



Université  
de Toulouse

# THÈSE

En vue de l'obtention du

## DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE

Délivré par :

Université Toulouse 3 Paul Sabatier (UT3 Paul Sabatier)

---

**Présentée et soutenue par :**

**François DUPLAN**

**le 28 Février 2014**

**Titre :**

Composites Cimentaires à Module d'Élasticité Contrôlé :  
conception, caractérisation et modélisation micromécanique

---

**École doctorale et discipline ou spécialité :**

ED MEGEP : Génie civil

**Unité de recherche :**

LMDC Toulouse

**Directeur(s) de Thèse :**

ESCADEILLAS Gilles

TURATSINZE Anaclet

ABOU-CHAKRA Ariane

**Jury :**

PRINCE-AGBODJAN William (INSA Rennes) Examineur

DUMONTET Hélène (Institut Jean le Rond d'Alembert) Rapporteuse

GARCIA-DIAZ Éric (École des mines d'Alès) Rapporteur

LIAUSU Philippe (MENARD) Examineur

BRÛLÉ Stéphane (MENARD) Examineur

## Remerciements

Je remercie tout d'abord l'entreprise Ménard et le laboratoire LMDC Toulouse pour m'avoir donné l'opportunité de réaliser cette thèse. Au sein de Ménard, je remercie en particulier Mrs Philippe Liausu, Stéphane Brûlé, Frédéric Massé, Emmanuel Javelaud, Jérôme Racinais et Benoît Quandalle. Au sein du laboratoire, je remercie en particulier mes encadrants, Anaclét Turatsinze, Ariane Abou-Chakra et Gilles Escadeillas qui ont tous les trois pris le temps nécessaire pour m'accompagner dans ces travaux. Je souhaite également remercier l'équipe technique, dont notamment Yann Bouaskeur, Bernard Attard, Sylvain Dos Santos et Carole Soula du service mécanique, ainsi que Marc Bégué et Vanessa Mazars du service physique qui ont tous été d'un grand secours pour mes manipulations expérimentales.

Je souhaite aussi remercier les membres invités du jury : Mme Hélène Dunmontet et Mr Eric Garcia-Diaz, tous deux rapporteurs, ainsi que William Prince-Abodjan, examinateur et président du jury. Leurs remarques pertinentes nous ont aidé à améliorer la qualité de la soutenance et de ce mémoire.

Un gros merci à mes collègues de bureau ainsi qu'à tous les autres thésards, ATER et enseignants qui m'ont aidé ponctuellement et ont participé à un environnement de travail sympathique.

Enfin, je souhaite remercier tous mes amis pour m'avoir aidé à me changer les idées, ainsi que Audrey pour sa patience, sa gentillesse et son amour durant ces trois ans.

Pour finir, je remercie ma famille et surtout mes deux parents pour tout ce qu'ils ont fait pour moi.

# Table des matières

<b>Introduction générale</b>	<b>17</b>
<b>1 Composites cimentaires à module d'élasticité réduit</b>	<b>27</b>
Introduction	27
1.1 Etat de l'art	29
1.1.1 Réduction du module d'élasticité d'un composite cimentaire par modification du volume granulaire	29
1.1.1.1 Généralités sur les granulats utilisables	29
1.1.1.2 Effets sur les propriétés à l'état frais	32
1.1.1.3 Effets sur les propriétés physiques à l'état durci	35
1.1.1.4 Effets sur les propriétés mécaniques à l'état durci	37
1.1.2 Réduction du module d'élasticité d'un composite cimentaire par modification des propriétés de la pâte de ciment	44
1.1.2.1 Généralités sur les polymères utilisables	44
1.1.2.2 Effets sur les propriétés à l'état frais	44
1.1.2.3 Effets sur les propriétés physiques	47
1.1.2.4 Effets sur les propriétés mécaniques	47
1.1.3 Conclusion de l'état de l'art	53
1.2 Caractérisation expérimentale	54
1.2.1 Choix des matériaux et formulations	54
1.2.1.1 Choix des matériaux	54
1.2.1.2 Formulations	56
1.2.2 Essais à l'état frais	58
1.2.3 Essais à l'état durci	58
1.2.4 Résultats et discussion	61
1.2.4.1 Essais à l'état frais	61
1.2.4.2 Essais à l'état durci : propriétés physiques	62
1.2.4.3 Essais à l'état durci : propriétés mécaniques	65
1.2.4.4 Comparaison des propriétés mécaniques en compression	68
1.2.5 Conclusion de la caractérisation expérimentale des composites cimentaires à module d'élasticité réduit	70
Conclusion du chapitre	72
<b>2 Composites cimentaires renforcés de fibres</b>	<b>73</b>
Introduction	73
2.1 Etat de l'art	74

2.1.1	Généralités sur les fibres . . . . .	74
2.1.1.1	Les différents types de fibres . . . . .	74
2.1.1.2	Comparaison des propriétés intrinsèques . . . . .	75
2.1.2	Effets sur les propriétés à l'état frais . . . . .	77
2.1.2.1	Généralités . . . . .	77
2.1.2.2	Fibres polypropylène . . . . .	77
2.1.2.3	Fibres métalliques . . . . .	77
2.1.3	Effets sur les propriétés à l'état durci . . . . .	81
2.1.3.1	Généralités . . . . .	81
2.1.3.2	Fibres polypropylène . . . . .	81
2.1.3.3	Fibres métalliques . . . . .	86
2.1.3.4	Renforcement hybride de fibres . . . . .	91
2.1.4	Conclusions sur l'état de l'art . . . . .	98
2.2	Caractérisation expérimentale . . . . .	100
2.2.1	Matériaux et procédures expérimentales . . . . .	100
2.2.1.1	Choix des matrices cimentaires . . . . .	100
2.2.1.2	Choix des fibres . . . . .	100
2.2.1.3	Formulations . . . . .	101
2.2.1.4	Procédures expérimentales . . . . .	101
2.2.2	Résultats et discussion . . . . .	103
2.2.2.1	Essais à l'état frais . . . . .	103
2.2.2.2	Essais à l'état durci : propriétés physiques . . . . .	104
2.2.2.3	Essais à l'état durci : propriétés mécaniques . . . . .	105
2.2.2.4	Essais à l'état durci : comportement en flexion . . . . .	107
2.2.3	Conclusions sur la caractérisation expérimentale . . . . .	115
	Conclusion du chapitre . . . . .	116
<b>3</b>	<b>Contexte réglementaire</b>	<b>119</b>
	Introduction . . . . .	119
3.1	Résultats expérimentaux . . . . .	122
3.1.1	Résultats expérimentaux issus de la littérature . . . . .	122
3.1.2	Résultats expérimentaux réutilisés . . . . .	122
3.1.3	Résultats expérimentaux supplémentaires . . . . .	122
3.2	Rappels sur le contexte réglementaire européen . . . . .	124
3.2.1	Définitions des résistances caractéristiques . . . . .	124
3.2.2	Définitions des résistances de calcul . . . . .	128
3.2.3	Evolution temporelle des propriétés mécaniques . . . . .	128
3.2.3.1	Evolution temporelle de la résistance en compression . . . . .	128
3.2.3.2	Evolution temporelle du module d'élasticité . . . . .	131
3.2.4	Relations entre propriétés mécaniques . . . . .	133
3.2.4.1	Relations entre module d'élasticité et résistance en compression	133
3.2.4.2	Relations entre résistance en traction et résistance en compression . . . . .	136
3.2.5	Prise en compte de la masse volumique dans l'estimation des propriétés mécaniques . . . . .	138

3.2.5.1	Prise en compte de la masse volumique pour l'estimation du module d'élasticité . . . . .	138
3.2.5.2	Prise en compte de la masse volumique pour l'estimation de la résistance en traction . . . . .	138
3.2.6	Diagrammes contrainte-déformation en compression uni-axiale . . . . .	140
3.3	Rappels sur le contexte réglementaire américain . . . . .	148
3.3.1	Définition de la résistance requise (ACI) . . . . .	148
3.3.2	Evolution temporelle de la résistance en compression . . . . .	149
3.3.3	Relations entre module d'élasticité et résistance en compression . . . . .	151
3.3.4	Prise en compte de la masse volumique dans l'estimation du module d'élasticité . . . . .	152
	Conclusion du chapitre . . . . .	157
<b>4</b>	<b>Prédiction des propriétés élastiques par un modèle micromécanique</b>	<b>159</b>
	Introduction . . . . .	159
4.1	Notions de micromécanique . . . . .	161
4.1.1	Principe général de la micromécanique . . . . .	162
4.1.1.1	Définition des échelles et du Volume Elémentaire Représentatif	162
4.1.1.2	Conditions aux limites et sollicitations du VER . . . . .	163
4.1.1.3	Ecritures tensorielles . . . . .	163
4.1.2	Schémas d'homogénéisation classiques . . . . .	164
4.1.2.1	Schéma dilué . . . . .	164
4.1.2.2	Schéma de Mori-Tanaka . . . . .	166
4.1.2.3	Schéma auto-cohérent . . . . .	166
4.1.2.4	Modèle des sphères composites de Hashin . . . . .	166
4.1.2.5	Modèle de l'inclusion sphérique à $n$ couches . . . . .	167
4.1.2.6	Modèle de Christensen-Lo . . . . .	167
4.1.3	Modélisation des propriétés des matériaux avec des inclusions ellipsoïdales . . . . .	168
4.2	Etat de l'art : prédiction analytique des propriétés élastiques de matériaux cimentaires . . . . .	169
4.2.0.1	Modèles au VER unique avec inclusion sphérique . . . . .	169
4.2.0.2	Modèles au VER unique avec inclusion sphérique et ITZ . . . . .	169
4.2.0.3	Modèles multi-échelles . . . . .	171
4.3	Présentation du modèle généralisé . . . . .	173
4.3.1	Décomposition de la mésostructure en VER unitaires . . . . .	175
4.3.1.1	Schéma de Mori-Tanaka . . . . .	175
4.3.1.2	Schéma auto-cohérent . . . . .	175
4.3.2	Calcul des facteurs de localisation . . . . .	176
4.3.2.1	Facteurs de localisation sphériques . . . . .	176
4.3.2.2	Facteurs de localisation déviatoriques . . . . .	178
4.3.3	Homogénéisation finale des propriétés élastiques . . . . .	179
4.3.3.1	Schéma de Mori-Tanaka . . . . .	179
4.3.3.2	Schéma auto-cohérent . . . . .	180
4.4	Application aux mortiers étudiés . . . . .	181
4.4.1	Paramètres d'entrée . . . . .	181

4.4.1.1	Paramètres géométriques des VER . . . . .	181
4.4.1.2	Fractions volumiques . . . . .	183
4.4.1.3	Propriétés élastiques des phases considérées . . . . .	185
4.4.1.4	Récapitulatif . . . . .	186
4.4.2	Méthodes de résolution numérique . . . . .	188
4.4.2.1	Résolution numérique du schéma de Mori-Tanaka . . . . .	188
4.4.2.2	Résolution numérique du schéma auto-cohérent . . . . .	188
4.4.3	Comparaison avec les résultats expérimentaux . . . . .	191
4.4.3.1	Résultats expérimentaux . . . . .	191
4.4.3.2	Mortiers de sable . . . . .	191
4.4.3.3	Mortiers de granulats d'argile expansée . . . . .	191
4.4.3.4	Mortiers de granulats caoutchouc . . . . .	193
4.5	Etude paramétrique . . . . .	195
4.5.1	Effet de l'épaisseur d'ITZ . . . . .	195
4.5.2	Effet des propriétés élastiques de l'ITZ . . . . .	195
4.5.3	Effet de la granulométrie des granulats . . . . .	195
4.5.4	Conclusions sur le modèle développé . . . . .	197
	Conclusion du chapitre . . . . .	198
	<b>Conclusion générale de la thèse</b>	<b>199</b>
	<b>Perspectives de la thèse</b>	<b>201</b>
	<b>Annexes</b>	<b>211</b>

# Table des figures

1	Cas général du renforcement du sol par des CMC . . . . .	18
2	Cas de CMC sollicitées horizontalement : talus (a) et séisme (b) . . . . .	18
3	Principe de réalisation des CMC . . . . .	20
1.1	Problématique de la compressibilité de certains matériaux artificiels expansés [1]	30
1.2	Diagramme module d'élasticité - résistance en compression [2] . . . . .	31
1.3	Granulats de pierre ponce (gauche) et d'argile expansée (droite) . . . . .	32
1.4	Granulats caoutchouc de différentes formes et dimensions : chips (a) , granulats (b), broyats (c) et fibres (d) [3] . . . . .	32
1.5	Effet de la pré-saturation des granulats d'argile expansée sur l'affaissement (a) et la résistance à la compression (b) [4] . . . . .	33
1.6	Evolution de l'affaissement en fonction du dosage en granulats caoutchouc [5] .	33
1.7	Evolution de la maniabilité en fonction du dosage en granulats caoutchouc [6] .	34
1.8	Phénomène de ségrégation des granulats caoutchouc en partie supérieure de l'éprouvette [7] . . . . .	34
1.9	Effet des granulats caoutchouc sur la teneur en air occlus [8] . . . . .	35
1.10	Effet des granulats d'argile expansée sur la porosité accessible à l'eau [9] . . .	35
1.11	Effet du taux d'absorption des granulats d'argile expansée sur la résistance en compression [10] . . . . .	36
1.12	Effet du taux d'absorption des granulats d'argile expansée sur l'épaisseur de leur ITZ [10] . . . . .	36
1.13	Granulat caoutchouc noyé dans la pâte de ciment [11] . . . . .	37
1.14	Faciès de rupture de bétons d'argile expansée [12] . . . . .	38
1.15	Evolutions des résistances en compression du béton composite par rapport à celles de la matrice [13] . . . . .	39
1.16	Effet de la fraction volumique en granulats d'argile expansée sur le module d'élasticité [9] . . . . .	40
1.17	Effet des granulats d'argile expansée sur la charge et déformation au pic en flexion [14] . . . . .	41
1.18	Effet des granulats caoutchouc sur la résistance en compression (a) et le module d'élasticité (b) [7] . . . . .	42
1.19	Effet des granulats caoutchouc sur la réduction des résistances en flexion/traction/compression [15] . . . . .	42
1.20	Effet des granulats caoutchouc sur le comportement en traction directe [16] . .	43
1.21	Variation du module d'élasticité en fonction de la résistance en compression à 28 jours . . . . .	43
1.22	Classification des polymères [17] . . . . .	45

1.23	Dispersion d'une poudre de latex EVA dans l'eau [18] . . . . .	45
1.24	Schéma de fonctionnement des polymères [17] . . . . .	46
1.25	Variation du rapport E/C nécessaire à maintenir la maniabilité constante [19] . .	46
1.26	Schéma d'un agent de surface pour poudres et dispersions de polymères [20] .	47
1.27	Entraînement d'air par les surfactants des dispersions ou poudres de polymères	47
1.28	Evolution des différents types de porosité en fonction du dosage en latex SBR [19] . . . . .	48
1.29	Effet du dosage d'une poudre de copolymères sur les résistances mécaniques en compression (a) et flexion (b) [21] . . . . .	49
1.30	Effet des polymères sur le module de déformation dynamique [22] . . . . .	49
1.31	Effet d'une poudre de copolymères sur le comportement en flexion [21] . . . .	50
1.32	Effet du dosage d'une poudre de copolymères sur l'énergie de rupture en flexion [21] . . . . .	50
1.33	Effet des conditions de cure sur la résistance à la compression [17] . . . . .	51
1.34	Cinétique de développement de la résistance à la compression [17] . . . . .	52
1.35	Distributions granulométriques des trois granulats étudiés dans ce chapitre . . .	54
1.36	Dispositif de l'essai de flexion trois points aseervi en déplacement . . . . .	60
1.37	Effet des granulats d'argile expansée sur la masse volumique et la porosité ac- cessible à l'eau . . . . .	63
1.38	Effet des granulats caoutchouc sur la masse volumique et la porosité accessible à l'eau . . . . .	64
1.39	Effet des granulats d'argile expansée sur le comportement en flexion . . . . .	66
1.40	Evolution de la résistance en compression en fonction de la fraction volumique en pores et granulats caoutchouc . . . . .	67
1.41	Effet des granulats caoutchouc sur le comportement en flexion . . . . .	68
1.42	Comparaison des résistances et module d'élasticité en compression des mortiers étudiés . . . . .	69
2.1	Fibres métalliques [23] . . . . .	75
2.2	Fibres synthétiques [23] . . . . .	76
2.3	Fibres naturelles [23] . . . . .	76
2.4	Modification du squelette granulaire par la présence d'une fibre [24] . . . . .	78
2.5	Effet de l'élanement et du dosage en fibres métalliques droites de section cir- culaire sur la maniabilité VEBE [25] . . . . .	79
2.6	Effet de l'élanement et du dosage en fibres métalliques sur la pertinence de l'essai d'affaissement [24] . . . . .	79
2.7	Relation entre facteur de fibres et affaissement [26] . . . . .	80
2.8	Orientation préférentielle des fibres dans le sens d'écoulement [27] . . . . .	81
2.9	Schéma de fonctionnement du renforcement par fibres [28] . . . . .	82
2.10	Effet des fibres polypropylène sur la résistance en compression [29] . . . . .	82
2.11	Effet des fibres polypropylène sur l'énergie de rupture en compression [29] . .	82
2.12	Diagrammes contrainte-déformation des essais de compression avec différentes longueurs et fractions volumiques en fibres polypropylène [30] . . . . .	83
2.13	Effet des fibres polypropylène sur la résistance en flexion [29] . . . . .	84
2.14	Effet des fibres polypropylène sur l'énergie de rupture en flexion [29] . . . . .	84



2.15	Effet de la fraction volumique en fibres polypropylène sur le comportement en flexion [29] . . . . .	85
2.16	Effet de la longueur et fraction volumique des fibres polypropylène sur le comportement en flexion [30] . . . . .	85
2.17	Effet des fibres polypropylène sur la résistance en traction par fendage [31] . . . . .	86
2.18	Effet de la fraction volumique en fibres métalliques sur le comportement en compression [32] . . . . .	87
2.19	Effet du dosage en fibres métalliques sur le module d'élasticité [33] (a) [34] (b) . . . . .	88
2.20	Comportement en flexion de formulations renforcées avec un ou deux types de fibres [35] . . . . .	88
2.21	Effet de la fraction volumique en fibres métalliques sur le comportement en flexion [36] . . . . .	89
2.22	Effet de la longueur des fibres métalliques ruban sur le comportement en flexion [37] . . . . .	90
2.23	Effet de la longueur des fibres métalliques ruban sur l'énergie de rupture en flexion [37] . . . . .	90
2.24	Effet du dosage des fibres métalliques sur la résistance en traction par fendage [34] . . . . .	91
2.25	Mise en évidence de la synergie du renforcement hybride ; dosages totaux de $40 \text{ kg/m}^3$ (a) et $80 \text{ kg/m}^3$ (b) [35] . . . . .	92
2.26	Effet du dosage et de la longueur des fibres métalliques sur la résistance en traction par fendage [38] . . . . .	93
2.27	Effet des différentes combinaisons de dosages en fibres sur le comportement en flexion [39] . . . . .	94
2.28	Effet des différentes combinaisons de dosages en fibres sur l'énergie de rupture en flexion [39] . . . . .	94
2.29	Comparaison entre courbe expérimentale avec renforcement hybride et moyenne pondérée des résistances résiduelles [40] . . . . .	95
2.30	Comparaison entre courbe expérimentale avec renforcement hybride et moyenne pondérée des résistances résiduelles [41] . . . . .	95
2.31	Comportement en flexion des formulations à renforcement monofibre [42] . . . . .	96
2.32	Comportement en flexion des formulations à renforcement hybride [42] . . . . .	97
2.33	Fibres synthétiques S25 . . . . .	100
2.34	Fibres ruban Fibraflex FF30L6 . . . . .	101
2.35	Fibres métalliques Dramix ZP305 . . . . .	101
2.36	Effet des différents types de fibres sur le comportement en flexion des mortiers de référence . . . . .	108
2.37	Effet des fibres synthétiques S25 sur le comportement en flexion des mortiers de référence . . . . .	108
2.38	Effet des fibres métalliques Dramix sur le comportement en flexion des mortiers de référence . . . . .	109
2.39	Comparaison de l'effet de la longueur des fibres métalliques Fibraflex 20 mm et 30 mm sur le comportement en flexion des mortiers de référence . . . . .	110
2.40	Effet du dosage des fibres métalliques Fibraflex 30mm sur le comportement en flexion des mortiers de référence . . . . .	111

2.41	Effet du dosage des fibres métalliques Fibraflex 30mm sur le comportement en flexion des mortiers de référence - Détail jusqu'à une ouverture de fissure de 0,6 mm . . . . .	111
2.42	Comparaison de l'effet des fibres métalliques Fibraflex 20 mm et 30 mm sur le comportement en flexion des mortiers bas module . . . . .	112
2.43	Effet du dosage des fibres métalliques Fibraflex 30 mm sur le comportement en flexion des mortiers bas module . . . . .	113
2.44	Effet du dosage des fibres métalliques Fibraflex 30 mm sur le comportement en flexion des mortiers bas module - Détail jusqu'à une ouverture de fissure de 0,6 mm . . . . .	113
3.1	Densité de probabilité du mortier de référence . . . . .	127
3.2	Densité de probabilité du mortier à bas module renforcé de fibres . . . . .	127
3.3	Evolution des résistances en compression dans le temps avec et sans fumée de silice [43] . . . . .	130
3.4	Evolution des résistances en compression dans le temps avec 40 % de ciment substitué par du laitier [44] . . . . .	130
3.5	Corrélation entre les résistances en compression à 7 et 28 jours - résultats de la littérature - Eurocode 2 . . . . .	130
3.6	Corrélation entre les résistances en compression à 7 et 28 jours - résultats expérimentaux - Eurocode 2 . . . . .	131
3.7	Corrélation entre les modules d'élasticité à 7 et 28 jours - résultats de la littérature - Eurocode 2 . . . . .	132
3.8	Corrélation entre les modules d'élasticité à 7 et 28 jours - résultats expérimentaux - Eurocode 2 . . . . .	133
3.9	Relation entre la résistance en compression et le module d'élasticité à 28 jours - résultats de la littérature - Eurocode 2 . . . . .	134
3.10	Relation entre la résistance en compression et le module d'élasticité à 28 jours - résultats expérimentaux - Eurocode 2 . . . . .	135
3.11	Relation entre les résistances en traction et en compression à 28 jours - résultats de la littérature - Eurocode 2 . . . . .	137
3.12	Relation entre les résistances en traction et en compression à 28 jours - résultats expérimentaux - Eurocode 2 . . . . .	137
3.13	Diagramme contrainte-déformation en compression uni-axiale - Eurocode 2 . . . . .	141
3.14	Diagramme contrainte-déformation en compression uni-axiale - Eurocode 2 partie 1.4 . . . . .	142
3.15	Diagramme contrainte-déformation en compression uni-axiale - mortier de référence - Eurocode 2 . . . . .	142
3.16	Diagrammes en compression uni-axiale - bétons de structure normaux (a) et légers (b) [45] . . . . .	143
3.17	Diagramme contrainte-déformation en compression uni-axiale - mortier avec 60 % de granulats d'argile expansée AR 0/4 650 - Eurocode 2 . . . . .	144
3.18	Diagrammes en compression uni-axiale - mortiers avec 0, 20 et 30 % de granulats caoutchouc [6] . . . . .	144
3.19	Diagramme contrainte-déformation en compression uni-axiale - mortier avec 15 % de granulats caoutchouc - Eurocode 2 . . . . .	145

3.20	Corrélation entre les résistances en compression à 7 et 28 jours - résultats de la littérature - ACI 209 . . . . .	150
3.21	Corrélation entre les résistances en compression à 7 et 28 jours - résultats expérimentaux - ACI 209 . . . . .	151
3.22	Relation entre la résistance en compression et le module d'élasticité à 28 jours - résultats de la littérature - ACI 318 . . . . .	152
3.23	Relation entre la résistance en compression et le module d'élasticité à 28 jours - résultats expérimentaux - Eurocode 2 . . . . .	153
4.1	Principe général des changements d'échelles . . . . .	162
4.2	Principe général de la micromécanique . . . . .	164
4.3	Problème de l'inclusion d'Eshelby . . . . .	165
4.4	Principe de la méthode différentielle [46] . . . . .	165
4.5	VER du modèle de Hervé et Zaoui [47] . . . . .	167
4.6	VER du modèle de Christensen-Lo [48] . . . . .	168
4.7	Structure interne (a) et VER (b) du modèle de Ramesh et al. [49] . . . . .	170
4.8	Décomposition du VER pour le schéma de Mori-Tanaka . . . . .	175
4.9	Décomposition du VER général pour le schéma auto-cohérent . . . . .	176
4.10	ITZ d'un granulat d'argile expansée . . . . .	183
4.11	Interpolation linéaire de la distribution granulométrique . . . . .	184
4.12	Algorithme de résolution du schéma de Mori-Tanaka (application) . . . . .	189
4.13	Algorithme de résolution du schéma de Mori-Tanaka (application) . . . . .	190
4.14	Module d'élasticité des mortiers de sable - mesures expérimentales et prédictions	192
4.15	Module d'élasticité des mortiers de granulats d'argile expansée - mesures expérimentales et prédictions . . . . .	193
4.16	Module d'élasticité des mortiers de granulats caoutchouc - mesures expérimentales et prédictions . . . . .	194
4.17	Module d'élasticité des mortiers de sable - influence de l'épaisseur d'ITZ avec les schémas de Mori-Tanaka (a) et auto-cohérent (b) . . . . .	195
4.18	Module d'élasticité des mortiers de sable - influence du module de l'ITZ avec les schémas de Mori-Tanaka (a) et auto-cohérent (b) . . . . .	196
4.19	Module d'élasticité des mortiers de sable - influence de la distribution granulométrique avec les schémas de Mori-Tanaka (a) et auto-cohérent (b) . . . . .	196



# Liste des tableaux

1.1	Caractéristiques des ITZ pour les granulats légers (argile ou schiste expansé) et classiques (gravier) [50] . . . . .	36
1.2	Porosité ouverte et masse volumique des bétons de granulats caoutchouc [8] . .	37
1.3	Effet des granulats d'argile expansée sur la résistance à la compression de bétons [9] . . . . .	39
1.4	Mortier de référence . . . . .	56
1.5	Mortiers de granulats d'argile expansée . . . . .	57
1.6	Mortiers de granulats caoutchouc . . . . .	57
1.7	Mortiers de polymères . . . . .	57
1.8	Classes de consistance à l'état frais en fonction de l'affaissement au cône d'Abrams	58
1.9	Mortiers de granulats d'argile expansée : dosages en adjuvants et propriétés à l'état frais . . . . .	61
1.10	Mortiers de granulats caoutchouc : dosages en adjuvants et propriétés à l'état frais	62
1.11	Mortiers de polymères : propriétés à l'état frais . . . . .	62
1.12	Propriétés physiques des mortiers de granulats d'argile expansée . . . . .	63
1.13	Propriétés physiques théoriques des mortiers de granulats d'argile expansée . .	63
1.14	Propriétés physiques des mortiers de granulats caoutchouc . . . . .	64
1.15	Propriétés physiques théoriques des mortiers de granulats caoutchouc . . . . .	65
1.16	Propriétés mécaniques des mortiers de granulats d'argile expansée . . . . .	65
1.17	Propriétés mécaniques des mortiers de granulats caoutchouc . . . . .	67
2.1	Principales caractéristiques des fibres étudiées [51] [52] . . . . .	77
2.2	Effet de la longueur et fraction volumique des fibres polypropylène sur l'état frais [30] . . . . .	78
2.3	Effet du dosage, des dimensions et de la forme des fibres métalliques sur la teneur en air occlus [53] . . . . .	80
2.4	Effet de la fraction volumique en fibres métalliques sur la résistance en flexion [36] . . . . .	87
2.5	Principales caractéristiques des fibres étudiées . . . . .	101
2.6	Formulations de mortier de référence avec fibres polypropylène S25 . . . . .	102
2.7	Formulations de mortier de référence avec fibres métalliques Dramix . . . . .	102
2.8	Formulations de mortier de référence avec divers dosages en fibres ruban Fibraflex 30mm . . . . .	102
2.9	Formulations de mortier à module réduit avec divers dosages en fibres ruban Fibraflex 30 mm . . . . .	102
2.10	Propriétés à l'état frais des mortiers de référence avec fibres S25 . . . . .	103

2.11	Propriétés à l'état frais des mortiers de référence avec fibres Dramix . . . . .	103
2.12	Propriétés à l'état frais des mortiers de référence avec fibres Fibraflex . . . . .	103
2.13	Propriétés à l'état frais des mortiers à module réduit avec fibres Fibraflex 30 mm	103
2.14	Propriétés physiques des mortiers de référence avec fibres S25 . . . . .	104
2.15	Propriétés physiques des mortiers de référence avec fibres Dramix . . . . .	105
2.16	Propriétés physiques des mortiers de référence avec fibres Fibraflex 30mm . . .	105
2.17	Propriétés physiques des mortiers à module réduit avec fibres Fibraflex 30 mm .	105
2.18	Propriétés mécaniques des mortiers de référence avec fibres S25 . . . . .	106
2.19	Propriétés mécaniques des mortiers de référence avec fibres Dramix . . . . .	106
2.20	Propriétés mécaniques des mortiers de référence avec fibres Fibraflex 30mm . .	106
2.21	Propriétés mécaniques des mortiers à module réduit avec fibres Fibraflex 30 mm	107
2.22	Energies absorbées lors des essais pour les mortiers de référence avec fibres synthétiques et Dramix . . . . .	114
2.23	Energies absorbées lors des essais pour les mortiers de référence avec fibres Fibraflex 30 mm . . . . .	114
2.24	Energies absorbées lors des essais pour les mortiers à module réduit avec fibres Fibraflex 30 mm . . . . .	114
3.1	Compositions des mortiers de granulats d'argile expansée AM 4/8 650 . . . . .	123
3.2	Mortier de référence : composition de base . . . . .	123
3.3	Mortier fibré à module réduit : composition de base . . . . .	123
3.4	Mortiers de référence : adjuvants et propriétés à l'état frais . . . . .	123
3.5	Mortiers fibrés à module réduit : adjuvants et propriétés à l'état frais . . . . .	123
3.6	Valeur de $k_n$ pour le fractile à 5% . . . . .	124
3.7	Valeur de $k_n$ pour le fractile à 5% à l'ELU . . . . .	124
3.8	Mortiers de référence : propriétés statistiques de la résistance en compression par gâchée . . . . .	126
3.9	Mortiers fibrés à module réduit : propriétés statistiques de la résistance en compression par gâchée . . . . .	126
3.10	Propriétés statistiques de la résistance en compression pour l'ensemble des gâchées . . . . .	126
3.11	Prédictions du module d'élasticité avec la masse volumique et la résistance en compression - Eurocode 2 partie 1.4 - résultats de la littérature . . . . .	139
3.12	Prédictions du module d'élasticité avec la masse volumique et la résistance en compression - Eurocode 2 partie 1.4 - résultats expérimentaux . . . . .	139
3.13	Prédictions de la résistance en traction avec la masse volumique et la résistance en compression - résultats expérimentaux . . . . .	140
3.14	Facteur de modification pour le calcul de $s_s$ . . . . .	148
3.15	Détermination de la résistance requise (écart-type inconnu) . . . . .	148
3.16	Détermination de la résistance requise (écart-type connu) . . . . .	149
3.17	Coefficients $\alpha$ and $\beta$ de l'ACI 209 [54] . . . . .	150
3.18	Prédictions du module d'élasticité avec la masse volumique et la résistance en compression - ACI 318 - résultats de la littérature . . . . .	154
3.19	Prédictions du module d'élasticité avec la masse volumique et la résistance en compression - ACI 318 - résultats expérimentaux . . . . .	155

4.1	Granulométrie du sable . . . . .	182
4.2	Granulométrie des granulats d'argile expansée . . . . .	182
4.3	Granulométrie des granulats caoutchouc . . . . .	182
4.4	Epaisseurs des ITZ . . . . .	187
4.5	Paramètres A . . . . .	187
4.6	Paramètres B . . . . .	187
4.7	Compositions des mortiers de sable . . . . .	191
4.8	Module d'élasticité des mortiers de sable : mesures expérimentales et prédictions	192
4.9	Module d'élasticité des mortiers de granulats d'argile expansée : mesures expérimentales et prédictions . . . . .	193
4.10	Module d'élasticité des mortiers de granulats caoutchouc : mesures expérimentales et prédictions . . . . .	194





# Introduction générale

## Contexte de la thèse

Cette thèse réalisée en convention CIFRE (entreprise MENARD) est relative au développement et la caractérisation de matériaux cimentaires destinés à la réalisation de colonnes à module contrôlé (CMC). Cette technique a été mise au point par l'entreprise MENARD sous le nom de procédé CMC ; elle consiste à insérer un réseau d'inclusions rigides afin d'améliorer la portance et/ou réduire les tassements verticaux du sol. Ces inclusions peuvent être en bois, en métal, en matériau granulaire ou en matériau cimentaire. Dans ce dernier cas, le matériau cimentaire est généralement coulé en place dans le sol ; c'est le cas du procédé CMC.

## Fonctionnement général des CMC

### Cas général

La figure 1 montre la configuration classique des CMC sous un dallage : les charges verticales du dallage sont partiellement transmises aux CMC à travers un matelas de répartition (ou de transfert) en matériau granulaire. La forte résistance en pointe du substrat rigide, ainsi que des phénomènes de frottement latéraux avec le sol mou, permettent aux CMC de reprendre une grande partie des charges verticales. La contrainte dans la couche de sol mou est ainsi diminuée, et ses tassements sont réduits par la présence des CMC.

Il n'y a pas de liaison structurelle entre l'ouvrage supporté et les CMC ; ces dernières sont uniquement destinées à reprendre une partie de ses charges verticales, et en aucun cas ses charges horizontales. Il s'agit ici d'une différence majeure avec des fondations profondes de type pieux. Dans la majeure partie des cas, les CMC sont donc sollicitées en compression simple, avec des contraintes qui peuvent fluctuer entre 0,5 et 5 MPa. Au vu de ces faibles contraintes, il serait naturel d'envisager de diminuer le diamètre des CMC. Cependant, la réduction du diamètre favoriserait l'enfoncement des CMC, et les tassements obtenus seraient plus élevés.

### Situations spécifiques

En sous-pente d'un talus (cf. figure 2 (a)), les charges verticales varient en fonction de la hauteur de terre supportée. Les charges verticales n'étant pas homogènes, les tassements verticaux seront également variables. Les gradients de ces déplacements impliquent des déformations horizontales dans le sol, et donc des charges horizontales pour les CMC qui le renforcent. Ces colonnes sont donc sollicitées simultanément dans les directions verticales et horizontales, c'est-à-dire en flexion composée.

Dans le cas d'un séisme, le sol subit des sollicitations dont l'amplitude et la fréquence sont variables [55]. L'amplitude de cette déformation est fonction de la rigidité du sol. Elle est as-

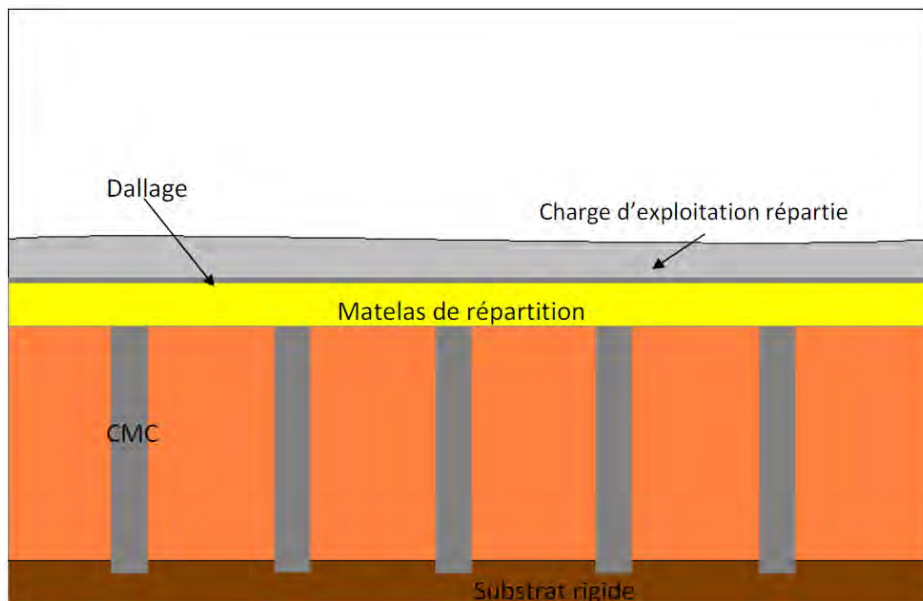


FIGURE 1 – Cas général du renforcement du sol par des CMC

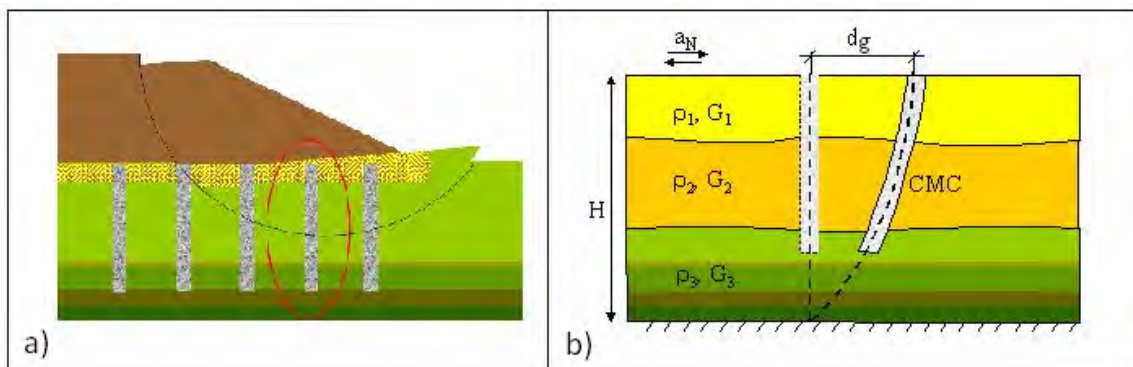


FIGURE 2 – Cas de CMC sollicitées horizontalement : talus (a) et séisme (b)

sez faible dans les sous-couches rigides, et élevée dans les sols mous situés à des profondeurs moindres, comme le montre la figure 2 (b). Là aussi, ce gradient de déformation dans le sol implique une charge horizontale supplémentaire pour la CMC, qui est donc sollicitée en flexion composée. Les charges horizontales de l'ouvrage ne sont pas directement reprises par les CMC, mais dissipées dans le matelas de répartition en matériau granulaire. Cependant, en situation de sol liquéfiable, les CMC permettent d'augmenter le module de cisaillement équivalent et donc le taux de résistance cyclique du sol.

