6	7,0	24,1
1,5	0	116	23,9	11,7	22,7
3,0	0	118	24,4	15,3	24,3
1,5	0,5	116	23,8	12,0	29,0
1,5	1,0	117	24,2	11,6	22,7
1,5	1,5	121	24,9	14,4	33,5

Dans un premier temps, on remarque que l'ajout de seulement 1,5 % en volume de microfibres d'acier permet d'augmenter de 13 % la résistance en compression de la pâte de ciment (116 vs 103 MPa). L'ajout de 1,5 % de mésfibres à cette matrice microrenforcée permet ensuite d'atteindre une résistance maximale de 121 MPa. D'autre part, on remarque que les microfibres augmentent très efficacement la résistance en flexion de la pâte de ciment; un volume de 3,0 % de microfibres permet de doubler le module de rupture en flexion (15,3 vs 7,0 MPa). Les mésfibres, utilisées à des dosages de 0,5 et 1,0 %, n'augmentent pas la résistance en flexion de la matrice microrenforcée. Un dosage de 1,5 % de mésfibres s'avère plus efficace, mais le module de rupture est inférieur à celui obtenu pour 3,0 % de microfibres utilisées seules (14,4 vs 15,3 MPa).

Les résultats du tableau 6.6 montrent que les microfibrilles procurent à la pâte de ciment, qui est un matériau fragile, un renforcement efficace pour limiter la localisation des fissures. Les microfibrilles, qui permettent ainsi d'accroître la résistance en compression et en flexion de la pâte de ciment, ne modifient cependant pas son comportement linéaire-élastique fragile (figure 6.4). Les mésosfibrilles agissent quant à elles contre la propagation instable des fissures. Elles n'augmentent pas beaucoup la résistance de la matrice microrenforcée mais lui procurent un comportement ductile. La figure 6.5 montre les courbes moyennes représentatives obtenues lors des essais de flexion avec les matrices renforcées de micro- et de mésosfibrilles. On remarque que la ductilité, qui correspond à l'aire sous la courbe, augmente en fonction du dosage en mésosfibrilles. Un comportement ductile durcissant est même obtenu pour 1,5 % de mésosfibrilles. La charge maximale moyenne, P_{max} , des matrices renforcées avec 1,0 % et 1,5 % de mésosfibrilles s'élève à 4,8 et 6,4 kN pour une flèche au centre de 2,0 et 1,25 mm ($L = 180$ mm). Si on considère la déformation totale du côté tendu des éprouvettes (déformations élastique, plastique et localisation de fissures), on détermine des contraintes maximales approximatives, σ_{max} , de 20 et 27 MPa. Le module élastique post-fissuration de chaque matrice est respectivement 1,7; 2,0 et 2,1 GPa pour 0,5; 1,0 et 1,5 % de mésosfibrilles.

En terminant, les fibres d'acier sont des inclusions rigides qui augmentent très légèrement le module élastique de la pâte de ciment étant donné les faibles volumes utilisés. Les variations du module élastique sont principalement liées à l'air entraîné par les fibres (entre 1,1 et 2,1 % d'air). La teneur en air a été déterminée en comparant les masses volumiques du matériau durci et théorique pour chaque formulation. On remarque toutefois que le module élastique déterminé en flexion est fortement influencé par la présence des mésosfibrilles. En effet, l'augmentation du volume de mésosfibrilles augmente significativement la rigidité en flexion. Le plus faible module obtenu pour 1,0 % de mésosfibrilles et les courbes effort-flèche témoignent d'une mauvaise dispersion des fibres dans les éprouvettes pour cette matrice.

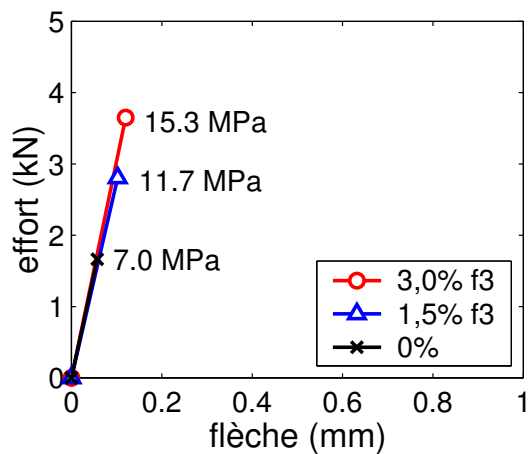


FIGURE 6.4 : Courbes effort-flèche moyennes des matrices renforcées de microfibrilles f3

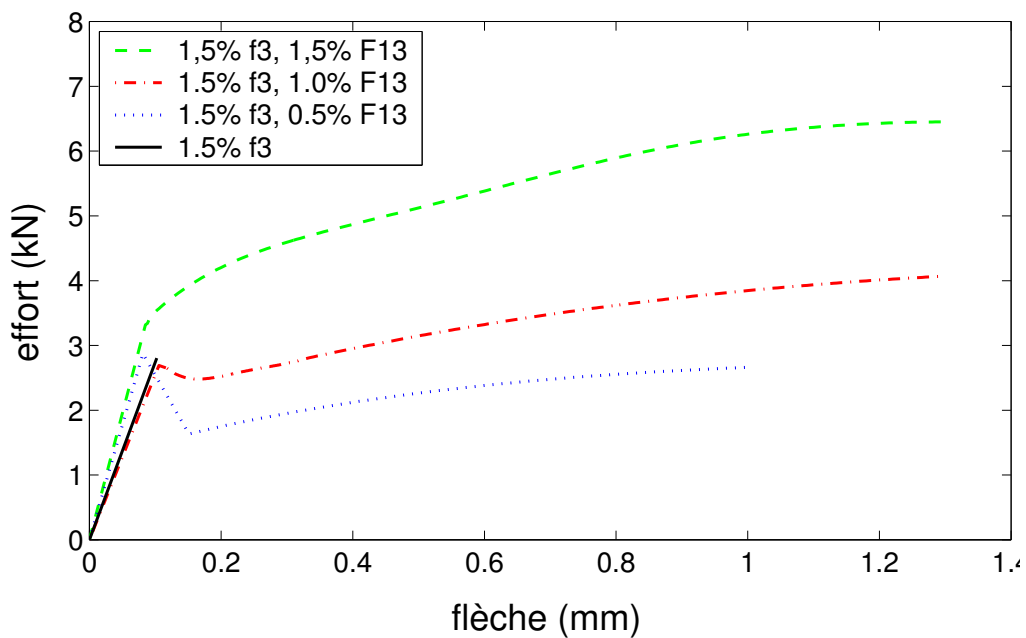


FIGURE 6.5 : Courbes effort-flèche moyennes des matrices renforcées de fibres f3 et F13

6.4.2 Bétons légers renforcés de fibres

Le tableau 6.7 présente les résultats de résistance en compression et de module élastique pour chaque formulation de béton. On y retrouve également la masse volumique des bétons durcis, ρ_b , qui augmente nécessairement en fonction du volume de fibres. Pour tous les bétons, la différence entre la masse volumique du matériau durci et la masse volumique théorique de la formulation est inférieure à 2,6 %. Les résultats obtenus montrent que les fibres peuvent augmenter la résistance en compression des bétons légers. En effet, on observe un gain de 9 MPa avec seulement 1,5 % de microfibrilles par rapport au béton non renforcé B1545 (51 vs 42 MPa) puis un gain de 5 MPa pour le béton B1725 (70 vs 65 MPa). L'augmentation du volume de fibres à l'aide de micro- ou de mésosfibres n'améliore pas davantage la résistance en compression, sauf pour le béton B1725; un volume de 1,5 % de mésosfibres permet d'atteindre une résistance de 74 MPa. Les mésosfibres agissent alors avec les microfibrilles pour contrôler la propagation des fissures et ainsi retarder la rupture du béton. D'autre part, le module élastique des bétons B1545 et B1725 non renforcés est relativement faible (15,4 et 18,4 GPa), mais respecte la relation linéaire établie par rapport à la masse volumique (figure 5.9). Tout comme la masse volumique, l'ajout de fibres d'acier augmente légèrement le module élastique du béton.

TABLEAU 6.7 : Résistance en compression et module élastique des bétons légers renforcés de fibres; valeurs moyennes à 28 jours

Fibres		B1545			B1725		
f3 (%)	F13 (%)	ρ_b (kg/m ³)	f_c (MPa)	E (GPa)	ρ_b (kg/m ³)	f_c (MPa)	E (GPa)
0	0	1530	42	15,4	1700	65	18,4
1,5	0	1550	51	16,2	1720	70	18,9
3,0	0	1620	47	16,3	1800	71	19,5
1,5	0,5	1620	47	17	1735	69	17,7
1,5	1,0	1585	50	15,2	1760	71	19,3
1,5	1,5	1635	48	16,1	1780	74	19,4

L'ensemble des courbes effort-flèche obtenues au cours des essais de flexion sont présentées à l'annexe C. Le tableau 6.8 donne le module de rupture, le module élastique en flexion et l'énergie de rupture pour chacun des bétons légers. L'énergie de rupture est l'énergie requise pour former la première fissure. Elle correspond à l'aire sous la partie linéaire ascendante de la courbe effort-flèche.

On peut d'abord remarquer que la résistance en flexion des bétons sans fibres est du même ordre que celle des bétons de granulats rigides. Le module de rupture obtenu pour le béton B1545 est toutefois légèrement supérieur à celui du béton B1725 (6,6 vs 5,7 MPa). De plus, l'utilisation des microfibrilles permet d'améliorer le module de rupture et par conséquent l'énergie de rupture des bétons. En effet, seulement 1,5 % de microfibrilles permet d'augmenter de 22 % la résistance du béton B1545 sans fibres (8,1 vs 6,6 MPa) et de 44 % la résistance du béton B1725 (8,2 vs 5,7 MPa). L'énergie de rupture augmente alors respectivement de 38 et 97 %. L'augmentation du volume de microfibrilles à 3,0 % n'apporte cependant pas de gain appréciable par rapport à un volume de 1,5 %. Par ailleurs, le comportement mécanique des bétons demeure linéaire élastique-fragile (figure 6.6). Les microfibrilles contribuent toutefois à augmenter le module élastique en flexion du béton B1725.

L'utilisation des mésofibrilles n'augmente pas la résistance en flexion des bétons légers microrenforcés; on observe même une diminution du module et de l'énergie de rupture lorsque le volume de mésofibrilles augmente. L'augmentation du module élastique en fonction du volume de mésofibrilles est aussi responsable de la diminution de l'énergie de rupture. D'autre part, l'analyse des courbes effort-flèche montre que les mésofibrilles peuvent induire une plus grande variabilité des modules élastiques en flexion pour un même béton. Cette variabilité peut être liée à la dispersion des mésofibrilles dans le matériau. On a effectivement pu remarquer l'effet important des mésofibrilles sur le module élastique en flexion de la matrice. Les mésofibrilles ont toutefois l'avantage de transformer le comportement fragile des bétons en un comportement ductile. La figure 6.7, qui présente les courbes moyennes effort-flèche, montre que le comportement des bétons est d'autant plus ductile que le volume de mésofibrilles est élevé; un dosage de 1,5 % permet même d'approcher un comportement élasto-plastique. Cette figure montre aussi une grande similarité entre les comportements des bétons B1545 et B1725 renforcés d'un même volume de fibres.