Lorsque les CMC se situent sous un radier ou dallage de plein pied, les conséquences de leur rupture ne seront pas dramatiques, du moins vis-à-vis de la sécurité des biens et des personnes. Lorsqu'une CMC supporte, directement ou indirectement, un élément de structure qui peut être préjudiciable à la sécurité des biens et des personnes, sa rupture fragile devrait être évitée pour minimiser les conséquences d'un événement sismique.

En fonction des proportions entre les charges horizontales et verticales, les sections des CMC

peuvent être entièrement ou partiellement comprimées. Pour une section intégralement comprimée, le dimensionnement suit les mêmes règles qu'en compression simple. Lorsque la section est partiellement comprimée, il faut normalement veiller à ce que la marge entre la contrainte de traction maximale et la résistance en traction propre au matériau soit suffisante. Hélas, la résistance en traction des matériaux cimentaires est négligeable devant leur résistance en compression. De plus, pour un élément qui n'est pas renforcé par des armatures, le risque de rupture fragile est élevé. La CMC demeure confinée dans le sol, ce qui limite les conséquences de sa rupture. Toutefois, cette rupture fragile doit être prévenue dans le cas de structures et bâtiments à enjeux prédominants.

Dans certains cas, l'écart entre les déformations horizontales du sol et des CMC peut être si élevé que même le sol entourant ces dernières dépasse sa pression limite, auquel cas une partie du sol "s'écoule" autour des CMC. Cet écoulement peut être préjudiciable à la pérennité de la CMC et donc du renforcement de sol.

Contrairement au cas général, pour lequel le module d'élasticité de la CMC a peu d'incidence sur sa performance, ce dernier a ici une influence prépondérante sur la déformation et la sollicitation de la CMC. Si le module d'élasticité des CMC est réduit, le contraste entre les déformations horizontales du sol et le déplacement horizontal de la CMC sera plus faible ; les phénomènes d'écoulement seront atténués.

Le contraste entre les rigidités du sol et de la CMC doit cependant rester suffisant pour réduire fortement les tassements verticaux du sol mou. Avec des matériaux cimentaires respectant le cahier des charges de l'entreprise, il est improbable de parvenir à des modules inférieurs au GPa, donc cette dernière condition devrait a fortiori être respectée.

### **Mise en œuvre**

Le matériau cimentaire est mis en œuvre en étant pompé puis injecté dans une tarière creuse, comme le montre la figure 3. Comme le matériau est pompé et qu'il n'est généralement pas vibré, il faut que sa maniabilité soit assez élevée, sans pour autant qu'il ne présente des phénomènes de ressuage (relargage d'un excès d'eau) ou de ségrégation (répartition hétérogène des granulats en fonction de la hauteur).

La hauteur des CMC dépend de la configuration du sol, et peut dépasser 20 m dans certains cas. Une telle hauteur de coulage doit être prise en compte car elle génère de fortes pressions hydrostatiques en bas des colonnes. Certains composants potentiels aux composites cimentaires à développer peuvent être affectés à l'état frais par ces pressions élevées, et ne sont donc pas compatibles avec cette mise en œuvre. De même, un mortier présentant une teneur en air occlus élevée présentera des propriétés différentes en fonction de la hauteur car les bulles seront comprimées et leur volume sera donc réduit. De plus, il y a risque de coalescence des bulles en une poche d'air de grande dimension préjudiciable à la capacité portante de la colonne.

### **Cahier des charges existant**

Un cahier des charges définit les principaux critères de choix du matériau cimentaire. Pour les mélanges cimentaires pompés, un écart doit être marqué entre les dimensions du plus gros granulat et celles du dispositif de pompage. Le cahier des charges prescrit d'utiliser du sable dont la dimension du plus gros grain ne dépasse pas 6 mm. A l'état frais, un affaissement au

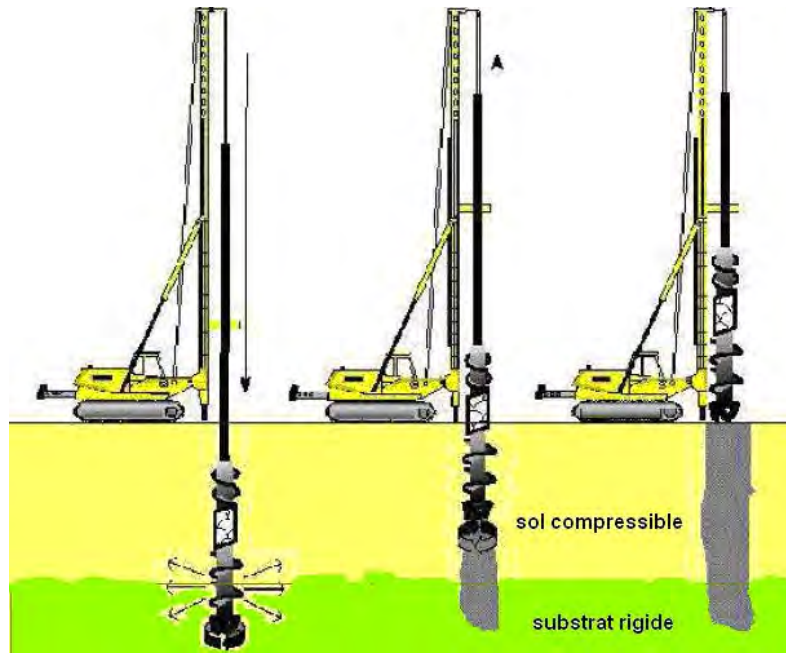


FIGURE 3 – Principe de réalisation des CMC

cône d'Abrams de 20 cm garantit l'aptitude du matériau à être mis en œuvre dans les conditions du procédé. A l'état durci, le cahier des charges prescrit un module élastique de l'ordre de 5 GPa et une résistance en compression à 28 jours comprise entre 5 et 10 MPa.

### Enjeux de la thèse

Le premier objectif est de formuler et de caractériser des matériaux cimentaires dont la résistance en compression et le module d'élasticité sont plus adaptés à cette application. Les matériaux développés respecteront les recommandations du cahier des charges existant quant à la taille du plus gros granulat, à l'affaissement au cône d'Abrams à l'état frais, et à la résistance en compression. Pour le module d'élasticité, l'objectif est d'essayer de trouver des valeurs réduites de ce dernier, tout en conservant une résistance en compression suffisante.

Pour certains cas spécifiques où les colonnes sont sollicitées en flexion composée, il est impossible de garantir que la section des CMC demeure entièrement comprimée. Si une partie de la section est sollicitée en traction, l'éventualité de rupture fragile de la CMC est présente, et peut être rédhibitoire lorsque les colonnes supportent une structure à enjeu prédominant dont la fonctionnalité doit être garantie à tous prix. La solution couramment utilisée dans le génie civil est d'avoir recours à la technique du béton armé, c'est-à-dire de renforcer ces éléments par des armatures. Or cette solution est difficile à réaliser avec des colonnes profondes. De plus, dans le cas d'un séisme, la direction de la charge horizontale est inconnue. Enfin, cette solution est coûteuse en matières premières, et exige un supplément de main d'œuvre.

La solution envisagée ici pour éviter le risque de rupture fragile est le renforcement par des fibres, car ce renforcement serait plus facile à mettre en œuvre, multidirectionnel et homogène. Enfin, cette technique causerait également un surcoût quant aux matières premières, mais ne demanderait pas de supplément de main d'œuvre.

Une fois que des compositions optimisées pour les CMC auront été formulées, il sera nécessaire d'étudier la faisabilité du dimensionnement de CMC réalisées avec ces matériaux. Lors du dimensionnement, le comportement mécanique attribué aux CMC est généralement de type élastique linéaire. Il faut donc une valeur précise du module d'élasticité, propriété qui est généralement estimée par une des formules empiriques disponibles dans les réglementations européennes ou américaines.

De part leur composition ou leurs propriétés, certaines formulations peuvent ne pas respecter le domaine d'application de ces codes réglementaires. Si ces formules empiriques ne sont pas jugées pertinentes avec les matériaux développés durant la thèse, il faudra soit les modifier, soit les remplacer par une mesure directe ou une autre méthode de prédiction.

Pour la prédiction du module d'élasticité, qui est une des propriétés les plus importantes pour le dimensionnement des CMC, utiliser la théorie de la micromécanique peut être un outil complémentaire précis. Le dernier objectif de cette thèse sera donc de développer un modèle basé sur la micromécanique qui puisse être un outil performant et prédictif, pouvant donc s'avérer particulièrement utile lors de la phase de dimensionnement.

### **Plan du mémoire**

Le premier chapitre se concentre sur la formulation et la caractérisation de matériaux cimentaires à bas module. A partir d'une formulation de référence, l'influence de différents produits sur les propriétés à l'état frais, ainsi que sur les propriétés mécaniques à l'état durci est identifiée. Les critères du cahier des charges vis-à-vis de la taille du plus gros granulats, de l'affaissement et de la résistance en compression sont respectés.

Dans le deuxième chapitre, le renforcement de deux matériaux cimentaires (le matériau de référence et un matériau à module d'élasticité réduit) est étudié. Le comportement en flexion contrôlée par déplacement de ces matériaux renforcés par différents types et dosages de fibres permet de juger de l'efficacité de ce renforcement.

Dans le troisième chapitre, les résultats expérimentaux sont comparés avec les résultats prédits par les formules empiriques des principaux codes de construction réglementaires européens et américains.

Enfin, dans le quatrième chapitre, les résultats expérimentaux sont comparés aux prédictions obtenues en utilisant un modèle micromécanique développé durant la thèse.



# Notations des variables

## Chapitre 1

### Paragraphe 1.2.3

$\rho_{app}$  : Masse volumique apparente du corps d'épreuve ( $kg/m^3$ )

$\rho_{eau}$  : Masse volumique de l'eau ( $kg/m^3$ )

$M_{sec}$  : Masse du corps d'épreuve sec ( $kg$ )

$M_{air}$  : Masse du corps d'épreuve imbibé dans l'air ( $kg$ )

$M_{eau}$  : Masse du corps d'épreuve imbibé dans l'eau ( $kg$ )

$p_{acc}$  : Porosité accessible à l'eau (%)

### Paragraphe 1.2.3

$f_{ct,sp}$  : Résistance en traction par fendage (MPa)

$F$  : Charge maximale (N)

$L$  : Longueur de la ligne de contact de l'éprouvette (mm)

$d$  : Diamètre de l'éprouvette (mm)

$f_{Rj}$  : Résistance résiduelle / Contrainte équivalente (MPa)

$F_j$  : Force (N)

$l$  : Longueur entre appuis (mm)

$b$  : Largeur de la section (mm)

$h_{sp}$  : Hauteur de la section entaillée (mm)

### Paragraphe 1.2.4.2

$\rho_{app,th}$  : Masse volumique apparente théorique ( $kg/m^3$ )

$\rho_{app}$  : Masse volumique apparente ( $kg/m^3$ )

$V_{GL}$  : Fraction volumique en granulats d'argile expansée

$V_{GC}$  : Fraction volumique en granulats caoutchouc

$p_{supp}$  : Porosité supplémentaire

### Paragraphe 1.1.1.4

$f_c$  : Résistance en compression du matériau poreux (MPa)

$f_{c0}$  : Résistance en compression du matériau non poreux (MPa)

$\alpha$  : Facteur de taille des pores

$p$  : Porosité

$p_{max}$  : Porosité maximale

## Chapitre 3

### Eurocode 0

$X_d$  : Valeur de calcul de la propriété  $X$

$\eta_d$  : Facteur de conversion

$\gamma_m$  : Coefficient partiel du matériau  $m$  (défini en fonction du type de matériau par les Eurocodes 2 à 9)

$m_X$  : Moyenne de la propriété  $X$

$k_n$  : Coefficient de calcul du fractile à 5 % (tableaux 3.6 et 3.7)

$V_X$  : Coefficient de variation de la propriété  $X$

$f_{5\%}$  : Fractile à 5 %

$X_j$  : Mesure  $j$  de la propriété  $X$

$\sigma$  : Coefficient de variation

$F(X)$  : Fonction de densité de probabilité

### Eurocode 2

$f_{cm}$  : Résistance moyenne en compression du béton après 28 jours (MPa)

$f_{ctm}$  : Résistance moyenne en traction du béton à 28 jours (MPa)

$f_{cm}$  : Résistance moyenne en compression du béton après 28 jours (MPa)

$f_{ctm,sp}$  : Résistance moyenne en traction par fendage du béton à 28 jours (MPa)

$f_{ck}$  : Résistance caractéristique en compression du béton (MPa)

$f_{cd}$  : Résistance de calcul en compression du béton (MPa)

$\alpha_{cc}$  : Coefficient de sécurité en compression du béton

$\alpha_{ct}$  : Coefficient de sécurité en traction du béton

$\gamma_c$  : Coefficient partiel du béton

$E_{cm}$  : Module d'élasticité sécant du béton (GPa)

$t$  : Echéance en jours

$\beta_{cc}(t)$  : Coefficient d'évolution temporelle du béton

$f_{cm}(t)$  : Résistance moyenne en compression du béton à l'âge de  $t$  jours (MPa)

$E_{cm}(t)$  : Module d'élasticité du béton à l'âge de  $t$  jours (GPa)

### Eurocode 2 part1-4

$q$  : Masse volumique après séchage ( $kg/m^3$ )

$g_E$  : Coefficient de réduction du module d'élasticité

$g_1$  : Coefficient de réduction de la résistance en traction

### ACI 318

$s_s$  : écart-type

$x_i$  : mesure  $i$

$\bar{x}$  : moyenne

$n$  : nombre de mesures

$\bar{s}_s$  : Ecart-type moyenné

$E_c$  : Module d'élasticité du béton (psi)

$w_c$  : Masse volumique après séchage (pcf)

$f'_c$  : Résistance en compression spécifiée (psi)

$f'_{cr}$  : Résistance moyenne en compression requise (psi)



**ACI 209**

$f'_c(t)$  : Résistance en compression du béton à l'âge de  $t$  jours (psi)

$(f'_c)_{28}$  : Résistance en compression du béton à l'âge de 28 jours (psi)

$(f'_c)_{28u}$  : Résistance en compression ultime du béton (dans le temps) (psi)

**Chapitre 4****Notions de micromécanique**

Notations tensorielles générales

$\underline{\underline{T}}$  : Tenseur d'ordre 2 ;

$\underline{\underline{\mathbb{T}}}$  : Tenseur d'ordre 4 ;

$\underline{\underline{\bar{T}}}$  : Moyenne du tenseur d'ordre 2 :

$$\underline{\underline{\bar{T}}} = \frac{1}{3} tr(\underline{\underline{T}})$$

$\underline{\underline{\cdot}}$  : Produit contracté des tenseurs d'ordre 2

Notations de micromécanique

$\underline{\underline{\Sigma}}$  : Tenseur des contraintes macroscopiques

$\underline{\underline{E}}$  : Tenseur des déformations macroscopiques

$\underline{\underline{\sigma}}_i$  : Tenseur des contraintes microscopiques de la phase  $i$

$\underline{\underline{\varepsilon}}_i$  : Tenseur des déformations microscopiques de la phase  $i$

$\underline{\underline{A}}_i$  : Tenseur de localisation de la phase  $i$

$\underline{\underline{C}}_i$  : Tenseur de rigidité de la phase  $i$

$\underline{\underline{S}}_i$  : Tenseur de souplesse de la phase  $i$

$N$  : Nombre de phases  $i$

**Modèle développé**

Tous types de granulat

$f_g$  : Fraction volumique totale en granulats

Interpolation de la distribution granulométrique

$D_k$  : Diamètre d'indice  $k$

$\Delta d$  : Largeur d'intervalle

$p_k$  : Passant pour les diamètres de l'intervalle  $D_k \pm \Delta d$

Propriétés élastiques effectives

$k^{hom}$  : Module de compressibilité effectif

$\mu^{hom}$  : Module de cisaillement effectif

$\underline{\underline{C}}^{hom}$  : Tenseur de rigidité effectif

$\underline{\underline{\mathbb{J}}}$  : Tenseur sphérique de coordonnées  $J_{ijkl}$  telles que :

$J_{ijkl} = \frac{1}{3}I_{ij}I_{kl}$  avec  $I_{ij}$  coordonnées du tenseur unité d'ordre 2

$\mathbb{K}$  : Tenseur déviatorique de coordonnées  $K_{ijkl}$  telles que :

$K_{ijkl} = I_{ijkl} - J_{ijkl}$  avec  $I_{ij}$  coordonnées du tenseur unité d'ordre 2

Variables de la phase  $i$  du granulat de type  $g$  et de dimension  $k$

$f_{i,k}^g$  : Fraction volumique

$r_{i,k}^g$  : Rayon externe limitrophe de la phase

$u_{i,r}$  : Déplacement radial

$u_{i,\theta}, u_{i,\phi}$  : Déplacements ortho-radiaux

$\sigma_{rr,i}$  : Contrainte radiale

$\sigma_{\theta\theta,i}, \sigma_{\phi\phi,i}$  : Contraintes ortho-radiales

$k_i^g$  : Module de compressibilité

$\mu_i^g$  : Module de cisaillement

$\mathbb{A}_{i,k}^g$  : Tenseur de localisation

$A_{i,k}^{sph,g}$  : Facteur de localisation sphérique

$A_{i,k}^{dev,g}$  : Facteur de localisation déviatorique

$r$  : Distance au centre du VER

$F_i, G_i$  : Constantes du chargement sphérique

$A_i, B_i, C_i, D_i$  : Constantes du chargement déviatorique

*Ces notations des variables sont ensuite rappelées au début de chaque chapitre*

# Chapitre 1

## Composites cimentaires à module d'élasticité réduit

### Introduction

Le but de ce chapitre est de répondre à l'objectif principal de cette thèse : la formulation et la caractérisation de composites cimentaires respectant les critères du cahier des charges de l'entreprise Ménard, mais dont les propriétés mécaniques (module d'élasticité et résistance en compression) sont optimisées par rapport à l'application CMC.

La plupart des recherches actuelles dans le domaine des matériaux cimentaires sont focalisées sur des bétons aux hautes performances (résistances supérieures à 50 MPa), voir très hautes performances (résistances supérieures à 100 MPa), des bétons légers de structure ou isolants, et des composites cimentaires de valorisation de déchets ou de sous-produits industriels. Les résistances des premiers sont surdimensionnées par rapport aux contraintes auxquelles sont couramment soumises les CMC. Les éléments isolants, eux, présentent généralement des résistances trop faibles (0.5 à 5 MPa). Les composites cimentaires de valorisation présentent des résistances variables, comprises entre celles des matériaux isolants et des bétons structurels, selon la nature du matériau valorisé et sa fraction volumique au sein du composite cimentaire.

Un état de l'art est d'abord présenté afin de faire l'inventaire des matériaux et produits commerciaux susceptibles d'être utilisés dans les formulations à développer. Ensuite, une deuxième section présente la caractérisation expérimentale de différentes formulations potentiellement utilisables pour réaliser des CMC.

## Notation des variables

### Paragraphe 1.2.3

$\rho_{app}$  : Masse volumique apparente du corps d'épreuve ( $kg/m^3$ )

$\rho_{eau}$  : Masse volumique de l'eau ( $kg/m^3$ )

$M_{sec}$  : Masse du corps d'épreuve sec ( $kg$ )

$M_{air}$  : Masse du corps d'épreuve imbibé dans l'air ( $kg$ )

$M_{eau}$  : Masse du corps d'épreuve imbibé dans l'eau ( $kg$ )

$p_{acc}$  : Porosité accessible à l'eau (%)

### Paragraphe 1.2.3

$f_{ct,sp}$  : Résistance en traction par fendage (MPa)

$f_{Rj}$  : Résistance résiduelle (MPa)

$F$  : Charge maximale (N)

$F_j$  : Force (N)

$L$  : Longueur de la ligne de contact de l'éprouvette (mm)

$l$  : Longueur entre appuis (mm)

$b$  : Largeur de la section (mm)

$d$  : Diamètre de l'éprouvette (mm)

$h_{sp}$  : Hauteur de la section entaillée (mm)

### Paragraphe 1.2.4.2

$\rho_{app,th}$  : Masse volumique apparente théorique ( $kg/m^3$ )

$\rho_{app}$  : Masse volumique apparente ( $kg/m^3$ )

$V_{GL}$  : Fraction volumique en granulats d'argile expansée

$V_{GC}$  : Fraction volumique en granulats caoutchouc

$p_{supp}$  : Porosité supplémentaire

### Paragraphe 1.1.1.4

$f_c$  : Résistance en compression du matériau poreux (MPa)

$f_{c0}$  : Résistance en compression du matériau non poreux (MPa)

$\alpha$  : Facteur de taille des pores

$p$  : Porosité

$p_{max}$  : Porosité maximale

## 1.1 Etat de l'art

Cette section comporte une investigation bibliographique sur des composites cimentaires susceptibles de donner des modules d'élasticité aussi faibles qu'il se puisse, et des résistances en compression supérieures à 5 MPa (cf. introduction générale).

Les composites cimentaires étant obtenus par le mélange de granulats à une pâte de ciment, devenant la matrice du composite à l'état durci, il faut réduire le module d'au moins l'une de ces phases pour réduire le module effectif global du composite. Une autre solution serait d'augmenter la proportion relative de la phase la moins rigide (la matrice), mais cette solution implique d'augmenter le dosage en ciment, et donc le coût du matériau.

La première partie de cet état de l'art se concentre donc sur la substitution de granulats minéraux classiques (sable, gravillon, . . .) par des granulats plus déformables, et la deuxième partie traite des outils disponibles pour réduire de manière efficace le module d'élasticité de la matrice cimentaire.

### 1.1.1 Réduction du module d'élasticité d'un composite cimentaire par modification du volume granulaire

Les bétons courants comportent des granulats naturels minéraux issus de dépôts alluvionnaires ou du concassage de roches massives. Ces granulats sont utilisés pour un certain nombre de raisons, dont leur disponibilité locale, leur faible coût, leur bonne résistance mécanique, . . . . Cependant ils sont assez rigides, et leur substitution par des granulats plus souples semble être une piste évidente pour la réduction du module d'élasticité du composite cimentaire. Selon la littérature, ces granulats de substitution pourraient être des bulles d'air, des granulats de matières synthétiques, des granulats végétaux, des granulats naturels légers, ou encore des granulats minéraux expansés.

#### 1.1.1.1 Généralités sur les granulats utilisables

De nombreux sous-produits industriels, agricoles, et déchets non recyclables peuvent être utilisés dans les composites cimentaires. Parmi ceux qui ont déjà été étudiés, les plus notables sont les granulats de bétons, briques et autres céramiques recyclés, mais aussi des déchets de matières plastiques d'emballage, de pneumatiques automobiles, des boues de centrales de traitement des eaux usagées, des farines animales, . . . .

On distingue deux principaux types de granulats légers : des granulats dont la structure poreuse est naturelle, comme la pierre ponce, et les granulats expansés artificiellement, le plus souvent par une exposition thermique supérieure à 1 000°C. Dans cette catégorie nommons les granulats d'argile expansée, de schiste expansé, les laitiers de haut fourneau expansés, la perlite, . . . .

Les objectifs fixés impliquent de se concentrer sur les granulats les moins rigides, mais il faut aussi qu'ils permettent de produire un matériau stable, pompable, homogène et durable. Afin d'envisager l'application industrielle à court terme des matériaux développés dans cette thèse, il est important que leur composition ne comporte que des produits dont la régularité et la fiabilité de la ressource soient garanties à l'échelle mondiale compte tenu de l'implantation internationale de Menard. Pour cela, certaines possibilités évoquées ci-dessus sont d'ores et déjà

abandonnées : l'air entraîné, les granulats de matière plastique expansée, les granulats de béton recyclé, ou encore les granulats végétaux.

Ces pistes sont abandonnées pour les raisons suivantes :

- Bulles d'air entraîné : la solution la plus évidente serait de trouver un moyen d'entraîner ou de créer des bulles d'air dans le mélange cimentaire frais, et de les conserver jusqu'à sa prise. Cette solution est cependant incompatible avec les hauteurs de coulage très élevées des CMC. Les bulles d'air vont se comprimer et réduire le volume de produit fini prévu, et si elles coalescent elles pourraient former des poches d'air considérables, néfastes à la capacité portante de la CMC.

- Granulats de matière artificielle expansée : certains granulats artificiels expansés (billes de polystyrène expansé par exemple) peuvent se comprimer sous la pression générée par la hauteur de coulage élevée des CMC, comme le montre la figure 1.1 tirée de [1].

- Granulats de béton recyclé : ces granulats ont une rigidité similaire à celle des bétons de structure, dont ils proviennent, et ne permettent pas de réduire significativement le module d'élasticité.

- Granulats végétaux : ces granulats peuvent agir sur l'hydratation du ciment et générer une diminution drastique de la résistance à la compression.

- Granulats naturels légers : ces granulats étant d'origine volcanique/fossile, leur répartition mondiale est inégale, et ils sont donc principalement utilisés selon cette disponibilité locale.

La suite de cette partie 1.1.1 se concentre donc sur l'effet des granulats minéraux expansés et des granulats caoutchouc sur les mortiers et bétons. Comme le montre la suite de cette partie 1.1.1, ces granulats permettent de réduire significativement le module d'élasticité, et sont disponibles un peu partout dans le monde.

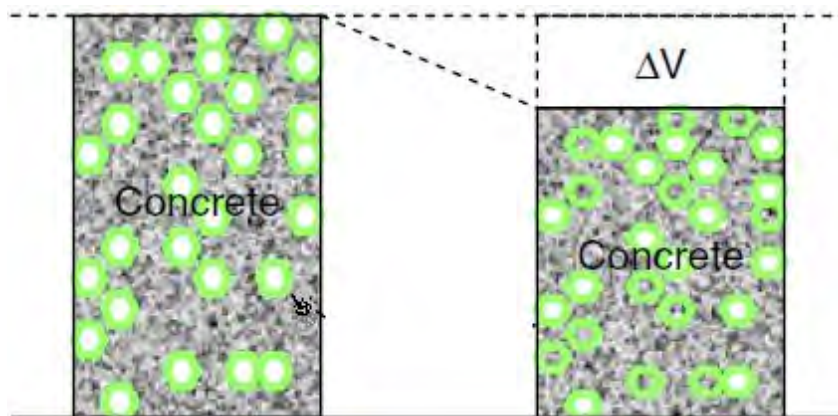


FIGURE 1.1 – Problématique de la compressibilité de certains matériaux artificiels expansés [1]

### Granulats légers

La figure 1.2 tirée de [2] montre quel pourrait être l'intérêt des béton légers par rapport aux bétons classiques pour notre objectif : à résistance égale, le module d'élasticité du béton léger sera plus faible.

Les granulats minéraux expansés artificiellement peuvent être produits sur la plupart du globe, mais leur expansion thermique à de si hautes températures a un coût énergétique, donc économique et écologique, élevé. Les deux types de granulats légers (naturel et expansé) sont montrés sur la figure 1.3. Les granulats expansés artificiellement ont une coquille externe plus dense et rigide que l'intérieur, et une porosité qui est en grande partie fermée. En comparaison avec leurs homologues naturels, ils ont donc en général des masses volumiques légèrement plus élevées, sont plus résistants mécaniquement et absorbent des quantités d'eau moindres.

### Granulats issus des filières de valorisation des déchets

La valorisation des pneumatiques usagés est une priorité environnementale, et leur inclusion dans des matériaux cimentaires a été étudiée depuis plus de vingt ans [56]. La production de différents produits issus de pneumatiques usagés (poudres, granules, chips, fibres, ...) s'est donc développée, et même normalisée (Aliapur en France) : elle comprend des produits de différents types : broyats (25 à 350 mm), granulats (0.8 à 10 mm), poudrette (de dimensions inférieures à 0.8mm), et fibres. Ces différents produits sont montrés sur la figure 1.4 tirée de [3].

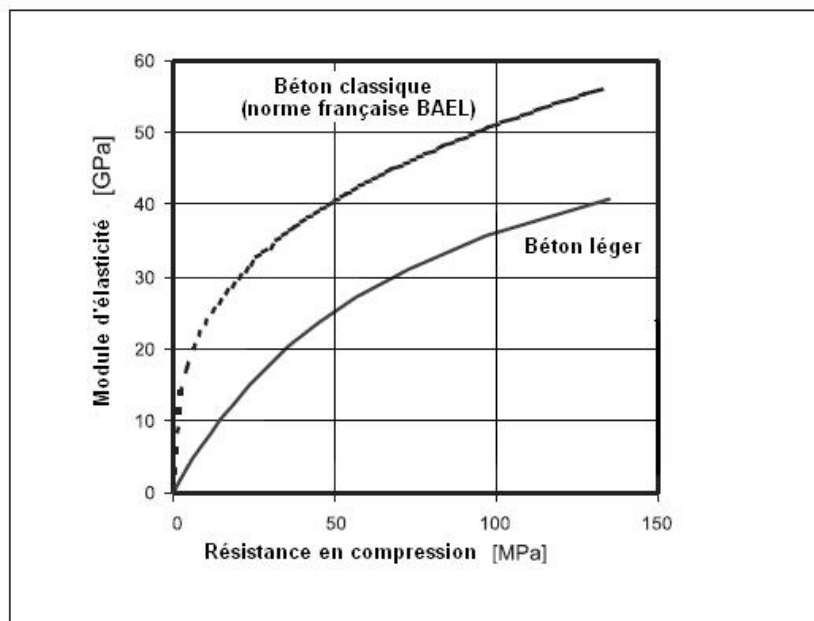


FIGURE 1.2 – Diagramme module d'élasticité - résistance en compression [2]

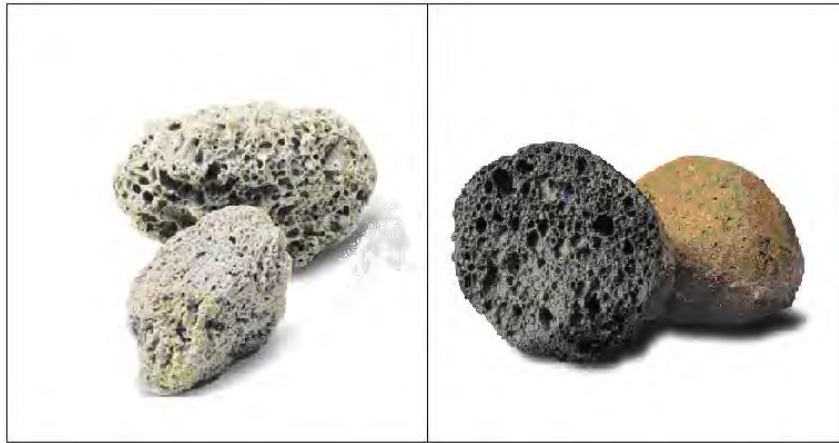


FIGURE 1.3 – Granulats de pierre ponce (gauche) et d'argile expansée (droite)

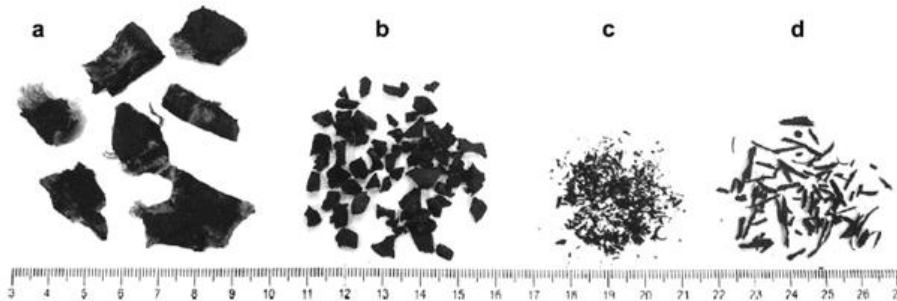


FIGURE 1.4 – Granulats caoutchouc de différentes formes et dimensions : chips (a) , granulats (b), broyats (c) et fibres (d) [3]

### 1.1.1.2 Effets sur les propriétés à l'état frais

#### a. Granulats d'argile expansée

A l'état frais, il peut y avoir une diminution de l'affaissement due aux granulats d'argile expansée. Plusieurs sources (dont [57]) expliquent cela par la diminution du poids volumique du mélange, qui impacte ainsi l'intensité de l'action de la gravité sur ce dernier. De plus, les granulats d'argile expansée présentent des taux d'absorption en eau très importants. Il ne faut pas les ignorer, auquel cas ils pourraient pomper une partie de l'eau efficace présente dans la pâte de ciment et la rendre moins fluide en augmentant les phénomènes de friction entre grains. Ces précautions peuvent être la pré-saturation en eau des granulats par immersion dans l'eau [12], ou l'ajout à la formulation initiale d'une quantité d'eau correspondant à l'absorption des granulats [13].

La figure 1.5 tirée de [4] montre l'impact du temps de pré-saturation des granulats d'argile expansée sur l'affaissement et la résistance en compression du béton. Le fait de pré-saturer les granulats, en plus d'améliorer la maniabilité à l'état frais (affaissement plus élevé), a aussi une conséquence favorable sur la résistance à la compression du béton.

#### b. Granulats caoutchouc

Les granulats caoutchouc génèrent plus de phénomènes de friction que des granulats naturels roulés, et ils ont également une densité plus faible. L'affaissement d'un béton comportant des



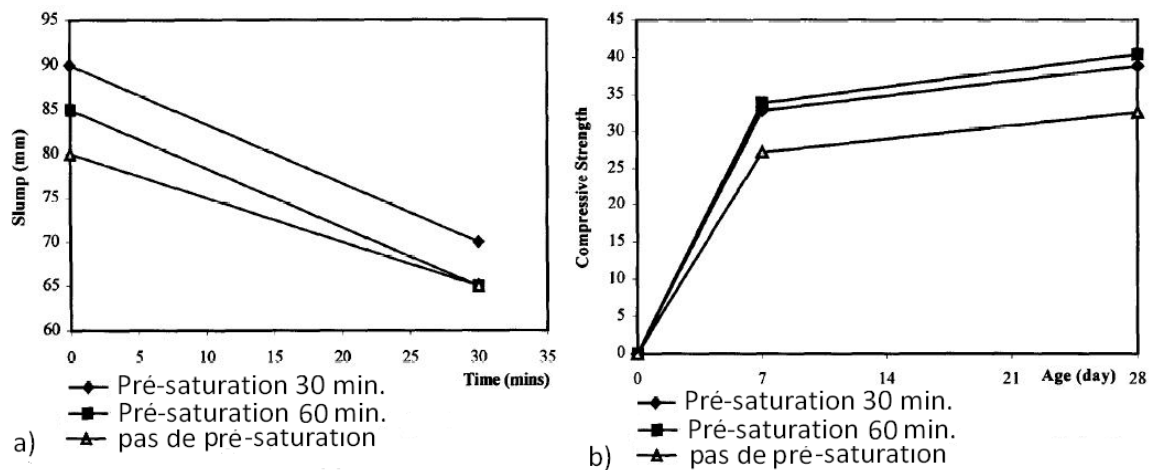


FIGURE 1.5 – Effet de la pré-saturation des granulats d'argile expansée sur l'affaissement (a) et la résistance à la compression (b) [4]

granulats caoutchouc est diminué dans la plupart des études menées [58],[59], ... Ce phénomène reste irrégulier, et ne peut donc être considéré systématique. Khaloo et al. [5], quant à eux, ont trouvé que la substitution de sable par des granulats de caoutchouc fins (1-10mm) augmentait le slump jusqu'à un pic à 15 % de remplacement volumique, puis le faisait diminuer, ce pour un slump du mélange de contrôle d'environ 5cm (figure 1.6).

A l'opposé, Aiello et al. [60] ont remarqué une augmentation du slump pour des bétons incorporant des granulats caoutchouc, gros ou fins, d'une classe S4 vers une classe S5. Pour Raghvan et al. [61], les mortiers comportant des granulats caoutchouc ont des ouvrabilités similaires ou meilleures que celles de mortiers de référence.

Les travaux de Bonnet [6] confirment que les granulats caoutchouc induisent une perte de maniabilité, ce en mesurant le temps d'écoulement au maniabilimètre LCL, comme le montre la figure 1.7.

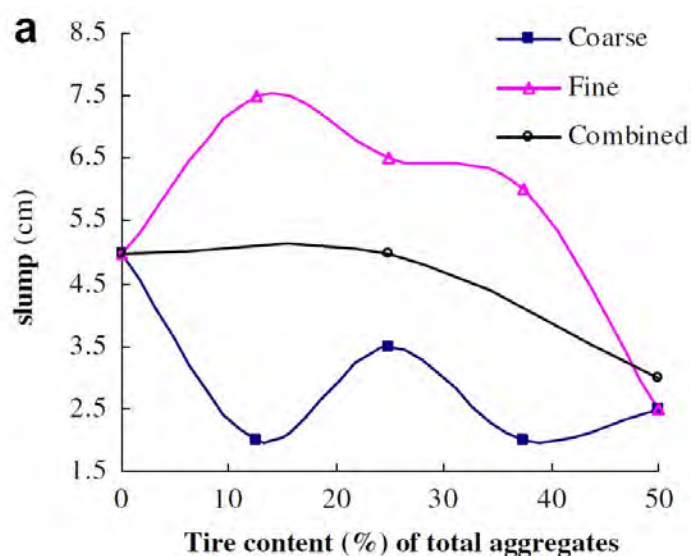


FIGURE 1.6 – Evolution de l'affaissement en fonction du dosage en granulats caoutchouc [5]

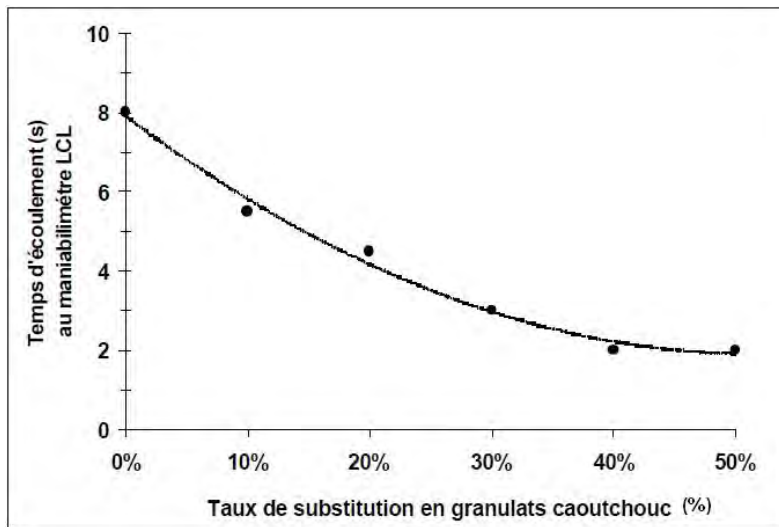


FIGURE 1.7 – Evolution de la maniabilité en fonction du dosage en granulats caoutchouc [6]

Certains auteurs, dont Turatsinze et Garros [7], ont constaté que les granulats caoutchouc, plus légers que le mélange auquel ils sont incorporés, ont une forte propension à remonter en partie supérieure du mélange, comme le montre la figure 1.8 tirée de [7]. L'adjonction d'un agent de viscosité permet de contrer ce phénomène rédhibitoire.



FIGURE 1.8 – Phénomène de ségrégation des granulats caoutchouc en partie supérieure de l'éprouvette [7]

De plus, les granulats caoutchouc sont hydrophobes, et leurs surfaces sont rugueuses car ils sont produits par broyage. La combinaison de ces deux caractéristiques implique l'augmentation de la teneur en air occlus, comme le montre la figure 1.9 tirée de [8].

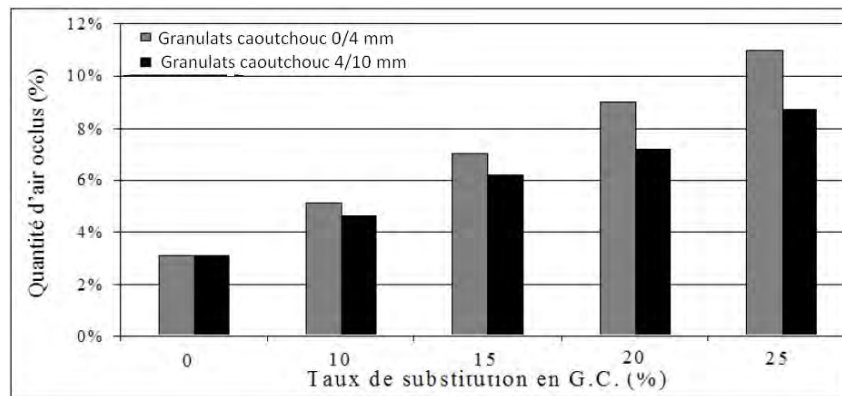


FIGURE 1.9 – Effet des granulats caoutchouc sur la teneur en air occlus [8]

### 1.1.1.3 Effets sur les propriétés physiques à l'état durci

#### a. Granulats d'argile expansée

La masse volumique des bétons d'argile expansée diminue quand la quantité de granulats d'argile expansée qu'il contient augmente car ces derniers sont deux à trois fois moins denses qu'un granulats naturel classique.

La porosité ouverte augmente très légèrement avec des granulats d'argile expansée qui ont un fort taux d'absorption en eau (série 0/4 650 A de la figure 1.10), mais peut diminuer lorsque ces granulats présentent des coques externes peu poreuses. Selon Ke [9], ce phénomène est dû au bouchage de la coquille externe des granulats d'argile expansée par la pâte de ciment ; l'eau ne peut plus pénétrer les granulats d'argile expansée après que le matériau ait pu s'hydrater.

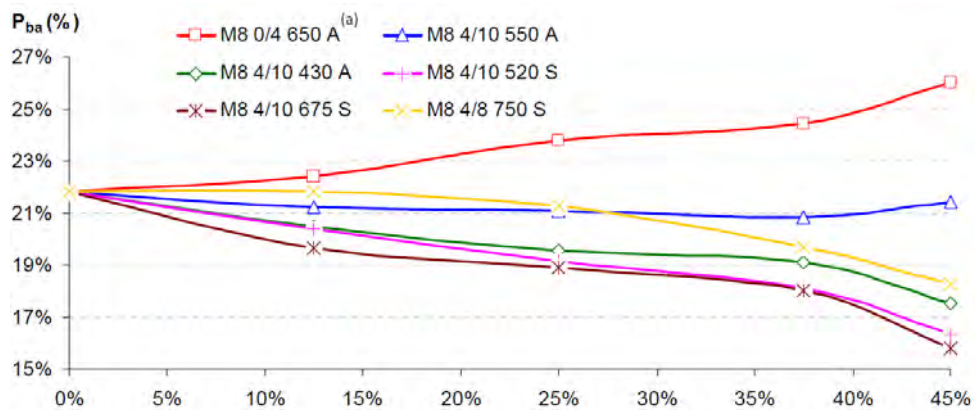


FIGURE 1.10 – Effet des granulats d'argile expansée sur la porosité accessible à l'eau [9]

(a) : signification de M8 0/4 650 A :

M8 : type de mortier

0/4 : classe granulométrique des granulats d'argile expansée

650 : masse volumique des granulats d'argile expansée secs en vrac

A : argile (S pour schiste)

La porosité de la coque des granulats d'argile expansée permet donc à la pâte de ciment de la pénétrer, ce qui garantit une continuité mécanique entre la matrice cimentaire et ces granulats. De nombreux paramètres influent sur les phénomènes, comme la porosité de la coque du

granulat, la forme de sa surface externe, sa nature chimique, ... De manière générale, il est possible de négliger dans certains cas la zone interfaciale de transition (ITZ) des granulats d'argile expansée. Le tableau 1.1 consigné par Ke et al. [50] résume les observations de différentes sources [62] [63] [64] [65].

Dans certains cas, le module d'élasticité de la pâte de ciment n'est pas affecté par le granulat léger ( $\frac{E_i}{E_m} = 1$ ).

	Granulat léger	Gravier
Épaisseur d'ITZ	5 - 60 [62] [63]	50 - 100 [62] [63]
$\frac{E_i}{E_m}$	1/2 - 1 [64] [65]	1/6 - 1 [64] [65]

Tableau 1.1 – Caractéristiques des ITZ pour les granulats légers (argile ou schiste expansé) et classiques (gravier) [50]

Wasserman et Bentur [10] ont étudié les interactions entre la matrice cimentaire et différents granulats d'argile expansée. Les auteurs ont notamment mis en évidence l'influence du taux d'absorption en eau de ces granulats sur la microstructure de leur ITZ et leur résistance à la compression, comme le montrent les figures 1.11 et 1.12 tirées de [10].

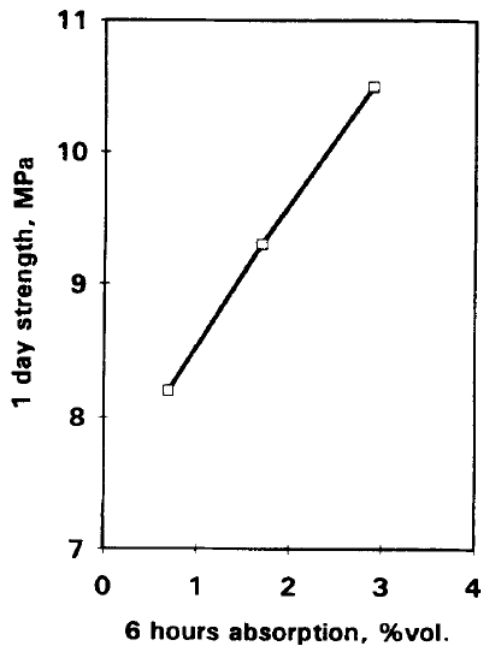


FIGURE 1.11 – Effet du taux d'absorption des granulats d'argile expansée sur la résistance en compression [10]

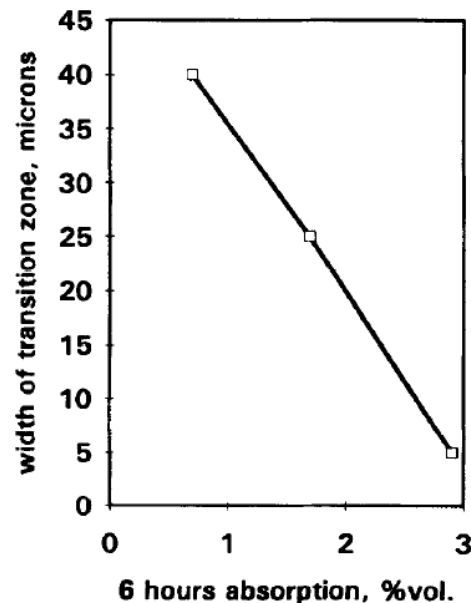


FIGURE 1.12 – Effet du taux d'absorption des granulats d'argile expansée sur l'épaisseur de leur ITZ [10]

### b. Granulats caoutchouc

Tout comme les granulats d'argile expansée, la substitution de granulats classiques par des granulats caoutchouc, plus légers, implique une diminution de la masse volumique, comme le montre le tableau 1.2 tiré de [8]. L'air occlus supplémentaire entraîné par les granulats caoutchouc lors du malaxage favorise cette diminution de la masse volumique, et tend également à augmenter la porosité ouverte du béton (cf. tableau 1.2).

Taux de substitution (%)	0	10	15	20	25
Porosité (%)	13,3	14,5	15,5	18,1	20,6
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	2294	2181	2060	1946	1849

Tableau 1.2 – Porosité ouverte et masse volumique des bétons de granulats caoutchouc [8]

Comme il a été vu précédemment, les surfaces extérieures des granulats caoutchouc, de nature hydrophobe, ont tendance à entraîner des bulles d'air. Ces dernières peuvent se déplacer en partie vers le cœur de la matrice cimentaire ou rester piégées à la surface des granulats caoutchouc. Dans ce dernier cas, elles empêcheront à la pâte de ciment d'adhérer aux granulats, comme le montre la figure 1.13 tirée de [11].

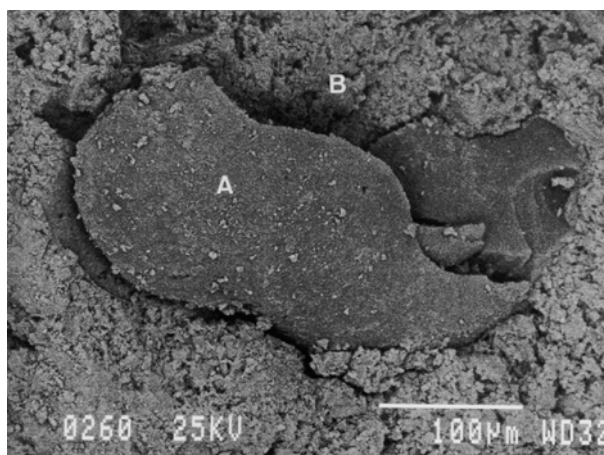


FIGURE 1.13 – Granulat caoutchouc noyé dans la pâte de ciment [11]

A : Granulat caoutchouc

B : Pâte de ciment

#### 1.1.1.4 Effets sur les propriétés mécaniques à l'état durci

##### a. Granulats d'argile expansée

###### Résistance en compression

La diminution de la masse volumique s'accompagne d'une diminution des résistances mécaniques, mais aussi du module d'élasticité. Pour les bétons ordinaires contenant uniquement des granulats roulés ou concassés d'origine minérale, le point faible du matériau se situe aux zones interfaciales entre matrice et granulats, ainsi qu'au cœur de la matrice. Pour les bétons comportant des granulats d'argile expansée, la face de rupture ne passe pas au cœur des granulats. Dans

le cas de bétons de granulats d'argile expansée, les granulats, bien qu'acteurs dans le comportement mécanique du composite, sont en général moins résistants que la matrice cimentaire ; les faces de rupture de ces échantillons peuvent montrer des granulats fracturés, comme le montre la figure 1.14 tirée de [12].

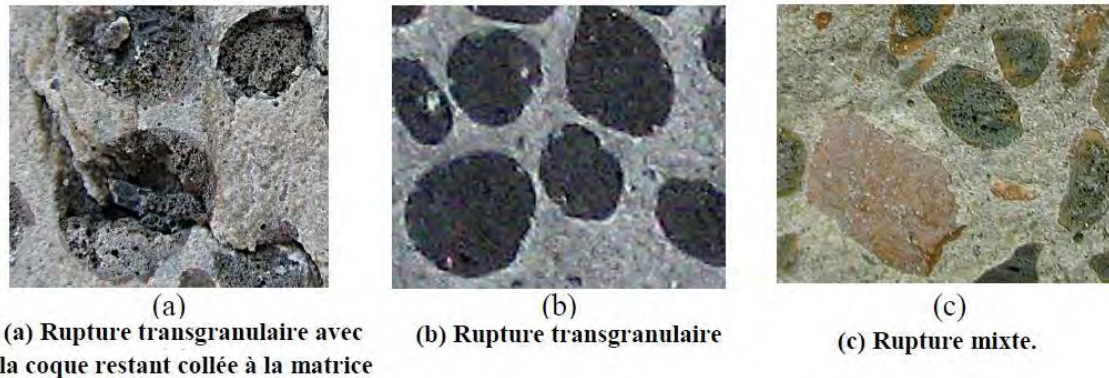


FIGURE 1.14 – Faciès de rupture de bétons d'argile expansée [12]

Chen et al. [13] ont mis en évidence l'existence d'une "dividing strength". Il s'agit en réalité d'une valeur de contrainte qui est directement liée à un squelette granulaire fixe comportant un mélange de granulats naturels minéraux et de granulats expansés. Si ce squelette granulaire venait à être renforcé par une matrice cimentaire dont la résistance mécanique est très importante, la résistance en compression du béton ne pourrait pas dépasser cette valeur FG.

La figure 1.15 montre la variation de la résistance d'un béton ordinaire et d'un béton de granulats d'argile expansée en fonction de la résistance du mortier que comportent ces bétons. Pour le béton ordinaire, la relation entre ces deux résistances est linéaire (avec un coefficient de proportionnalité proche de 1) alors que pour le béton de granulats d'argile expansée, la phase de proportionnalité s'étend jusqu'à une valeur de résistance en compression du béton léger FG, intrinsèque aux volume et résistance des granulats d'argile expansée du matériau. Lorsque la résistance du mortier dépasse cette valeur FG, la résistance en compression du béton léger augmente encore, mais dans de très faibles proportions.

Selon Ke et al. [12], certains granulats d'argile expansée sont suffisamment résistants et déformables pour que la résistance ne soit pas limitée par les granulats, mais par la matrice (matrice ordinaire de résistance en compression de 40 MPa), comme c'est le cas pour les granulats 4/10 675 S et 4/8 750 S encadrés dans le tableau 1.3 tiré de [12]. Les granulats d'argile expansée semblent donc être une piste intéressante pour notre problématique, car ils permettraient de diminuer le module d'élasticité de nos composites cimentaires sans que la résistance en compression ne soit fortement réduite.

### Module d'élasticité

Les granulats d'argile expansée ont des modules d'élasticité inférieurs à 17 GPa [66], alors que ceux des granulats classiques sont généralement compris entre 50 et 90 GPa ; par exemple, Hirsch [67] a trouvé des modules de Young respectifs de 59 et 75 GPa pour du gravier et du sable d'Ottawa. Il a aussi démontré dans cette même publication que le module d'élasticité du béton dépend avant tout du volume et du module des granulats. A volume de granulats

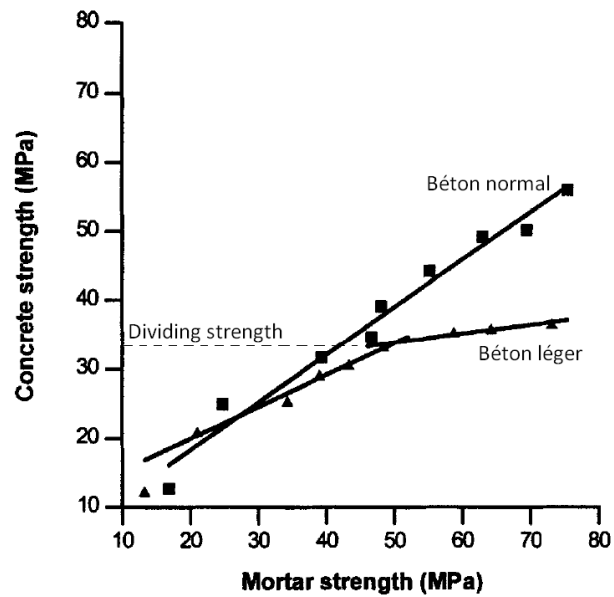


FIGURE 1.15 – Evolutions des résistances en compression du béton composite par rapport à celles de la matrice [13]

Résistance à la compression uniaxiale des bétons $f_c$ (MPa)																
Vg	0%				12,5%			25%			37,5%			45%		
	moyenne	Écart type	Écart type relatif		moyenne	Écart type	Écart type relatif	moyenne	Écart type	Écart type relatif	moyenne	Écart type	Écart type relatif	moyenne	Écart type	Écart type relatif
M8	0/4 650 A	40,18	1,17	2,9%	36,46	0,17	0,5%	30,81	1,09	3,5%	27,16	0,61	2,2%	24,91	0,4	1,6%
	4/10 550 A				39,03	0,47	1,2%	33,99	0,48	1,4%	28,63	0,15	0,5%	27,79	0,63	2,3%
	4/10 430 A				37,17	0,15	0,4%	32,18	0,35	1,1%	27,8	0,4	1,4%	25,79	1,75	6,8%
	4/10 520 S				38,07	0,28	0,7%	35,19	0,32	0,9%	30,46	1,04	3,4%	28,84	0,41	1,4%
	4/10 675 S				42,17	1,79	4,2%	36,75	1,85	5,0%	39,14	0,79	2,0%	43,26	2,09	4,8%
	4/8 750 S				42,31	0,25	0,6%	42,02	0,52	1,2%	43,12	0,53	1,2%	42,63	1,33	3,1%
M9	0/4 650 A	64,18	0,83	1,3%	56,35	0,1	0,2%	44,21	0,47	1,1%	37,25	0,34	0,9%	33,15	0,11	0,3%
	4/10 550 A				50,9	0,49	1,0%	36,37	0,69	1,9%	32,8	0,98	3,0%	33,56	0,45	1,3%
	4/10 430 A				45,55	0,16	0,4%	36,52	0,83	2,3%	29,65	1,5	5,1%	30,79	0,75	2,4%
	4/10 520 S				55,67	0,29	0,5%	50,53	0,18	0,4%	41,72	1,21	2,9%	38,35	1,1	2,9%
	4/8 750 S				59,44	0,91	1,5%	57,69	0,88	1,5%	56,2	1,43	2,5%	50,01	0,69	1,4%
	0/4 650 A				85,96	2,42	2,8%	70,23	0,93	1,3%	55,62	1,09	2,0%	45,15	0,75	1,7%
4/10 550 A	64,63	0,24	0,4%	50,3				0,02	0,0%	38,92	0,51	1,3%	39,51	0,45	1,1%	
4/10 430 A	62,84	0,25	0,4%	46,41				0,88	1,9%	39,39	0,81	2,1%	33,95	0,74	2,2%	
4/10 520 S	70,72	1,57	2,2%	59,48				1,08	1,8%	47,59	0,73	1,5%	42,27	1,05	2,5%	
4/8 750 S	81,71	1,69	2,1%	77,95				1,32	1,7%	75,4	0,44	0,6%	73,2	0,24	0,3%	

Tableau 1.3 – Effet des granulats d'argile expansée sur la résistance à la compression de bétons [9]

$V_g$  : Fraction volumique de granulats expansés

M 8 0/4 650 A : cf. légende figure 1.10

fixe, le module d'élasticité du béton augmente quand celui des granulats augmente, et vice-versa. La substitution de granulats classiques par des granulats d'argile expansée amène donc systématiquement une diminution du module d'élasticité du béton, comme le montre la figure 1.16 tirée de [9]. Les résultats de [9] avec les granulats 0/4 650 A et le mortier M8 (cf. tableau 1.3 et figure 1.16) en argile expansée montrent que pour une fraction volumique en granulats de 45 %, la résistance est réduite de 38 % et le module de 45 %. Dans ces mêmes conditions, et pour les granulats 4/8 675 S en schiste expansé, la résistance augmente de 6 % et le module est réduit de 14 %.

Il faut cependant garder à l'esprit que les granulats d'argile expansée les plus résistants sont aussi les plus rigides, et qu'ils diminueront donc le module de Young du composite cimentaire de manière moins efficace, comme le montre la figure 1.16 tirée de [9].

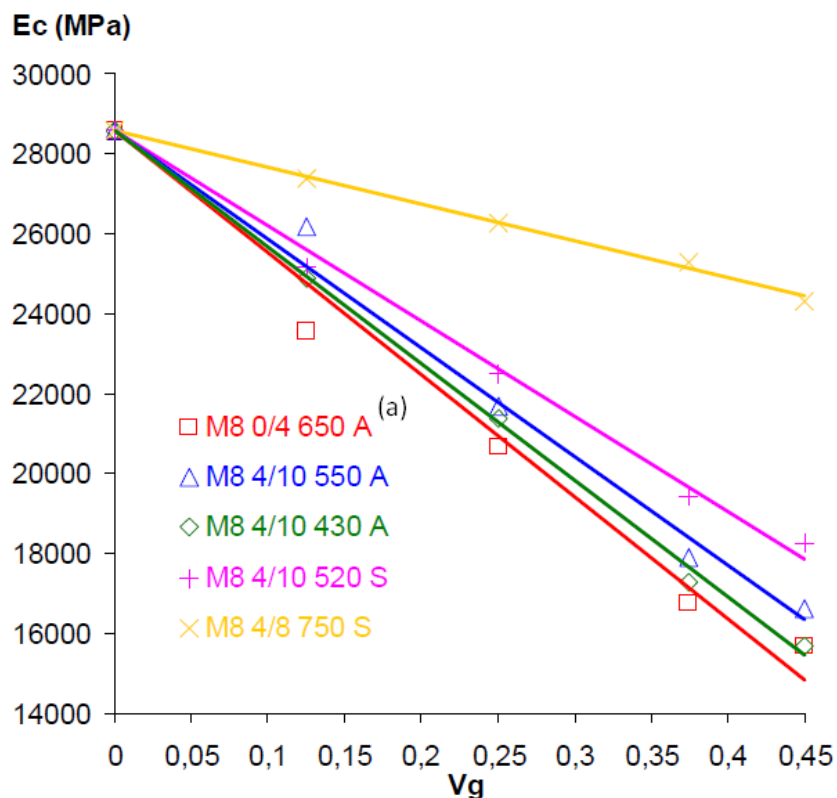


FIGURE 1.16 – Effet de la fraction volumique en granulats d'argile expansée sur le module d'élasticité [9]

(a) : cf. légende figure 1.10

### Comportement en traction et flexion

La figure 1.17 tirée de [14] montre l'effet du dosage en granulats d'argile expansée sur la charge et la déformation au pic en flexion. Dans cette étude, les granulats d'argile expansée impliquent systématiquement une diminution de la résistance en flexion. Par contre, la déformation au pic peut être diminuée ou augmentée dans de faibles proportions selon les propriétés et les dimensions des granulats.



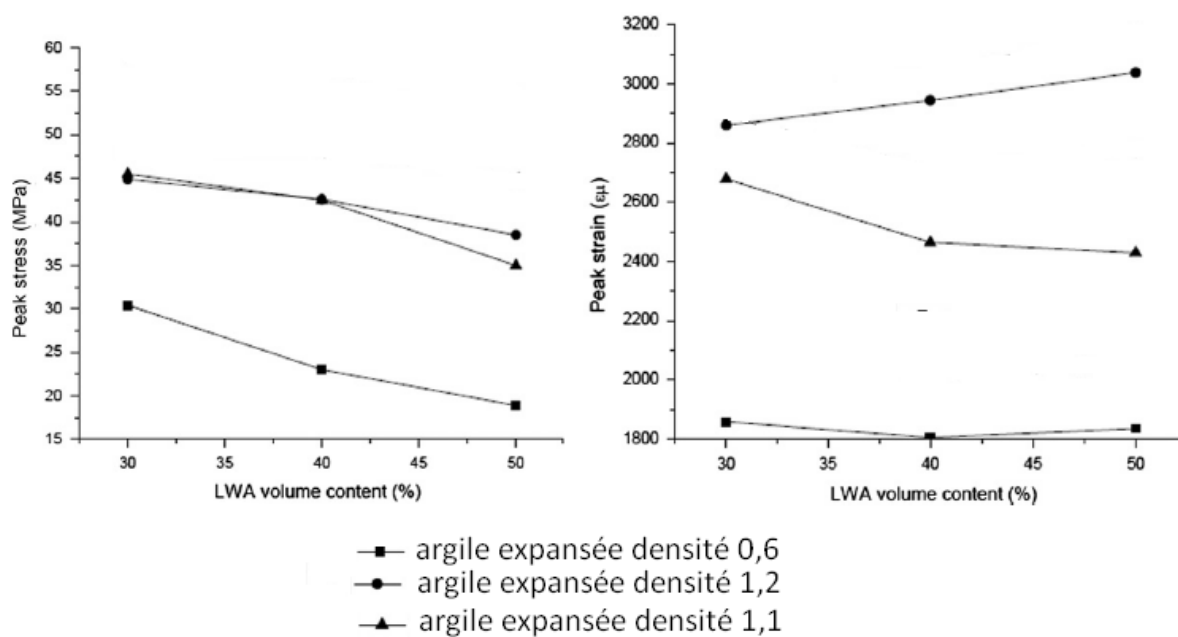


FIGURE 1.17 – Effet des granulats d’argile expansée sur la charge et déformation au pic en flexion [14]

## b. Granulats caoutchouc

### Résistance en compression

Les granulats caoutchouc sont considérablement plus souples que la matrice cimentaire, et les interfaces entre ces derniers et la pâte de ciment sont encore plus larges et poreux qu’avec des granulats naturels classiques. La résistance à la compression diminue donc systématiquement quand le dosage en granulats caoutchouc augmente (cf. figure 1.18).

### Module d’élasticité

Pour les mêmes raisons qu’avec les granulats d’argile expansée, le module d’élasticité du béton diminue, comme le montre la figure 1.18 tirée de [7]. Pour un taux de substitution de 25 % des granulats naturels par des granulats caoutchouc, la résistance en compression est réduite de 86 % et le module de 71 %.

### Résistance en traction par fendage

Les granulats caoutchouc diminuent les résistances en traction, flexion et compression dans des proportions très similaires, comme le montre la figure 1.19 tirée de [15]. Pour ces trois modes de sollicitation, le facteur de réduction (strength reducing factor en anglais) est quasiment le même pour l’ensemble des taux de substitution du sable par des granulats caoutchouc. Lorsque la totalité du sable est remplacée par des granulats caoutchouc, la résistance mécanique est réduite de 80 % en flexion et de 90 % en traction et en compression. On remarque que pour l’ensemble des formulations, le rapport résistance en traction/résistance en compression est de 9 à 12 %, et le rapport résistance en flexion/résistance en compression est de 13 à 17 %.

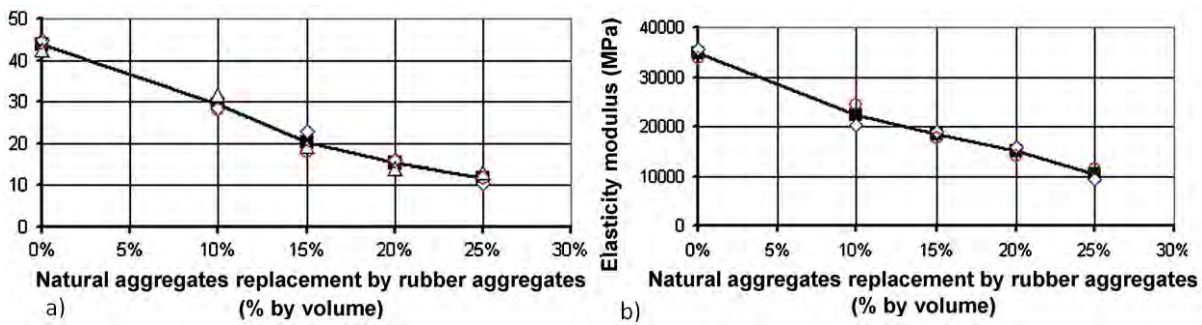


FIGURE 1.18 – Effet des granulats caoutchouc sur la résistance en compression (a) et le module d'élasticité (b) [7]

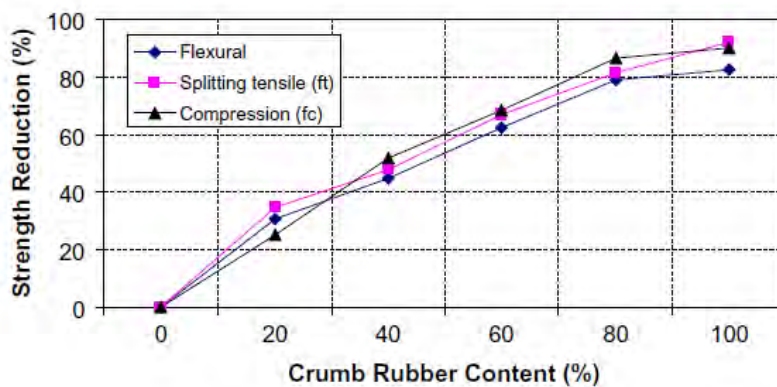


FIGURE 1.19 – Effet des granulats caoutchouc sur la réduction des résistances en flexion/traction/compression [15]

### Comportement en traction et flexion

Les résistances en flexion et traction suivent la même tendance que la résistance en compression, mais il y a néanmoins une amélioration du comportement mécanique en traction et en flexion des bétons par les granulats caoutchouc : ils tolèrent des déformations plus élevées jusqu'au pic et à la rupture. La figure 1.20 tirée de [16] montre les courbes de traction directe de mortiers incorporant 0, 20 et 30 % de substitution du sable par des granulats caoutchouc ; la résistance diminue, mais les déformations au pic et à la rupture sont plus élevées. Aussi, le matériau semble moins fragile, c'est-à-dire qu'il existe une phase de comportement post-pic entre le pic de charge et la rupture qui est plus importante.

### Comparaison des résistances et modules d'élasticité en compression

La figure 1.21 montre les deux principales propriétés mécaniques en compression : le module d'élasticité et la résistance en compression. Les résultats expérimentaux de différentes sources ont été consignés sur cette figure : [68] [8], [9]. Il semble bien qu'à résistance égale, le module d'un mortier de granulats d'argile expansée [9] est inférieur à celui d'un mortier de granulats caoutchouc [68] [8]. Cependant, cet ordre n'est pas systématique, et dans certaines conditions on pourrait obtenir un mortier de granulats caoutchouc qui soit à la fois aussi résistant et plus souple qu'un mortier de granulats d'argile expansée.

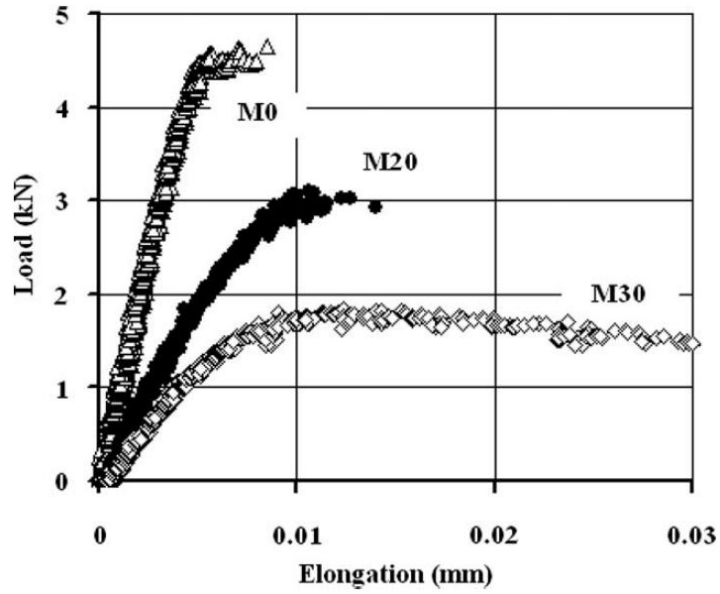


FIGURE 1.20 – Effet des granulats caoutchouc sur le comportement en traction directe [16]

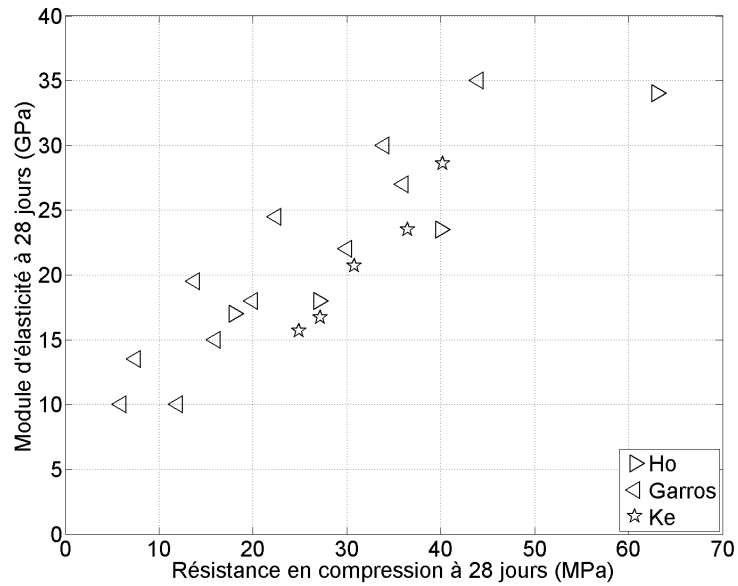


FIGURE 1.21 – Variation du module d'élasticité en fonction de la résistance en compression à 28 jours

## 1.1.2 Réduction du module d'élasticité d'un composite cimentaire par modification des propriétés de la pâte de ciment

La partie 1.1.1 traitait des différents moyens de réduire le module d'élasticité d'un composite cimentaire en substituant les granulats naturels minéraux rigides qu'il contient par des granulats plus souples. Or il a été noté dans l'introduction de cet état de l'art qu'une autre piste est envisageable : la réduction du module d'élasticité de la matrice cimentaire ; cette piste est traitée dans la suite de cette section.

### 1.1.2.1 Généralités sur les polymères utilisables

Les polymères utilisés dans les bétons de structure ou d'infrastructure servent généralement à améliorer la consistance du mélange à l'état frais (super-plastifiants, agents de viscosité, ...) ou à modifier la cinétique de prise et durcissement du matériau (accélérateurs ou retardateurs de prise). Pour remplir ces objectifs, les dosages sont faibles (< à 5 % de la masse de ciment) et l'influence des polymères sur les propriétés du composite cimentaire à l'état durci est souvent négligée.

Pour certaines applications spécifiques (enduits minces, produits de réparation, enduits de maçonnerie, ...), les polymères peuvent être utilisés dans des mélanges cimentaires avec des dosages plus élevés afin de modifier les propriétés physiques et mécaniques (adhérence, résistance à la flexion, ...).

La figure 1.22 tirée de [17] montre la classification des différents polymères utilisables dans des mélanges cimentaires. Les quatre catégories principales sont : les dispersions (polymer latex), les poudres dispersibles (redispersible powder latex), les polymères solubles dans l'eau (water-soluble latex) et les polymères liquides (liquid polymer). Dans la première catégorie on trouve les deux latex les plus étudiés et utilisés dans les composites cimentaires : le Styrène-Butadiène (Styrene-Butadiene Rubber ou SBR en anglais) et le polyéthylène vinyle acétate (EVA). Le latex EVA peut être commercialisé sous forme d'une poudre stabilisée ou en dispersion aqueuse, à savoir dans la deuxième catégorie. La figure 1.23 tirée de [18] schématise ces deux états, ainsi que le rôle de l'agent colloïdal dans la dispersion aqueuse. Dans la troisième catégorie on trouve, entre autres, les éthers de cellulose (cellulose derivative), et dans la quatrième catégorie les résines d'époxy ou de polyester (peu utilisées dans les composites cimentaires).

La suite de cette section sera concentrée sur les éthers de cellulose et les latex EVA et SBR car ce sont les polymères les plus étudiés et utilisés dans les composites cimentaires.