TABLEAU 6.8 : Module de rupture, module élastique et énergie de rupture des bétons légers renforcés de fibres; valeurs moyennes à 28 jours

Fibres		B1545			B1725		
f3 (%)	F13 (%)	σ_{cr} (MPa)	$E_{P\Delta}$ (GPa)	I_{cr} (N·m)	σ_{cr} (MPa)	$E_{P\Delta}$ (GPa)	I_{cr} (N·m)
0,0	0,0	6,6	15,1	0,53	5,7	13,0	0,39
1,5	0,0	8,1	15,2	0,73	8,2	14,6	0,77
3,0	0,0	8,5	15,1	0,75	8,2	19,1	0,61
1,5	0,5	7,9	12,8	0,85	8,4	15,7	0,75
1,5	1,0	7,2	13,1	0,65	8,3	16,8	0,66
1,5	1,5	7,1	13,9	0,59	7,8	17,9	0,53

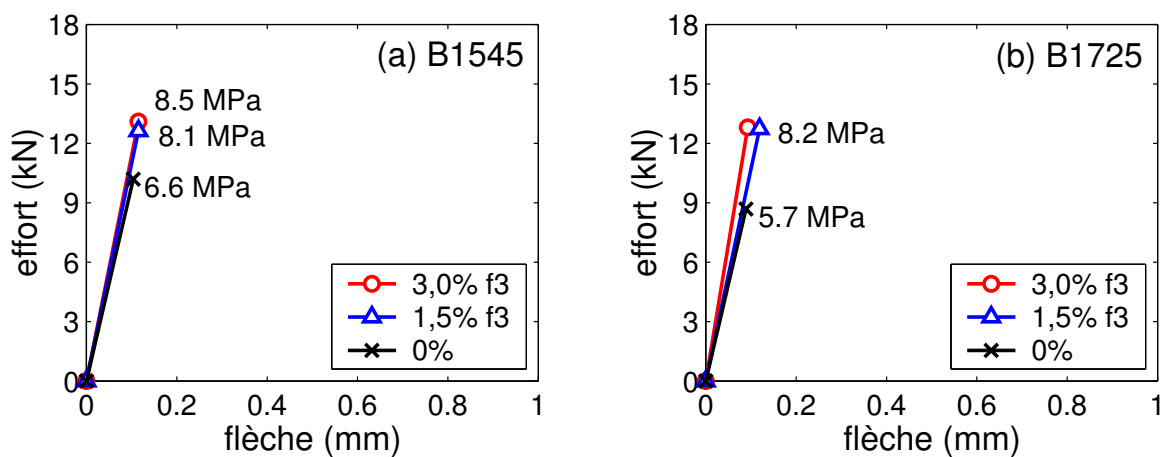


FIGURE 6.6 : Courbes effort-flèche moyennes des bétons légers renforcés de microfibres f3; bétons B1545 (a) et B1725 (b)

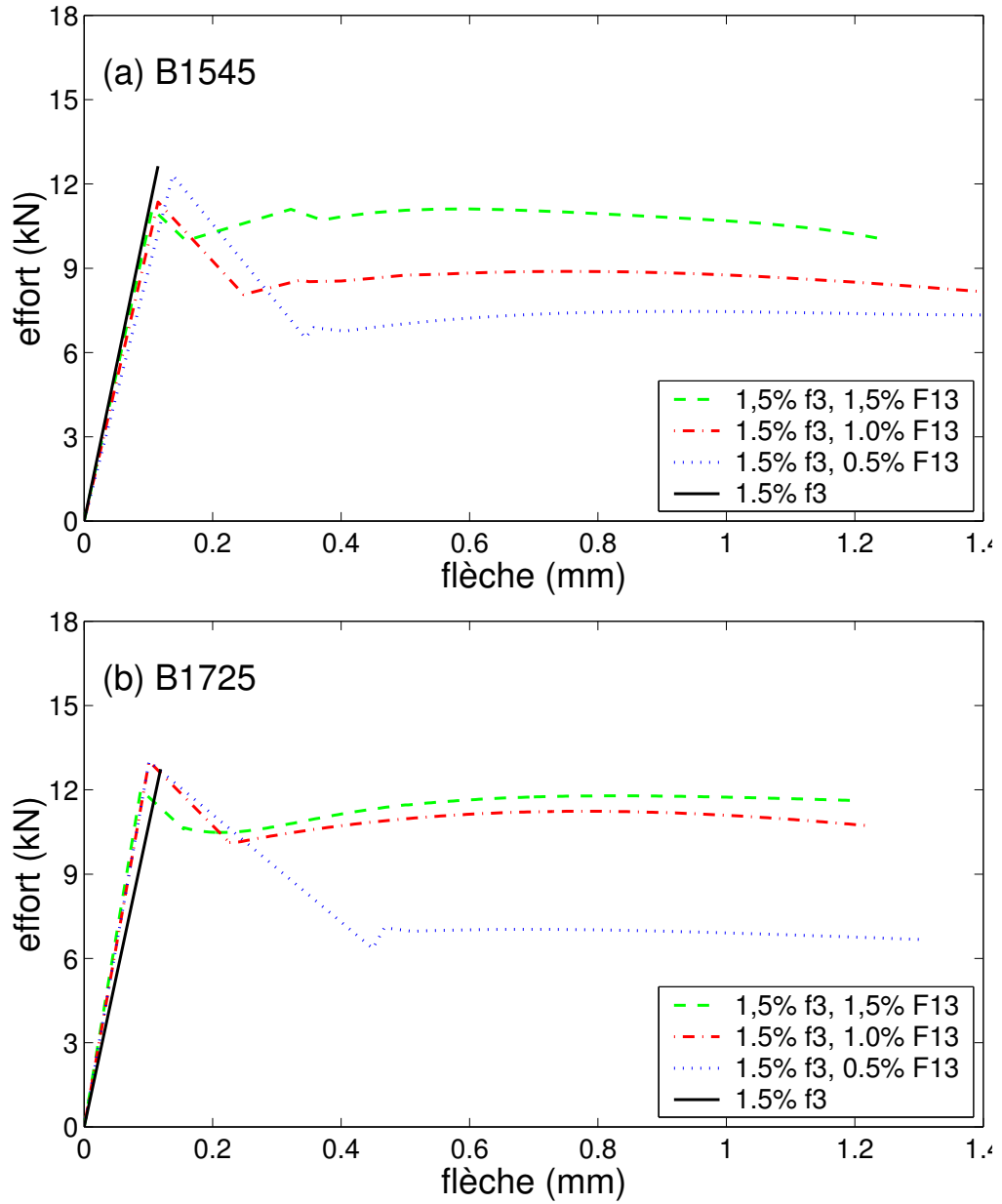


FIGURE 6.7 : Courbes effort-flèche moyennes des bétons légers renforcés de fibres f3 et F13; bétons B1545 (a) et B1725 (b)

6.5 Analyse des résultats

L'amélioration de la résistance de la matrice à l'égard de la fissuration permet non seulement d'améliorer le comportement en flexion, mais également la résistance en compression des bétons de granulats légers.

6.5.1 Résistance en compression des bétons

La résistance en compression des bétons B1545 et B1725 sans fibres correspond bien aux prédictions du modèle de perturbations (tableau 6.5). Les modes de rupture obtenus, le fendage et l'écrasement des granulats, permettent d'identifier les rôles tenus par les fibres pour améliorer la résistance en compression des bétons légers.

Sous un effort de compression, la résistance du béton B1545 sans fibres est limitée par la résistance à la traction de la pâte de ciment autour des granulats V1 ($f_c \approx \sigma_{TP}^o$). Les résultats obtenus montrent que les microfibrilles, qui augmentent le module de rupture de la pâte de ciment, permettent d'augmenter efficacement la résistance en compression du béton. En effet, on observe qu'avec seulement 1,5 % de microfibrilles, la résistance peut augmenter de 22 %. Les microfibrilles sont alors très efficaces pour retarder la formation et la propagation des microfissures formées aux sommets des granulats V1. Par conséquent, la résistance du béton n'est alors plus contrôlée par la résistance à la traction de la pâte de ciment, mais par l'écrasement des granulats A(1.1) et V1. On calcule en effet que σ_{TP}^o s'élève à 74 et 97 MPa pour 1,5 et 3,0 % en volume de microfibrilles, comparativement à 44 MPa pour la pâte de ciment non renforcée. L'ajout de mésosfibrilles n'améliore pas davantage la résistance du béton B1545 car les granulats légers utilisés sont trop peu résistants.

Le béton B1725 sans fibres est un béton léger à haute performance dont la résistance en compression est intermédiaire à la contrainte théorique pour atteindre la résistance des granulats et la résistance de la matrice ($\sigma_G^o < f_c < \sigma_M^o$). Encore une fois, les microfibrilles améliorent la résistance du béton mais l'augmentation est moins importante que pour le béton B1545 puisque l'ajout de 1,5 % de microfibrilles augmente la résistance de 8 %. Les mésosfibrilles, efficaces cette fois étant donné la résistance des granulats A(1.4),

procure une résistance en compression maximale au béton microrenforcé. La combinaison des fibres permet donc de s'approcher davantage de la résistance théorique de la matrice en retardant la formation des fissures initiées par l'écrasement des granulats et en contrôlant leur propagation.

D'autre part, il semble exister un dosage maximal en microfibres au-delà duquel la résistance en compression diminue ou du moins cesse d'augmenter. On observe en effet une perte d'efficacité des microfibres lorsque le dosage passe de 1,5 à 3,0 % pour les deux bétons. En fait, les microfibres contrôlent l'initiation et la propagation des microfissures parce qu'elles assurent le transfert des efforts de traction à travers celles-ci. Les microfibres sont alors tendues et exercent, par adhérence, un effort de compression sur chaque microfissures. Lorsqu'une fissure est effectivement localisée, l'énergie de déformation accumulée dans la matrice et dans les microfibres est restituée en énergie de surface et le matériau situé au voisinage de la fissure est libéré de ses contraintes. Les microfibres initialement tendues reprennent donc leur longueur initiale et referment les microfissures qui s'étaient formées. On observe que pour un dosage trop élevé en microfibres les déformations dues à la refermeture des microfissures peuvent occasionner une ouverture plus grande des fissures principales et ainsi accélérer leur propagation et donc la rupture du matériau (SHINK [75, 76]).

6.5.2 Résistance à la flexion des bétons

Contrairement à ce que l'on pourrait penser, la résistance en flexion des bétons légers ne dépend pas de la masse volumique du béton et n'est pas forcément contrôlée par la résistance à la traction des granulats légers utilisés. En effet, la contrainte de rupture des bétons B1545 et B1725 sans fibres est de 6,6 et 5,7 MPa alors que celle de la pâte de ciment est de 7 MPa. La résistance en flexion des bétons légers est donc principalement liée à la résistance et bien sûr à la proportion volumique de la pâte de ciment (dans le cas présent les volumes de pâte sont égaux). De plus, on peut affirmer que la distribution du squelette granulaire influence la résistance du béton; la résistance du béton B1545, fabriqué avec des granulats légers moins résistants, est supérieure à la résistance du béton B1725 étant donné la plus faible proportion volumique des gros granulats.

Les prédictions du modèle de perturbations pour les bétons renforcés de microfibres et pour un chargement en traction sont présentées au tableau 6.9. On retrouve également sur ce tableau les modules de rupture obtenus pour chacun des bétons. Le calcul de σ_M^o et σ_G^o a été effectué à partir des propriétés mécaniques expérimentales des matrices microrenforcées, σ_{cr} et $E_{P\Delta}$. Les résultats du tableau confirment que la résistance en flexion des bétons légers non renforcés est contrôlée par la rupture de la matrice. Les faibles valeurs de σ_G^o laissent supposer que le modèle de perturbations sous-estime la résistance en traction réelle des granulats. En revanche, la résistance des bétons renforcés de 1,5 et 3,0 % de microfibres est déterminée par la résistance des granulats ; on observe en effet un plafond de résistance, de l'ordre de 8 MPa pour les deux bétons, occasionné par la rupture des granulats. Par conséquent, l'ajout de mésosfibres ne peut modifier la contrainte de rupture des bétons mais peut améliorer le comportement post-fissuration de façon considérable.

TABLEAU 6.9 : Prédications du modèle de perturbations pour un chargement en traction et module de rupture des bétons renforcés de microfibres

	B1545			B1725		
Microfibres f3 (%)	σ_M^o (MPa)	σ_G^o (MPa)	σ_{cr} (MPa)	σ_M^o (MPa)	σ_G^o (MPa)	σ_{cr} (MPa)
0	5,0	3,7	6,6	5,7	3,9	5,7
1,5	8,4	6,3	8,1	9,7	6,6	8,2
3,0	10,8	8,1	8,5	12,5	8,4	8,2

6.6 Conclusions

Les résultats obtenus montrent que les microfibres et les mésosfibres d'acier augmentent à la fois la résistance en compression et en flexion des bétons de granulats légers. En compression, les microfibres ont permis d'augmenter significativement la résistance d'un béton dont la rupture est contrôlée par le fendage. D'autre part, les mésosfibres peuvent augmenter la résistance ultime du béton en lui procurant un comportement ductile.