Les latex et éthers de cellulose fonctionnent identiquement, comme schématisé sur la figure 1.24 tirée de [17] : à l'état frais, les particules de polymère, nettement plus fines que le reste des particules du mélange, viennent s'intercaler entre ces dernières et apportent donc leur effet "lubrifiant" au matériau frais (étape (a) sur la figure). Ensuite, les particules commencent à se déposer en partie aux interfaces eau-air des bulles d'air entraîné (étape (b)), puis autour des grains de ciment anhydres et hydratés (étape (c)). La formation du film de polymère et l'hydratation de la matrice cimentaire se poursuivent ensuite, venant créer la co-matrice définitive (étape (d)).

### 1.1.2.2 Effets sur les propriétés à l'état frais

Les particules de latex sont de dimensions généralement inférieures à  $5 \mu m$  ; elles ont tendance à agir comme des roulements entre les particules de ciment, plus grosses, comme le

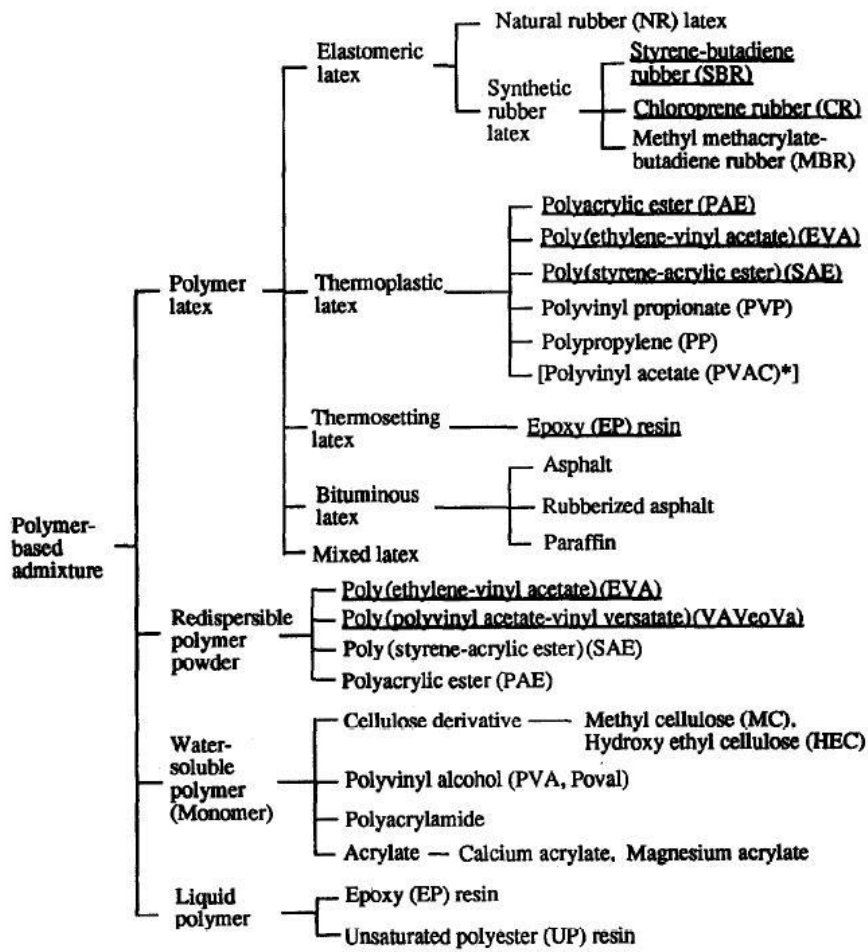


FIGURE 1.22 – Classification des polymères [17]

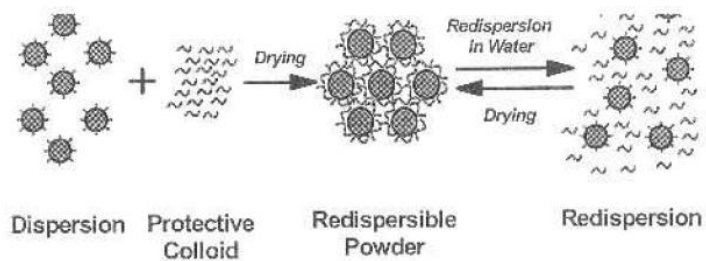


FIGURE 1.23 – Dispersion d’une poudre de latex EVA dans l’eau [18]

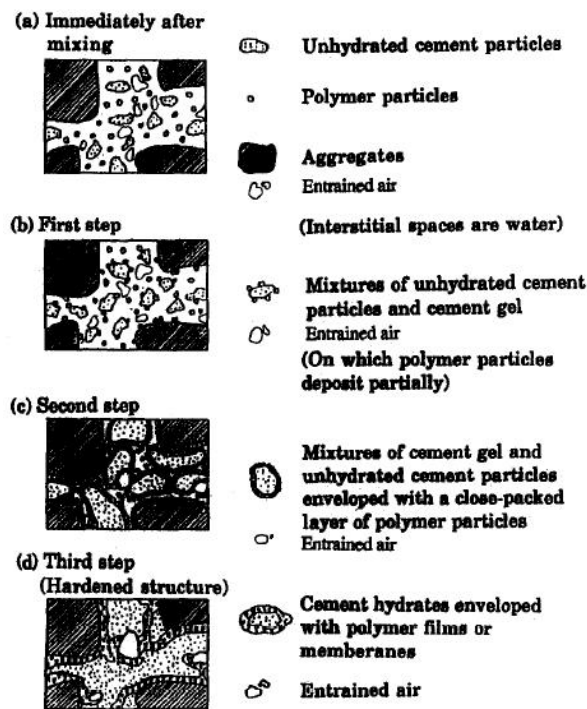


FIGURE 1.24 – Schéma de fonctionnement des polymères [17]

montre la figure 1.24. La figure 1.25 tirée de [19] montre l'évolution du rapport E/C (W/C ratio) nécessaire à l'obtention d'un étalement donné en fonction du dosage en latex ; pour un étalement donné ce rapport E/C diminue quand le dosage en latex augmente, ce qui confirme les hypothèses avancées par Ohama [17]. Le latex SBR peut donc être un réducteur d'eau.

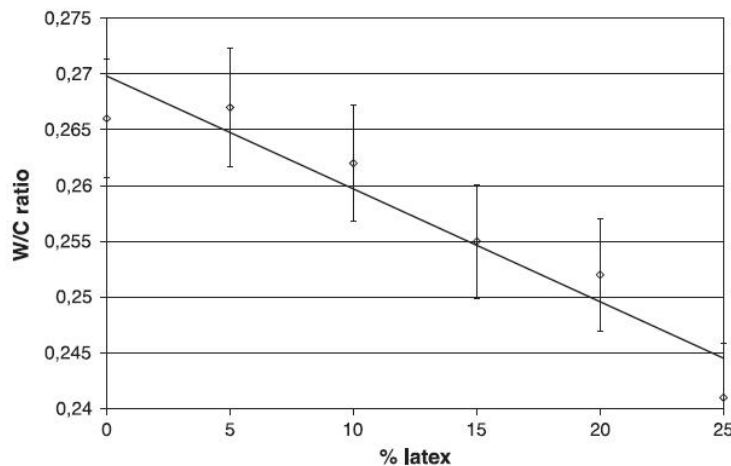


FIGURE 1.25 – Variation du rapport E/C nécessaire à maintenir la maniabilité constante [19]

Les agents de surface qui stabilisent les dispersions et poudres de latex ont tendance à modifier la tension superficielle de leurs solutions, et provoquent un entraînement d'air supplémentaire. En effet ces surfactants sont composés d'un groupe hydrophile et d'une chaîne hy-

drophobe, comme le montre la figure 1.26 tirée de [20]. Ces agents de surface fonctionneront de la même manière qu'un agent entraîneur d'air, comme le montre la figure 1.27 tirée de [20]. Cet entraînement d'air vient s'ajouter aux phénomènes expliqués dans le paragraphe précédent pour améliorer la consistance du mélange, qui devient plus fluide, mais une forte teneur en air entraîné est incompatible avec le procédé CMC.

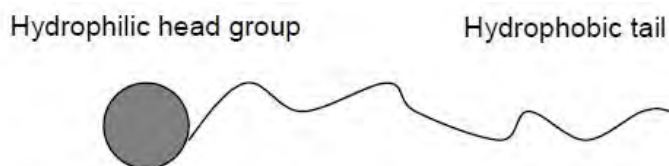


FIGURE 1.26 – Schéma d'un agent de surface pour poudres et dispersions de polymères [20]

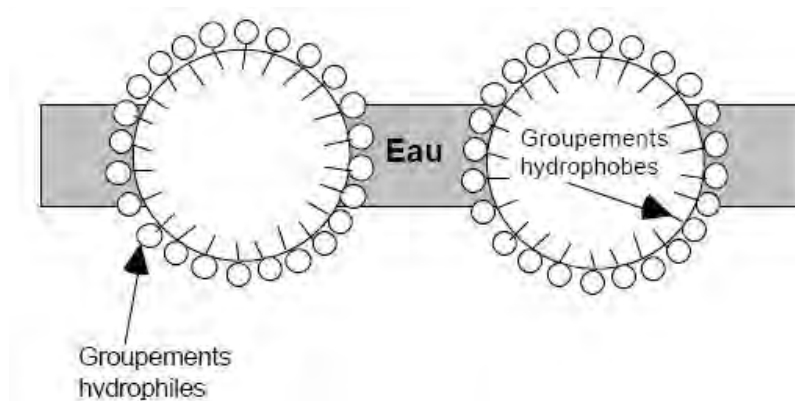


FIGURE 1.27 – Entraînement d'air par les surfactants des dispersions ou poudres de polymères

Les particules de polymères sont généralement hydrophiles, et les films qu'elles forment sont imperméables. La rétention d'eau du mélange frais est donc fortement améliorée par ces polymères, ce qui permet au mélange frais de conserver son eau efficace lors de sa prise et sa maturation. Les composites cimentaires comportant des latex et éthers de cellulose peuvent donc être réalisés dans des coffrages perméables à l'eau, et n'exigent pas une cure humide prolongée.

### 1.1.2.3 Effets sur les propriétés physiques

Lorsque le dosage en latex augmente, la structure poreuse des composites cimentaires évolue. La figure 1.28 tirée de [19] montre l'évolution des porosités ouverte, fermée et totale en fonction du dosage en latex SBR. On constate que la porosité ouverte diminue car la co-matrice ciment-latex est plus imperméable qu'une matrice cimentaire sans polymère. Par contre les porosités totales et fermées augmentent du fait de l'entraînement d'air.

### 1.1.2.4 Effets sur les propriétés mécaniques

#### Résistances mécaniques

Les latex impliquent généralement une légère augmentation des résistances en traction et flexion

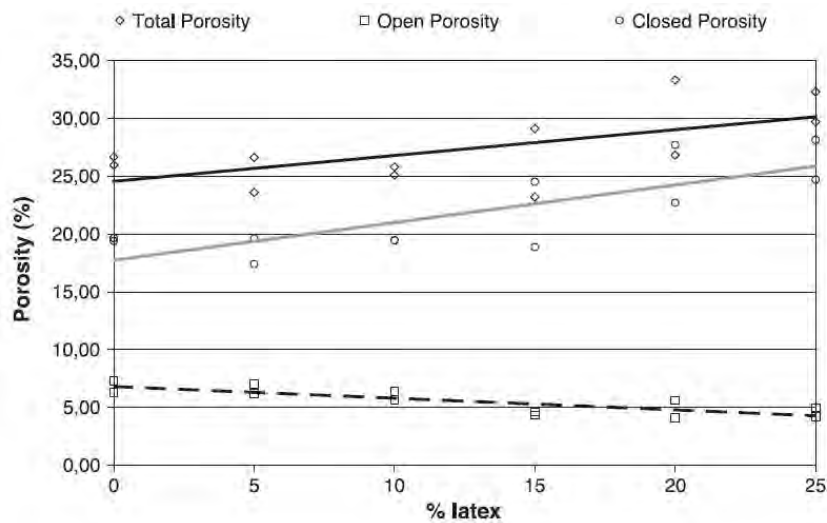


FIGURE 1.28 – Evolution des différents types de porosité en fonction du dosage en latex SBR [19]

des composites cimentaires car le film créé à l'intérieur de la co-matrice présente une résistance en traction élevée, et car les interfaces entre granulats et pâte de ciment sont améliorées. En effet, la présence du film de polymères permet d'augmenter l'adhérence entre granulats et pâte.

En compression la résistance de ce film est moindre que celle de la matrice cimentaire sans polymère ; la résistance à la compression est inchangée, voire diminuée, par l'ajout de polymères. Selon les cas, les conséquences des phénomènes évoqués sur l'état frais se combinent et se compensent plus ou moins. Par exemple, ces produits sont réducteurs d'eau, ce qui est bénéfique à la résistance à la compression, mais aussi entraîneurs d'air, ce qui est préjudiciable à cette dernière.

La figure 1.29 tirée de [21] montre l'évolution des résistances en compression et flexion en fonction du dosage massique en poudre de copolymères d'acétate de vinyle et de versatate. Les tendances que suivent ces deux courbes sont contraires : à un dosage massique de 5% en masse de ciment, la résistance en compression chute d'environ 50 %, puis reste constante. A partir de ce même dosage la résistance en flexion augmente de manière quasi-linéaire pour atteindre environ 125 % de sa valeur initiale.

### Module d'élasticité

Selon Ohama [17], le module d'élasticité des polymères (0.001-10 GPa) est considérablement plus faible que celui de la matrice cimentaire (10-30 GPa). L'effet des polymères sur le comportement mécanique en compression est donc dans la plupart des cas une diminution de leur rigidité et une augmentation de leur déformabilité. La figure 1.30 tirée de [22] montre les modules d'élasticité dynamiques de différentes formulations comportant du latex EVA et/ou de l'éther de cellulose MHPC (méthyl hydroxypropyle cellulose). Les noms des compositions comportent les types de polymères utilisés (cf. légende sous figure), ainsi que les chiffres correspondant aux dosages des différents produits que comportent les compositions désignées. Les chiffres derrière les polymères ECA, ECB, EA et HY sont les dosages massiques relatifs à la masse de poudre



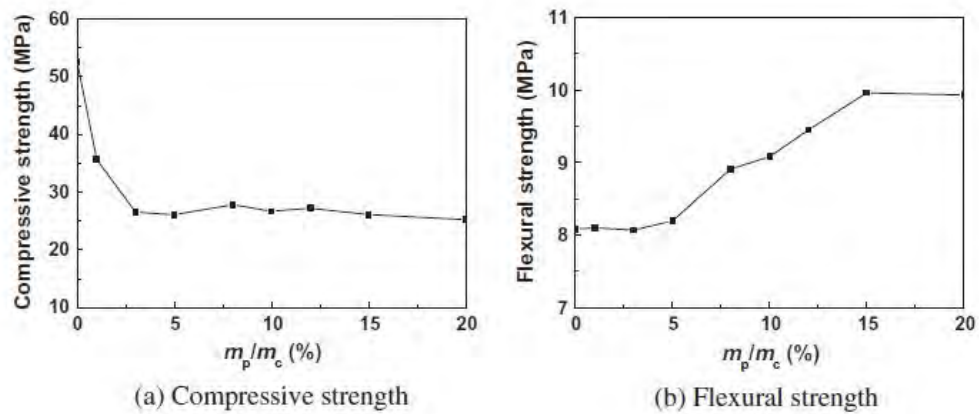


FIGURE 1.29 – Effet du dosage d'une poudre de copolymères sur les résistances mécaniques en compression (a) et flexion (b) [21]

sèche du mélange ; les chiffres derrière LA sont des pourcentages de substitution par rapport au sable et au filler calcaire (cf. [22] p. 74).

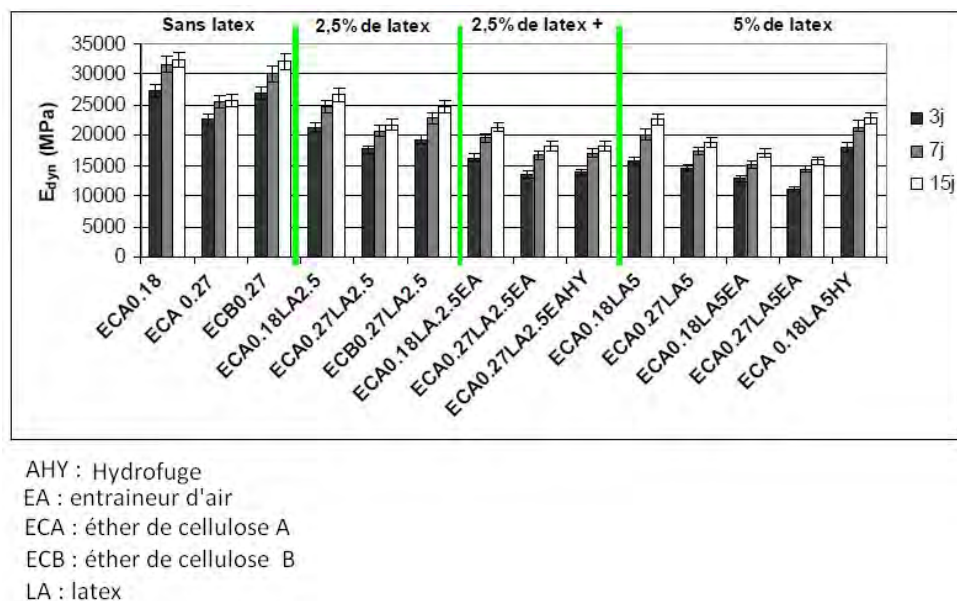


FIGURE 1.30 – Effet des polymères sur le module de déformation dynamique [22]

### Comportement en flexion

La figure 1.31 tirée de [21] montre les diagrammes charge-déformation des mêmes composites ; les composites avec polymères sont moins rigides. De plus, leurs déformations au pic et à la rupture sont plus élevées. L'énergie mécanique nécessaire à la rupture est donc accrue, notamment quand le dosage massique en copolymères dépasse 8 % de la masse de ciment (cf. figure 1.32). L'énergie de rupture exprimée dans la figure 1.32 est l'aire sous la courbe charge-déformation de la figure 1.31.

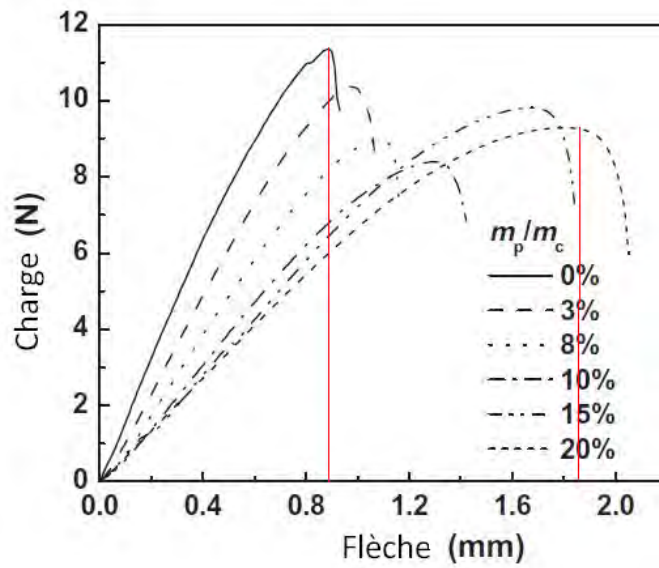


FIGURE 1.31 – Effet d’une poudre de copolymères sur le comportement en flexion [21]

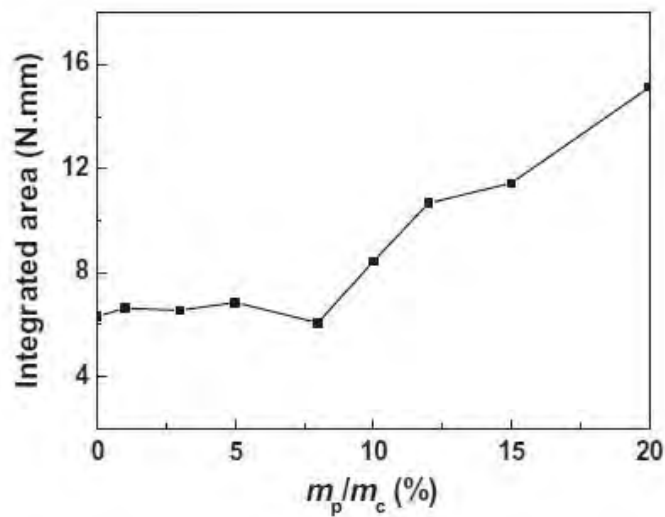


FIGURE 1.32 – Effet du dosage d’une poudre de copolymères sur l’énergie de rupture en flexion [21]

### Effets de la cure et du vieillissement

Les conditions de cure ont une influence sur la résistance à la compression des composites cimentaires, qu'ils comportent ou non des polymères. La figure 1.33 tirée de [17] montre ainsi que pour un composite cimentaire classique une cure en atmosphère peu humide cause une résistance à la compression moindre qu'une cure humide. Pour les composites comportant des polymères cette tendance est inverse ; les meilleures résistances sont pour les conditions de cure suivantes : 2 jours en atmosphère humide, puis 5 jours en immersion et 21 jours en atmosphère ambiante classique (20 °C et 50 % d'Humidité Relative). Selon l'auteur, ces conditions de cure sont optimales car au jeune âge le composite cimentaire dispose de suffisamment d'eau pour les réactions d'hydratation, puis pendant le reste de la cure les conditions sèches favorisent la formation du film de polymères.

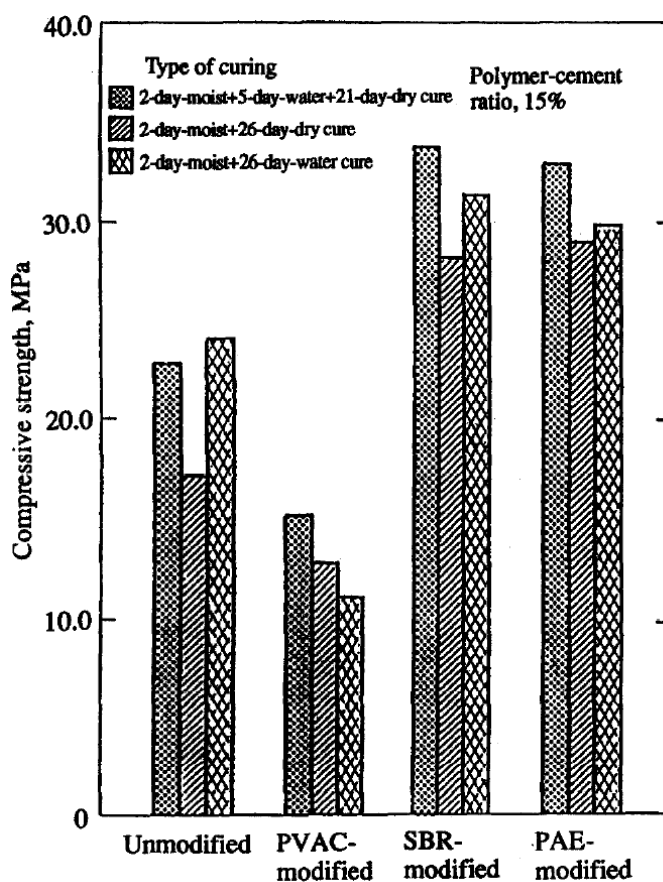


FIGURE 1.33 – Effet des conditions de cure sur la résistance à la compression [17]

Les polymères modifient également la cinétique du développement des propriétés mécaniques. Pour un composite cimentaire classique, la résistance en compression a presque atteint sa valeur définitive à 28 jours. Ohama [17] a remarqué que pour certains bétons modifiés par des latex EVA ou SBR la résistance à la compression peut quasiment doubler entre 28 et 365 jours, et met environ 180 jours à approcher sa valeur définitive (figure 1.34). Les principales raisons sont que les groupes hydrophiles des surfactants empêchent le ciment de s'hydrater avec sa cinétique habituelle, et la forte rétention en eau de la co-matrice permet à l'hydratation de se poursuivre longtemps, même dans une atmosphère peu humide.

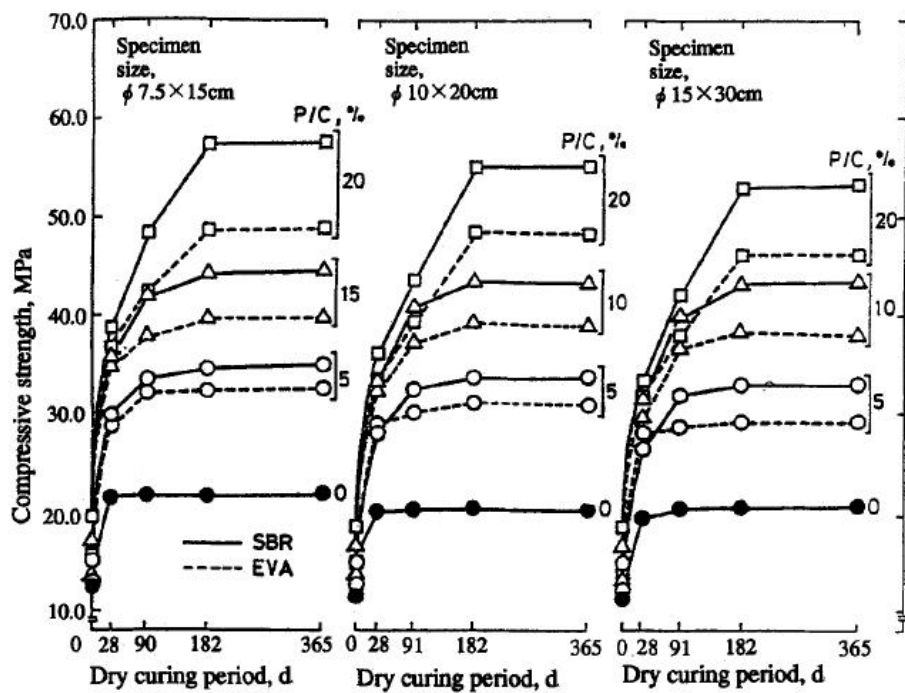


FIGURE 1.34 – Cinétique de développement de la résistance à la compression [17]

### 1.1.3 Conclusion de l'état de l'art

Dans cet état de l'art, deux pistes principales ont été explorées pour réduire le module d'élasticité d'un composite cimentaire : la réduction du module d'élasticité du squelette granulaire, et celle de la matrice cimentaire.

Certaines solutions sont incompatibles avec le procédé CMC, notamment à cause de sa mise en œuvre spécifique avec des hauteurs de coulage très élevées. Pour d'autres solutions comme les granulats légers naturels ou certains granulats de matière plastique recyclée, la disponibilité et la production n'apparaissent pas suffisamment homogènes à l'échelle mondiale pour envisager leur application industrielle. Cet état de l'art est donc centré sur les granulats caoutchouc, les granulats d'argile expansée et les polymères utilisables dans les pâtes de ciment.

La première piste permet d'obtenir des modules d'élasticité plus faibles que la deuxième, mais il faut contrôler la diminution de la résistance en compression qui accompagne de manière quasi-systématique la diminution du module d'élasticité. Il faut aussi noter qu'avec les granulats caoutchouc, le module est moins affecté que la résistance en compression [7]. Avec des granulats d'argile expansée, c'est en général le contraire qui se produit : le module diminue de manière plus radicale que la résistance [9]. Pour ces deux types de granulats, les résistances mécaniques en compression, traction et flexion diminuent dans des proportions similaires.

En traction et flexion, les granulats caoutchouc permettent en général aux composites cimentaires de tolérer des déformations plus importantes avant le pic et la rupture, et diminuent la fragilité du matériau. Cependant, l'énergie de rupture n'est pas nécessairement augmentée, car la résistance diminue fortement.

Les granulats d'argile expansée ont un effet moins marqué sur le comportement en traction et flexion, hormis une faible diminution de la résistance.

La diminution du module d'élasticité de la matrice cimentaire peut se faire en augmentant le rapport E/C, ce qui est extrêmement préjudiciable à la résistance en compression, et donc ne présente pas d'intérêt. La piste envisagée consiste à ajouter à la composition de la matrice des polymères comme le latex ou l'éther de cellulose. Ces derniers permettent de créer une matrice associant la matrice cimentaire classique à un film de polymères, plus souple et résistant en traction que la matrice cimentaire. De plus, l'interface entre granulats et matrice présente une meilleure adhérence, ce qui est bénéfique aux comportements en traction et en flexion du composite cimentaire.

De manière générale, ces polymères réduisent la demande en eau ou en adjuvants du mélange cimentaire, et provoquent une augmentation de sa teneur en air occlus. Selon les conditions d'étude, la résistance en compression peut être réduite comme augmentée. Le module d'élasticité est systématiquement diminué. Ces produits peuvent être bénéfiques aux résistances en traction ou flexion, ainsi qu'aux déformations au pic et à la rupture. L'énergie de rupture en flexion est donc généralement plus importante en présence de polymères, ce qui est avantageux en cas d'événement sismique.

## 1.2 Caractérisation expérimentale

### 1.2.1 Choix des matériaux et formulations

#### 1.2.1.1 Choix des matériaux

Les courbes granulométriques du sable, des granules caoutchouc et des granules d'argile expansée sont rassemblées sur la figure 1.35.

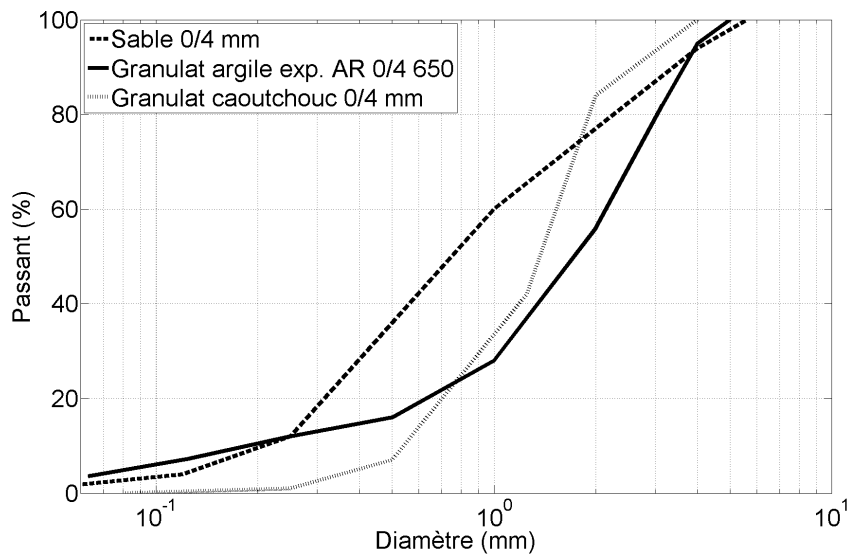


FIGURE 1.35 – Distributions granulométriques des trois granules étudiés dans ce chapitre

### Composition du mortier de référence

#### Ciment

Le ciment utilisé est un CEM III/C 32,5 N LH CE PM-ES NF du fabricant Holcim. Il contient 81 % à 95 % de laitier granulé de haut fourneau et 5 % à 19 % de clinker.

En effet, comme les sols rencontrés par les sociétés de renforcement de sols peuvent être pollués, l'utilisation de ces ciments CEM III garantit une durabilité optimale du composite cimentaire face à d'éventuelles attaques d'agents chlorés et/ou sulfatés comparée aux CEM I et CEM II. Sa fiche technique est présentée en annexe.

#### Filler calcaire

Ce filler a une granulométrie comprise en grande partie entre 0 et 100  $\mu\text{m}$ , avec 85 % de passant à 125  $\mu\text{m}$ . Son indice d'activité à 28 jours est 0,77, il présente donc une réactivité intéressante. Sa fiche technique est présentée en annexe.

#### Sable 0/4 roulé

Le sable siliceux roulé de Garonne de classe 0/4 mm a été utilisé dans les compositions étudiées. La densité et le coefficient d'absorption d'eau de ce sable ont des valeurs respectives de 2,67 et 1,90 %. Sa fiche technique est présentée en annexe.

**Glenium 27**

Ce super-plastifiant non chloré est réalisé à partir d'éther carboxylique modifié. Selon son fabricant (BASF), cette solution permet d'améliorer la maniabilité d'un béton pendant plus d'une heure, sans retard de prise ou de durcissement. Son extrait sec est de 20 %, et sa densité de 1,05. Sa fiche technique est présentée en annexe.

**Rheomac 890F**

Cet adjuvant liquide, composé de polymères synthétiques à haut poids moléculaire, est un agent de viscosité. Il vise ainsi à augmenter le seuil de cisaillement statique du mélange cimentaire pour réduire les risques de ségrégation, sédimentation ou ressuage, tout en diminuant la viscosité dynamique du mélange et donc à faciliter son écoulement. Son extrait sec est de 3 %, et sa densité de 1,01. Sa fiche technique est présentée en annexe.

**Granulats de substitution****Granulats d'argile expansée**

Les granulats d'argile expansée fournis par Argex sont faits d'argile expansée thermiquement. Leurs distributions granulométriques et masses volumiques sont variables ; par contre ils ont tous, hors granulats cassés, la forme de sphères imparfaites. Les granulats utilisés ici sont commercialisés sous la dénomination AR 0/4 650, pour leur forme ronde, leur classe granulométrique 0/4 mm, et leur masse volumique en vrac proche de  $650 \text{ kg/m}^3$  (en réalité  $682 \text{ kg/m}^3$ ). Leur fiche technique est présentée en annexe.

Les propriétés des granulats d'argile expansée 0/4 650 ont été mesurées dans les mêmes conditions d'essai que les mortiers ; dans ces conditions leur masse volumique et porosité accessibles à l'eau sont respectivement de  $980 \text{ kg/m}^3$  et 53 %. Selon le producteur, la masse volumique moyenne des granulats est d'environ  $1097 \text{ kg/m}^3$ , avec des valeurs minimales et maximales de 858 et  $1162 \text{ kg/m}^3$ .

**Granulats caoutchouc**

Les granulats caoutchouc utilisés ont été fournis par Aliapur et ont une granulométrie 0/4 mm voisine de celle du sable utilisé, avec des taux de fines moins importants et une forte partie de granulats de dimensions comprises entre 0.5 et 2mm. Leur surface est rugueuse du fait du processus de broyage mécanique des pneumatiques. Leur densité est de 1,2. Leur fiche technique est présentée en annexe.

**Polymères****Latex EVA de la société Elotex**

Deux latex ont été utilisés : le premier (FX 2320) est censé apporter une forte flexibilité à la co-matrice ciment-film de polymères, le second (Flowkit 75) est destiné à réaliser des chapes liquides qui soient à la fois fluides et stables. Tous deux sont de type EVA, c'est-à-dire qu'ils sont réalisés avec un copolymère d'éthylène et d'acétate de vinyle. Ils comportent un agent stabilisant d'alcool polyvinylique PVOH. Leurs fiches techniques sont données en annexe.

**Latex et éther de cellulose de la société Dow**

Un latex, le DLP 2050, ainsi que deux éthers de cellulose, Walocel MKX 6000 PF et Walocel MT 4000 PFV ont été testés. Le latex est, comme pour ceux fournis par la société Elotex, de type EVA. Les deux éthers de cellulose Walocel MK 6000 PF et Walocel MT 400 PFV sont tous deux de type HEMC (hydroxyethyl methyl cellulose). Les fiches techniques de ces trois produits sont données en annexe.

**1.2.1.2 Formulations**

Pour étudier l'influence de la substitution des granulats classiques par des granulats d'argile expansée ou par des granulats caoutchouc, une composition de référence (cf. tableau 1.4) a été fixée. La substitution est volumique ; un volume donné de sable est remplacé par le même volume de granulats spécifiques. L'air entraîné est pris en compte après avoir été mesuré lors du coulage. Ainsi, le dosage exact de ciment ou d'eau peut varier très légèrement en fonction de cette teneur en air entraîné, surtout pour les mortiers de granulats caoutchouc dont les compositions sont données dans le tableau 1.6.

Afin de pouvoir considérer constantes les propriétés physiques et mécaniques de la pâte de ciment, les quantités relatives de ciment et d'eau efficace ont été maintenues égales à 1,05 pour les mortiers de granulats caoutchouc car le coefficient d'absorption des granulats caoutchouc est négligé. Pour les mortiers de granulats d'argile expansée, la quantité d'eau efficace a été maintenue constante et les granulats ont été pré-saturés par leur quantité d'eau absorbée en 10 minutes selon les recommandations de leur producteur. Les compositions des granulats d'argile expansée sont données dans le tableau 1.5 ; les quantités d'eau nécessaires à pré-saturer les granulats expansés n'y figurent pas.

Les quantités en adjuvants (super-plastifiant et agent de viscosité) ont été ajustées afin que l'affaissement des mélanges frais soit dans la fourchette 18-22 cm, et qu'il n'y ait pas de ségrégation des granulats d'argile expansée ou caoutchouc. L'effet de ces adjuvants sur les propriétés de la pâte de ciment a été considéré négligeable car leurs dosages sont restés dans les limites préconisées par les fiches techniques.

Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	242
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	254
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	1644
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	135
Super-plastifiant (kg/m <sup>3</sup> )	4,7

Tableau 1.4 – Mortier de référence



Taux de substitution (%)	0	30	60
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	242	242	242
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	254	254	254
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	1644	1151	658
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	135	135	135
Granulats d'argile expansée (kg/m <sup>3</sup> )	0	241	482
Super-plastifiant (kg/m <sup>3</sup> )	4,8	4,8	4,8
Agent de viscosité (kg/m <sup>3</sup> )	0	1,2	1,2

Tableau 1.5 – Mortiers de granulats d'argile expansée

Taux de substitution (%)	0	5	15	30
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	242	224	228	225
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	254	235	239	236
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	1644	1446	1318	1071
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	135	125	128	126
Granulats caoutchouc (kg/m <sup>3</sup> )	0	34	104	206
Super-plastifiant (kg/m <sup>3</sup> )	4,7	7,2	7,2	7,2
Agent de viscosité (kg/m <sup>3</sup> )	0	1,1	1,1	1,1

Tableau 1.6 – Mortiers de granulats caoutchouc

Nom du produit (%)	FX 2320	Flowkit 75	DLP 2050	Walocel MT 4000	Walocel MKX 6000
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	207	209	214	218	210
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	214	185	221	225	217
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	1393	1418	1442	1468	1417
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	114	116	118	121	116
Polymère (kg/m <sup>3</sup> )	4	5	4	4	4
Super-plastifiant (kg/m <sup>3</sup> )	5.3	0	3,5	5.1	4.6

Tableau 1.7 – Mortiers de polymères

## 1.2.2 Essais à l'état frais

### Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams

Cet essai a été réalisé conformément à la norme [EN 12350-2, 99]. Elle consiste à remplir le moule en forme de cône tronqué dit cône d'Abrams en trois couches, chacune correspondant approximativement, après serrage, au tiers de la hauteur du moule, chaque couche étant piquée 25 fois avec une tige métallique aux dimensions standard. Le retrait du cône ôte le confinement du matériau à l'état frais qui s'affaisse ; l'affaissement mesuré permet de juger de la maniabilité du mélange, classifiée par la norme [NF EN 206-1] en des classes de consistance S1 à S5 (cf. tableau 1.8).

### Mesure de la teneur en air occlus

Cet essai est réalisé en suivant la norme [NF EN 12350-7, 01]. Cette méthode consiste à égaliser un volume d'air connu, à une pression connue dans une enceinte hermétique, avec le volume d'air inconnu de l'échantillon de béton. Le cadran du manomètre est étalonné en pourcentage d'air – teneur en air du béton frais correspondant à la pression résultante.

## 1.2.3 Essais à l'état durci

**a. Mesures des propriétés physiques** La masse volumique et la porosité à l'eau sont mesurées selon la norme [NF P18-459]. la procédure comporte plusieurs phases :

- les échantillons sont placés dans un dessiccateur puis mis sous vide ;
- les échantillons sont immergés et laissés saturés sous l'eau pendant 24 h ;
- les échantillons sont sortis du dessiccateur afin d'être pesés sous l'eau ( $M_{eau}$ ) et hors de l'eau ( $M_{air}$ ) ;
- les échantillons sont séchés dans une étuve puis pesés ( $M_{sec}$ ).

Les valeurs de la masse volumique et de la porosité accessible à l'eau sont ensuite calculées selon les formules 1.1 et 1.2 de la norme [NF P18-459] :

$$\rho_{app} = \rho_{eau} \frac{M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \quad (1.1)$$

$$p_{acc} = 100 \frac{M_{air} - M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \quad (1.2)$$

### b. Mesures des propriétés mécaniques

Classe	Affaissement (mm)
S1	10 - 40
S2	50 - 90
S3	100 - 150
S4	160 - 210
S5	≥ 220

Tableau 1.8 – Classes de consistance à l'état frais en fonction de l'affaissement au cône d'Abrams

### Mesure de la résistance à la compression

Nous avons utilisé des éprouvettes cylindriques de diamètre 118 mm et de hauteur 236 mm qui ont été démoulées après 24 heures et puis conservées jusqu'à 27 jours dans une salle à 20°C et à 100 % d'humidité relative. Les surfaces des éprouvettes sont rectifiées grâce à un automate qui garantit leur planéité et leur parallélisme. La résistance en compression a été évaluée conformément à la norme [NF EN 12390-3, 03] qui préconise des essais asservis en force, à une vitesse de 0,5 MPa par seconde. Le résultat donné est la moyenne de trois essais.

### Mesure de la résistance à la traction par fendage

Les mêmes éprouvettes (118 mm de diamètre pour 236 mm de hauteur) que celles utilisées pour la résistance en compression et le module d'élasticité ont été utilisées dans un essai de traction par fendage. Un système d'appuis intercalé entre les plateaux d'une presse permet de mener l'essai conformément à la norme [NF EN 12390-6, 01] et ceci à la vitesse de chargement de 0,05 MPa par seconde. Le résultat donné est la moyenne de deux essais. La résistance est calculée selon l'équation 1.3 de la norme [NF EN 12390-6, 01] :

$$f_{ct,sp} = \frac{2F}{\pi Ld} \quad (1.3)$$

### Mesure du module d'élasticité

Le module d'élasticité a été déterminé à l'âge de 28 jours à l'aide d'une cage extensométrique où les éprouvettes sont similaires avec celles utilisées pour la résistance en compression. Dans cet objectif nous avons suivi les recommandations de la Rilem [RilemCPC8, 72] qui préconisent de réaliser cinq cycles de charge et décharge, d'une amplitude égale à 30 % de la charge de rupture. Le module d'élasticité est la pente de du diagramme contrainte-déformation lors de la cinquième montée en charge. Le résultat donné est la moyenne de trois essais.

### Comportement en flexion

Les essais sont pratiqués sur des éprouvettes prismatiques de dimension 150x150x550 mm, entaillées en leur section centrale à une hauteur effective de 125 mm. Elles sont démoulées à 24 heures après la mise en place puis conservées dans une chambre à 20°C et à 100 % d'humidité relative durant 27 jours. Les essais de flexion sont réalisés suivant la norme [NF EN 14651+A1] grâce à une presse de 50 kN. Le dispositif expérimental est brièvement décrit par la figure 1.36. Sous son poids propre, une barre de référence reposant sur deux supports fixés à mihauteur de l'éprouvette, au droit de chaque appui et sur laquelle est monté un capteur de déplacement (LVDT) de course maximale 2 mm permet de mesurer la flèche vraie de l'éprouvette. Un autre capteur LVDT est centré au niveau de l'entaille en sous-face de l'éprouvette, et permet de mesurer l'ouverture de fissure moyenne.

L'essai est asservi à cette ouverture de fissure, à une vitesse de déplacement imposée de 0,05 mm/min. Afin d'accélérer l'essai cette vitesse est portée à 0,1 mm/min une fois le pic de charge passé. Les résultats bruts de l'essai, la force et la flèche, sont enregistrées par un système d'acquisition de données à raison d'un point par 0,1 seconde. Le résultat donné est la moyenne de deux essais. La contrainte équivalente est calculée en appliquant les règles classiques de la résistance des matériaux à la section entaillée selon l'équation 1.4) :

$$f_{R,j} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2} \quad (1.4)$$

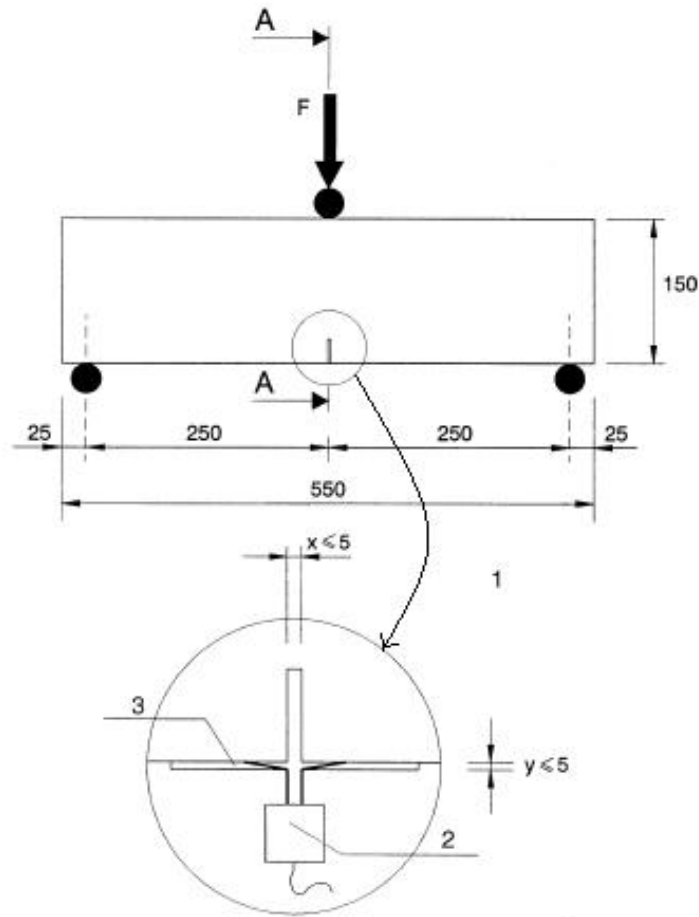


FIGURE 1.36 – Dispositif de l'essai de flexion trois points aservi en déplacement

## 1.2.4 Résultats et discussion

### 1.2.4.1 Essais à l'état frais

Afin de respecter la classe de consistance demandée par le cahier des charges, et d'éviter la ségrégation de granulats spécifiques, les dosages en adjuvants ont été ajustés. Les variations des propriétés que nous avons caractérisées à l'état frais ne peuvent donc être attribuées à un seul paramètre. En effet, les trois variables de nos compositions (le dosage en super-plastifiant, le dosage en agent de viscosité et le taux de substitution en granulats spécifiques) ont chacune une conséquence sur la rhéologie du mélange, et plusieurs phénomènes se combinent sans qu'il soit possible de séparer l'influence de chacun d'entre eux.

#### a. Granulats d'argile expansée

Les dosages en adjuvants, l'affaissement et la teneur en air occlus sont consignés dans le tableau 1.9.

Afin d'éviter la ségrégation des granulats spécifiques en partie supérieure des éprouvettes, l'utilisation d'un agent de viscosité a été inévitable. Un dosage massique de 0.5 % de la masse de ciment a suffi pour l'intégralité des mélanges comportant entre 15 et 60 % de granulats d'argile expansée. En maintenant un dosage en super-plastifiant constant (2 % de la masse en ciment), l'affaissement et la teneur en air occlus n'ont pas varié de manière notable, quel que soit le taux de substitution. L'influence des granulats d'argile expansée pré-saturés sur la rhéologie des mélanges cimentaires étudiés semble de faible importance.

Taux de substitution (%)	0	30	60
Super-plastifiant (kg/m <sup>3</sup> )	4.8	4.8	4.8
Agent de viscosité (kg/m <sup>3</sup> )	0	1.25	1.25
Affaissement (cm)	22	20	21
Teneur en air occlus (%)	2	2	3

Tableau 1.9 – Mortiers de granulats d'argile expansée : dosages en adjuvants et propriétés à l'état frais

#### b. Granulats caoutchouc

Les dosages en adjuvants, l'affaissement et la teneur en air occlus sont consignés dans le tableau 1.10.

Pour ces granulats, le dosage en agent de viscosité a été maintenu constant à 0.5 % de la masse de ciment (comme pour les granulats d'argile expansée). Lorsque le taux de substitution en granulats caoutchouc augmente, le dosage en super-plastifiant nécessaire pour obtenir un mélange de classe de consistance S4 est plus élevé. La teneur en air occlus augmente en parallèle.

Ces observations sont cohérentes avec celles de la littérature, mais il est néanmoins impossible d'affirmer que l'augmentation de la teneur en air occlus soit directement imputable aux granulats caoutchouc seuls puisque les dosages en adjuvants varient également.

#### c. Polymères

L'affaissement et la teneur en air occlus sont consignés dans le tableau 1.10.

Pour l'ensemble des formulations, la teneur en air occlus dépasse 10 %. De telles valeurs sont

Taux de substitution (%)	0	5	15	30	50
Super-plastifiant (kg/m <sup>3</sup> )	4.73	7.20	7.20	7.20	9.4
Agent de viscosité (kg/m <sup>3</sup> )	0	1.1	1.1	1.1	1.4
Affaissement (cm)	22	20	19	24	19
Teneur en air occlus (%)	2	8	6	7.5	14

Tableau 1.10 – Mortiers de granulats caoutchouc : dosages en adjuvants et propriétés à l'état frais

réduites pour l'application CMC (cf. introduction générale). Pour cette raison, il a été décidé de ne plus s'intéresser aux polymères et les résultats des essais à l'état durci de ces compositions ne seront pas présentés dans la suite du chapitre et de la thèse.

Nom du produit (%)	FX 2320	Flowkit 75	DLP 2050	Walocel MT 4000	Walocel MKX 6000
Affaissement (cm)	19	24	16	14	17
Teneur en air occlus (%)	18	20	14	12	16

Tableau 1.11 – Mortiers de polymères : propriétés à l'état frais

#### 1.2.4.2 Essais à l'état durci : propriétés physiques

##### a. Granulats d'argile expansée

Les valeurs des mesures de la masse volumique apparente et de la porosité accessible à l'eau sont données dans le tableau 1.12. Lorsque le taux de substitution en granulats d'argile expansée augmente, la masse volumique diminue linéairement, et la porosité accessible à l'eau augmente aussi de manière linéaire, comme le montre la figure 1.37. De tels résultats étaient prévisibles. En effet la masse est une propriété additive, à savoir la masse d'un composite est la somme des masses de chacun de ces constituants. Théoriquement, il est donc possible d'utiliser une loi des mélanges. L'équation 1.5 est de fait une application de la loi des mélanges des masses des constituants du composite cimentaire. Cette équation considère que la variation de la masse volumique du composite cimentaire est égale à la variation de la masse volumique du squelette granulaire, la proportion et la composition de la matrice cimentaire ayant été maintenues constantes. Dans le cas présent, la variation de la masse volumique du squelette granulaire est le produit du volume de granulats substitués par la différence de masse volumique des deux types de granulats.

Il n'est pas possible d'utiliser une loi de mélanges similaire pour prédire la porosité à l'eau, car une partie de la porosité ouverte des granulats légers est bouchée par la pâte de ciment.

Les résultats de l'équation 1.5 sont consignés dans le tableau 1.13.

$$\rho_{app,th} = 2030 - V_{GL}(2670 - 980) \quad (1.5)$$

Avec :

$\rho_{app,th}$  : Masse volumique apparente théorique (kg/m<sup>3</sup>)

$V_{GL}$  : Fraction volumique de granulats d'argile expansée (%)

Taux de substitution (%)	0	30	60
Masse volumique apparente $\rho_{app}$ ( $kg/m^3$ )	2030	1731	1429
Porosité accessible à l'eau $p_{acc}$ (%)	26	31	36

Tableau 1.12 – Propriétés physiques des mortiers de granulats d'argile expansée

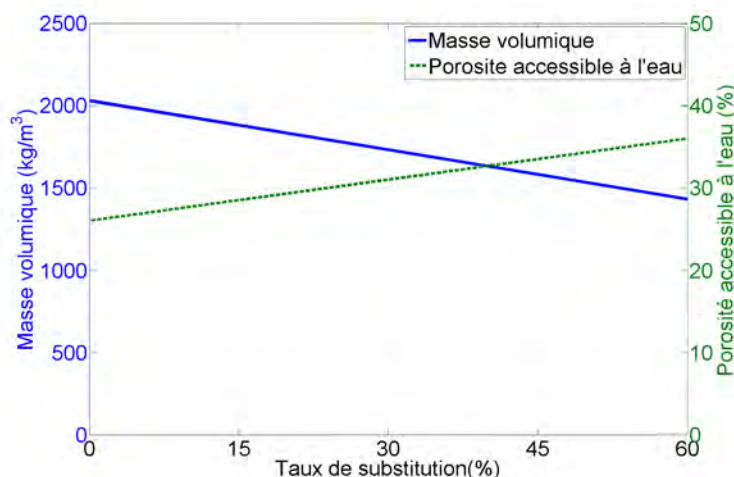


FIGURE 1.37 – Effet des granulats d'argile expansée sur la masse volumique et la porosité accessible à l'eau

Les masses volumiques théoriques et mesurées sont très proches, avec un écart relatif inférieur à 2 %. La diminution de la masse volumique peut donc être entièrement attribuée à la substitution du sable par des granulats d'argile expansée, et ces derniers n'ont donc pas entraîné d'augmentation de la teneur en air dans la pâte de ciment. La porosité accessible à l'eau augmente avec le taux de substitution, mais elle est uniquement due à la capacité d'absorption en eau des granulats d'argile expansée, qui est supérieure à celle des grains de sable.

### b. Granulats caoutchouc

Les valeurs des mesures de la masse volumique apparente et de la porosité accessible à l'eau sont données dans le tableau 1.14.

La loi des mélanges expliquée dans le paragraphe précédent a été appliquée de la même manière aux mortiers de granulats caoutchouc afin de déterminer leurs masses volumiques théoriques grâce à l'équation 1.6, dont les résultats sont consignés dans le tableau 1.15.

La porosité accessible à l'eau de ces granulats est nulle car ils sont hydrophobes et denses. L'augmentation de la porosité accessible à l'eau du composite cimentaire est donc nécessairement située aux interfaces granulats-matrice ainsi que dans la pâte de ciment, et est la conséquence directe de la teneur en air occlus supplémentaire mesurée à l'état frais. La diminution de

Taux de substitution (%)	0	30	60
Fraction volumique de granulats d'argile expansée $V_{GL}$ (%)	0	18.6	37.2
Masse volumique apparente théorique $\rho_{app,th}$ ( $kg/m^3$ )	2030	1715	1401

Tableau 1.13 – Propriétés physiques théoriques des mortiers de granulats d'argile expansée

la masse volumique est donc ici le résultat de deux raisons différentes : d'une part la diminution de la masse du squelette granulaire, et d'autre part l'augmentation de la porosité commentée précédemment.

L'augmentation de la porosité en fonction du dosage en granulats caoutchouc n'est pas linéaire, comme le montre la figure 1.38. En conséquence, la diminution de la masse volumique des composites ne peut être linéaire, puisqu'elle est influencée par l'augmentation de la porosité.

$$\rho_{app,th} = 2030 - V_{GC}(2670 - 1200) \quad (1.6)$$

Avec :

$\rho_{app,th}$  : Masse volumique apparente théorique ( $kg/m^3$ )

$V_{GC}$  : Fraction volumique de granulats caoutchouc (%)

Taux de substitution (%)	0	5	15	30	50
Masse volumique apparente ( $kg/m^3$ )	2030	1836	1792	1689	1454
Porosité accessible à l'eau (%)	26	32	31	32	33

Tableau 1.14 – Propriétés physiques des mortiers de granulats caoutchouc

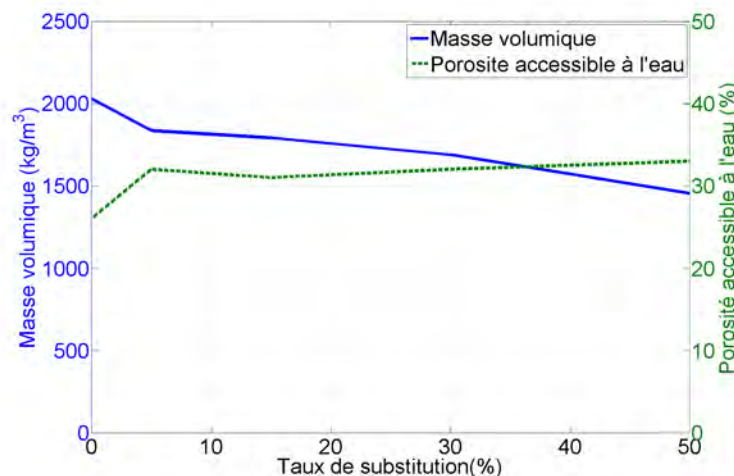


FIGURE 1.38 – Effet des granulats caoutchouc sur la masse volumique et la porosité accessible à l'eau

Les masses volumiques prédites par l'équation 1.6 sont inférieures aux valeurs mesurées, avec des écarts relatifs allant de 4 à 8 %. Cette différence confirme que la diminution de la masse volumique n'est pas entièrement due à la substitution du sable par des granulats caoutchouc qui sont moins denses, et qu'une partie de l'air entraîné lors du malaxage crée un réseau poreux supplémentaire. L'équation 1.7 permet de calculer la porosité supplémentaire des mortiers de granulats caoutchouc qui permettrait d'avoir égalité entre les masses volumiques théoriques et mesurées. Les résultats que donne cette équation sont consignés dans le tableau 1.15. Les porosités supplémentaires calculées par cette équation correspondent quasiment aux mesures consignées dans le tableau 1.14, et seront réutilisées pour la prédiction des propriétés élastiques par la micromécanique.



$$p_{supp,th} = 1 - \frac{\rho_{app,th}}{\rho_{app}} \quad (1.7)$$

Taux de substitution (%)	0	5	15	30	50
Fraction volumique de granulats caoutchouc $V_{GC}$ (%)	0	3.1	9.3	18.6	31
Masse volumique apparente théorique $\rho_{app,th}$ ( $kg/m^3$ )	2030	1984	1893	1757	1574
Porosité supplémentaire théorique $\rho_{app,th}$ ( $kg/m^3$ )	0	8	6	5	8

Tableau 1.15 – Propriétés physiques théoriques des mortiers de granulats caoutchouc

### 1.2.4.3 Essais à l'état durci : propriétés mécaniques

L'ensemble des propriétés mécaniques en compression des mortiers de granulats d'argile expansée est consigné dans les tableaux 1.16.

#### a. Granulats d'argile expansée

##### Résistance à la compression

La substitution de sable par des granulats d'argile expansée est assez préjudiciable à la résistance en compression, comme le montre le tableau 1.16. Selon Ke et al. [12], ce préjudice est certainement la conséquence de la faible résistance mécanique des granulats d'argile expansée choisis. Cependant, même avec un taux de substitution aussi élevé que 60 %, leur résistance à la compression reste conforme aux exigences du cahier des charges (5 à 10 MPa, cf. introduction générale).

##### Module d'élasticité

La substitution de sable par des granulats d'argile expansée implique aussi une diminution du module d'élasticité. La diminution de la résistance en compression et celle du module d'élasticité sont d'ailleurs assez comparables, étant donné qu'avec un taux de substitution de 60 %, elles sont respectivement de 42 et 45 %. Ces résultats sont en accord avec la littérature [12].

Taux de substitution (%)	0	30	60
Résistance à la compression (MPa)	17.8	13.1	10.4
Module d'élasticité (GPa)	22.3	15.3	12.5
Résistance en traction par fendage (MPa)	2.1	1.6	1.3

Tableau 1.16 – Propriétés mécaniques des mortiers de granulats d'argile expansée

##### Résistance en traction par fendage

Tout comme les propriétés mécaniques mesurées en compression uni-axiale, la résistance en traction par fendage diminue lorsque le taux de substitution en granulats d'argile expansée augmente. Quel que soit le taux de substitution, la valeur de la résistance en traction est environ égale à 10 % de la résistance en compression.

### Comportement en flexion

La figure 1.39 montre l'effet des granulats d'argile expansée sur le comportement en flexion. La résistance en traction par flexion diminue dans des proportions similaires à celles des résistances en compression et en traction par fendage, à savoir de 40 %.

La déformation au pic (quantifiée par l'ouverture de fissure) n'est pas affectée, ce qui est cohérent avec les observations de la littérature [14]. Dans cette source, les auteurs ont remarqué que selon leurs propriétés, les granulats d'argile expansée pouvaient causer soit une augmentation, soit une diminution de la déformation au pic, mais dans de très faibles proportions.

Les granulats légers n'affectent pas non plus le comportement post-pic.

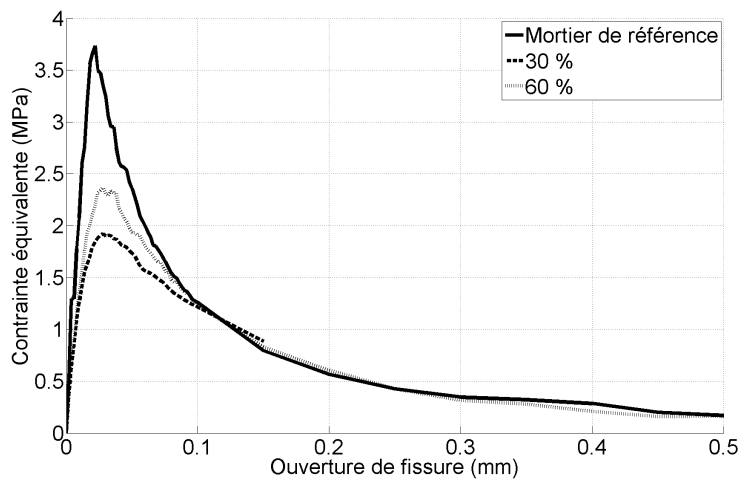


FIGURE 1.39 – Effet des granulats d'argile expansée sur le comportement en flexion

### b. Granulats caoutchouc

L'ensemble des propriétés mécaniques en compression des mortiers de granulats caoutchouc est consigné dans le tableau 1.17.

#### Résistance à la compression

L'ensemble de la littérature a remarqué que les granulats caoutchouc étaient très préjudiciables à la résistance en compression. Les mesures réalisées sont en accord avec cette généralité. Une telle tendance de diminution de la résistance en compression correspond à celle d'un matériau poreux, comme c'est le cas avec des granulats de polystyrène expansé [2].

La figure 1.40 montre la comparaison entre la valeur prédite par l'équation 1.8 tirée de [2] et les résistances mesurées. La fraction volumique prise en compte pour  $p$  est la somme de la porosité supplémentaire théorique du tableau 1.15 et de la fraction volumique en granulats caoutchouc. Les valeurs prises pour  $\alpha$  et  $p_{max}$  sont cohérentes avec celles utilisées par Le Roy et al. dans [2]; elles sont respectivement de 0,3 et 0,5. Les granulats utilisés par Le Roy et al. dans [2] sont des granulats de polystyrène expansé, dont la contribution au comportement mécanique en compression peut être négligée du fait de leur très faible rigidité. Les valeurs utilisées dans cette source pour  $\alpha$  étaient comprises entre 0,22 et 0,46 pour des particules comprises entre 1 et 6 mm. La valeur de  $p_{max}$  est égale à la compacité des granulats caoutchouc, conformément à la source [2]. C'est le rapport entre la masse volumique en vrac ( $600 \text{ kg/m}^3$ ) et son homologue

absolue. La valeur de  $f_{co}$  est celle de la résistance en compression à 28 jours du mortier de référence. La différence entre les résistances en compression mesurées et les résultats donnés par l'équation 1.8 est faible ; la contribution des granulats caoutchouc au comportement mécanique en compression est quasiment négligeable.

$$f_c = f_{co} \frac{\alpha \left(1 - \frac{p}{p_{max}}\right)}{\alpha + \frac{p}{p_{max}}} \quad (1.8)$$

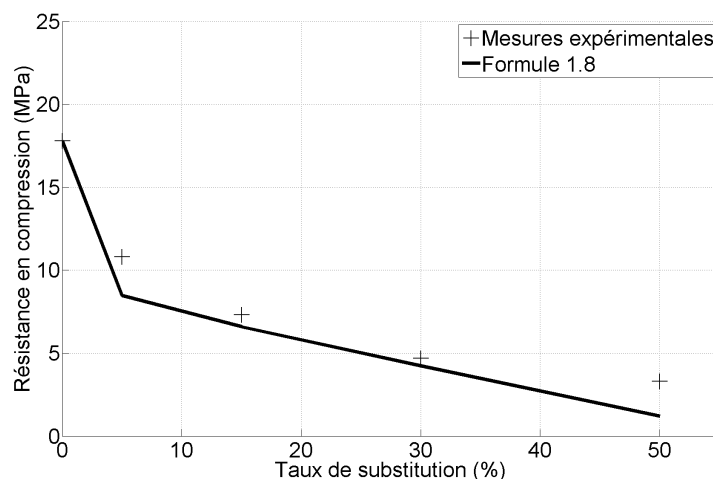


FIGURE 1.40 – Evolution de la résistance en compression en fonction de la fraction volumique en pores et granulats caoutchouc

Par rapport à l'objectif fixé dans l'introduction, à savoir avoir une résistance supérieure à 5 MPa, le taux de substitution en granulats caoutchouc ne doit pas dépasser les 15 %.

### Module d'élasticité

Le module d'élasticité est également affecté par la substitution de sable par des granulats caoutchouc. Cependant, sa diminution est moins drastique que celle de la résistance ; pour un taux de substitution de 15 %, la résistance diminue de 59 % et le module de 47 %. Avec les granulats d'argile expansée, un module d'élasticité similaire était mesuré avec un taux de substitution de 60 % ; la résistance en compression de cette formulation était plus élevée de 3 MPa. Les granulats d'argile expansée offrent donc un compromis module-résistance plus intéressant que leurs homologues en caoutchouc, mais nécessitent des dosages nettement plus élevés pour ce faire.

Taux de substitution (%)	0	5	15	30	50
Résistance à la compression (MPa)	17.8	10.8	7.3	4.7	3.3
Module d'élasticité (GPa)	22.3	16.4	11.9	7.1	*
Résistance en traction par fendage (MPa)	2.1	0.9	0.7	0.7	0.5

Tableau 1.17 – Propriétés mécaniques des mortiers de granulats caoutchouc

\* Le module d'élasticité de la composition comportant 50 % de granulats caoutchouc n'est pas mesuré à cause de sa faible résistance en compression : la différence entre les paliers haut et bas de mesure aurait été inférieure à 1 MPa.

### Résistance en traction par fendage

La résistance en traction par fendage diminue avec le taux de substitution en granulats caoutchouc. On remarque que la valeur de la résistance en traction est environ 10 % de la résistance en compression, comme pour les granulats d'argile expansée. Ces résultats sont en accord avec la bibliographie [68].

### Comportement en flexion

La figure 1.41 montre l'effet des granulats caoutchouc sur le comportement en flexion. Pour un taux de substitution de 5 %, la diminution de la résistance en flexion est faible, contrairement à la résistance en compression ou en traction par fendage.

La déformation au pic est inférieure à celle de la formulation de référence, comme si les granulats caoutchouc avaient favorisé la propagation des fissures dans la matrice cimentaire. Le comportement post-pic est inchangé. Ces deux observations sont contraires à celles de la littérature [6].

Pour les compositions avec 15 et 30 % de substitution, la résistance en traction par flexion est fortement diminuée, mais la capacité de déformation et le comportement post-pic sont tous deux améliorés. Ces observations sont en accord avec la littérature. Pour un taux de substitution de 30 %, la résistance en flexion est réduite de 62 %, contre 74 % pour la résistance en compression. Ces résultats confirment les observations très similaires de Batayneh et al. [15].

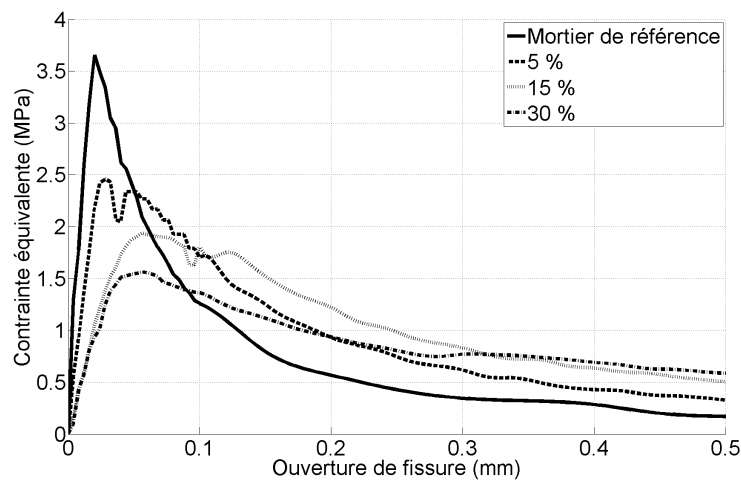


FIGURE 1.41 – Effet des granulats caoutchouc sur le comportement en flexion

#### 1.2.4.4 Comparaison des propriétés mécaniques en compression

Les résistances en compression et module d'élasticité des mortiers caractérisés dans cette section sont présentés sur la figure 1.42. À résistance égale, le module des mortiers de granulats d'argile expansée est le plus bas. Cette observation était prévisible, car il a été constaté dans la littérature que les granulats caoutchouc affectent plus la résistance en compression que le module d'élasticité, contrairement aux granulats d'argile expansée qui affectent ces deux propriétés dans des proportions similaires.

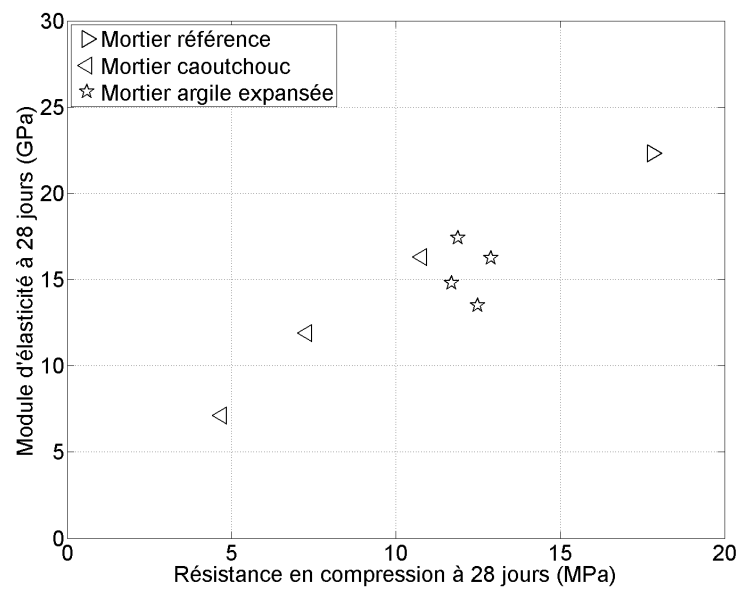


FIGURE 1.42 – Comparaison des résistances et module d'élasticité en compression des mortiers étudiés

### 1.2.5 Conclusion de la caractérisation expérimentale des composites cimentaires à module d'élasticité réduit

A l'issue de l'état de l'art, les principales pistes considérées étaient :

1. la substitution du sable par des granulats caoutchouc ou des granulats d'argile expansée
2. la modification de la pâte de ciment par des polymères

Les résultats d'une campagne d'essais mettant en œuvre différents polymères disponibles sur le marché ont montré que la piste n°2 était difficile à privilégier, tout d'abord pour des propriétés à l'état frais qui sont généralement en dehors des objectifs fixés (teneurs en air trop élevées), mais aussi pour des considérations économiques.

L'effet des granulats d'argile expansée sur la consistance est peu marqué si ils sont présaturés avant le malaxage. Les phénomènes de ressuage ou de ségrégation sont contrôlés avec un faible dosage en agent de viscosité.

A l'état durci, le module d'élasticité et la résistance sont affectés dans des proportions similaires : pour un taux de substitution de 60 %, le module est diminué de 45% et la résistance de 42 %. La résistance en traction par fendage évolue selon la même tendance que la résistance en compression, et est affectée dans les mêmes proportions.

A l'état frais, les granulats caoutchouc ont tendance à diminuer la consistance du mélange et à augmenter la teneur en air occlus. L'ensemble des mortiers incorporant des granulats caoutchouc produits ont quand même respecté l'objectif de consistance fixé par le cahier des charges, et les phénomènes néfastes de ségrégation ont été évités par un faible dosage en agent de viscosité.

A l'état durci, la résistance en compression est plus affectée que le module d'élasticité : pour un taux de substitution de 30 %, la diminution de la résistance en compression est de 74 % et celle du module est de 68 %. Lorsque le taux de substitution dépasse 15 %, la résistance en compression est trop faible pour respecter l'objectif fixé par le cahier des charges de l'application. Enfin, la résistance en traction par fendage suit la même tendance que la résistance en compression, et est affectée dans les mêmes proportions.

Lorsque les propriétés mécaniques en compression de ces deux familles de mortier sont comparées, les granulats d'argile expansée permettent de produire des mortiers présentant un meilleur compromis résistance-module que les granulats caoutchouc.

Ces granulats permettent de diminuer les valeurs des propriétés mécaniques en compression, dont notamment le module d'élasticité. Pour des cas spécifiques de flexion composée où il existe une fibre tendue, il a été noté dans le chapitre 1 que l'ajout de fibres paraît une solution idéale pour diminuer la fragilité des composites cimentaires développés dans cette thèse. Les fibres ne sont pas censées avoir d'incidence majeure sur les propriétés mécaniques en compression des composites cimentaires lorsqu'elles sont dosées à des quantités usuelles. Il paraît donc intéressant d'étudier l'impact de différents types et dosages de fibres sur les composites cimentaires développés dont le potentiel paraît le plus intéressant. Pour cette raison, le prochain chapitre propose d'étudier l'effet de différents types et dosages de fibres sur le mortier de référence, ainsi qu'un mortier dont le module a été réduit par la substitution de 30 % de sable par

des granulats d'argile expansée.

## Conclusion générale et perspectives du chapitre

### Conclusion générale

Ce chapitre traitait de la formulation et de la caractérisation de composites cimentaires destinés à la réalisation de CMC. Les prescriptions du cahier des charges concernant la dimension du plus gros granulat, l'affaissement au cône d'Abrams à l'état frais et la résistance à la compression ont été respectées. Le module d'élasticité a été mesuré, car une faible rigidité du matériau peut être souhaitée dans certains cas (cf. introduction générale).

Les deux possibilités pour réduire le module d'élasticité du mortier de référence étaient soit de diminuer le module d'élasticité des granulats, soit celui de la pâte de ciment. Cette deuxième piste a été explorée en ajoutant à la composition de la pâte de ciment des polymères type éther de cellulose ou latex ; les résultats obtenus à l'état frais ne répondant pas aux attentes fixées dans l'introduction générale, cette piste a été abandonnée. Toutefois, elle pourrait être réexplorée s'il était possible de trouver des molécules moins chères et sans effet secondaire entraîneur d'air.