La résistance en flexion des bétons de granulats légers sans fibres est contrôlée par

la résistance et par la proportion volumique de la matrice. Elle ne dépend donc pas de la densité des granulats et du béton. L'utilisation des microfibras, qui augmente la résistance en traction de la matrice, permet d'augmenter la résistance en flexion des bétons. La rupture du béton est alors limitée par la résistance des granulats légers. L'ajout de mésofibres aux bétons microrenforcés permet d'approcher un comportement élastoplastique.

Conclusion générale

Les bétons de granulats légers sont des matériaux constitués de granulats flexibles noyés dans une matrice plus ou moins rigide et continue ($E_g < E_m$). Leur comportement mécanique est alors intimement lié à la différence de module élastique entre ces deux phases mais également à leurs proportions volumiques respectives.

La différence de module élastique entre la matrice et un granulat est à l'origine de concentrations de contraintes au niveau de l'interface matrice-granulat. La compatibilité élastique, qui correspond à une faible différence de rigidité entre les deux phases, permet d'améliorer le transfert des efforts de la matrice vers le granulat et par conséquent d'éliminer les concentrations de contraintes et la formation de microfissures. Dans un matériau comme le béton, la proximité des granulats induit une somme d'interactions et il est plus approprié de considérer qu'un granulat isolé est noyé dans une matrice dont le module élastique est non pas celui de la pâte de ciment ou du mortier mais celui du béton. Ainsi, plus la proportion volumique des granulats est grande, plus le module élastique du béton s'équilibre avec celui des granulats et moins les concentrations de contraintes sont importantes. Pour un type de granulats légers donné, la compatibilité élastique n'est donc pas forcément obtenue lorsque $E_g = E_m = E_b$.

L'étude analytique présentée au chapitre 2 a permis de définir un modèle pour prédire la résistance et le module élastique des bétons de granulats légers. Ce modèle est basé sur le calcul des perturbations des champs de contraintes induites par la présence

des granulats légers dans le béton sous charge. Les paramètres nécessaires aux calculs sont les propriétés mécaniques de la matrice et des granulats ainsi que la proportion volumique des granulats; il s'agit donc d'un modèle qui tient compte des interactions entre les granulats et non d'un modèle à inclusion unique. La validation expérimentale du modèle, effectuée au chapitre 4, montre que la rupture des bétons de granulats légers est directement liée au rapport de module élastique entre les granulats et le béton (E_g/E_b). Une mauvaise compatibilité élastique, c'est-à-dire au moins inférieure à 0,25, génère des concentrations de contraintes de traction aux sommets des granulats qui peuvent provoquer une rupture prématurée du béton en fendage. Cependant, une bonne compatibilité élastique permet d'atteindre de meilleures performances. En effet, la rupture est alors contrôlée par l'écrasement des granulats légers pour un niveau de contrainte inférieur, égal ou même supérieur à la contrainte théorique nécessaire pour atteindre la résistance de la matrice.

Par ailleurs, la résistance des granulats légers, nécessaire au calcul théorique de la résistance en compression des bétons légers, est un paramètre qui depuis toujours ne peut être déterminé adéquatement en laboratoire. En effet, la petite dimension des grains, les variabilités entre chaque particule et la difficulté à reproduire l'état de confinement des granulats noyés dans le béton sous charge ne permettent pas d'obtenir des données fiables. Néanmoins, le modèle de perturbation permet d'évaluer la résistance effective des granulats confinés au sein du béton. On obtient que la résistance effective des granulats augmente en fonction de la résistance en compression de la matrice et du rapport de module élastique entre les granulats et la matrice (E_g/E_m). Afin de retarder l'écrasement des granulats légers et d'augmenter la résistance maximale des bétons légers, il convient alors de diminuer la rigidité de la matrice sans trop diminuer sa résistance.

Les moyens suggérés pour augmenter la résistance effective des granulats légers sont l'entraînement d'un faible pourcentage d'air et le remplacement du sable rigide par du sable léger. En effet, l'air entraîné et le sable léger dispersés entre les gros granulats diminuent la rigidité de la matrice cimentaire et augmentent la compatibilité élastique au sein du matériau. De plus, ils affectent peu la résistance de la matrice. On observe également que le sable léger est une phase essentielle pour atteindre une résistance en compression supérieure au plafond de résistance des bétons légers qui est

d'environ 60 à 70 MPa pour une masse volumique de 1800 à 1900 kg/m³. Parce qu'elle améliore l'homogénéité du béton et la distribution du squelette granulaire, cette phase permet aux granulats légers de développer une résistance effective maximale et au béton d'atteindre une résistance à la hauteur de la matrice cimentaire utilisée. La résistance en compression est alors d'autant plus élevée que le rapport eau/liant de la matrice est faible et la résistance caractéristique du ciment élevé. Aussi, il convient de choisir des granulats légers dont la densité apparente est légèrement inférieure à la densité du béton à fabriquer.

On remarque également que le module élastique des bétons légers varie linéairement en fonction de la masse volumique du matériau durci. Une exigence quant à la déformabilité du béton en détermine donc la masse volumique minimale.

Les fibres d'acier, micro- et mésofibres, augmentent à la fois la résistance en compression et en flexion des bétons de granulats légers. Pour un chargement en compression, un volume relativement faible de microfibres permet de contrôler adéquatement une rupture initiée par le fendage. Les microfibres permettent également de diminuer la dispersion des résultats pour un béton qui présente une bonne compatibilité élastique. De plus, les mésofibres transforment le comportement élastique-fragile des bétons légers microrenforcés en un comportement ductile, voire élastique-plastique, lors d'un chargement en flexion.

Dans le cadre de cette thèse, seuls des granulats légers sphériques ont été utilisés. Pour des travaux futurs, il serait intéressant de vérifier l'efficacité du modèle à prédire le comportement mécanique de bétons légers fabriqués avec des granulats irréguliers, comme les schistes et les laitiers expansés. Ces granulats légers sont d'ailleurs plus faciles à obtenir en Amérique du nord. D'autre part, un intérêt nouveau pour les granulats légers s'est développé suite à des études sur le comportement au jeune âge des bétons. Les avantages liés à l'absorption des granulats légers ouvrent effectivement la voie pour de nouvelles recherches. Il serait également approprié d'étudier le fluage des bétons de granulats légers car très peu de données sont disponibles à ce sujet.

Perspectives

À ce jour, les bétons de granulats légers sont principalement utilisés dans la construction d'immeubles multi-étagés, de ponts à grande portée ou autres structures marines. Les bétons légers à haute performance semblent toutefois pouvoir assurer un niveau d'efficacité adéquat et rentable dans le contexte des réparations minces adhérentes. En effet, en plus d'être résistants et durables, ces bétons se distinguent des bétons de granulats rigides par leur homogénéité et leur grande capacité déformationnelle. De plus, l'eau absorbée par les granulats et le sable léger s'avère être une protection efficace contre les effets néfastes du séchage, l'un des principaux facteurs de détérioration des réparations. Ces matériaux présentent également l'avantage, non négligeable dans bien des cas, de diminuer la charge morte sur les structures.

D'autre part, l'amélioration de la résistance à la traction des bétons de granulats légers par l'utilisation de micro- et de mésofibres d'acier, peut aider à la préfabrication d'éléments minces plus résistants à la flexion et plus ductiles. Dans certains cas, on pourrait même prévoir une diminution de la quantité d'armature passive (dalles alvéolées, poutrelles, parements, etc.).

La prédiction du comportement mécanique des bétons légers à l'aide de la méthode développée dans cette thèse pourrait éventuellement permettre à un fabricant ou un producteur d'obtenir un produit d'une meilleure qualité et au meilleur coût en fonction des granulats légers qui lui sont disponibles.

Bibliographie

- [1] A. SHORT, W. KINNIBURGH, *Lightweight Concrete*, CR Books ltd., 1968.
- [2] ACI 213R-87, Guide for structural lightweight aggregate concrete, *ACI Manual of Concrete Practice, Part I: Materials and General Properties of Concrete*, Detroit, Michigan, 1994.
- [3] M. ARNOULD, Matières premières pour la fabrication de granulats légers, M. Arnould and M. Virlogeux, editors, *Granulats et bétons légers; Bilan de dix ans de recherche*, pages 3–24, Paris, 1986, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [4] V.M. MALHOTRA, *Matériaux complémentaires en cimentation pour le béton*, Centre canadien de la technologie des minéraux et de l'énergie (CANMET), Ottawa, 1989.
- [5] S. L. SARKAR, S. CHANDRA, L. BERNTSSON, Interdependence of microstructure and strength of structural lightweight aggregate concrete, *Cement and Concrete Composites*, 14:239–248, 1992.
- [6] M.-H. ZHANG, O. E. GJØRV, Pozzolanic reactivity of lightweight aggregates, *Cement and Concrete Research*, 20(6):884–890, 1990.

- [7] R.N. SWAMY, G.H. LAMBERT, The microstructure of lytag aggregate, *The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 3(4):273–282, November 1981.
- [8] M.-H. ZHANG, O.E. GJØRV, Characteristics of lightweight aggregates for high-strength concrete, *ACI Materials Journal*, 88(2):150–158, 1990.
- [9] G. FAGERLUND, Frost resistance of concrete with porous aggregate, *Report of cement and concrete institute in Sweden*, 1978.
- [10] M.-H. ZHANG, O.E. GJØRV, Microstructure of interfacial zone between lightweight aggregate and cement paste, *Cement and Concrete Research*, 20(4):610–618, 1990.
- [11] J. PUNKKI, O.E. GJØRV, P.J.M MONTEIRO, Microstructure of high-strength lightweight aggregate concrete, *4th International Symposium on utilization of high-strength/high-performance concrete*, pages 1281–1287, Paris, 1996.
- [12] A. BENTUR, S.-i IGARASHI, K. KOVLER, Prevention of autogenous shrinkage in high-strength concrete by internal curing using wet lightweight aggregates, *Cement and Concrete Research*, 31:1587–1591, 2001.
- [13] D.P. BENTZ, K.A. SNYDER, Protected paste volume in concrete; Extension to internal curing using saturated lightweight fine aggregate, *Cement and Concrete Research*, 29(11):1863–1867, 1999.
- [14] K. KOHNO, T. OKAMOTO, Y. ISIKAWA, T. SIBATA, H. MORI, Effects of artificial lightweight aggregate on autogenous shrinkage of concrete, *Cement and Concrete Research*, 29(4):611–614, 1999.
- [15] Y. ASAI, Y. ITOH, S. KANTE, M. SAKAI, H. SAEKI, Study on the characteristics of high-strength lightweight concrete for icy waters, *Proceedings of the 4th International Offshore and Polar Engineering Conference*, volume 4, pages 363–368, Osaka, Japan, April 1994.
- [16] S. LINSEL, H. GARRECHT, H.S. MÜLLER, Production and properties of high-performance lightweight concrete, *Proceedings of the 5th International Symposium*

- on Utilization of High Strength / High Performance Concrete*, pages 1210–1218, Sandefjord, Norway, June 1999.
- [17] M. VIRLOGEUX, Généralités sur les caractères des bétons légers, M. Arnould and M. Virlogeux, editors, *Granulats et bétons légers; bilan de 10 ans de recherche*, pages 111–246, Paris, 1986, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [18] J. MÜLLER-ROCHHOLZ, Determination of the elastic properties of lightweight aggregate by ultrasonic pulse velocity measurement, *The International journal of lightweight concrete*, 1(2):87–90, 1979.
- [19] CEB-FIP, *Lightweight Aggregate Concrete*, The Construction Press, 1977.
- [20] CEB-FIP, Béton de granulats légers, *Annales de l'ITBTP*, janvier-mai et décembre 1980.
- [21] A.U. NILSEN, P.J.M. MONTEIRO, O.E. GJØRV, Estimation of the elastic moduli of lightweight aggregate, *Cement and Concrete Research*, 25(2):276–280, 1995.
- [22] H.S. WILSON, V.M. MALHOTRA, Development of high strength lightweight concrete for structural applications, *The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 10(2):79–90, 1988.
- [23] ACI Committee 211, Standard practice for selecting proportions for structural lightweight concrete, *ACI Materials Journal*, 87(6):638–651, November-December 1990.
- [24] T.A. HOLM, T.W. BREMNER, High strength lightweight aggregate concrete, S.P. Shah and S.H. Ahmad, editors, *High Performance Concrete and Applications*, pages 341–374, London, 1994.
- [25] R. WASSERMAN, A. BENTUR, Interfacial interactions in lightweight concrete for structural applications, *The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 10(2):79–90, 1996.
- [26] M.-H. ZHANG, O.E. GJØRV, Penetration of cement paste into lightweight aggregate, *Cement and Concrete Research*, 22(1):47–55, 1992.