Afin de réduire le module d'élasticité des granulats, le sable a été substitué par des granulats plus souples à différents taux volumiques. Les granulats choisis ont déjà été étudiés dans de nombreux travaux, et sont produits à l'échelle mondiale à des tarifs raisonnables. Il s'agit de granulats caoutchouc, et de granulats d'argile expansée. Avec ces deux types de granulats, les objectifs du cahier des charges ont pu être respectés, et le module d'élasticité a été réduit significativement. A dosages égaux, les granulats caoutchouc ont un impact plus important sur les propriétés mécaniques que les granulats d'argile expansée. En conséquence, le taux de substitution maximum avec les granulats caoutchouc est de 15 %, alors qu'il peut atteindre 60 % avec les granulats d'argile expansée. A résistances en compression égales, le module d'élasticité des compositions de granulats d'argile expansée est légèrement plus faible que celui des compositions comportant des granulats caoutchouc.

Les granulats de matières plastiques recyclés et les gels aqueux présentent aussi selon la bibliographie un potentiel intéressant pour formuler de nouvelles compositions destinées au procédé CMC. Ils pourraient permettre de produire des composites cimentaires dont les propriétés seraient comparables à celles des mortiers développés dans ce chapitre. Malheureusement, ils ne disposent pas encore d'une production uniformisée à l'échelle mondiale.



# Chapitre 2

## Composites cimentaires renforcés de fibres

### Introduction

Dans certains cas spécifiques (cf. introduction générale), les CMC peuvent être sollicitées en flexion composée. Les composites cimentaires utilisés pour les réaliser présentent en général une faible résistance à la compression, et donc une faible résistance en traction. Si leur section n'est pas entièrement comprimée, la contrainte de traction admissible est peu élevée, et la capacité de déformation de l'élément est quasi-nulle, car sa rupture est fragile. Dans cette situation, il est difficile de justifier d'une marge de sécurité suffisante pour les CMC nécessaires à la stabilité d'une structure. Pour augmenter cette marge de sécurité, trois possibilités s'offrent au constructeur : augmenter la section de la CMC (1), la renforcer d'armatures (2), ou utiliser un nouveau matériau cimentaire plus performant (3).

-(1) Si la section de la CMC augmente, la capacité de charge augmente mais la capacité de déformation diminue (élément plus rigide), et le surcoût peut rendre cette solution non viable.

-(2) Une autre solution pourrait être le renforcement des CMC par des armatures longitudinales, ce qui permettrait d'augmenter à la fois les capacités de charge et de déformation. Cependant, en zone sismique, la direction du chargement est inconnue et ces armatures devraient être placées dans toutes les directions ; le surcoût serait considérable.

-(3) La solution idéale serait d'augmenter simultanément la capacité de charge et de déformation de l'élément.

Ainsi, le matériau serait peu rigide et moins fragile ; il pourrait tolérer des déformations assez élevées tout en restant dans son domaine élastique, et fonctionnerait en meilleure adéquation avec le sol. Si ces sollicitations venaient cependant à dépasser sa résistance, le comportement peu fragile permettrait à l'élément d'encaisser des déplacements importants avant sa rupture.

Le matériau idéal serait donc a fortiori un composite cimentaire semblable à ceux étudiés dans le chapitre précédent, mais renforcé par des fibres. Le renforcement ainsi obtenu constituerait un réseau multidirectionnel et homogène, qui affecterait les propriétés intrinsèques du matériau à l'échelle de la structure. L'objectif de ce chapitre est d'étudier cette solution qui devrait permettre d'améliorer la capacité de déformation de l'élément, si possible en maintenant sa capacité portante.

## 2.1 Etat de l'art

Les fibres actuellement utilisées pour le renforcement du béton peuvent avoir des natures, dimensions, ou encore des formes différentes. Leur effet sur la rhéologie et le comportement mécanique des matériaux cimentaires peut être très marqué, et dépend de nombreux paramètres : leurs propriétés mécaniques, leurs dimensions, leur forme, leur dosage, leur ancrage ou encore leur adhérence à la matrice. Cet effet dépend aussi des propriétés de la matrice cimentaire.

Dans certains cas, elles peuvent jouer un rôle structural en amenant une nette amélioration du comportement mécanique et peuvent ainsi se substituer partiellement ou totalement aux armatures de béton armé. Dans d'autres cas, elles permettent d'améliorer la résistance à la fissuration ou au retrait d'éléments peu sollicités, sans que le comportement mécanique ne soit réellement modifié. La section suivante traite de l'impact des fibres sur les matériaux cimentaires, à l'état frais comme à l'état durci.

L'intérêt des fibres dans des applications parasismiques a été l'objet de plusieurs études. Ces études se concentrent en général sur un point particulier d'une structure en béton armé. Dans ces cas, la matrice cimentaire de l'étude est très différente des mortiers étudiés dans le cas présent, et le taux d'armatures est très élevé. Ce contexte est tellement différent des travaux de cette thèse que ces études ne seront pas traitées dans cet état de l'art.

### 2.1.1 Généralités sur les fibres

#### 2.1.1.1 Les différents types de fibres

Les fibres les plus largement utilisées dans le génie civil sont les fibres métalliques (figure 2.1), notamment pour leurs performances mécaniques.

Les fibres métalliques ont des élancements (ou facteurs de forme) généralement compris entre 20 et 100, avec des longueurs comprises entre 6 et 80 mm. Leurs sections peuvent être circulaires ou rectangulaires, et généralement comprises entre 0.1 et 1.5  $mm^2$ , des sections plus grosses ayant une trop forte propension à la ségrégation. Dans la plupart des cas, leur liaison à la matrice est assurée par l'ancrage mécanique dû à leur forme particulière (ondulée, torsadée, ...). Dans d'autres cas, elles sont liées à la matrice par adhérence grâce à leur surface spécifique élevée (fibres droites, fibres ruban, ...).

Les fibres synthétiques (figure 2.2) sont en général utilisées afin de limiter le retrait et la fissuration au jeune âge d'éléments de bétons de géométries particulières (dallages, éléments de grande surface, éléments fins, ...). Passé le jeune âge, ces fibres sont moins rigides que leur matrice cimentaire, et leur utilité est donc quasiment nulle, notamment si elles ne sont pas traversées par une fissure.

Les fibres de verre classiques ont une durée de vie limitée dans les matériaux cimentaires, car elles subissent des alcali-réactions qui les dissolvent. Certains traitements peuvent améliorer leur durabilité, en général au détriment de leurs propriétés mécaniques et de leur adhérence à la matrice.

Les fibres de carbone ont un prix prohibitif, et sont réservées à des applications spécifiques



FIGURE 2.1 – Fibres métalliques [23]

(éléments de faible épaisseur, ...).

Les fibres végétales sont peu utilisées dans les bétons de structure, et sont surtout réservées à des éléments peu chargés ou isolants. Elles participent au confort hygrothermique des bâtiments, et ont des avantages certains sur les plans économique et écologique. Des fibres telles que celles du bambou, du sisal ou de l'agave présentent des caractéristiques mécaniques élevées, comparables avec certaines de leurs homologues synthétiques. Mais la durabilité de ces fibres dans un environnement alcalin est problématique, car la chaux précipite dans leurs pores, diminuant la flexibilité des fibres végétales [69]. On dit parfois dans ce cas qu'elles se "fossilisent". D'autres phénomènes, comme la décomposition chimique de la lignine et de l'hémicellulose, ont été identifiés [70]. Ces fibres ne sont donc pas adaptées au procédé CMC, qui peut se situer dans des environnements très humides ou chimiquement agressifs. Quelques unes de ces fibres sont illustrées sur la figure 2.3.

La suite de cet état de l'art se concentre sur les fibres métalliques et polypropylène car elles sont durables et produites mondialement à des tarifs généralement abordables.

### 2.1.1.2 Comparaison des propriétés intrinsèques

Le tableau 2.1 résume les principales propriétés mécaniques des fibres couramment utilisées dans les matériaux cimentaires. Les résistances en traction varient entre 500 et 4 000 MPa et les modules d'élasticité entre 5 et 415 GPa. Les propriétés des fibres d'alcool de polyvinyle (Poly-Vinyl Alcohol ou PVA en anglais) sont tirées de [52], et celles des autres fibres de [51].



FIGURE 2.2 – Fibres synthétiques [23]



FIGURE 2.3 – Fibres naturelles [23]

Fibres	Résistance en traction (MPa)	Module (GPa)	Densité
Métalliques	1000-3000	200	7,84
Verre	2000-4000	70-80	2,6
Carbone	1500-2100	380-415	1,9
Polypropylène	140-700	2,5-3,5	0,91
Polyester	200-1000	17.5	1,35
Sisal	280-600	14-27	–
PVA*	900-1600	25-40	1,3

Tableau 2.1 – Principales caractéristiques des fibres étudiées [51] [52]

\* : Poly-Vinyl Alcohol

## 2.1.2 Effets sur les propriétés à l'état frais

### 2.1.2.1 Généralités

L'essai le plus courant pour caractériser les mélanges cimentaires à l'état frais est l'essai d'affaissement au cône d'Abrams. Selon Casanova [71], l'essai au maniabilimètre LCL est préférable à ce dernier car les fibres pénalisent fortement l'écoulement du mélange à l'état statique. Soumis à une vibration, le mélange est plus apte à s'écouler et l'impact des fibres sur la maniabilité est plus facilement identifiable. En général les auteurs européens utilisent un maniabilimètre, et les auteurs américains réalisent un essai au cône d'Abrams inversé.

L'ajout de fibres au mélange a pour effet d'augmenter la cohésion de ce dernier, et donc de diminuer son affaissement. C'est un facteur très important car il limite la quantité de fibres qu'il est possible d'introduire dans un mélange, et donc ses propriétés à l'état durci. Un dosage élevé en fibres peut aussi conduire à un effet d'oursin : les fibres s'emmêlent en un enchevêtrement concentré et le réseau de fibres obtenu n'est plus homogène.

### 2.1.2.2 Fibres polypropylène

Le tableau 2.2 tiré de [30] donne les temps d'écoulement au cône d'Abrams inversé et les teneurs en air occlus (partie droite de la table) pour différentes longueurs et fractions volumiques en fibres (partie gauche du tableau). Quand la fraction volumique en fibres polypropylène est inférieure à 0,3 %, le matériau s'écoule librement à travers le petit côté du cône inversé, et les auteurs ont conclu que l'influence des fibres sur la maniabilité est négligeable. Lorsque la fraction volumique en fibres dépasse 0.5 %, la maniabilité est réellement réduite. Les fibres les plus longues (1,9 cm) sont celles qui pénalisent le plus la maniabilité du mélange cimentaire. Les teneurs en air occlus augmentent de manière régulière avec la fraction volumique en fibres, et sont légèrement plus élevées avec les fibres les plus longues. Ces observations sont en accord avec les règles de l'art connues pour les bétons de fibres métalliques [72].

### 2.1.2.3 Fibres métalliques

#### Effet sur la compacité

Selon Mariotti et Raynaud [73], les fibres d'un mélange cimentaire peuvent être assimilées à des granulats de forme très imparfaite. De par leur forme spécifique, elles pénalisent considéra-

Mix no.	Fiber length, in.	Fiber volume fraction, percent	Slump, in.	Inverted slump cone s	Air content, percent
1	—	0	8.5	*	2.0
2	1/2	0.1	9.5	*	1.5
3	1/2	0.3	8.0	*	2.5
4	1/2	0.5	7.5	14	4.5
5	3/4	0.1	10.5	*	1.5
6	3/4	0.3	9.5	*	3.5
7	3/4	0.5	1.0	18	5.0

Note: 1 in. = 25.4 mm.

\* = Material was very fluid and passed through the inverted slump cone freely.  
1 in. = 25.4 mm.

Tableau 2.2 – Effet de la longueur et fraction volumique des fibres polypropylène sur l'état frais [30]

blement la compacité du squelette granulaire, comme le montre la figure 2.4 tirée de [24] : sur la figure de gauche, le squelette granulaire est schématisé par des disques de deux rayons différents ; sur la figure de droite une fibre schématisée par un rectangle très élancé est incorporée à ce mélange. Les auteurs ont observé que pour atteindre sa compacité maximale, le mélange de la figure de droite devait comporter une plus grande proportion en petits granulats.

Pour arriver à sa compacité maximale, le squelette granulaire de la figure de droite comportant une fibre doit être différent de celui de la figure de gauche. Cette différence est une diminution de 10 % des gros grains et une augmentation de 20 % des petits grains.

Les fibres augmentent aussi fortement la cohésion du mélange frais à l'état statique, ce qui fait que l'essai au cône d'Abrams est faussé par leur présence, et que des essais d'écoulement dynamique (maniabilimètre LCL par exemple) sont plus cohérents [73].

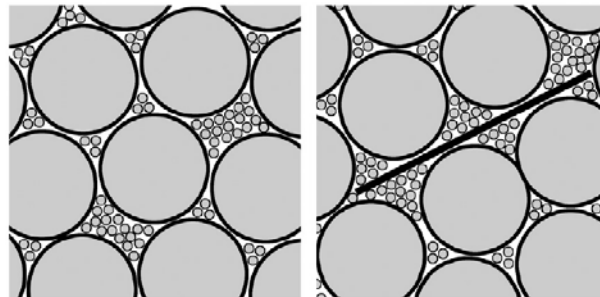


FIGURE 2.4 – Modification du squelette granulaire par la présence d'une fibre [24]

### Effet sur la maniabilité

La figure 2.5 tirée de [25] montre le temps d'essai Vébé d'un mélange cimentaire en fonction de la fraction volumique en fibres pour différents rapports d'élancement de fibres. Pour un rapport d'élancement donné, il existe un dosage volumique à partir duquel la maniabilité chute brutalement. Plus le rapport d'élancement de la fibre est élevé, plus ce dosage est faible. Lorsque le rapport d'élancement dépasse 100, l'effet des fibres sur la maniabilité est très marqué, même pour de faibles fractions volumiques en fibres.

La figure 2.6 tirée de [24] montre un essai d'affaissement avec différents dosages et élancements de fibres métalliques droites cylindriques. Lorsque l'élancement est faible, c'est le dosage en

fibres qui peut limiter le seuil d'écoulement du mélange de manière trop drastique ; par contre, lorsque l'élancement est élevé les fibres ont tendance à former un oursin, même avec un faible dosage. Ce phénomène d'oursin ne permet pas de produire un mélange fibré homogène.

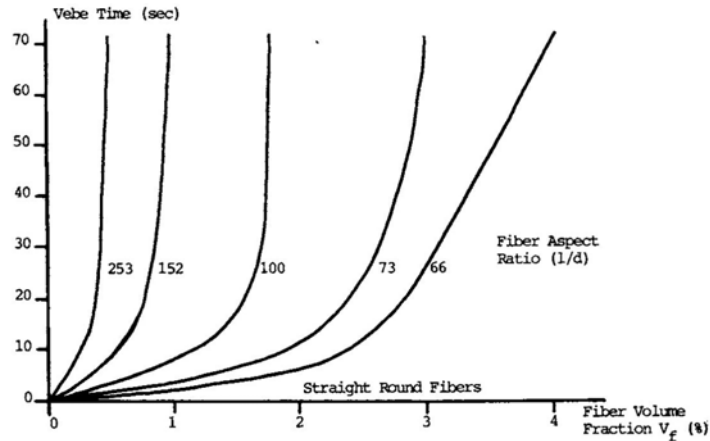


FIGURE 2.5 – Effet de l'élancement et du dosage en fibres métalliques droites de section circulaire sur la maniabilité VEBE [25]

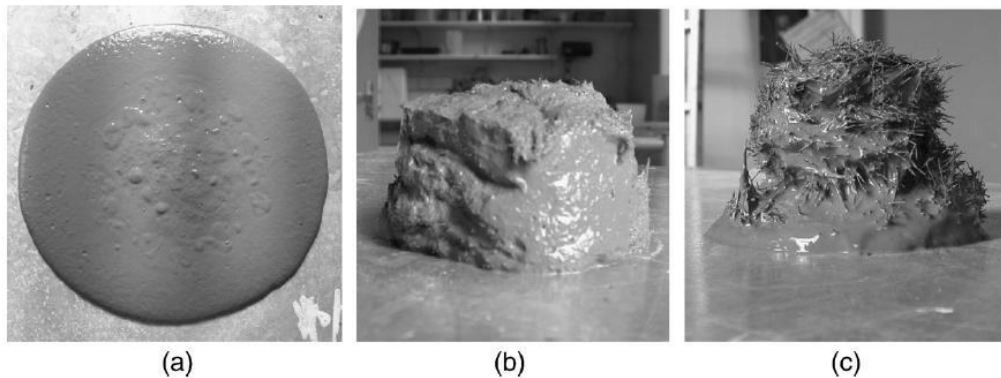


FIGURE 2.6 – Effet de l'élancement et du dosage en fibres métalliques sur la pertinence de l'essai d'affaissement [24]

Fibres métalliques droites de section circulaire :

- Fraction volumique en fibres 5 % élancement 17
- Fraction volumique en fibres 20 % élancement 17
- Fraction volumique en fibres 5 % élancement 80

Les deux principaux paramètres des fibres agissant sur la rhéologie des mélanges cimentaires sont donc leur élancement et leur dosage. La figure 2.7 tirée de [26] montre que la consistance du mélange est inversement proportionnelle au facteur de fibres, qui est le produit du rapport d'élancement par la racine du dosage volumique.

### Effet sur l'entraînement d'air

Le tableau 2.3 tiré de [53] donne la teneur en air occlus de mélanges cimentaires en fonction de la forme, la longueur, le diamètre et la fraction volumique des fibres. Pour les huit premières

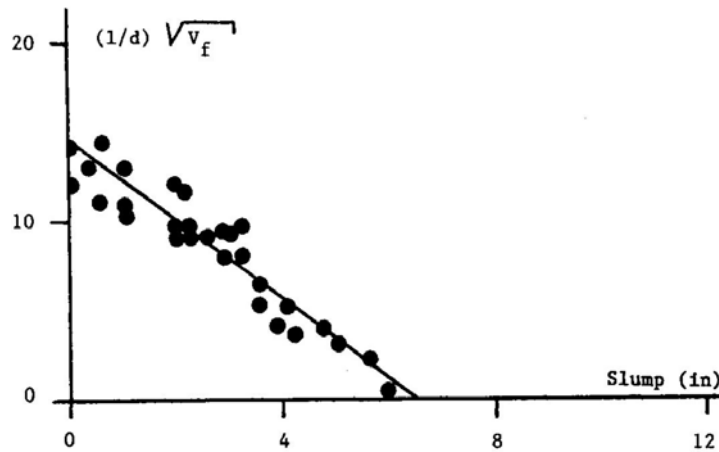


FIGURE 2.7 – Relation entre facteur de fibres et affaissement [26]

Fibres métalliques droites de section circulaire

lignes, les fibres sont droites de section circulaires. Pour les deux lignes suivantes, les fibres sont ondulées, de section circulaire puis rectangulaire. Pour les trois dernières lignes, les fibres sont déformées en crochets aux extrémités, soit en vrac (Hooked) ou encollées en plaquettes (Hooked collated).

Les résultats des quatre premières lignes montrent que la teneur en air occlus augmente avec le dosage en fibres. Les résultats des quatre lignes suivantes montrent que cette teneur en air occlus augmente quand la longueur des fibres diminue. Cette observation n'est pas prévisible et systématique. Les résultats des dernières lignes montrent que les fibres déformées ont un effet plus marqué sur la teneur en air occlus que les fibres droites.

Fiber type	Length $l$ , in.	Diameter $d$ , in.	Volume fraction $V_f$ , percent	Air content of fresh mix, percent
Straight-round	2	0.035	3	5.3
Straight-round	2	0.035	2	2.9
Straight-round	2	0.035	1	2.6
Straight-round	—	—	0	2.1
Straight-round	2.5	0.035	2	2.5
Straight-round	2	0.035	2	2.9
Straight-round	1.5	0.035	2	3.0
Straight-round	1	0.035	2	3.3
Crimped-round	2	0.035	2	4.0
Crimped-rectangular	2	0.035	2	3.8
Hooked	2	0.02	2	3.7
Hooked-collated	1.2	0.02	2	4.1
Hooked-collated	2.0	0.02	2	4.5

1 in. = 25.4 mm.

Tableau 2.3 – Effet du dosage, des dimensions et de la forme des fibres métalliques sur la teneur en air occlus [53]



### Effet de la mise en œuvre sur l'orientation des fibres

Lors de la mise en œuvre d'un mélange cimentaire comportant des fibres, ces dernières ont tendance à prendre une orientation préférentielle dans la direction de l'écoulement. Ce phénomène s'accroît quand les fibres se rapprochent des parois, comme le montre la figure 2.8 tirée de [27]. L'orientation préférentielle des fibres dépend donc de leur géométrie, des conditions de mise en place, mais aussi de la rhéologie du mélange cimentaire dans lequel elles sont introduites.

Lors de la mise en place d'un mélange cimentaire fibré dans des CMC, il pourrait donc y avoir une orientation préférentielle des fibres dans le sens de l'écoulement dans la tarière creuse qui achemine le mélange cimentaire fibré. Dans ce cas, leur orientation préférentielle serait verticale, donc orthogonale au moment appliqué, et serait donc bénéfique à la résistance en flexion des CMC.

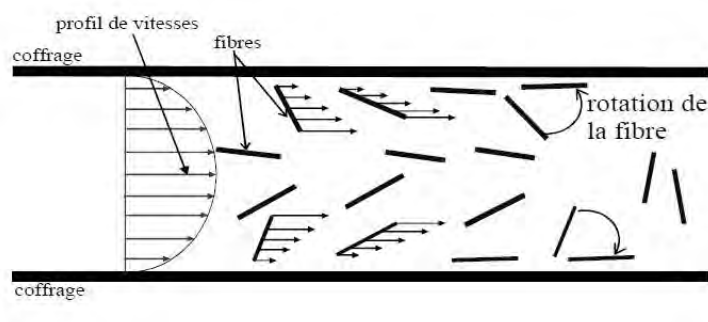


FIGURE 2.8 – Orientation préférentielle des fibres dans le sens d'écoulement [27]

## 2.1.3 Effets sur les propriétés à l'état durci

### 2.1.3.1 Généralités

La figure 2.9 tirée de [28] schématise les principaux mécanismes d'interactions fibre-matrice qui peuvent exister dans un matériau cimentaire renforcé de fibres :

- 1 : la contrainte dans la fibre dépasse sa résistance en traction, elle casse et devient inutile ;
- 2 : la fibre glisse dans la matrice cimentaire car l'adhérence est trop faible ;
- 3 : la fibre reprend les efforts ; elle coud la fissure ;
- 4 : l'interface fibre-matrice lâche, mais la fibre ne glisse pas comme dans le cas 2 car elle est ancrée mécaniquement ;
- 5 : la fibre répartit les contraintes en traction, qui dépassent la résistance de la matrice ; celle-ci se fissure de manière répartie.

### 2.1.3.2 Fibres polypropylène

Ces fibres sont destinées à limiter le retrait plastique au très jeune âge des matériaux cimentaires. Elles permettent ainsi d'éviter une fissuration précoce du matériau lors de l'hydratation de la pâte de ciment.

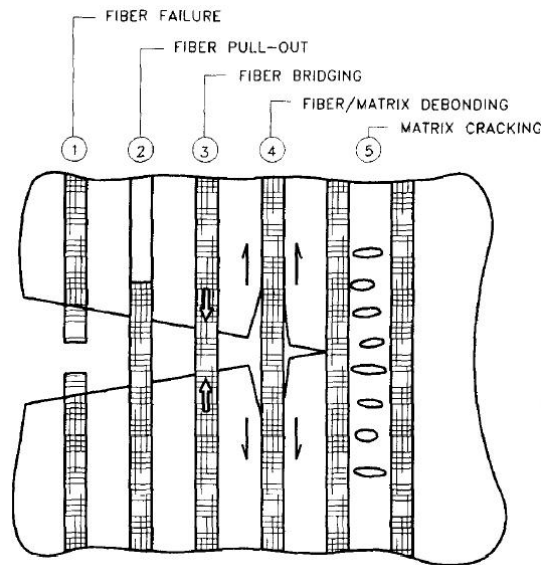


FIGURE 2.9 – Schéma de fonctionnement du renforcement par fibres [28]

### Effet sur le comportement en compression

Selon Alhozaimy et al. [29], les fibres polypropylène n'ont pas d'effet significatif sur la résistance et l'énergie de rupture en compression, comme le montre la figure 2.10 tirée de [29]. Par contre, une fois que la contrainte a atteint la résistance à la compression et que le matériau est fissuré, elles améliorent légèrement le comportement post-pic. L'énergie de rupture en compression, mesurée en intégrant la courbe force-déplacement de l'essai, augmente donc légèrement, comme le montre la figure 2.11 tirée de [29].

Les observations de Bayasi et Zheng [30] sont similaires : pour ses auteurs la résistance en compression n'est pas affectée par des fractions volumiques en fibres comprises entre 0,1 et 0,5 %, mais le comportement post-pic est légèrement amélioré. Les diagrammes contrainte-déformation des essais de compression de Bayasi et Zheng [30] sont visibles sur la figure 2.12.

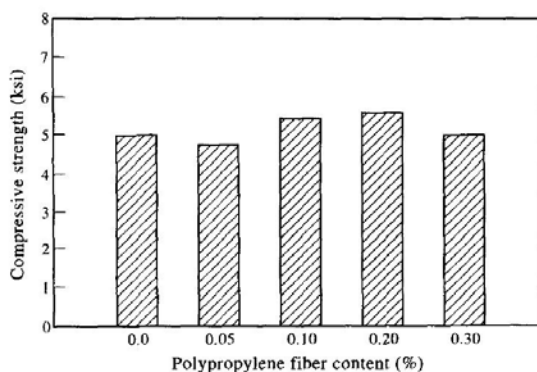


FIGURE 2.10 – Effet des fibres polypropylène sur la résistance en compression [29]

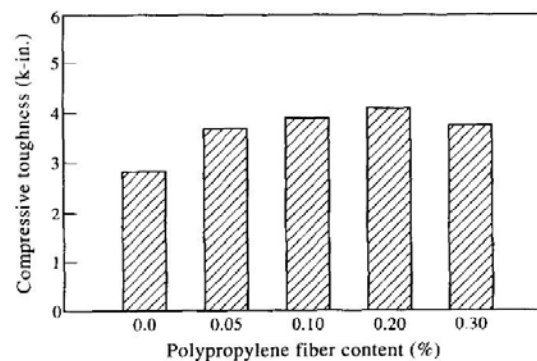


FIGURE 2.11 – Effet des fibres polypropylène sur l'énergie de rupture en compression [29]

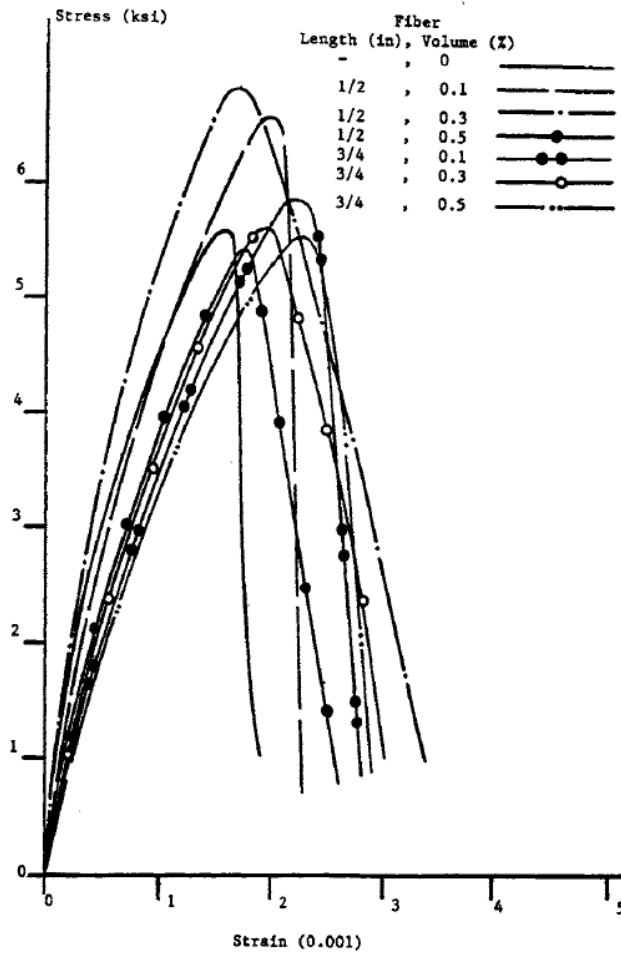


FIGURE 2.12 – Diagrammes contrainte-déformation des essais de compression avec différentes longueurs et fractions volumiques en fibres polypropylène [30]

### Effet sur le comportement en flexion

Selon Alhozaimy et al. [29], la résistance en flexion des bétons n'est pas affectée par les fibres polypropylène, comme le montre la figure 2.13 tirée de [29]. Le module d'élasticité du polypropylène étant inférieur à celui de la matrice cimentaire, les fibres de polypropylène reprennent des contraintes inférieures à celles de la matrice avant sa fissuration, même en supposant une adhérence parfaite. C'est donc après fissuration que les fibres se déforment, et qu'elles peuvent en conséquence apporter leur contribution mécanique, comme le montrent les figures 2.15 et 2.16. La résistance résiduelle post-fissuration est systématiquement inférieure à la résistance en flexion de la matrice cimentaire [30], [29]. En flexion, les fibres de polypropylène impliquent une légère augmentation de l'énergie de rupture, comme le montre la figure 2.14 tirée de [29]. L'augmentation de l'énergie de rupture est marquée car les fibres glissent et se déforment dans la matrice cimentaire au fur à mesure que les fissures s'ouvrent, ce qui permet d'atteindre des ouvertures de fissures importantes avec des résistances résiduelles peu élevées, comme le montrent les figures 2.15 et 2.16.

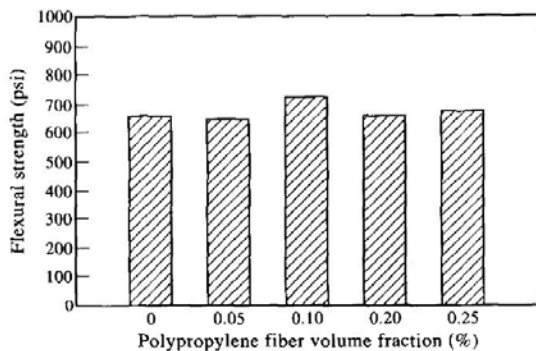


FIGURE 2.13 – Effet des fibres polypropylène sur la résistance en flexion [29]

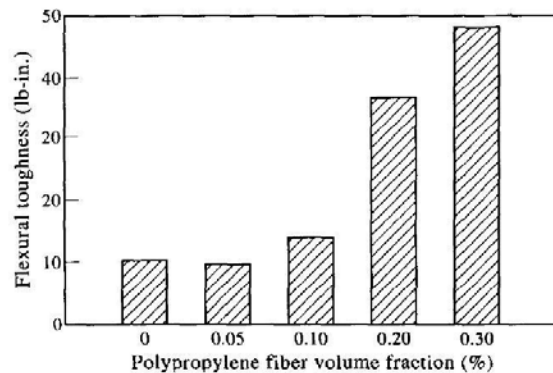


FIGURE 2.14 – Effet des fibres polypropylène sur l'énergie de rupture en flexion [29]

### Effet sur la résistance en traction par fendage

Selon Mazaheripour et al. [31], les fibres polypropylène peuvent avoir un effet bénéfique sur la résistance en traction par fendage. Les auteurs constatent une augmentation de cette dernière de 14 % pour un volume de fibres de 0,3 %, comme le montre la figure 2.17 tirée de [31].

Dans cette étude, les compositions G et I sont réalisées avec la même pâte de ciment, c'est-à-dire qu'ils comportent les mêmes dosages en eau, ciment, fumée de silice et filler calcaire. Leurs squelettes granulaires sont différents ; leurs proportions relatives entre sable, gravier et granulats d'argile expansée ne sont pas identiques. Le squelette granulaire de la composition G contient plus de granulats de petites dimensions que celui de la composition I. Les auteurs quantifient cette propriété du squelette granulaire en donnant le rapport entre granulats "fins" et la quantité totale en granulats : ce rapport est de 80 % pour la composition G et 65 % pour la composition I.

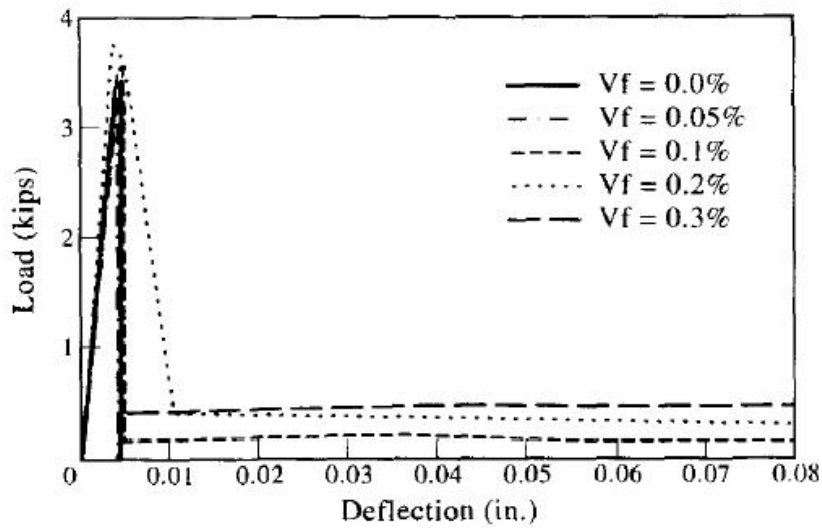


FIGURE 2.15 – Effet de la fraction volumique en fibres polypropylène sur le comportement en flexion [29]

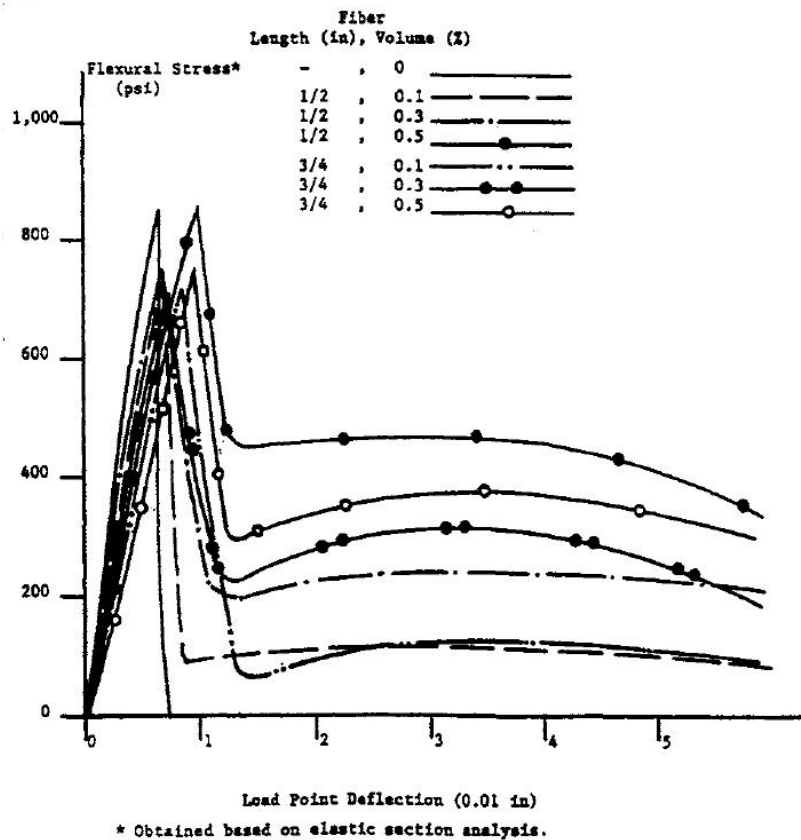


FIGURE 2.16 – Effet de la longueur et fraction volumique des fibres polypropylène sur le comportement en flexion [30]

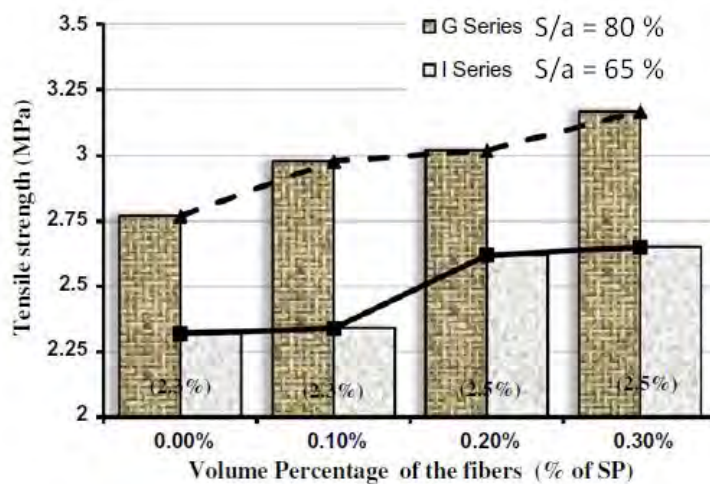


FIGURE 2.17 – Effet des fibres polypropylène sur la résistance en traction par fendage [31]  
S/a : proportion relative de granulats fins dans l'ensemble du squelette granulaire

### 2.1.3.3 Fibres métalliques

#### Effet sur le comportement en compression

La figure 2.18 tirée de [32] montre les diagrammes contrainte-déformation en compression d'un béton avec différents dosages en fibres métalliques Dramix ; les fibres n'agissent pas de manière notable sur la contrainte ultime du diagramme, mais les déformations au pic et à la rupture augmentent.