- [27] K. van BREUGEL, LWAC material properties: State-of-the-art, Technical Report BE96-3942/R2, European Union - Brite Euram III, EuroLightCon, December 1998.
- [28] T. MERIKALLIO, R. MANNONEN, V. PENTTALA, Drying of lightweight concrete produced from crushed expanded clay aggregates, *Cement and Concrete Research*, 26(9):1423–1433, 1996.
- [29] T.W. BREMNER, *Influence of aggregate structure on low density concrete*, PhD thesis, Imperial college of science and technology, London, June 1981.
- [30] M.-H. ZHANG, O.E. GJØRV, Mechanical properties of high-strength lightweight concrete, *ACI Materials Journal*, 88(2):150–158, 1991.
- [31] F. DE LARRARD, Une approche de la formulation des bétons légers de structure, *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, (195):39–47, janvier-février 1995.
- [32] P.E. REGAN, A.R. ARASTEH, Lightweight aggregate foamed concrete, *Structural Engineer*, 68(9):167–173, May 1990.
- [33] F.O. SLATE, A.H. NILSON, S. MARTINEZ, Mechanical properties of high-strength lightweight concrete, *ACI Materials Journal*, pages 606–613, July-August 1986.
- [34] A.M. NEVILLE, W.H. DILGER, J.J. BROOKS, *Creep of plain and structural concrete*, Construction Press, London, 1982.
- [35] R. BAGGOTT, Polypropylene fibre reinforcement of lightweight cementitious matrices, *The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 5(2):105–114, 1983.
- [36] P. BALAGURU, A. FODEN, Properties of fiber reinforced structural lightweight concrete, *ACI Structural Journal*, 93(1):62–78, 1996.
- [37] G. CAMPIONE, N. MIRAGLIA, M. PAPIA, Experimental investigation on lightweight fibre reinforced concrete with hooked steel fibres, *Proceedings of the 5th International RILEM Symposium, Fibre-Reinforced Concretes (FRC), BEFIB' 2000*, pages 481–490, Lyon, September 2000.

- [38] P. SOROUSHIAN, M. NAGI, J.-W. HSU, Optimization of the use of lightweight aggregates in carbon fiber reinforced cement, *ACI Materials Journal*, 89(3):267–276, May-June 1992.
- [39] T. SUGIYAMA, T.W. BREMNER, T.A. HOLM, Effect of stress on gas permeability in concrete, *ACI Materials Journal*, 93(5):443–450, 1996.
- [40] M.-H. ZHANG, O.E. GJØRV, Permeability of high-strength lightweight concrete, *ACI Materials Journal*, 88(5):463–469, September-October 1991.
- [41] T.A. HOLM, T.W. BREMNER, J.B. NEWMAN, Lightweight aggregate concrete subject to severe weathering, *Concrete International*, 6(6):49–54, June 1984.
- [42] T.A. HOLM, T.W. BREMNER, The durability of structural lightweight concrete, *ACI SP-126, 2nd International Conference on Durability of Concrete*, Montreal, Canada, August 1991.
- [43] G.C. MAYS, R.A. BARNES, The performance of lightweight aggregate concrete structures in service, *The Structural Engineer*, 69(20):351–361, 1991.
- [44] P. KLIEGER, J.A. HANSON, Freezing and thawing tests of lightweight aggregate concrete, *ACI Journal*, 57(7):779–796, 1961.
- [45] G.J. OSBORNE, The durability of lightweight concrete made with pelletized slag as aggregate, *Durability of Building Materials*, 2(3):249–263, 1985.
- [46] D. WHITING, R. BURG, Freezing and thawing durability of high strength lightweight concretes, *ACI SP-126, 2nd International Conference on Durability of Concrete*, pages 83–100, Montreal, Canada, August 1991.
- [47] M.-H. ZHANG, *Microstructure and properties of high strength lightweight concrete*, PhD thesis, The Norwegian University of Science and Technology, N-7034 Trondheim, Norway, 1989.
- [48] T.W. BREMNER, T.A. HOLM, Elastic compatibility and the behavior of concrete, *ACI Journal*, pages 244–250, March-April 1986.
- [49] P.T. WANG, S.P. SHAH, A.E. NAAMAN, Stress-strain curves of normal and lightweight concrete in compression, *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 75, November 1978.

- [50] J.G.M. VAN MIER, *Fracture Processes of Concrete: Assesment of Material Parameters for Fracture Models*, CRC Press, Inc., Boca Raton, 1997.
- [51] T.T.C. HSU, F.O. SLATE, G.M. STURMAN, G. WINTER, Microcracking of plain concrete and the shape of the stress-strain curve, *ACI Journal, Proceedings*, 60(2):209–224, February 1963.
- [52] J.N. GOODIER, Concentration of stress around spherical and cylindrical inclusions and flaws, *Journal of Applied Mechanics, Transactions ASME*, 55:A39–A44, 1933.
- [53] G.T. KUSTER, M.N. TOKSÖZ, Velocity and attenuation of seismic waves in two-phase media: Part 1, theoretical formulations, *Geophysics*, 39:587–606, 1974.
- [54] R.W. ZIMMERMAN, M.S. KING, P.J.M. MONTEIRO, The elastic moduli of mortar as a porous-granular material, *Cement and Concrete Research*, 16:239–245, 1986.
- [55] T. MORI, K. TANAKA, Average stress in matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions, *Acta Metallurgica*, 21:571–574, 1973.
- [56] P. DANTU, Utilisation des réseaux pour l'étude des déformations, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et de Travaux Publics*, 1958.
- [57] M.F. KAPLAN, *RILEM Bulletin*, vol. 1, 1959.
- [58] R. HILL, Elastic properties of reinforced solids: Some theoretical principles, *J. of Mech. and Phys. of Solids*, 11:357–372, 1963.
- [59] Z. HASHIN, S. SHTRIKMAN, A variational approach to the theory of the elastic behaviour of multiphase materials, *J. Mech. and Phys. of Solids*, 11:127–140, 1963.
- [60] Z. HASHIN, The elastic moduli of heterogeneous materials, *Journal of Applied Mechanics*, 29:143–150, March 1962.
- [61] D.W. HOBBS, The dependence of the bulk modulus, young's modulus, creep, shrinkage and thermal expansion of concrete upon aggregate volume concentration, *Materials and Structures*, 4(20):107–114, 1971.

- [62] P. KWON, C.K.H. DHARAN, Effective moduli of high volume fraction particulate composites, *Acta Metallurgica et Materialia*, 43(3):1141–1147, 1995.
- [63] F.C. WONG, A. AIT-KADI, On the prediction of mechanical behaviour of particulate composites using an improved modulus degradation model, *Journal of Composite Materials*, 31(2):104–127, 1997.
- [64] C.C. YANG, R. HUANG, A two-phase model for predicting the compressive strength of concrete, *Cement and Concrete Research*, (10):1567–1577, 1996.
- [65] S. NEMAT-NASSER, M. HORI, *Micromechanics: Overall Properties of Heterogeneous Materials*, Elsevier, 2nd rev. edition, 1999.
- [66] J. D. ESHELBY, The determination of the elastic field of an ellipsoidal inclusion and related problems, *Proc. R. Soc. London, Ser. A*, 241:376–396, 1957.
- [67] C.B. DEMAKOS, P.S. THEOCARIS, The effective elastic properties in anisotropic composites with ellipsoidal inclusions, *Journal of Composite Materials*, 33(6):498–524, 1999.
- [68] H. KAWAKAMI, K. MATSUDA, T. KUMAI, Elastic modulus of hardened cement paste, *Transactions of the Japan Concrete Institute*, 16:73–80, 1994.
- [69] J. MARCHAND, F. DE LARRARD, R. LE ROY, T. SEDRAN, *Propriétés mécaniques des pâtes de ciment avec et sans fumée de silice*, Rapport interne LCPC, Paris, 1994.
- [70] F. DE LARRARD, *Concrete Mixture Proportioning*, E & FN Spon, London and New York, 1999.
- [71] CSA, *CAN3-A23.3-M84 Design of Concrete Structures for buildings*, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 1984.
- [72] J.J. BEAUDOIN, *Handbook of fiber-reinforced concrete; principles, properties, developments and applications*, Noyes publication, USA, 1990.
- [73] A. BENTUR, S. MINDESS, *Fibre reinforced cementitious composites*, Elsevier science publisher ltd., England, 1990.

- [74] P. ROSSI, P. ACKER, Y. MALIER, Effect of steel fibres at two different stages: the material and the structure, *Materials and Structures*, 20:436–439, 1987.
- [75] M. SHINK, Fissuration des matériaux cimentaires renforcés de microfibres d’acier, Mémoire de maîtrise, Université Laval, janvier 2000.
- [76] M. SHINK, R. PLEAU, M. PIGEON, R. GAGNÉ, Cracking behaviour of steel microfibres reinforced cement pastes, *BEFIB 2000, 5th International RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC)*, Lyon, France, 13-15 September 2000.

Annexe A

Calcul analytique de Goodier

Calcul des concentrations de contraintes autour d'un granulat sphérique de rayon $r = 1$, noyé dans une matrice isotrope, homogène et infinie, sollicitée par un champ de contraintes uniaxial et uniforme appliqué à l'infini (figure [A.1](#)).

MATRICE : Module élastique E_m
 Coefficient de Poisson ν_m
 Module de cisaillement $G_m = E_m/(2(1 + \nu_m))$

GRANULAT : Module élastique E_g
 Coefficient de Poisson ν_g
 Module de cisaillement $G_g = E_g/(2(1 + \nu_g))$

L'adhérence entre les deux phases est considérée parfaite.

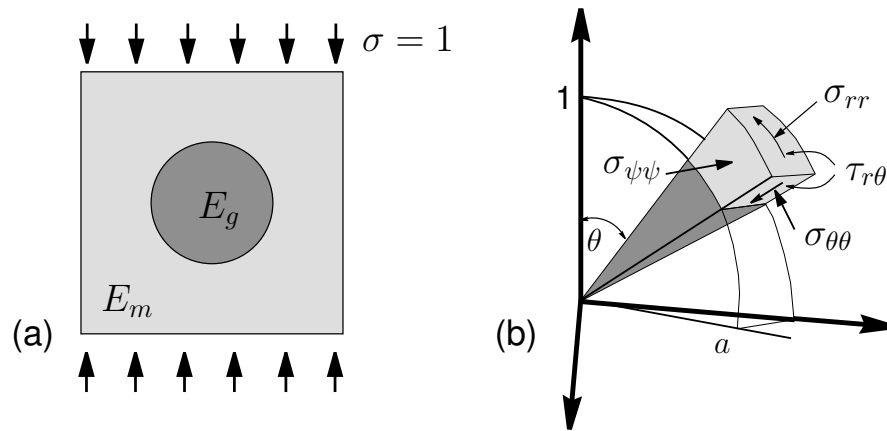


FIGURE A.1 : Granulat sphérique noyé dans une matrice infinie soumise à un champ de contraintes uniaxial et uniforme (a) et concentrations de contraintes à l'interface matrice-granulat (b).

Expression des constantes arbitraires :

a: position de l'analyse par rapport au centre du granulat

$$A = -\frac{1}{6} \cdot \frac{\sigma(G_m(1 - 2\nu_g)(1 + \nu_m) - G_g(1 - 2\nu_m)(1 + \nu_g))}{a^3 G_m(1 + \nu_m)(2G_m(1 - 2\nu_g) + G_g(1 + \nu_g))} \quad (\text{A.1})$$

$$B = \frac{1}{8} \cdot \frac{\sigma(G_m - G_g)}{a^5 G_m(G_m(7 - 5\nu_m) + G_g(8 - 10\nu_m))} \quad (\text{A.2})$$

$$C = \frac{5}{8} \cdot \frac{\sigma(G_m - G_g)(1 - 2\nu_m)}{a^3 G_m(G_m(7 - 5\nu_m) + G_g(8 - 10\nu_m))} \quad (\text{A.3})$$

Concentrations de contraintes dans la matrice :

$$\begin{aligned} \sigma_{rr} = & 2G_m \left(\frac{2A}{r^3} + \frac{12B}{r^5} - \frac{2(5 - \nu_m)C}{(3 - 6\nu_m)r^3} + \left(\frac{36B}{r^5} - \frac{2(5 - \nu_m)C}{(1 - 2\nu_m)r^3} \right) \cos\left(\frac{\pi\theta}{90}\right) \right) \\ & + \frac{\sigma}{2} \left(1 + \cos\left(\frac{\pi\theta}{90}\right) \right) \end{aligned} \quad (\text{A.4})$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta\theta} &= 2G_m \left(-\frac{A}{r^3} - \frac{3B}{r^5} + \frac{5C}{3r^3} + \left(-\frac{21B}{r^5} + \frac{C}{r^3} \right) \cos\left(\frac{\pi\theta}{90}\right) \right) \\ &+ \frac{\sigma}{2} \left(1 - \cos\left(\frac{\pi\theta}{90}\right) \right)\end{aligned}\quad (\text{A.5})$$

$$\sigma_{\psi\psi} = 2G_m \left(-\frac{A}{r^3} - \frac{9B}{r^5} - \frac{C}{3r^3} + \left(-\frac{15B}{r^5} + \frac{3C}{r^3} \right) \cos\left(\frac{\pi\theta}{90}\right) \right) \quad (\text{A.6})$$

$$\tau_{r\theta} = 2G_m \left(-\frac{2(1+\nu_m)C}{(1-2\nu_m)r^3} + \frac{24B}{r^5} \right) \sin\left(\frac{\pi\theta}{90}\right) - \frac{1}{2}\sigma \sin\left(\frac{\pi\theta}{90}\right) \quad (\text{A.7})$$

Contraintes principales et cisaillement maximal :

$$\sigma_1 = \frac{1}{2}(\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta}) + \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta})^2 + 4(\tau_{r\theta})^2} \quad (\text{A.8})$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{2}(\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta}) - \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta})^2 + 4(\tau_{r\theta})^2} \quad (\text{A.9})$$

$$\sigma_3 = \sigma_{\psi\psi} \quad (\text{A.10})$$

$$\tau_{\max} = \max[\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3] - \min[\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3] \quad (\text{A.11})$$

TABLEAU A.1 : Concentrations de contraintes autour d'un granulat sphérique
 ($a = r = 1$, $E_g/E_m < 1$)

$E_g/E_m=0,0$

Angle θ	σ_{rr}	$\sigma_{\theta\theta}$	$\sigma_{\psi\psi}$	$\tau_{r\theta}$	σ_1	σ_2	σ_3	τ_{max}
0,00	0,000	-0,500	-0,500	0,000	0,000	-0,500	-0,500	0,250
11,25	0,000	-0,405	-0,481	0,000	0,000	-0,405	-0,481	0,240
22,50	0,000	-0,134	-0,427	0,000	0,000	-0,134	-0,427	0,213
33,75	0,000	0,272	-0,346	0,000	0,272	0,000	-0,346	0,309
45,00	0,000	0,750	-0,250	0,000	0,750	0,000	-0,250	0,500
56,25	0,000	1,228	-0,154	0,000	1,228	0,000	-0,154	0,691
67,50	0,000	1,634	-0,073	0,000	1,634	0,000	-0,073	0,854
78,75	0,000	1,905	-0,019	0,000	1,905	0,000	-0,019	0,962
90,00	0,000	2,000	0,000	0,000	2,000	0,000	0,000	1,000

$E_g/E_m=0,25$

Angle θ	σ_{rr}	$\sigma_{\theta\theta}$	$\sigma_{\psi\psi}$	$\tau_{r\theta}$	σ_1	σ_2	σ_3	τ_{max}
0,00	0,400	-0,300	-0,300	0,000	0,400	-0,300	-0,300	0,350
11,25	0,385	-0,228	-0,289	-0,077	0,394	-0,237	-0,289	0,341
22,50	0,341	-0,022	-0,256	-0,141	0,390	-0,070	-0,256	0,323
33,75	0,277	0,286	-0,207	-0,185	0,466	0,097	-0,207	0,337
45,00	0,200	0,650	-0,150	-0,200	0,726	0,124	-0,150	0,438
56,25	0,123	1,014	-0,093	-0,185	1,050	0,087	-0,093	0,571
67,50	0,059	1,322	-0,044	-0,141	1,337	0,043	-0,044	0,691
78,75	0,015	1,528	-0,011	-0,077	1,532	0,011	-0,011	0,771
90,00	0,000	1,600	0,000	0,000	1,600	0,000	0,000	0,800

$E_g/E_m=0,5$

Angle θ	σ_{rr}	$\sigma_{\theta\theta}$	$\sigma_{\psi\psi}$	$\tau_{r\theta}$	σ_1	σ_2	σ_3	τ_{max}
0,00	0,667	-0,167	-0,167	0,000	0,667	-0,167	-0,167	0,417
11,25	0,641	-0,110	-0,160	-0,128	0,662	-0,131	-0,160	0,411
22,50	0,569	0,053	-0,142	-0,236	0,660	-0,038	-0,142	0,401
33,75	0,461	0,296	-0,115	-0,308	0,697	0,060	-0,115	0,406
45,00	0,333	0,583	-0,083	-0,333	0,814	0,102	-0,083	0,449
56,25	0,206	0,870	-0,051	-0,308	0,991	0,085	-0,051	0,521
67,50	0,098	1,114	-0,024	-0,236	1,166	0,046	-0,024	0,595
78,75	0,025	1,276	-0,006	-0,128	1,289	0,012	-0,006	0,648
90,00	0,000	1,333	0,000	0,000	1,333	0,000	0,000	0,667

 $E_g/E_m=1,0$

Angle θ	σ_{rr}	$\sigma_{\theta\theta}$	$\sigma_{\psi\psi}$	$\tau_{r\theta}$	σ_1	σ_2	σ_3	τ_{max}
0,00	1,000	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000	0,500
11,25	0,962	0,038	0,000	-0,191	1,000	0,000	0,000	0,500
22,50	0,854	0,146	0,000	-0,354	1,000	0,000	0,000	0,500
33,75	0,691	0,309	0,000	-0,462	1,000	0,000	0,000	0,500
45,00	0,500	0,500	0,000	-0,500	1,000	0,000	0,000	0,500
56,25	0,309	0,691	0,000	-0,462	1,000	0,000	0,000	0,500
67,50	0,146	0,854	0,000	-0,354	1,000	0,000	0,000	0,500
78,75	0,038	0,962	0,000	-0,191	1,000	0,000	0,000	0,500
90,00	0,000	1,000	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000	0,500

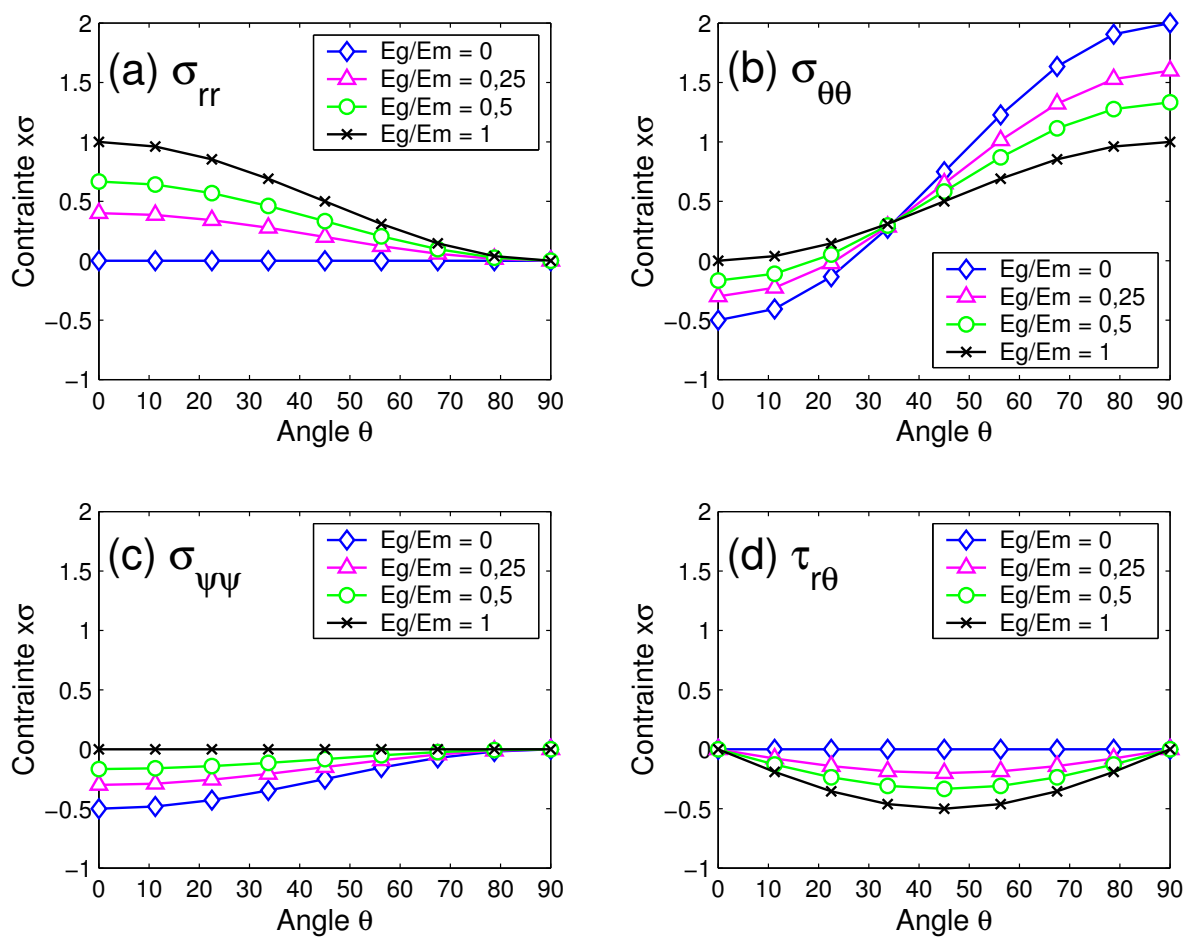


FIGURE A.2 : Concentrations de contraintes en fonction de θ ($a = r = 1$, $E_g/E_b < 1$)
: (a) σ_{rr} , (b) $\sigma_{\theta\theta}$, (c) $\sigma_{\psi\psi}$, (d) $\tau_{r\theta}$.