Comme les fibres viennent freiner la propagation des fissures du matériau endommagé, la résistance en compression devrait augmenter. Mais les fibres métalliques peuvent induire une augmentation de la teneur en air occlus et donc de la porosité, et viennent perturber la compacité du squelette granulaire de par leur forme élancée. Il y a donc plusieurs phénomènes qui se compensent partiellement [33]. Lorsque le dosage en fibres métalliques est élevé, ce qui est le cas pour [32], le matériau est moins fragile. Donc même si sa résistance en compression n'est pas augmentée par la présence des fibres, ces dernières permettent d'améliorer le comportement post-pic du matériau et donc d'augmenter l'énergie mécanique nécessaire à sa rupture.

D'après Gencil et al. [34], les fibres métalliques peuvent induire une faible augmentation du module d'élasticité, alors que selon Neves et Fernandes [33], elles impliquent une légère diminution de ce dernier car elles entraînent des bulles d'air supplémentaires qui augmentent la porosité du matériau. Comme le montrent les figures 2.19 (a) et (b), qui présentent les résultats expérimentaux de ces deux sources, l'effet des fibres métalliques sur le module d'élasticité est négligeable. Selon la théorie mécanique des composites, les fibres devraient induire une augmentation du module d'élasticité [74]. Comme la fraction volumique en fibres est assez faible (< à 2 %), cette augmentation du module d'élasticité ne peut être très importante. L'augmentation de la porosité, souvent présente lorsque le dosage en fibres métalliques dépasse 1 %, ainsi que la modification du squelette granulaire, peuvent toutes deux compenser ce phénomène.

Dans ces deux travaux, les fibres étudiées sont des fibres de section circulaire aux extrémités déformées en crochet, de longueur 30mm ; dans le travail de Gencil et al. [34] leur élancement est de 60, et dans [33] les deux fibres R et Z présentent des élancements de 55 et 80. Les compositions A et B de [33] sont deux bétons de résistances en compression 40 et 60 MPa, dont les

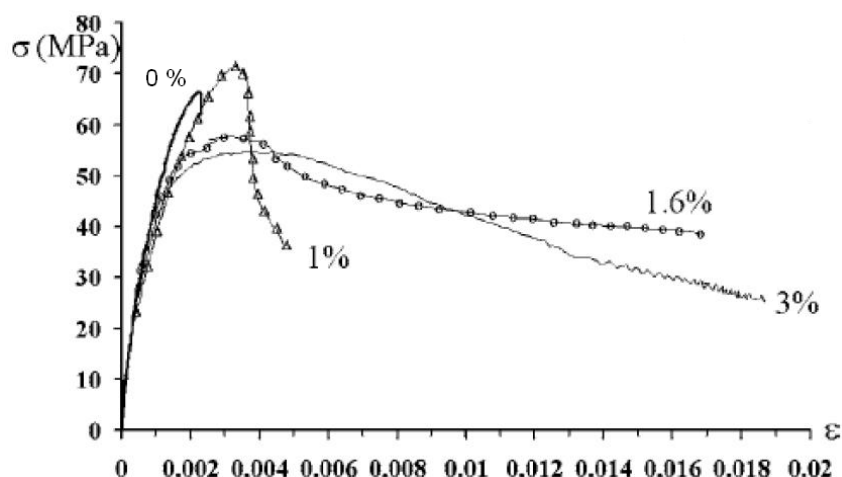


FIGURE 2.18 – Effet de la fraction volumique en fibres métalliques sur le comportement en compression [32]

dosages en ciment sont  $250$  et  $450 \text{ kg/m}^3$ .

### Effet sur le comportement en flexion

#### Fibres déformées

Les fibres les plus couramment étudiées sont les fibres aux extrémités déformées en crochets. Leur efficacité sur le comportement en flexion dépend fortement de la compacité de la matrice et du dosage ; sur la courbe D40 de la figure 2.20 tirée de [35], où le dosage est faible ( $40 \text{ kg/m}^3$ ), la résistance et la déformation au pic sont quasiment inchangées. Une fois ce pic dépassé, les résistances résiduelles se stabilisent autour d'un palier, à environ 60 % de la résistance en flexion. En l'absence de fibres, les résistances résiduelles chutent brutalement, et sont négligeables à partir d'une ouverture de fissure de 0,5 mm.

Par contre, avec un dosage élevé, comme sur la figure 2.21 tirée de [36], les résistances résiduelles dépassent la résistance en flexion de la matrice. Le pic de résistance se situe à une charge et une déformation largement supérieures à celles de la matrice, et le comportement post-pic présente une diminution progressive des résistances résiduelles. Les valeurs moyennes sur trois essais des résistances en flexion sont consignées dans le tableau 2.4.

Fraction volumique en fibres (%)	0	1	2
Résistance en flexion (MPa)	3,0	6,5	6,6

Tableau 2.4 – Effet de la fraction volumique en fibres métalliques sur la résistance en flexion [36]

#### Fibres ruban

Comme le montre la figure 2.22 tirée de [37], le renforcement des fibres métalliques adhérentes en forme de ruban a un effet notable sur le comportement en flexion du matériau. Tout d'abord, elles agiront dès l'apparition des premières microfissures dans la matrice cimentaire

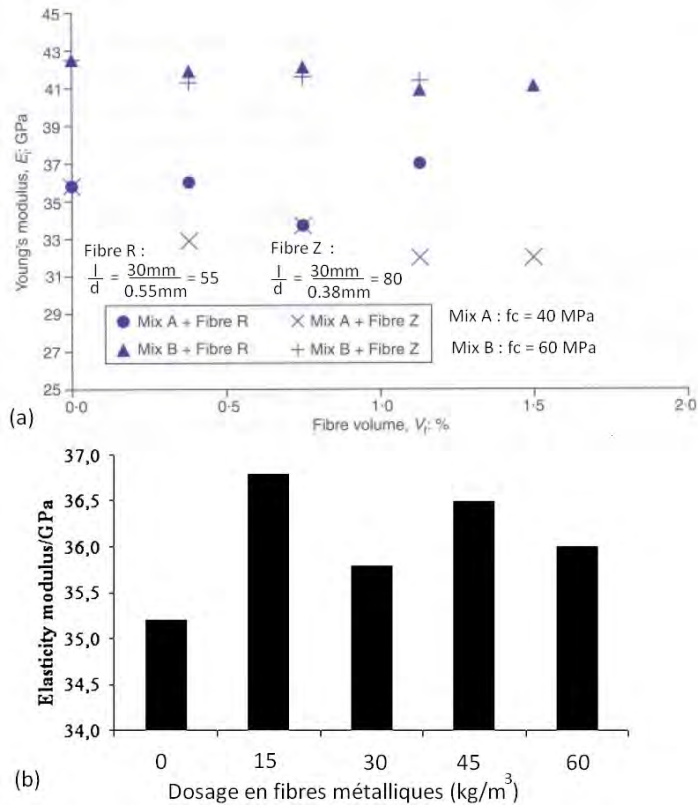


FIGURE 2.19 – Effet du dosage en fibres métalliques sur le module d'élasticité [33] (a) [34] (b)

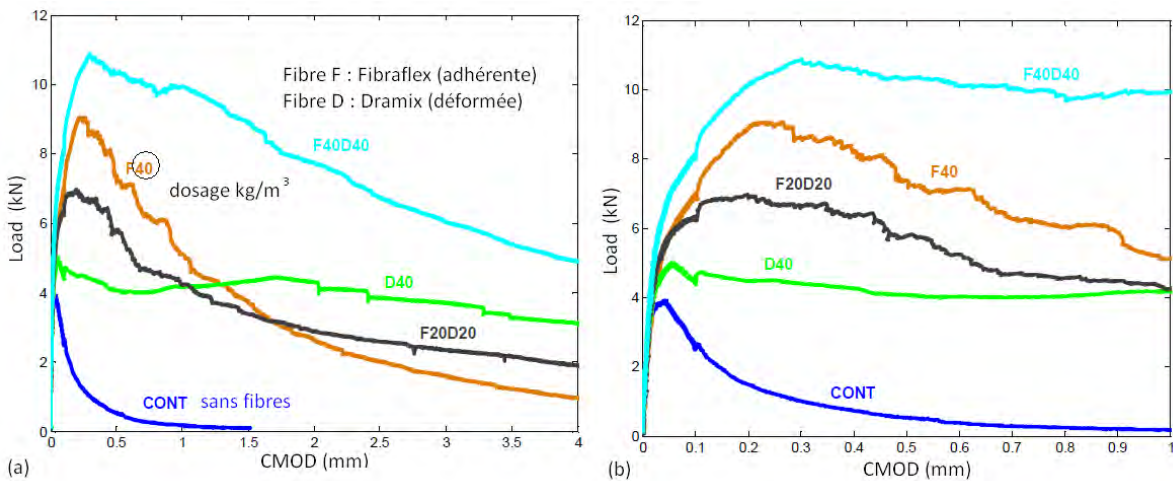


FIGURE 2.20 – Comportement en flexion de formulations renforcées avec un ou deux types de fibres [35]



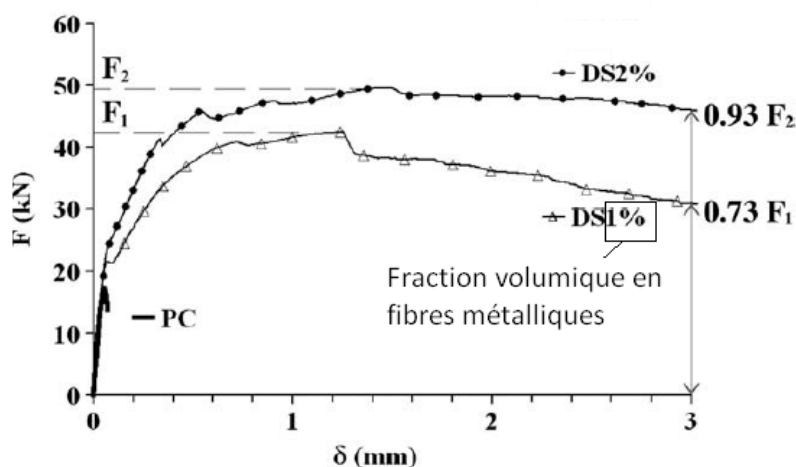


FIGURE 2.21 – Effet de la fraction volumique en fibres métalliques sur le comportement en flexion [36]

et retardent l'apparition du pic de résistance, qui se situe à une résistance et une déformation plus élevées. Ensuite, les résistances résiduelles diminuent rapidement et ne se stabilisent pas en palier, contrairement aux observations faites avec les fibres déformées.

Pour les auteurs de [37], les fibres les plus élancées et les plus longues sont plus sollicitées que les fibres plus courtes, car le supplément de longueur implique un supplément de mobilisation des fibres, dans certaines limites. En fonction de leur orientation et situation par rapport à la fissure, les fibres les plus longues ont plus tendance à casser qu'à glisser. Or ces fibres ne sont pas conçues pour glisser, et perdent leur efficacité dans ce mode de fonctionnement. La formulation renforcée avec les fibres les plus longues est d'ailleurs plus résistante que son homologue tout au long de l'essai. La quantité d'énergie que peut absorber le matériau cimentaire comportant les fibres de longueur 30 mm est donc fortement accrue, comme le montre la figure 2.23 tirée de [23] : avec une fraction volumique en fibres ruban adhérentes de 0,25 %, l'énergie de rupture en flexion est multipliée par 5,1 et 2,8 pour des élancements de 125 et 105 respectivement.

Pons et al. ont observé que les fibres ruban étaient moins efficaces dans un béton vibré que dans un béton auto-plaçant ; selon eux, la fluidité accrue de ce dernier améliore la liaison fibre-matrice cimentaire [40].

#### Effet sur la résistance en traction par fendage

La figure 2.24 tirée de [34] montre l'évolution de la résistance en traction par fendage en fonction de la fraction volumique en fibres. Les observations de la littérature concernant l'effet des fibres sur la résistance en traction par fendage sont contradictoires, tout comme pour la résistance à la compression et le module d'élasticité. En réalité, des phénomènes tels que la modification de la compacité et/ou de la porosité peuvent compenser l'influence directe des fibres sur cette propriété.

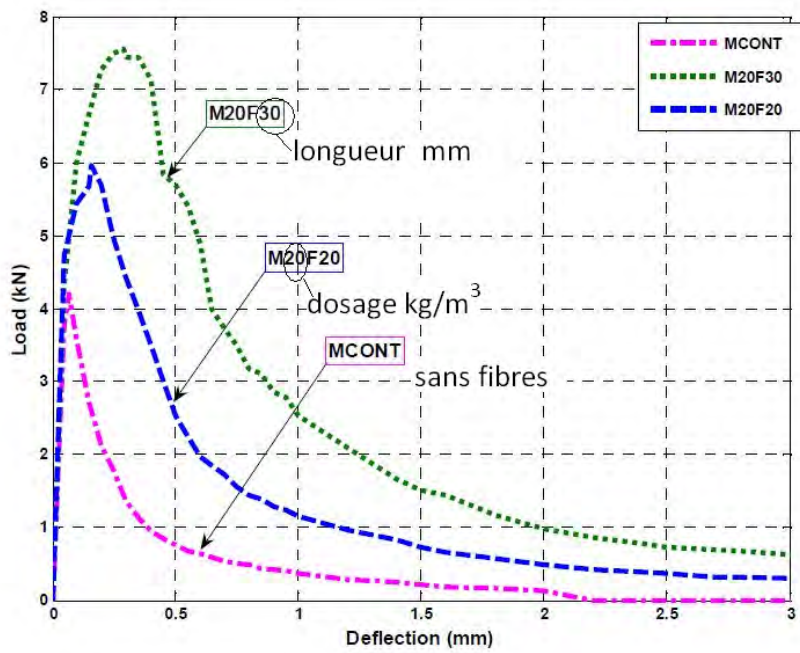


FIGURE 2.22 – Effet de la longueur des fibres métalliques ruban sur le comportement en flexion [37]

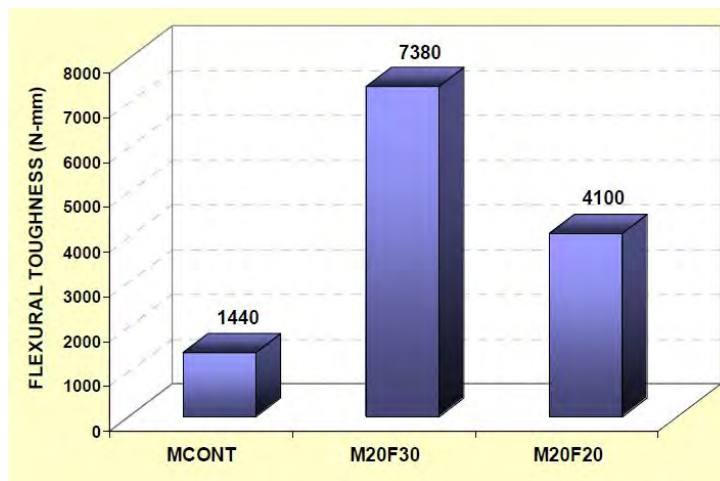


FIGURE 2.23 – Effet de la longueur des fibres métalliques ruban sur l'énergie de rupture en flexion [37]

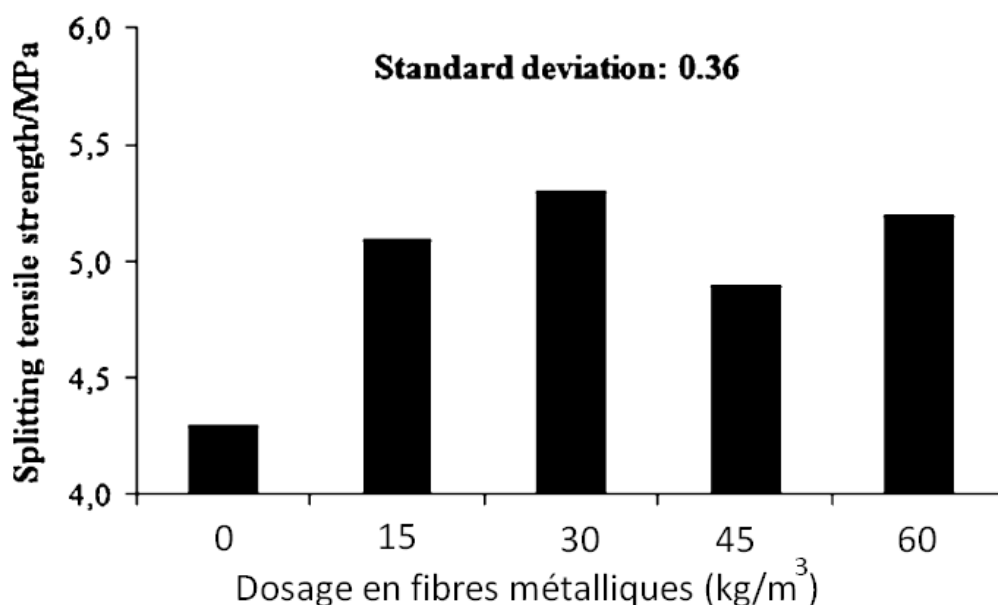


FIGURE 2.24 – Effet du dosage des fibres métalliques sur la résistance en traction par fendage [34]

#### 2.1.3.4 Renforcement hybride de fibres

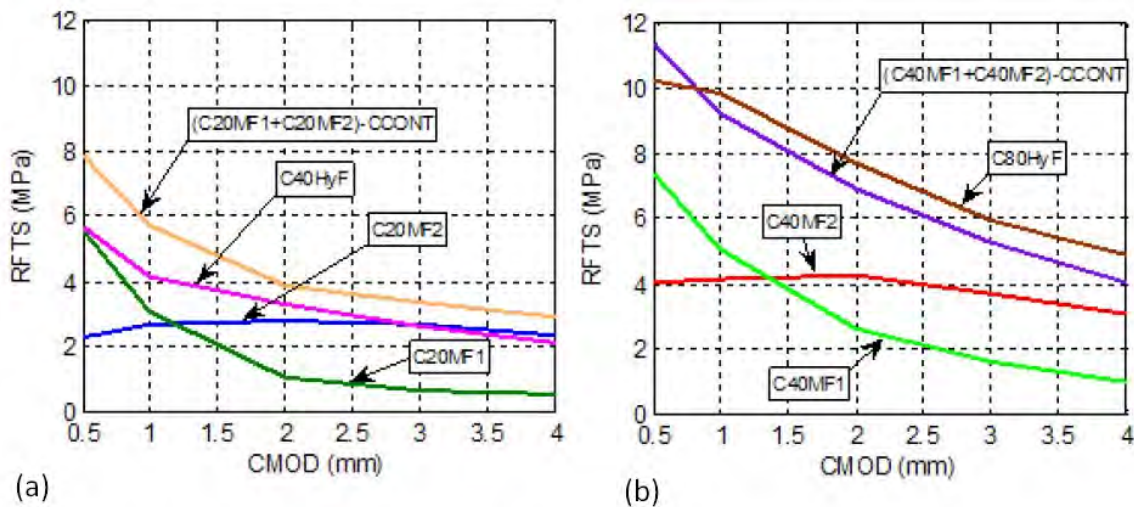
Il a été vu dans la section précédente que de nombreux paramètres (forme, dimensions, nature, ...) régissent l'effet des fibres sur le comportement mécanique du béton qu'elles renforcent. Notamment, certaines fibres améliorent la résistance du matériau, alors que d'autres lui permettent de tolérer d'importants déplacements avec de faibles résistances résiduelles. Il est donc logique d'espérer que l'ajout simultané de ces fibres à une matrice cimentaire permettrait de combiner ces effets complémentaires. Cette technique est communément désignée par le terme de renforcement "hybride" en fibres. Ce renforcement hybride peut comporter des fibres d'une même nature, mais de formes ou de dimensions différentes, ou alors des fibres dont la matière première ainsi que la géométrie sont différentes. Les trois paragraphes suivants traitent donc du renforcement hybride en fibres métalliques, du renforcement hybride en fibres métalliques et polypropylène, et enfin du renforcement hybride en fibres métalliques et de carbone.

#### Renforcement hybride en fibres métalliques

##### Comportement en flexion

La figure 2.20 tirée de [23] montre le comportement en flexion de bétons de fibres métalliques dosés à  $40 \text{ kg/m}^3$ . Comme il a été observé dans 2.1.3.3, les fibres adhérentes sont très efficaces dès l'apparition de la première fissure car elles retardent sa propagation, ce qui augmente la charge et la déformation au pic. Cependant, elles sont moins efficaces que les fibres déformées quand l'ouverture de fissure dépasse 2 mm. Les fibres déformées, quant à elles, sont peu efficaces à l'amorce de la fissuration de la matrice, car leur ancrage ne permet pas de les solliciter dès que la fissure s'amorce. Par contre, le comportement post-pic présente un palier de résistances résiduelles quasi-constantes pour des ouvertures de fissure pouvant dépasser 4mm.

Ces deux types de fibres offrant des effets complémentaires, il est possible de les utiliser simultanément dans un matériau cimentaire pour tirer profit de cette complémentarité. Les courbes C40HyF et C80 HyF de la figure 2.25 tirée de [35] montrent l'effet d'un renforcement hybride avec un mélange 50 % / 50 % de fibres adhérentes et déformées. Lorsque la matrice est entièrement fissurée et ne contribue plus en section tendue au comportement en flexion, les résistances résiduelles du dosage hybride peuvent être comparées aux sommes arithmétiques de leurs composantes. Pour le dosage hybride le plus faible (figure (a)), les résistances résiduelles sont légèrement plus faibles que la somme arithmétique de ses composantes. Par contre pour le dosage hybride de  $80 \text{ kg/m}^3$  (figure (b)), la réponse de la formulation hybride est légèrement supérieure à la somme arithmétique de ses composantes ; il y a une synergie positive du renforcement.



MF1 : fibres adhérentes Fibraflex  
 MF2 : fibres déformées Dramix  
 RFTS : Résistance équivalente résiduelle en flexion  
 HyF : Dosage hybride en fibres 50 % MF1 + 50 % MF2

FIGURE 2.25 – Mise en évidence de la synergie du renforcement hybride ; dosages totaux de  $40 \text{ kg/m}^3$  (a) et  $80 \text{ kg/m}^3$  (b) [35]

Vandewalle a étudié le comportement en flexion de bétons renforcés par des combinaisons de fibres métalliques de différentes longueurs (6, 13 et 35 mm), les plus longues étant déformées en crochets aux extrémités [75]. Les comportements post-pic des formulations hybrides sont comparés aux sommes arithmétiques de leur composantes ; pour la plupart des combinaisons, les résistances des formulations hybrides sont inférieures à cette somme. La conclusion de l'auteur est que l'on ne peut pas affirmer qu'il existe un effet synergétique positif lorsque l'hybridation porte sur la longueur des fibres métalliques.

### Résistance en traction par fendage

La figure 2.26 tirée de [38] montre l'évolution de la résistance en traction par fendage en fonction de la fraction volumique en fibres, avec deux longueurs de fibres. Les meilleures résistances sont obtenues avec les fibres les plus courtes. Lorsque les fibres courtes et longues sont mélan-

gées afin de fournir un renforcement hybride, la résistance obtenue est quasi-systématiquement entre les deux valeurs des formulations renforcées par un seul type de fibres.

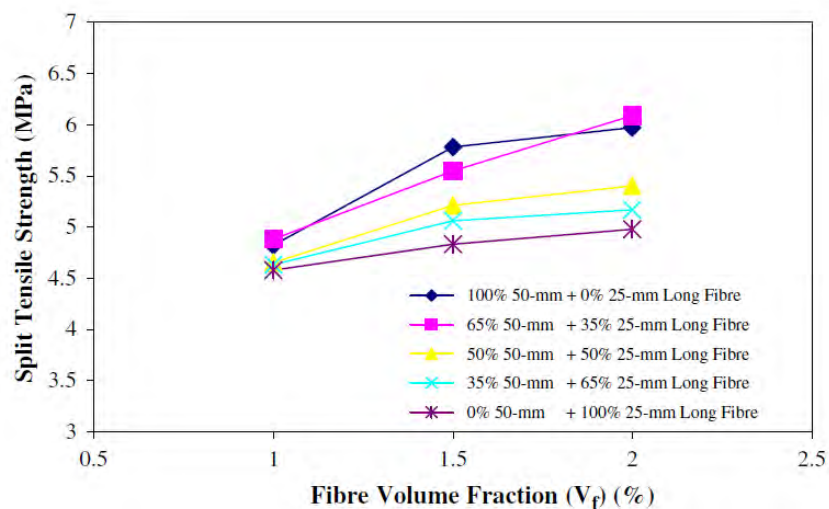


FIGURE 2.26 – Effet du dosage et de la longueur des fibres métalliques sur la résistance en traction par fendage [38]

### Renforcement hybride fibres métalliques-fibres polypropylène

Oucief et al. [39] ont comparé des dosages hybrides comportant de faibles quantités en fibres métalliques ruban (FM) et fibres polypropylène (FS), avec des fractions volumiques totales en fibres inférieures à 0.5 %. Les combinaisons des dosages sont rappelées sous la figure.

Sur la figure 2.28 tirée de [39], on peut constater que les résistances résiduelles de BAPFMS1 sont inférieures à celles de BAPFMS2 sur l'ensemble de l'essai ; l'adhérence entre fibres et matrice est telle que les fibres de longueur 20 mm sont plus efficaces que celles de 30 mm. Ensuite, la comparaison des énergies absorbées jusqu'à une flèche de 5 mm par les compositions BAPFMS5 et BAPFMS2 permet de voir l'importance des fibres polypropylène (cf. figure 2.28). En effet, la composition BAPFMS5 comporte 10 % de fibres polypropylène en moins que BAPFMS2, et son énergie est de 22,8 kN.m contre 38,1 kN.m pour BAPFMS2. En glissant dans la matrice jusqu'à des ouvertures de fissures élevées, les fibres polypropylène les plus longues permettent donc une forte dissipation d'énergie mécanique.

Pour les dosages hybrides en fibres métalliques, la réponse du dosage hybride est souvent inférieure ou égale à la somme de chacun des dosages. Dans [40], la combinaison de fibres adhérentes et polypropylène est étudiée, tout comme dans [39] ; pour l'ensemble de ces auteurs, la résistance résiduelle fournie par le dosage hybride en fibres correspond à la somme arithmétique de ses composantes ; il n'y a ni synergie, ni effet préjudiciable, comme le montre la figure 2.29 tirée de [40].

L'effet du renforcement hybride des fibres métalliques et polypropylène sur la résistance en traction par fendage (cf. figure 2.30 tirée de [41]) n'apparaît pas favorable.

Libre et al. ont remarqué que la résistance en traction par fendage était fortement affectée par les fibres métalliques et très légèrement par les fibres polypropylène [41]. L'ajout de fibres polypropylène à une composition comportant déjà des fibres métalliques implique une diminution de la résistance en traction par fendage ; il y a un effet préjudiciable.

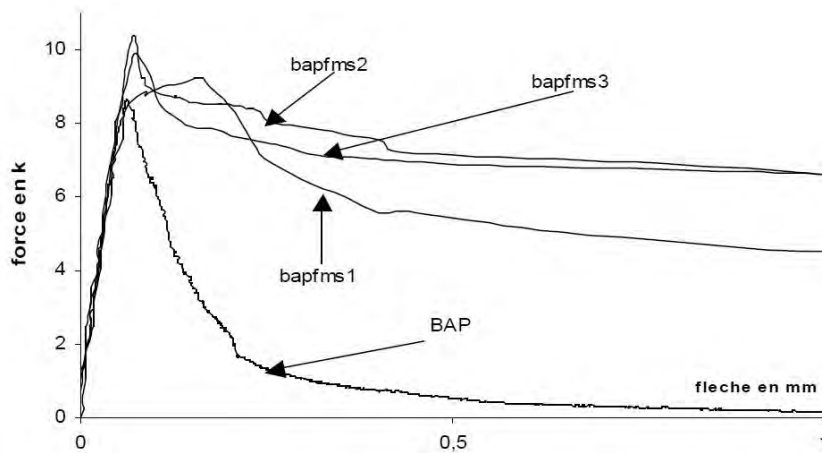


FIGURE 2.27 – Effet des différentes combinaisons de dosages en fibres sur le comportement en flexion [39]

BAP : Béton autoplaçant témoin sans fibres

BAPFMS1 : [ $10 \text{ kg/m}^3$  FM ( $l=30 \text{ mm}$ ) +  $4,5 \text{ kg/m}^3$  FS ( $l=50 \text{ mm}$ )]

BAPFMS2 : [ $10 \text{ kg/m}^3$  FM ( $l=20 \text{ mm}$ ) +  $4,5 \text{ kg/m}^3$  FS ( $l=50 \text{ mm}$ )]

BAPFMS3 : [ $6,75 \text{ kg/m}^3$  FM ( $l=20 \text{ mm}$ ) +  $4,5 \text{ kg/m}^3$  FS ( $l=50 \text{ mm}$ )]

BAPFMS4 : [ $5 \text{ kg/m}^3$  FM ( $l=20 \text{ mm}$ ) +  $4,5 \text{ kg/m}^3$  FS ( $l=50 \text{ mm}$ )]

BAPFMS5 : [ $6,75 \text{ kg/m}^3$  FM ( $l=20 \text{ mm}$ ) +  $3,6 \text{ kg/m}^3$  FS ( $l=40 \text{ mm}$ )]

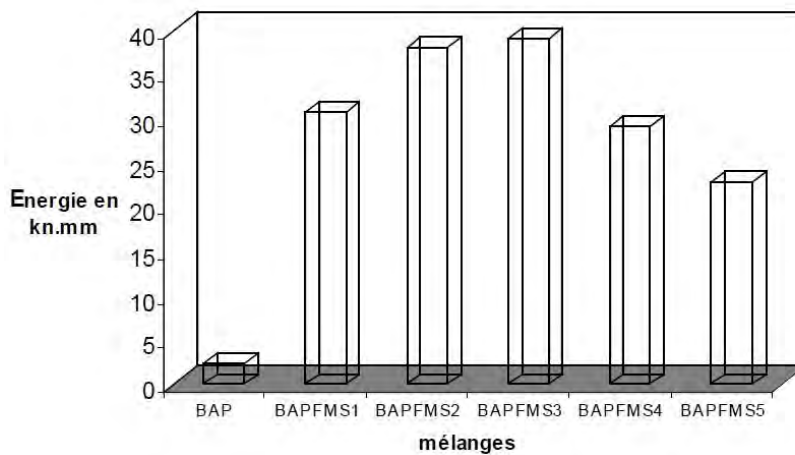


FIGURE 2.28 – Effet des différentes combinaisons de dosages en fibres sur l'énergie de rupture en flexion [39]

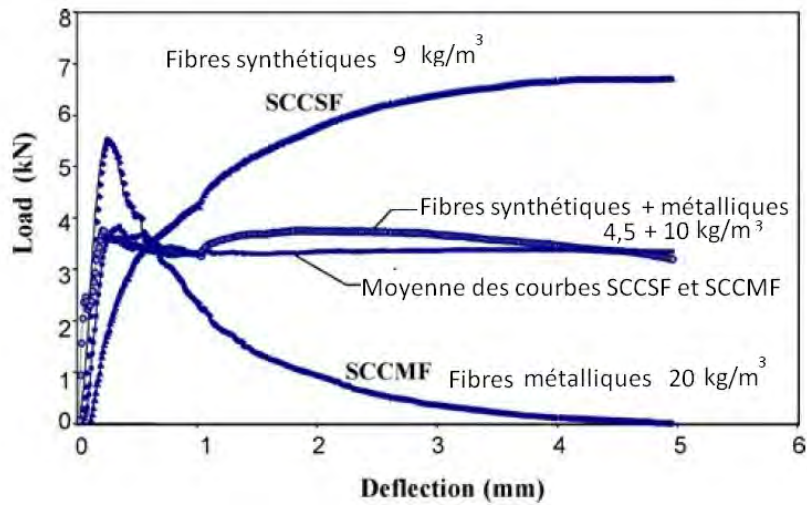


FIGURE 2.29 – Comparaison entre courbe expérimentale avec renforcement hybride et moyenne pondérée des résistances résiduelles [40]

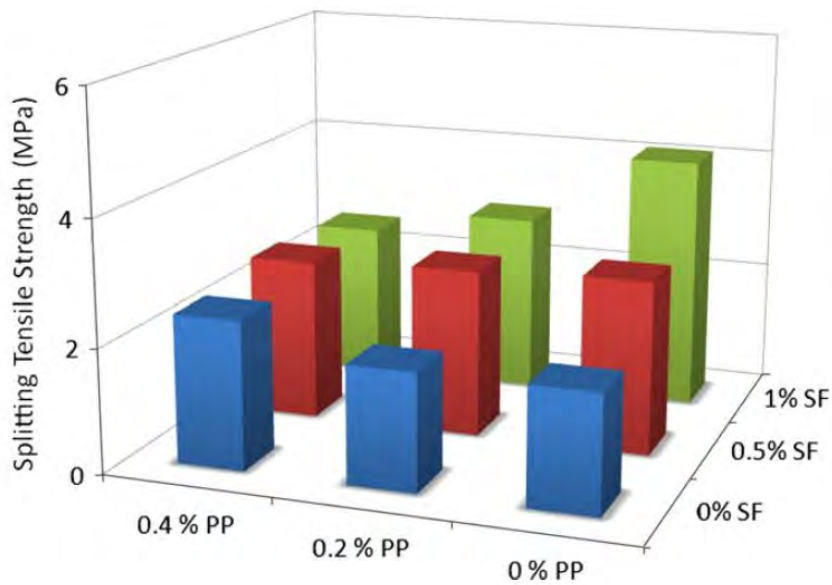


FIGURE 2.30 – Comparaison entre courbe expérimentale avec renforcement hybride et moyenne pondérée des résistances résiduelles [41]

### Renforcement hybride fibres métalliques-fibres de carbone

Les figures 2.31 et 2.32 tirées de [42] montrent le comportement en flexion d'un béton auto-plaçant fibré ; la fraction volumique totale en fibres est systématiquement de 0,5 %, avec un seul type de fibres, ou deux types de fibres. Pour les dosages hybrides en fibres d'acier-fibres polypropylène et fibres carbone - fibres polypropylène, les résistances résiduelles des formulations hybrides semblent correspondre aux sommes arithmétiques des résistances résiduelles de chacun des renforcements mono-fibre, tout comme pour [40].

Pour le dosage hybride en fibres de carbone et d'acier, la synergie positive de cette combinaison semble importante, étant donné que la somme des résistances résiduelles des formulations mono-fibrées est nettement inférieure aux résistances résiduelles de la composition comportant ce renforcement hybride. Pour une flèche de 1,5 mm par exemple, la somme des résistances résiduelles serait d'environ 6 MPa ; celle de la composition hybride est d'environ 12 MPa.

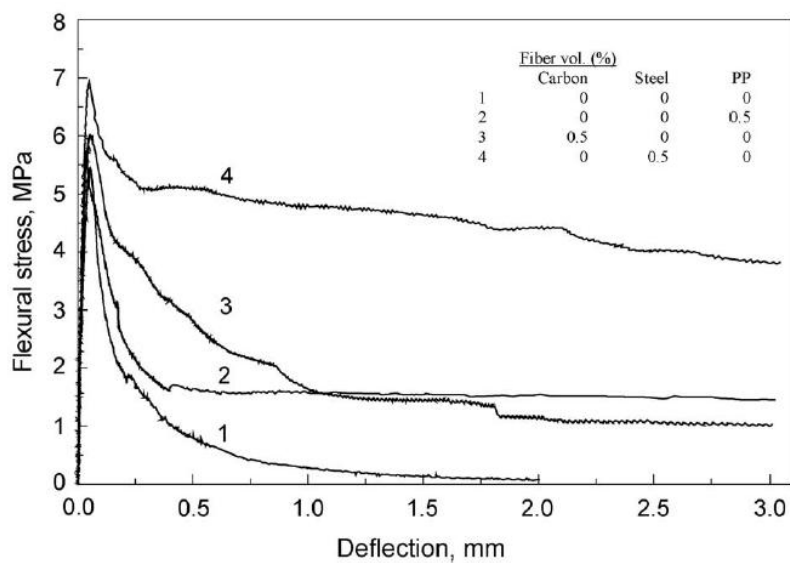


FIGURE 2.31 – Comportement en flexion des formulations à renforcement monofibre [42]



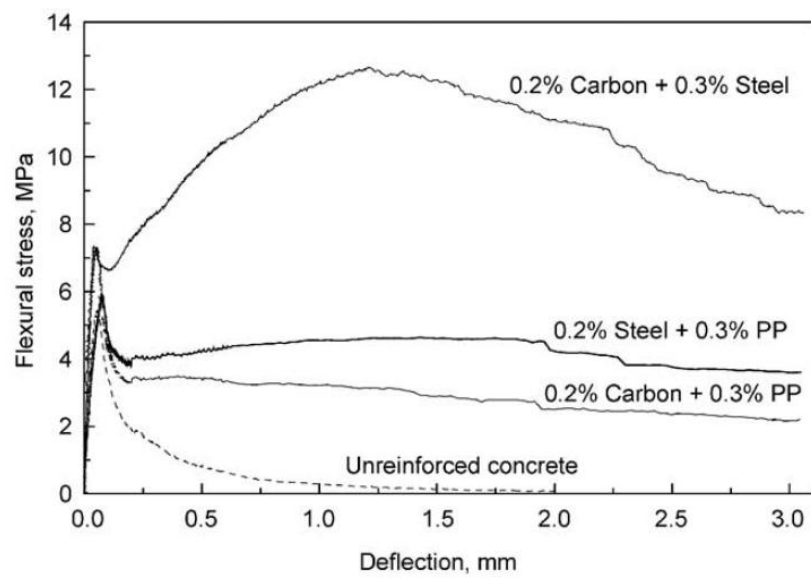


FIGURE 2.32 – Comportement en flexion des formulations à renforcement hybride [42]

### 2.1.4 Conclusions sur l'état de l'art

Les fibres utilisées dans les mélanges cimentaires peuvent être de nature, de formes et de dimensions très variées. Pour cette étude, les fibres végétales et de verre ont été mises de côté car leur durabilité dans l'application concernée ne peut être garantie. Les fibres carbone, manifestement très efficaces, n'ont pas été étudiées en tant que renforcement principal à cause de leur coût prohibitif. Les fibres les plus étudiées, à savoir métalliques et polypropylène, sont durables et produites commercialement depuis de nombreuses années à l'échelle mondiale. Elles ont donc été traitées en détail dans cette section.