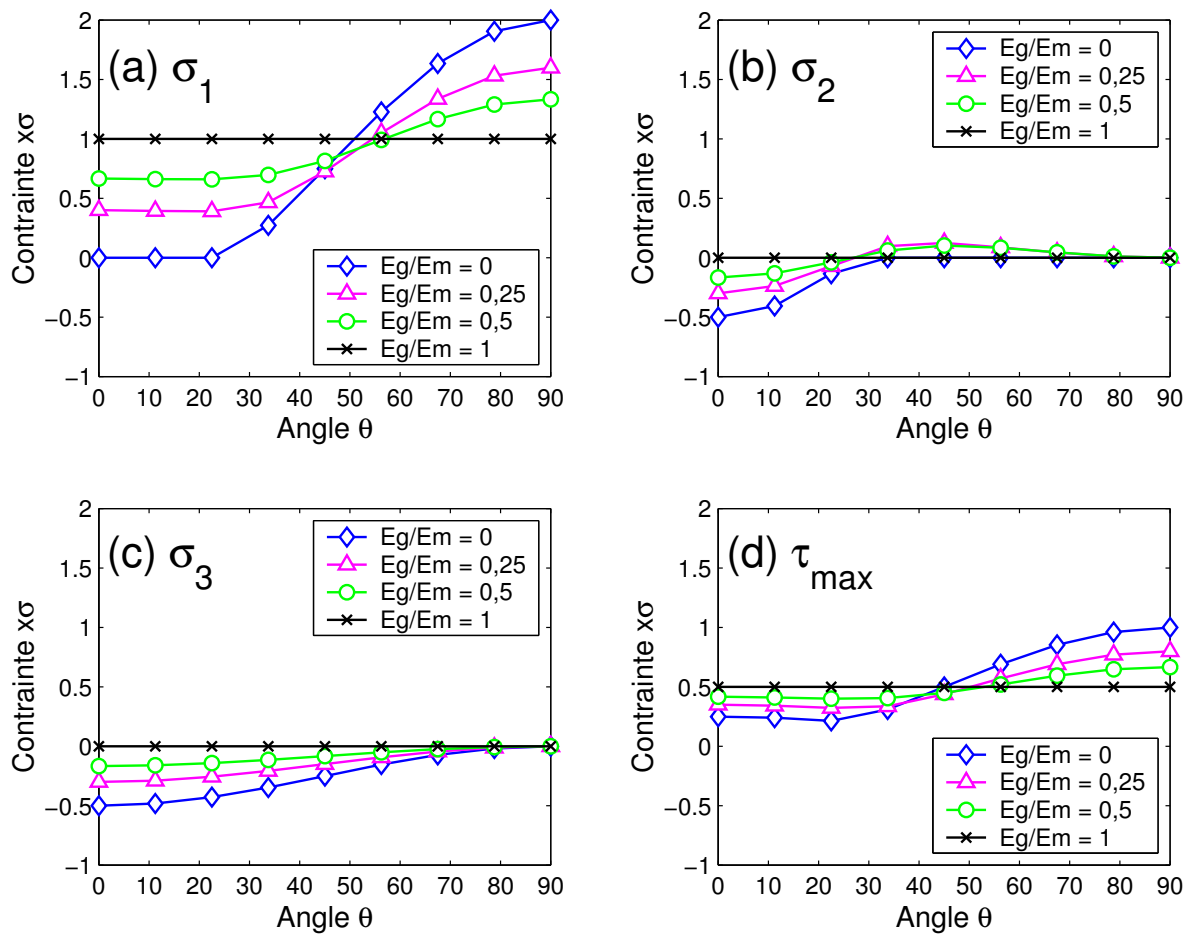


FIGURE A.3 : Contraintes principales et cisaillement maximal en fonction de θ

($a = r = 1$, $E_g/E_b < 1$) : (a) σ_1 , (b) σ_2 , (c) σ_3 , (d) τ_{max} .

Annexe B

Programme matlab

```

function []=prediction();
%=====
% Programme pour calculer les propriétés mécaniques des bétons légers
%=====
% Phases isotropes avec coefficients de Poisson nu=0.2
% État de contrainte uniaxial (1D)
% Granulats sphériques et adhérence parfaite
% Compression (+)
%=====
global sigmam;
global sigmag;
global Eh;

% Détails de la formulation
Vp=0.319;           % prop. vol. de la pâte de ciment
Va=0.000;           % prop. vol. d'air entraîné
Vg= 1-(Vp+Va);     % prop. vol. de toutes les phases granulaires
% Propriétés de la pâte de ciment (28 jours, MPa)
EL=0.30;           % rapport eau/liant de la pâte de ciment
rhop=2.060;        % masse volumique de la pâte de ciment
Ep=3136+43742*log10(1/EL);
fcp=(Ep-1702)/322;
ftp=-0.6*sqrt(fcp);
% Propriétés des granulats fins (granulats 1)
rhog1=2.67;        % masse volumique
Eg1=80000;         % module élastique (MPa)
% Propriétés des granulats légers (granulats 2)
rhog2=1.51;        % masse volumique
Eg2=15700;         % module élastique (MPa)

n=11;              % Nombre de calculs
S=0.5;             % Tenseur Eshelby

```

```

% Initialisations
sigma_mmm=zeros(n,1);      % fcm=min(sigma_mmm, sigma_gm): matrice
sigma_gm=zeros(n,1);
sigma_mb=zeros(n,1);      % fcb=min(sigma_mb, sigma_gb): béton
sigma_gb=zeros(n,1);
sigma_tp=zeros(n,1);      % rupture en traction de la pâte de ciment
Vg1m=zeros(n,1);         % prop. vol. des granulats fins pour (Vp+Va+Vg1)
Ehm=zeros(n,1);          % module élastique de la matrice
Ehb=zeros(n,1);          % module élastique du béton
ratio2=zeros(n,1);       % rapport Eg2/Ehb
MV_b=zeros(n,1);         % masse volumique du béton

% Propriétés de la pâte de ciment en fonction de Va: fcpA, EhpA
V=Va/(Vp+Va);
f1=fcp;
f2=0.000001;
E1=Ep;
E2=0.000001;
calculmie(V, f1, f2, S, E1, E2);
fcpA=sigmam;
EhpA=Eh;

% Résistance des granulats fins: fcg1
E1=EhpA;
E2=Eg1;
sigmamVo=fcpA;
fcg=calculfcg(S, E1, E2, sigmamVo);
fcg1=fcg;

```

```

% Prop. vol. des granulats légers: Vg2
Vg2=zeros(n,1);
j=0;
for i=1:n
    Vg2(i)=j;
    j=j+(Vg/(n-1));
end

% Propriétés mécaniques du béton
for i=1:n
    % Calculs pour la matrice (Vp+Va+Vg1)
    V=(Vg-Vg2(i))/(1-Vg2(i));
    if Eg1>=EhpA
        f1=fcpA*(1-V/2);
    elseif Eg1<EhpA
        f1=fcpA;
    end
    f2=fcg1;
    E1=EhpA;
    E2=Eg1;
    calculmie(V, f1, f2, S, E1, E2);
    sigma_mm(i)=sigmam;
    sigma_gm(i)=sigmag;
    Ehm(i)=Eh;
    Vg1m(i)=V;
    % Résistance des granulats légers: fcg2
    if Vg2(i)==0
        E1=Eh;
        E2=Eg2;
        if sigmam<sigmag
            sigmamVo=sigmam;

```

```

        elseif sigmam>=sigmag
            sigmamVo=sigmag;
        end
        fcg=calculfcg(S, E1, E2, sigmamVo);
        fcg2=fcg;
    end
    % Calculs pour le béton (Vp+Va+Vg1+Vg2)
    V=Vg2(i);
    if sigma_mm(i)<sigma_gm(i)
        f1=sigma_mm(i);
    elseif sigma_mm(i)>=sigma_gm(i)
        f1=sigma_gm(i);
    end
    f2=fcg2;
    E1=Ehm(i);
    E2=Eg2;
    calculmie(V, f1, f2, S, E1, E2);
    sigma_mb(i)=sigmam;
    sigma_gb(i)=sigmag;
    Ehb(i)=Eh;
    % Rupture en traction de la pâte de ciment
    ratio=Eg2/Ehb(i);
    ratio2(i)=ratio;
    sigmatt=calculsigmatt(V, ftp, ratio);
    sigma_tp(i)=sigmatt;
    % Masse volumique du béton
    MV=calculmv(Vp, Vg, V, rhop, rhog1, rhog2);
    MV_b(i)=MV;
end

Vg2, sigma_mb, sigma_gb, sigma_tp, Ehb, MV_b

```


Liste des fonctions

```

=====

function fcg=calculfcg(S,E1,E2,sigmamVo)
    % Résistance des granulats (MPa)
    % S :          tenseur Eshelby
    % E1 :         module élastique de la matrice
    % E2 :         module élastique de des granulats
    % sigmamVo :   résistance de la matrice sans granulats
    alpha=(E2-E1)*S+E1;
    fcg=(1+E1*(S-1)*(1/alpha)*(E1-E2)*(1/E1))*sigmamVo;

function []=calculmie(V,f1,f2,S,E1,E2)
global sigmam; % contrainte pour rupture de la matrice
global sigmag; % contrainte pour rupture des granulats
global Eh;     % module élastique homogénéisé
    % Méthode de l'inclusion équivalente (MPa)
    % V :          proportion volumique des granulats
    % f1 :         résistance de la matrice
    % f2 :         résistance des granulats
    % S :          tenseur Eshelby
    % E1 :         module élastique de la matrice
    % E2 :         module élastique des granulats
    alpha=(1-V)*(E2-E1)*S-V*(E1-E2)+E1;
    eps=(1/alpha*(E1-E2)/E1);
    sigmam=f1/(1-V*E1*(S-1)*(1/alpha)*(E1-E2)*(1/E1));
    sigmag=f2/(1+(1-V)*E1*(S-1)*(1/alpha)*(E1-E2)*(1/E1));
    Eh=1/(2*(1/(2*E1)+eps*V/2));

```

```

function sigmatt=calculsigmatt(V,ftp,ratio)
    % Contrainte pour rupture en traction de la pâte de ciment
    % V :      proportion volumique des granulats
    % ratio :  rapport Eg2/Ehb
V=V+0.000001;
if    ratio<1
    sigmatt=ftp/((V/0.5)*(-0.3349*ratio*ratio+0.8184*ratio-0.4909));
elseif ratio>=1
    sigmatt=0;
end

```

```

function MV=calculmv(Vp,Vg,V,rhop,rhog1,rhog2)
    % Masse volumique du béton (x103 kg/m3)
MV=(Vp*rhop+(Vg-V)*rhog1+V*rhog2);

```

Annexe C

Résultats expérimentaux en flexion

Courbes effort-flèche obtenues à 28 jours lors des essais de flexion quatre-points sur les matrices et les bétons légers renforcés de fibres.

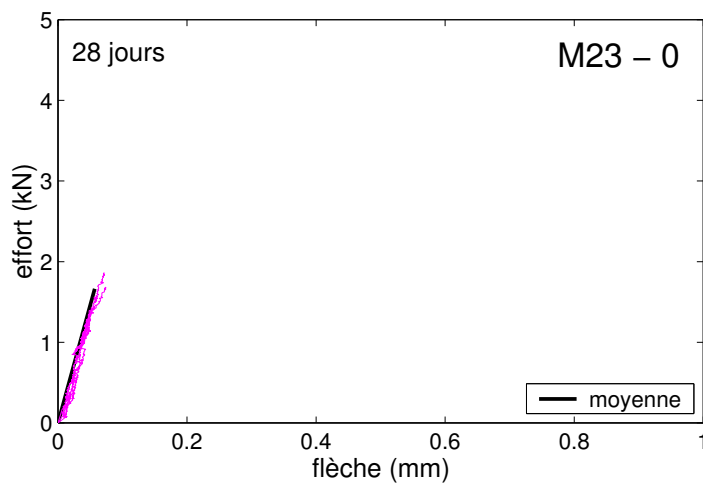
Essais de flexion quatre-points sur matrices (matrice M23, chapitre 6) :

- Prismes 35 x 35 x 200 mm
- Longueur entre les appuis : $L/3 = 60$ mm
- Vitesse de déplacement du vérin $v = 0,2$ mm/min

Essais de flexion quatre-points sur bétons :

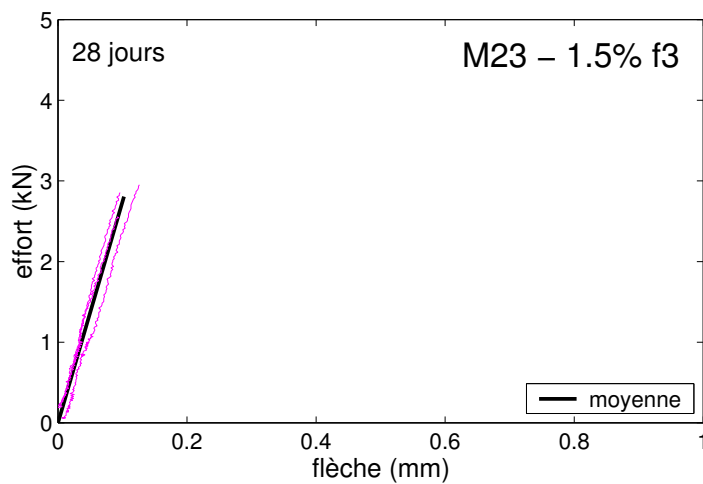
- Prismes 75 x 75 x 300 mm
- Longueur entre les appuis : $L/3 = 90$ mm
- Vitesse de déplacement du vérin : $v = 0,2$ mm/min

C.1 Matrices



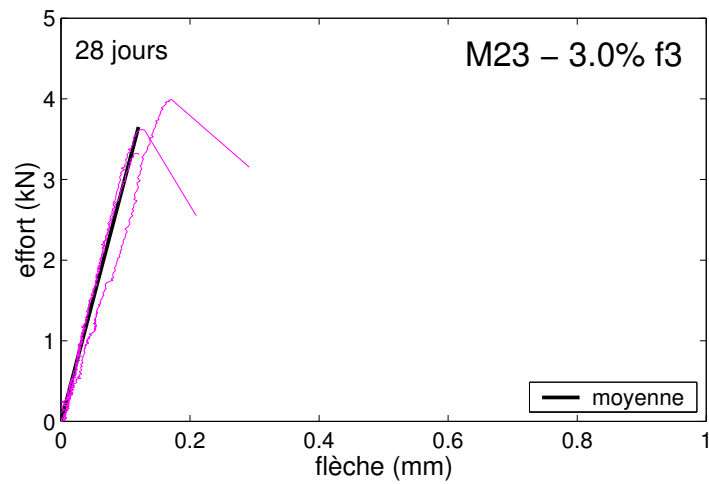
Valeurs moyennes M23 - 0 : matrice sans fibres

	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	1,66	0,060	7,0	0,05



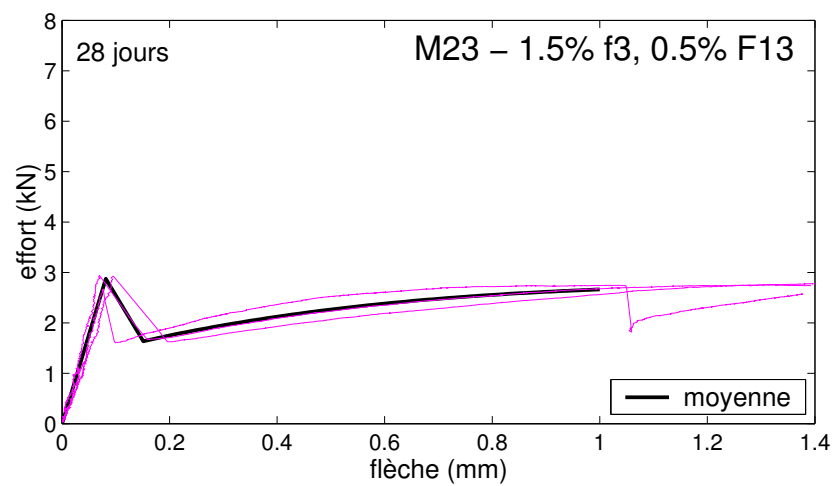
Valeurs moyennes M23 - 1,5% f3

	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	2,81	0,105	11,7	0,14



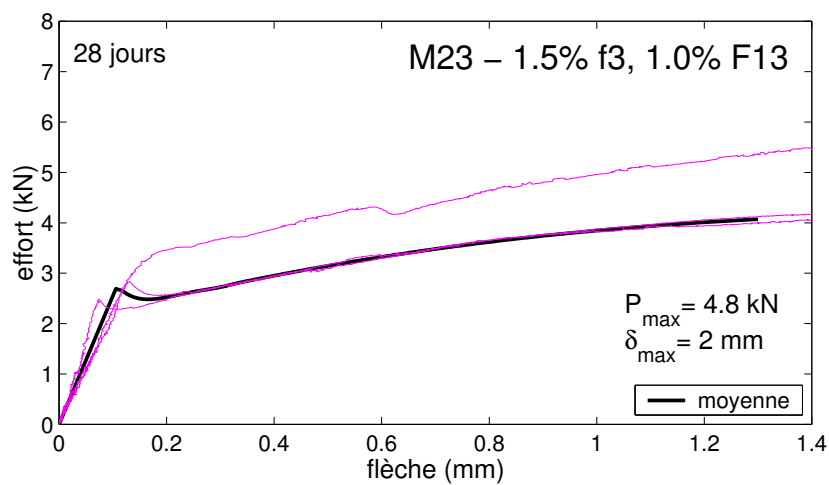
Valeurs moyennes M23 - 3,0% f3

	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	3,65	0,125	15,3	0,23



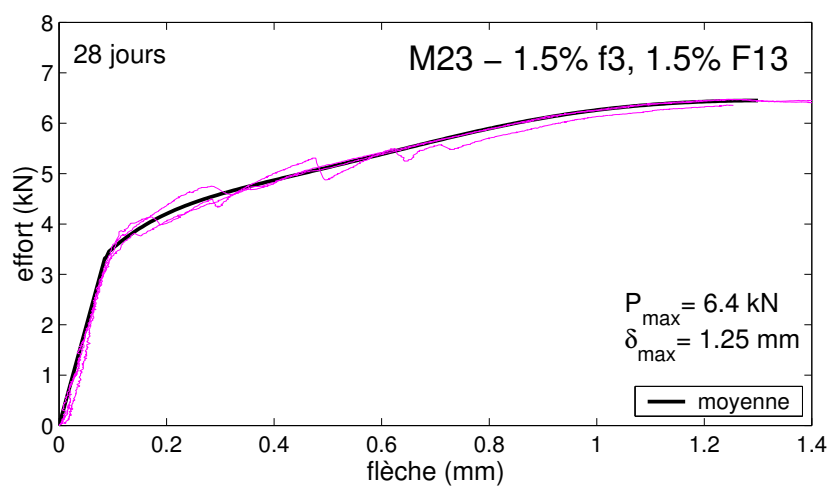
Valeurs moyennes M23 - 1,5% f3 et 0,5% F13

	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	2,88	0,080	12,0	0,12



Valeurs moyennes M23 - 1,5% f3 et 1,0% F13

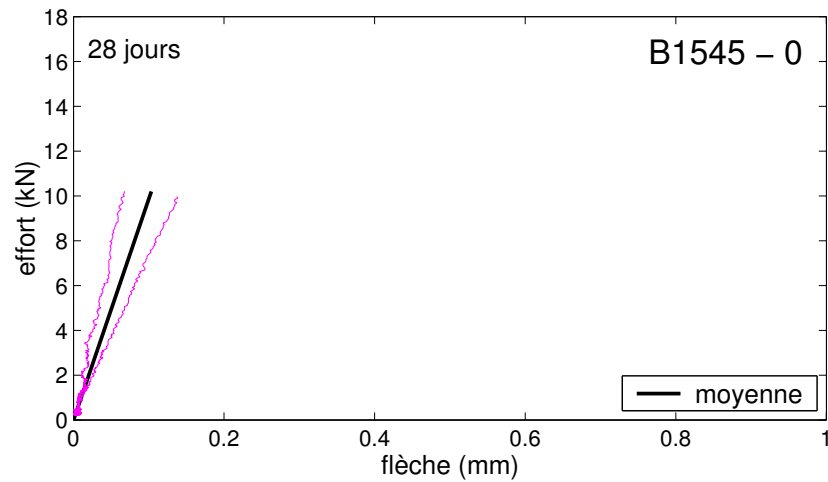
	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	2,79	0,115	11,6	0,16



Valeurs moyennes M23 - 1,5% f3 et 1,5% F13

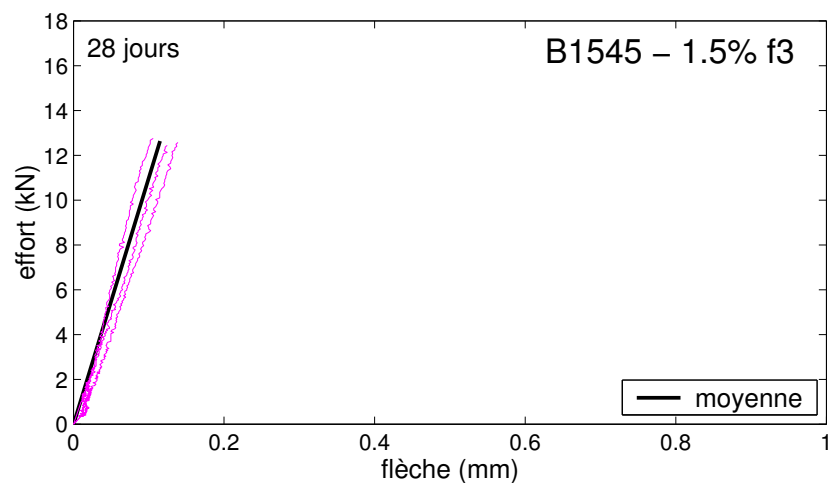
	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	3,45	0,090	14,4	0,15

C.2 Bétons (1545 kg/m³ sans fibres)



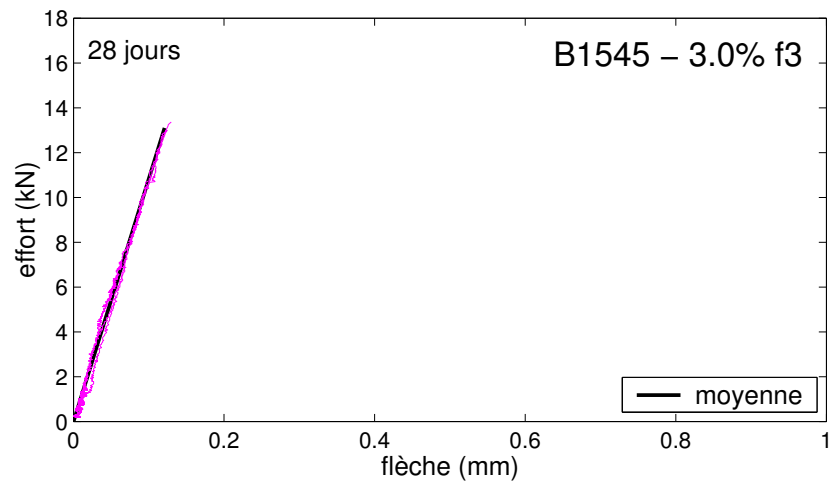
Valeurs moyennes B1545 - 0

	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	10,20	0,105	6,6	0,53



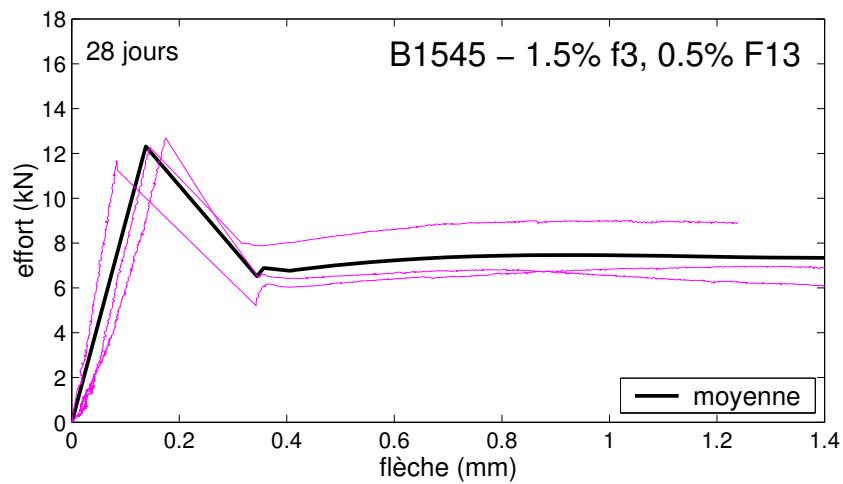
Valeurs moyennes B1545 - 1,5% f3

	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	12,60	0,115	8,1	0,73



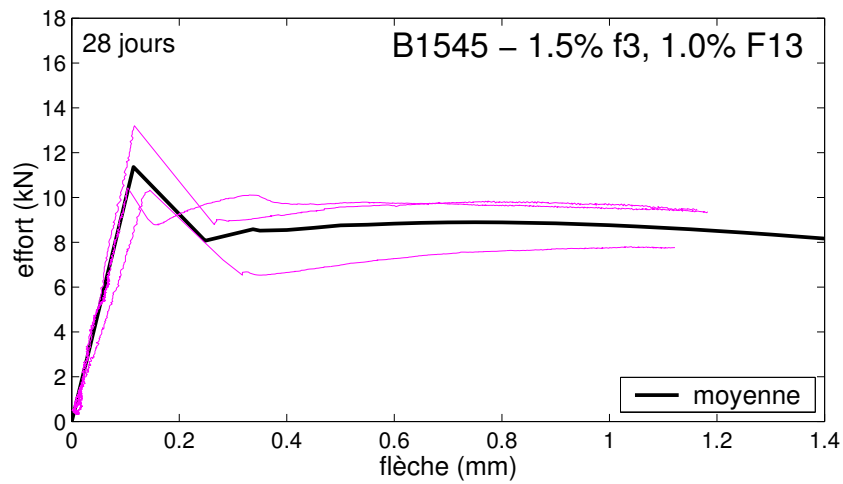
Valeurs moyennes B1545 - 3,0% f3

	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	13,10	0,115	8,5	0,75



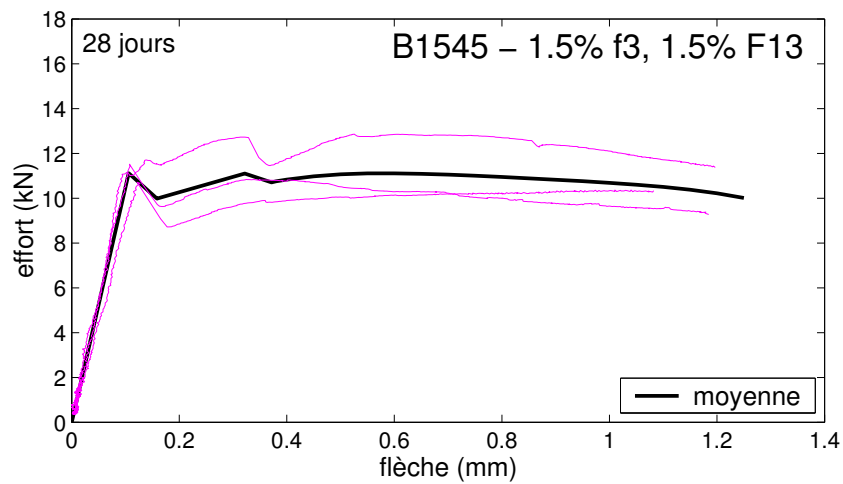
Valeurs moyennes B1545 - 1,5% f3 et 0,5% F13

	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	12,30	0,138	7,9	0,85



Valeurs moyennes B1545 - 1,5% f3 et 1,0% F13

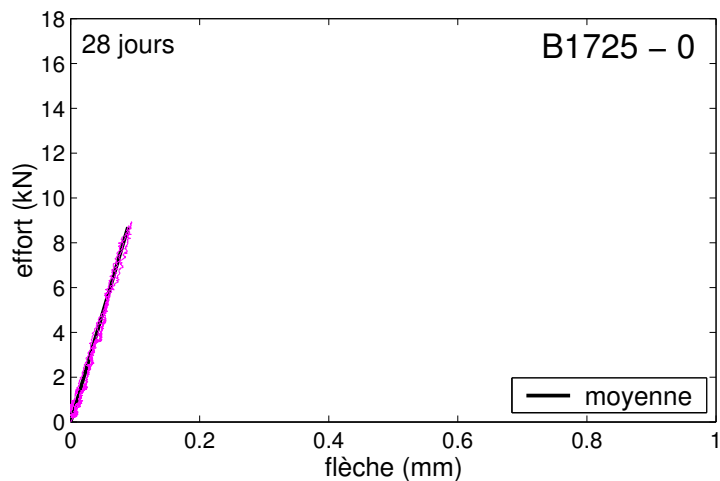
	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	11,35	0,115	7,2	0,65



Valeurs moyennes B1545 - 1,5% f3 et 1,5% F13

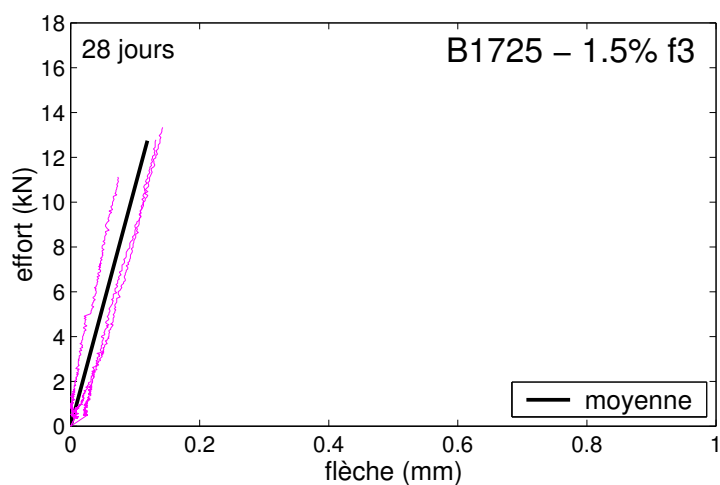
	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	11,10	0,106	7,1	0,59

C.3 Bétons (1725 kg/m³ sans fibres)



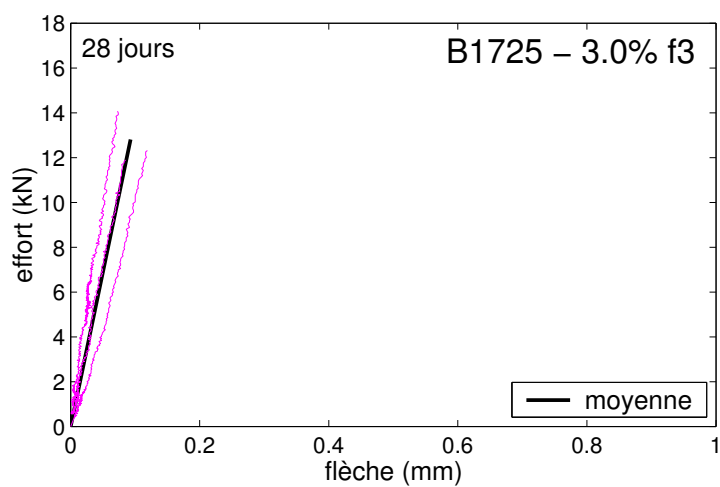
Valeurs moyennes B1725 - 0

	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	8,70	0,090	5,7	0,39



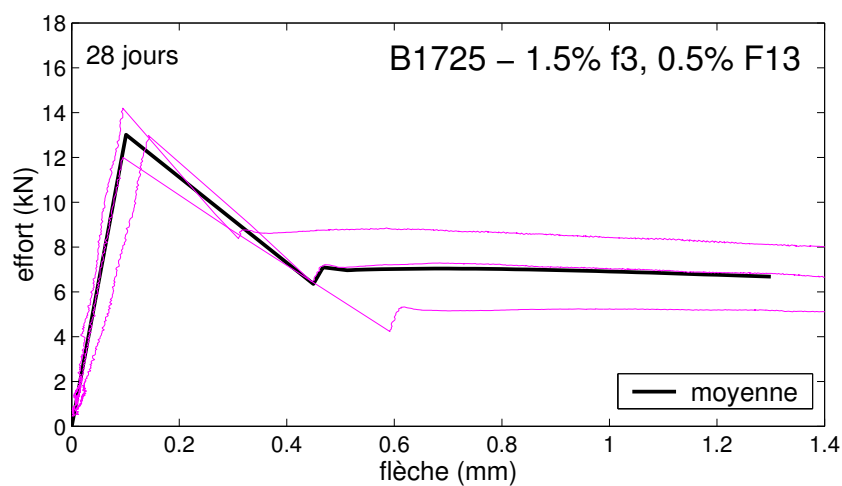
Valeurs moyennes B1725 - 1,5% f3

	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	12,75	0,120	8,2	0,77



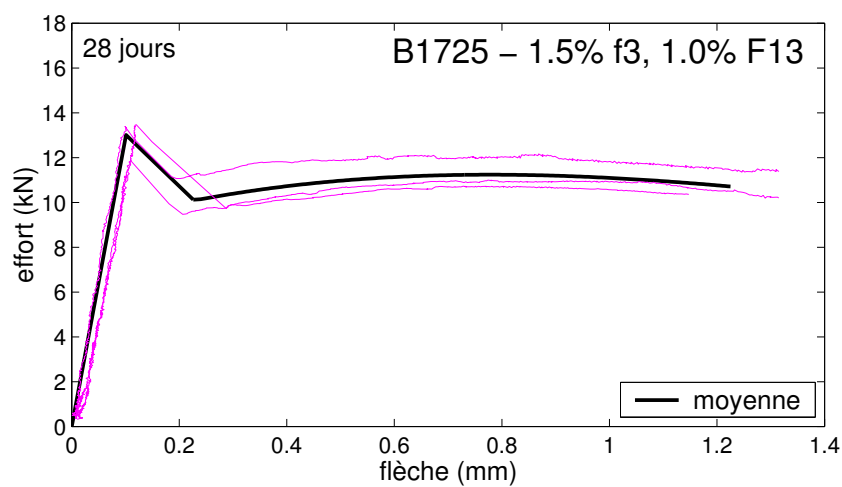
Valeurs moyennes B1725 - 3,0% f3

	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	12,80	0,095	8,2	0,61



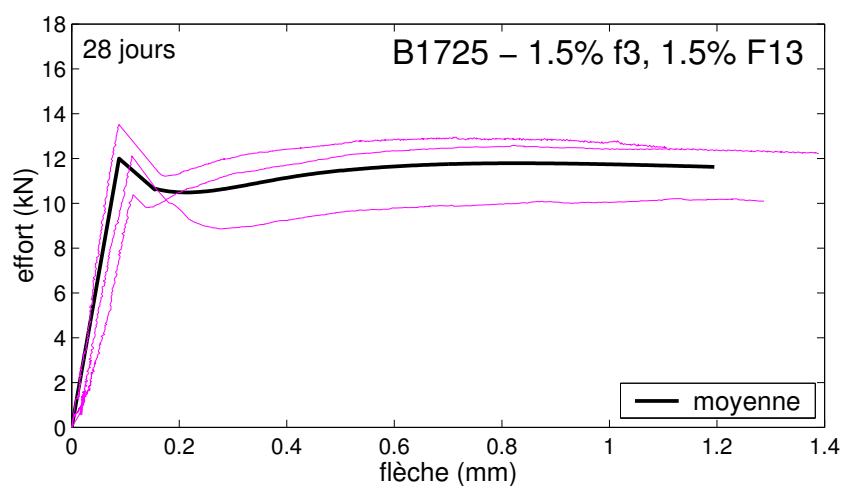
Valeurs moyennes B1725 - 1,5% f3 et 0,5% F13

	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	13,10	0,115	8,4	0,75



Valeurs moyennes B1725 - 1,5% f3 et 1,0% F13

	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	13,00	0,100	8,3	0,66



Valeurs moyennes B1725 - 1,5% f3 et 1,5% F13

	P_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	σ_{cr} (MPa)	I_{cr} (N·m)
28 jours	12,00	0,090	7,8	0,53