Les fibres polypropylène offrent un intérêt économique certain. Elles ont généralement vocation à limiter le retrait et la fissuration au jeune âge. Passé le jeune âge, leur module d'élasticité est inférieur à celui de la matrice, ce qui est un obstacle à leur efficacité. A fortiori, les résistances résiduelles sont censées chuter lorsque la fissuration s'amorce car la déformation au sein des fibres est trop faible pour qu'elles soient fortement sollicitées et puissent apporter leur contribution au comportement mécanique en flexion. Cependant, lorsque l'ouverture de fissure augmente, ces fibres sont plus sollicitées et contribuent réellement au comportement en flexion, à condition que leur liaison avec la matrice le permette.

Les fibres métalliques ont un effet notable sur le comportement mécanique des matériaux cimentaires, notamment en flexion. Elles peuvent être liées à la matrice par un ancrage mécanique, comme c'est le cas pour les fibres aux extrémités déformées en crochets, ou par adhérence. Dans ce cas les fibres présentent en général une géométrie particulière assurant une surface spécifique élevée. Lorsque les fibres métalliques fonctionnent grâce à un ancrage mécanique, elles sont moins efficaces que les fibres adhérentes lorsque la fissure qui les traverse est à peine amorcée ou peu ouverte. Par contre, elles tolèrent des déformations post-pic très importantes grâce à leur fonctionnement en glissement. Les fibres adhérentes agissent dès l'apparition de la fissuration, ce qui permet d'augmenter la résistance et la déformation au pic, mais les résistances résiduelles post-pic diminuent systématiquement. Cette diminution est prévisible, car ces fibres sont amenées à se rompre lorsque leur localisation et orientation favorisent leur efficacité. La part de ces fibres qui ne rompt pas est amenée à glisser, auquel cas la forme lisse de ces fibres ne leur permet pas de contribuer au comportement mécanique en flexion.

Lorsque l'on mélange des fibres de dimensions, natures ou formes différentes, on parle de renforcement hybride. Dans la plupart des cas cette association permet de cumuler des effets complémentaires. Un exemple courant est d'utiliser des microfibrilles qui ont vocation à améliorer la résistance en traction, et des fibres plus longues aux extrémités déformées qui permettent d'assurer des résistances résiduelles à des ouvertures de fissure importantes. En général le comportement post-pic d'un matériau cimentaire au renforcement hybride est assez proche de la somme arithmétique des comportements de chacun de ces renforcements mono-fibrés. Parfois, la réponse du renforcement hybride est supérieure à cette somme arithmétique car il y a un effet synergique. C'est notamment le cas lorsque l'on combine des fibres d'acier et de carbone [42].

Ces recherches sont pour la plupart menées avec des bétons courants. Les observations de ces travaux ne seront pas nécessairement valables avec les mortiers étudiés qui présentent des résistances mécaniques peu élevées. Dans la prochaine section qui traite de la caractérisation

expérimentale de compositions pouvant être destinées à l'application CMC, les trois principaux types de fibres (polypropylène, métalliques adhérentes et métalliques déformées) seront donc envisagées.

## 2.2 Caractérisation expérimentale

### 2.2.1 Matériaux et procédures expérimentales

#### 2.2.1.1 Choix des matrices cimentaires

L'effet du renforcement des fibres a été étudié avec deux matrices cimentaires afin de limiter la campagne expérimentale ; la première est la formulation du mortier de référence, décrite dans le chapitre précédent. La seconde est une formulation dont le module d'élasticité est réduit par substitution de sable par des granulats d'argile expansée AR 0/4 650, à un taux de 30 %. Les formulations ont été données dans le chapitre précédent, et sont rappelées à la fin de cette section en prenant en compte la teneur en air occlus. Les autres matériaux ont été décrits dans le chapitre précédent.

#### 2.2.1.2 Choix des fibres

##### Fibres synthétiques

Cette fibre dénommée S25 est le résultat d'un mélange de polypropylène et polyéthylène. Sa longueur est de 25 mm. Le lien fibre-matrice est assuré par la fibrillation des extrémités de la fibre. Enfin, les principales caractéristiques de cette fibre sont une résistance de 600 MPa, un module de Young de 5 GPa, et une densité de 0.92. Sa fiche technique est présentée en annexe.



FIGURE 2.33 – Fibres synthétiques S25

##### Fibres métalliques déformées Dramix

Les fibres en acier dénommées Dramix ZP305 possèdent des extrémités crochetées qui garantissent leur ancrage mécanique dans la matrice cimentaire, comme le montre la figure 2.35. Leurs principales caractéristiques sont un module de 200 GPa, une résistance à la traction de 1 345 MPa, et une densité de 7,8. Leur longueur est de 30 mm, et leur diamètre de 0,55mm.

##### Fibres métalliques ruban Fibraflex

Ces fibres ont une forme de ruban, avec une section de 1,6 mm de largeur et 0,029 mm d'épaisseur, comme le montre la figure 2.34. De par leur procédé de fabrication spécifique, elles sont

souples et inoxydables, car amorphes. Ces caractéristiques sont particulièrement intéressantes pour l'application concernée car leur souplesse est un atout pour la mise en œuvre par pompage et leur inoxydabilité garantit leur durabilité. Leur résistance en traction est garantie supérieure à 1 400 MPa, et leur densité est de 7,2. Deux longueurs ont été utilisées : 20 et 30 mm.



FIGURE 2.34 – Fibres ruban Fibraflex FF30L6



FIGURE 2.35 – Fibres métalliques Dramix ZP305

### Comparaison des caractéristiques des fibres

Le tableau 2.5 montre les caractéristiques les plus importantes des fibres étudiées. On peut noter que les fibres métalliques ont des propriétés intrinsèques assez proches (résistance, module, densité), mais des géométries complètement différentes : la section des fibres Fibraflex est environ 5 fois plus petite que celle des Dramix, et à volume de fibres égal la surface de contact des Fibraflex sera 10 fois supérieure à celle des Dramix.

Fibres	Résist. (MPa)	Mod. (GPa)	Long. (mm)	Sect. (mm <sup>2</sup> )	Dens.	Surf. spéc. (mm <sup>-1</sup> )	Liaison avec matrice
Strux25	600	5	25	–	0.92	–	Extrémités fibrillées
Dramix	1345	200	30	0.237	7.8	7.3	Extrémités déformées
Fibraflex	>1400	140	30 ou 20	0.046	7,2	70	Adhérence

Tableau 2.5 – Principales caractéristiques des fibres étudiées

#### 2.2.1.3 Formulations

Les formulations des compositions dont les résultats sont présentés dans la suite de cette section sont consignées dans les tableaux 2.6 à 2.9.

#### 2.2.1.4 Procédures expérimentales

Les méthodes des essais à l'état frais et des essais à l'état durci concernant les propriétés physiques et mécaniques sont décrites dans le chapitre 1, paragraphes 1.2.2, 1.2.3 et 1.2.3.

Dosage en fibres S25 (kg/m <sup>3</sup> )	0	4	7
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	242	245	242
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	254	237	254
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	1644	1668	1644
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	135	137	135
Fibres polypropylène S25 (kg/m <sup>3</sup> )	0	3.9	6.9
Super-plastifiant (kg/m <sup>3</sup> )	4.8	3.8	6.9

Tableau 2.6 – Formulations de mortier de référence avec fibres polypropylène S25

Dosage en fibres Dramix (kg/m <sup>3</sup> )	0	30
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	242	239
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	254	232
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	1644	1628
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	135	134
Fibres Dramix (kg/m <sup>3</sup> )	0	26.8
Super-plastifiant (kg/m <sup>3</sup> )	4.8	6.2

Tableau 2.7 – Formulations de mortier de référence avec fibres métalliques Dramix

Dosage en fibres Fibraflex (kg/m <sup>3</sup> )	0	10	20	30
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	242	241	246	240
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	254	247	251	250
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	1644	1639	1671	1629
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	135	135	138	134
Fibres Fibraflex 30mm (kg/m <sup>3</sup> )	0	9.5	19.4	29
Super-plastifiant (kg/m <sup>3</sup> )	4.8	6.7	9.7	8.7

Tableau 2.8 – Formulations de mortier de référence avec divers dosages en fibres ruban Fibraflex 30mm

Dosage en fibres Fibraflex 30 mm (kg/m <sup>3</sup> )	0	10	12	15	20
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	242	238	236	233	236
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	254	249	248	245	248
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	1151	1131	1125	1110	1125
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	135	133	132	131	132
Granulats légers (kg/m <sup>3</sup> )	241	218	217	215	217
Fibres Fibraflex 30 mm(kg/m <sup>3</sup> )	0	9.6	11.5	14.1	19.1
Super-plastifiant (kg/m <sup>3</sup> )	4.9	6.1	5.4	3.1	5.2
Agent de viscosité (kg/m <sup>3</sup> )	1.25	1.2	1.2	1.2	1.2

Tableau 2.9 – Formulations de mortier à module réduit avec divers dosages en fibres ruban Fibraflex 30 mm

## 2.2.2 Résultats et discussion

### 2.2.2.1 Essais à l'état frais

Les valeurs des affaissements au cône d'Abrams et de la teneur en air occlus sont consignées dans les tableaux 2.10, 2.11, 2.12 et 2.13.

Dosage en fibres S25 ( $kg/m^3$ )	0	4	7
Super-plastifiant ( $kg/m^3$ )	4.8	3.8	7.9
Affaissement (cm)	22	22	17
Teneur en air occlus (%)	2	6	6

Tableau 2.10 – Propriétés à l'état frais des mortiers de référence avec fibres S25

Dosage en fibres Dramix ( $kg/m^3$ )	0	30
Super-plastifiant ( $kg/m^3$ )	4.8	8.2
Affaissement (cm)	22	18
teneur en air occlus (%)	2	12

Tableau 2.11 – Propriétés à l'état frais des mortiers de référence avec fibres Dramix

Dosage en fibres Fibraflex ( $kg/m^3$ )	0	10	20	30
Super-plastifiant ( $kg/m^3$ )	4.8	6.7	9.7	8.7
Affaissement (cm)	22	20	17	22
Teneur en air occlus (%)	2	5	3	3.5

Tableau 2.12 – Propriétés à l'état frais des mortiers de référence avec fibres Fibraflex

Dosage en fibres Fibraflex 30 mm( $kg/m^3$ )	0	10	12	15	20
Super-plastifiant ( $kg/m^3$ )	4.9	6.1	5.4	3.1	5.2
Agent de viscosité ( $kg/m^3$ )	1.25	1.2	1.2	1.2	1.2
Affaissement (cm)	20	19	18	18	21
Teneur en air occlus (%)	2	4	4.5	6	4.5

Tableau 2.13 – Propriétés à l'état frais des mortiers à module réduit avec fibres Fibraflex 30 mm

### Affaissement

Etant donné que les mortiers développés doivent respecter un certain objectif quant à leur affaissement (cf. introduction générale), la demande en super-plastifiant est plus forte pour la plupart des formulations fibrées que pour leurs homologues non fibrées. Pour certaines formulations, l'objectif d'affaissement a été atteint sans que la demande en super-plastifiant ne soit significativement augmentée. Ces formulations avaient généralement des teneurs en air occlus plus élevées (> à 4 %). La diminution de la maniabilité induite par les fibres peut être compensée par une augmentation de la teneur en air occlus, les bulles d'air dispersées dans le mélange ayant un effet lubrifiant.

Les compositions dont la maniabilité a été le plus affectée sont celles comportant  $7 \text{ kg/m}^3$  de fibres synthétiques et  $30 \text{ kg/m}^3$  de fibres Dramix. Il serait hasardeux de produire des formulations en augmentant ces dosages en fibres avec les matériaux cimentaires de cette étude dont le volume de pâte est peu élevé.

Lorsque la maniabilité d'un mélange cimentaire fibré doit être maintenue constante, l'augmentation du dosage en fibres doit nécessairement s'accompagner d'une augmentation de la maniabilité de la matrice [73]. Pour augmenter la maniabilité de la matrice, il faudrait augmenter le dosage en super-plastifiant, déjà très élevé pour ces compositions, ou le rapport E/C, ce qui serait très préjudiciable à la résistance en compression.

### Teneur en air occlus

Les formulations fibrées ont systématiquement une teneur en air occlus supérieure à leurs homologues non fibrées. Afin d'obtenir la classe de consistance souhaitée le dosage en super-plastifiant et le rapport E/C ont été modifiés pour quelques formulations, auquel cas cette augmentation de la teneur en air occlus ne peut être entièrement attribuée aux fibres. On note également que la teneur en air occlus de la formulation avec fibres Dramix est très élevée (12 %). Une telle teneur pourrait présenter une contre-indication au procédé CMC (cf. chapitre 1).

### 2.2.2.2 Essais à l'état durci : propriétés physiques

#### Fibres synthétiques

Les formulations renforcées par les fibres synthétiques S25 avaient des teneurs en air occlus supérieures à celle de la composition de référence (cf. tableau 2.10]). Les mesures de porosité accessibles à l'eau sont peu affectées par les fibres synthétiques, mais les masses volumiques apparentes le sont (cf. tableau 2.14). Etant donné que ces fibres sont ici utilisées à une faible fraction volumique, la masse volumique est censée être quasi-constante. En appliquant la formule de la porosité théorique (cf. paragraphe 1.2.6.2 du chapitre 1) pour les compositions avec les dosages de 4 et  $7 \text{ kg/m}^3$  en fibres synthétiques, la porosité est censée augmenter de 5 %.

Dosage en fibres S25 ( $\text{kg/m}^3$ )	0	4	7
Masse volumique ( $\text{kg/m}^3$ )	2030	1931	1938
Porosité accessible à l'eau (%)	26	28	28
Porosité théorique (%)	26	31	31

Tableau 2.14 – Propriétés physiques des mortiers de référence avec fibres S25

#### Fibres Dramix

La masse volumique et la porosité accessible à l'eau de la composition renforcée de fibres Dramix sont toutes deux fortement affectées (cf. tableau 2.15). En calculant la porosité théorique, cette porosité supplémentaire est de 17 %, alors que la mesure de porosité accessible à l'eau laisse supposer une valeur de 13 %. Ces valeurs sont cohérentes avec la mesure de la teneur en air occlus qui était de 12 %. Il n'y a cependant pas d'explication évidente sur la légère différence entre la porosité théorique et la teneur en air occlus.



Dosage en fibres Dramix ( $\text{kg/m}^3$ )	0	30
Masse volumique ( $\text{kg/m}^3$ )	2030	1672
Porosité accessible à l'eau (%)	26	39
Porosité théorique (%)	26	43

Tableau 2.15 – Propriétés physiques des mortiers de référence avec fibres Dramix

### Fibres Fibraflex

A l'état frais les teneurs en air occlus des formulations renforcées de fibres Fibraflex étaient légèrement supérieures à celles de la composition de référence (cf. tableau 2.16). On retrouve pour la composition renforcée de  $30 \text{ kg/m}^3$  une masse volumique légèrement diminuée, et une porosité légèrement supérieure à celles de la composition de référence. Pour les compositions avec 10 et  $20 \text{ kg/m}^3$ , le rapport E/C est réduit, ce qui implique une diminution de la porosité capillaire dans la matrice cimentaire. Pour la pâte de ciment de ces compositions, la porosité accessible à l'eau est inférieure à celle de la composition de référence et la masse volumique est supérieure. Les porosités théoriques ne peuvent être calculées à cause des variations du rapport E/C.

Dosage en fibres Fibraflex 30 mm( $\text{kg/m}^3$ )	0	10	20	30
Masse volumique ( $\text{kg/m}^3$ )	2030	2051	2065	2019
Porosité accessible à l'eau (%)	26	25	22	27

Tableau 2.16 – Propriétés physiques des mortiers de référence avec fibres Fibraflex 30mm

### Mortier à module réduit renforcé de fibres Fibraflex

Pour les mortiers à module réduit, les fibres ruban ont une faible influence sur la masse volumique et la porosité accessible à l'eau. Les mesures des masses volumiques et porosités sont consignées dans le tableau 2.17. Le rapport E/C réduit des formulations avec des dosages en fibre de 10 et  $20 \text{ kg/m}^3$  implique une diminution du volume de pores capillaires, et une augmentation de la masse volumique de la pâte de ciment. Etant donné que les granulats d'argile expansée ont un taux d'absorption en eau largement supérieur à celui du sable, la porosité accessible à l'eau du matériau augmente légèrement (cf. paragraphe 1.2.4.2). Pour cette raison les porosités théoriques ne sont pas présentées dans le tableau 2.17.

Dosage en fibres Fibraflex 30 mm( $\text{kg/m}^3$ )	0	10	12	15	20
Masse volumique ( $\text{kg/m}^3$ )	1731	1739	1746	1728	17
Porosité accessible à l'eau (%)	31	32	33	35	33

Tableau 2.17 – Propriétés physiques des mortiers à module réduit avec fibres Fibraflex 30 mm

#### 2.2.2.3 Essais à l'état durci : propriétés mécaniques

##### Fibres synthétiques

L'effet des fibres synthétiques S25 sur les propriétés mécaniques en compression est assez marqué, avec une diminution d'environ 40% de la résistance en compression. Cette diminution de

la résistance en compression peut être attribuée à la présence des fibres qui perturbent la compacité du squelette granulaire dans le matériau, et surtout à l'augmentation de la porosité.

Le module d'élasticité diminue légèrement (15 %) car la fraction volumique des fibres reste faible (< à 1 % pour  $7 \text{ kg/m}^3$ ). De même que pour la résistance en compression, l'augmentation de la porosité doit avoir plus d'effet sur le module d'élasticité que la présence des fibres. Ces résultats sont consignés dans le tableau 2.18.

Dosage en fibres S25 ( $\text{kg/m}^3$ )	0	4	7
Résistance à la compression (MPa)	17.8	11.8	13.3
Module d'élasticité (GPa)	22.3	18.1	19.0

Tableau 2.18 – Propriétés mécaniques des mortiers de référence avec fibres S25

### Fibres Dramix

La résistance en compression et le module d'élasticité diminuent de 27 et 13 %. De même que pour les fibres synthétiques, l'augmentation de la porosité a plus d'effet sur ces propriétés mécaniques que la présence des fibres elles-mêmes. Ces résultats sont consignés dans le tableau 2.19.

Dosage en fibres Dramix ( $\text{kg/m}^3$ )	0	30
Résistance à la compression (MPa)	17.8	13.0
Module d'élasticité (GPa)	22.3	19.3

Tableau 2.19 – Propriétés mécaniques des mortiers de référence avec fibres Dramix

### Fibres Fibraflex

Les résistances en compression des formulations renforcées par les fibres ruban sont généralement supérieures ou égales à celles de leurs homologues non fibrées. Ces fibres étant adhérentes à la matrice, elles peuvent retarder la macro-fissuration du matériau et avoir un léger effet bénéfique sur la résistance à la compression. Cependant, ce phénomène est parfois compensé par une porosité légèrement supplémentaire et une modification de la compacité. Enfin, il faut noter que les formulations des mortiers de référence renforcés de 10 et  $20 \text{ kg/m}^3$  de fibres 30 mm avaient un E/C de 1,03 et 0,97 respectivement contre 1,05 pour les autres, ce qui explique aussi en partie leurs valeurs plus élevées.

Le module d'élasticité est peu affecté par ces fibres, qui sont utilisées dans des fractions volumiques inférieures à 0,5 %. Il suit la tendance de la résistance à la compression.

Ces résultats sont consignés dans le tableau 2.20.

Dosage en fibres Fibraflex 30 mm ( $\text{kg/m}^3$ )	0	10	20	30
Résistance à la compression (MPa)	17.8	22.0	26.8	18.5
Module d'élasticité (GPa)	22.3	22.6	26.6	23.5

Tableau 2.20 – Propriétés mécaniques des mortiers de référence avec fibres Fibraflex 30mm

**Mortier à module réduit renforcé de fibres Fibraflex**

Pour les mortiers à module réduits, les résistances en compression et le module d'élasticité ne semblent pas affectés par l'utilisation de fibres ruban dont la fraction volumique reste inférieure à 0,3%.

Ces résultats sont consignés dans le tableau 2.21.

Dosage en fibres Fibraflex 30 mm (kg/m <sup>3</sup> )	0	10	12	15	20
Résistance à la compression (MPa)	13.1	12.3	13.1	10.5	11.3
Module d'élasticité (GPa)	14.5	15.4	15.8	14.9	14.4

Tableau 2.21 – Propriétés mécaniques des mortiers à module réduit avec fibres Fibraflex 30 mm

**2.2.2.4 Essais à l'état durci : comportement en flexion****a. Effet des fibres sur le mortier de référence****Comparaison en fonction des types de fibres**

Afin d'identifier et comparer l'efficacité des différents types de fibres envisagées, les comportements en flexion ont été comparés avec des fractions volumiques en fibre quasiment identiques (environ 0,35 %).

Comme le montre la figure 2.36, les fibres synthétiques et les fibres métalliques Dramix offrent un comportement adoucissant, c'est-à-dire que les résistances résiduelles post-pic sont inférieures à la résistance au pic. A partir d'une ouverture de fissure de 1 mm, elles présentent toutes deux des paliers de résistances résiduelles assez faibles.

Les fibres ruban, de leur côté, agissent clairement dès la fissuration de la matrice cimentaire. La résistance et la déformation au pic sont toutes deux améliorées, la résistance en flexion étant multipliée par 1,9. Lorsque l'ouverture de fissure dépasse 0,5 mm, les résistances résiduelles diminuent progressivement, mais restent significativement supérieures à celles des deux autres compositions jusqu'à la fin de l'essai, soit une ouverture de fissure de 3 mm.

Ces résultats sont cohérents avec ceux de [40], pour qui la résistance en flexion de la matrice cimentaire était multipliée par environ 1,6 avec un dosage de 20 kg/m<sup>3</sup> de ces mêmes fibres Fibraflex 30 mm.

**Fibres synthétiques S25**

La matrice cimentaire de ces formulations a une porosité plus élevée que celle de la formulation non fibrée, sa résistance en flexion est donc inférieure. Il est donc prévisible que lorsqu'on utilise ces fibres, le pic de flexion se situe à une résistance et une déformation inférieures à celles du matériau non fibré.

Lorsque le dosage en fibres synthétiques augmente, les résistances résiduelles augmentent de manière quasi-proportionnelle, comme le montre la figure 2.37. Afin d'améliorer le comportement post-pic, il serait logique d'augmenter le dosage en fibres. Cependant, les objectifs fixés à l'état frais seraient impossibles à atteindre (cf. paragraphe 2.2.2.1).

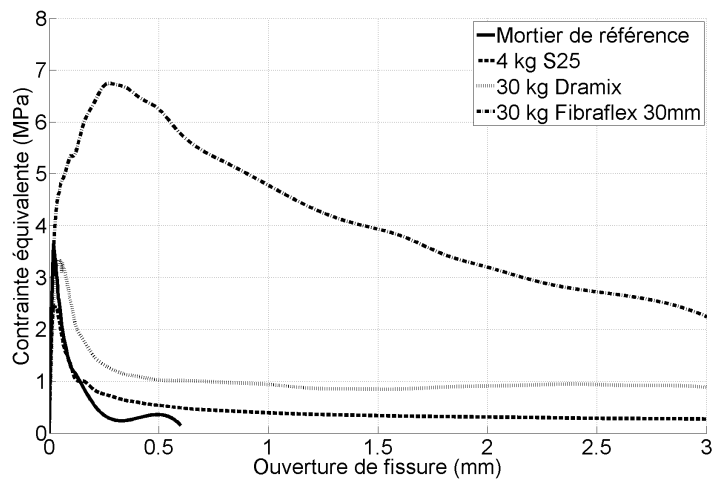


FIGURE 2.36 – Effet des différents types de fibres sur le comportement en flexion des mortiers de référence

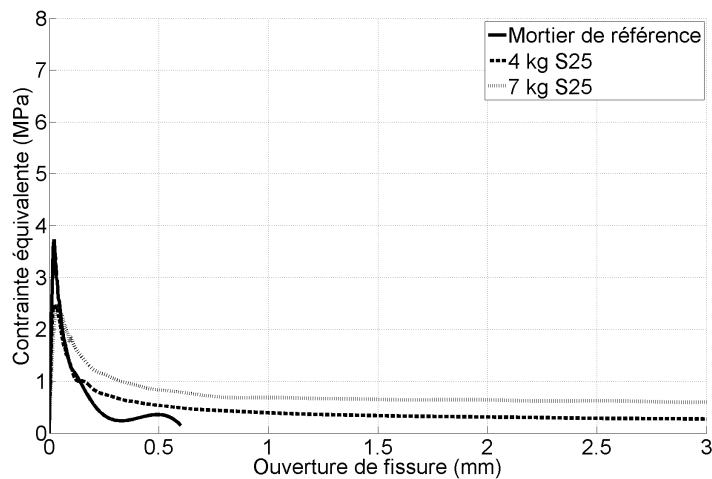


FIGURE 2.37 – Effet des fibres synthétiques S25 sur le comportement en flexion des mortiers de référence

### Fibres métalliques Dramix

Contrairement aux fibres adhérentes Fibraflex, les fibres Dramix sont qualifiées de glissantes [76]. Elles sont efficaces grâce à l'ancrage résultant de leur géométrie et travaillent par frottement. Elles sont peu sollicitées quand la fissuration s'amorce, et lorsque l'ouverture de la fissure qu'elles cousent atteint une valeur critique, elles peuvent reprendre des efforts plus importants si la matrice cimentaire le permet. Il apparaît dans le cas présent qu'avec une matrice cimentaire peu résistante et compacte, la capacité portante résiduelle est assez faible, mais elle se maintient quasi-constante jusqu'à des ouvertures de fissure élevées, comme le montre la figure 2.38.

De même que pour les fibres synthétiques, il est difficile d'envisager de pouvoir augmenter le dosage en fibres tout en maintenant la maniabilité souhaitée.

### Fibres Fibraflex

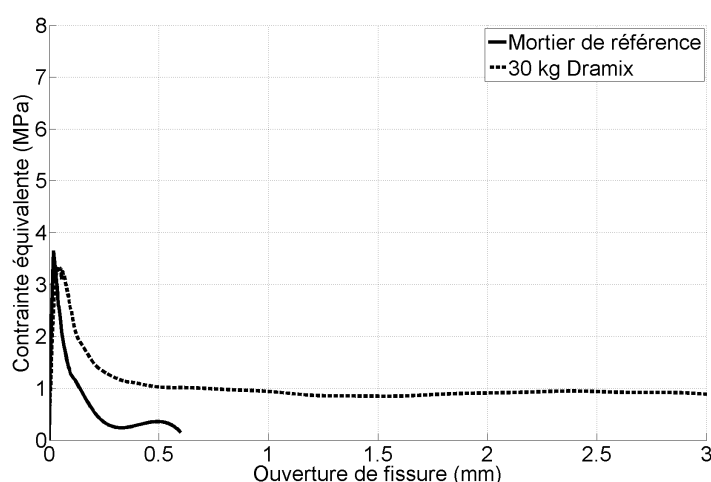


FIGURE 2.38 – Effet des fibres métalliques Dramix sur le comportement en flexion des mortiers de référence

### Choix de la longueur des fibres

La figure 2.39 montre le comportement en flexion de mortier de référence sans renforcement, avec un renforcement de  $20 \text{ kg/m}^3$  de fibres Fibraflex 20 mm, et enfin avec un renforcement de  $20 \text{ kg/m}^3$  de fibres Fibraflex de longueur 30 mm. La composition comportant les fibres de longueur 20 mm n'a pas été évoquée précédemment, mais sa composition et ses propriétés aux états frais et durci diffèrent peu de son homologue comportant les fibres de longueur 30 mm. Le but de la figure 2.39 est donc de juger de la longueur de fibres la plus efficace avec les mortiers étudiés. Tout au long de l'essai, la composition comportant les fibres de longueur 30 mm présente une capacité portante supérieure à son homologue comportant des fibres de longueur 20 mm. Cette observation n'était pas prévisible, comme l'explique la suite du paragraphe.

Une règle classique de formulation des bétons renforcés de fibres est d'utiliser des fibres dont la longueur est d'au moins 3 à 4 fois la taille du plus gros granulats. Si le choix de la longueur de fibres venait à se baser uniquement sur cette règle, il semblerait plus logique de choisir la fibre la plus courte, afin d'augmenter le nombre de fibres présentes dans la section. De plus, dans [39], les fibres Fibraflex de longueur 20 mm sont plus efficaces que celles de longueur 30 mm, alors que leur matrice cimentaire comporte de plus gros granulats. Mais alors comment expliquer la différence notable d'efficacité des fibres 20 et 30 mm visible sur la figure 2.39 ? Ce résultat est sans doute lié à une adhérence limitée entre la fibre et la matrice cimentaire, car la pâte de ciment des mortiers étudiés est fortement poreuse et présente en faible proportion dans le matériau. Dans le cas présent, les fibres les plus courtes vont avoir une forte propension à glisser dans la matrice cimentaire, auquel cas leur contribution au comportement en flexion de la section fissurée est limitée. En effet, la géométrie droite et la flexibilité de ces fibres ne leur permettent pas de s'ancrer mécaniquement dans la matrice cimentaire.

### Effet du dosage des fibres

La figure 2.40 montre l'effet du dosage en fibres ruban sur le comportement en flexion. La figure 2.41 montre le comportement en flexion des mêmes compositions, pour des ouvertures de fissure inférieures à 0,6 mm.

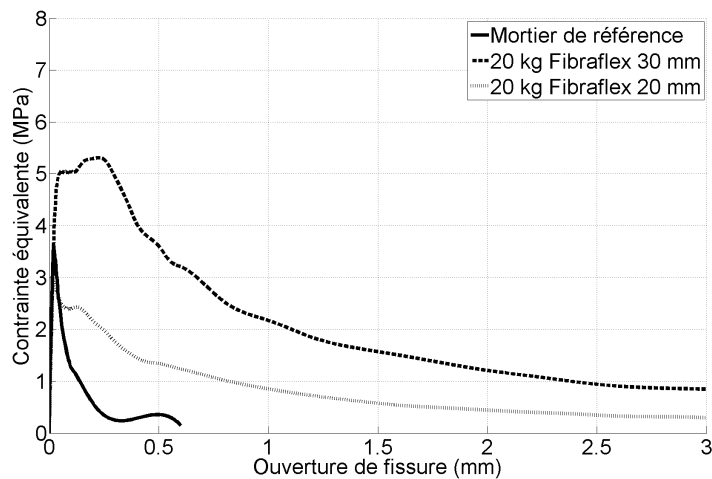


FIGURE 2.39 – Comparaison de l'effet de la longueur des fibres métalliques Fibraflex 20 mm et 30 mm sur le comportement en flexion des mortiers de référence

Avec un dosage de  $10 \text{ kg/m}^3$ , la résistance en flexion n'est pas améliorée, mais la déformation au pic est doublée. Le comportement post-pic est adoucissant, avec une diminution significative des résistances résiduelles entre une ouverture de fissure de 0,1 et 3 mm.

Lorsque le dosage dépasse  $20 \text{ kg/m}^3$ , on constate que la résistance et la déformation au pic sont toutes deux améliorées. L'amélioration de la résistance n'est pas due qu'à la présence des fibres, mais aussi à un rapport E/C réduit. La résistance en compression de cette formulation était d'ailleurs plus importante que celle du mortier de référence (cf. tableau 2.20). Une fois la résistance en flexion de la matrice dépassée, la rigidité apparente de la section décroît jusqu'à ce que la résistance en flexion du composite fibré soit atteinte. Plus le dosage en fibres est élevé, plus cette phase est progressive. Ensuite, le comportement post-pic présente une diminution des résistances résiduelles due à la rupture et à l'arrachement progressifs des fibres. Pour la formulation comportant  $30 \text{ kg/m}^3$ , la résistance en flexion vaut 36 % de la résistance en compression, contre environ 20 % pour le mortier de référence. Toujours pour cette composition, les résistances résiduelles dépassent celle de la matrice cimentaire (3,7 MPa) jusqu'à une ouverture de fissure de 1,7 mm.

## b. Effet des fibres Fibraflex sur les mortiers à module réduit

### Choix de la longueur des fibres

Pour les mortiers à bas module, les fibres de longueur 30 mm sont également plus efficaces que les fibres de 20 mm, comme le montre la figure 2.42. Les raisons semblent être les mêmes que pour le mortier de référence : les fibres de 20 mm ne disposent pas d'une longueur suffisante vis-à-vis de leur adhérence limitée avec le mortier à module réduit. Par conséquent elles ne sont pas amenées à la rupture, et finissent par glisser dans la matrice.

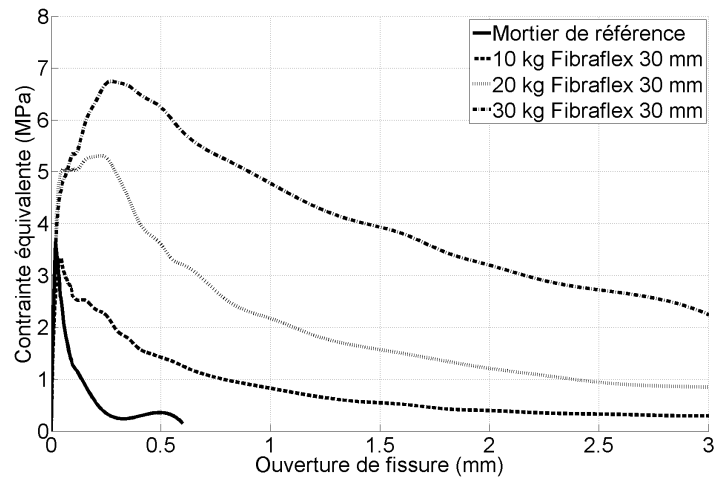


FIGURE 2.40 – Effet du dosage des fibres métalliques Fibraflex 30mm sur le comportement en flexion des mortiers de référence

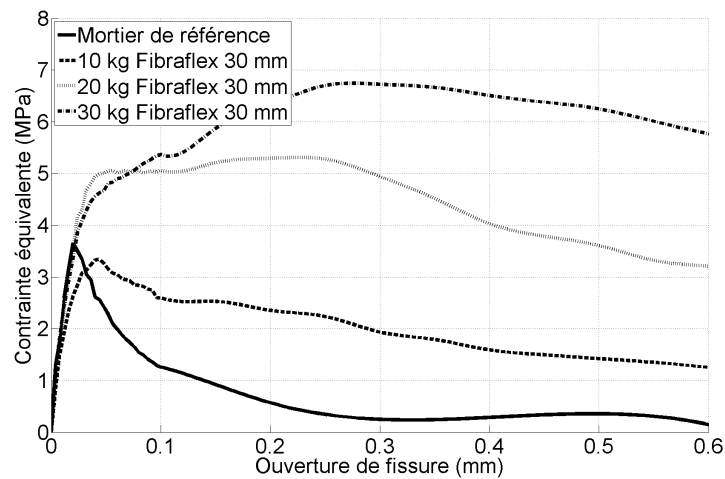


FIGURE 2.41 – Effet du dosage des fibres métalliques Fibraflex 30mm sur le comportement en flexion des mortiers de référence - Détail jusqu'à une ouverture de fissure de 0,6 mm

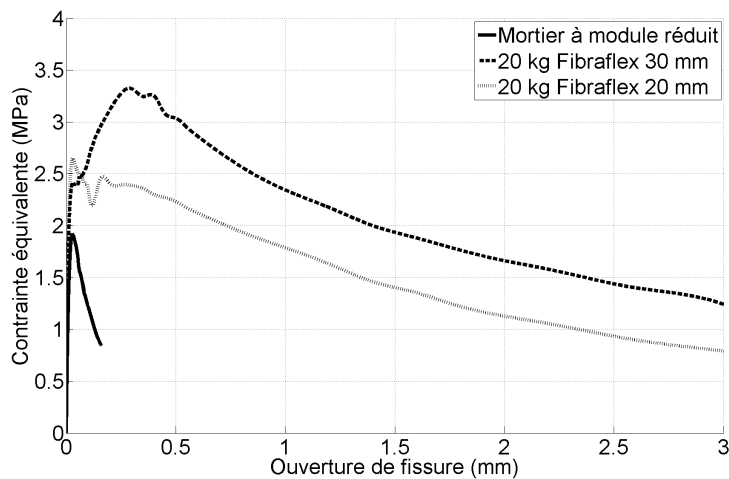


FIGURE 2.42 – Comparaison de l'effet des fibres métalliques Fibraflex 20 mm et 30 mm sur le comportement en flexion des mortiers bas module

### Effet du dosage des fibres

Si les fibres Fibraflex sont doublement séduisantes de par leur efficacité mécanique et leur résistance à la corrosion, elles restent néanmoins chères, et impactent fortement le coût des mortiers étudiés. Afin d'optimiser leur dosage, 4 dosages de 10, 12, 15 et 20  $kg/m^3$  ont été testés.

La figure 2.43 montre l'effet du dosage en fibres ruban sur le comportement en flexion des mortiers à module réduit, et la figure 2.44 est son zoom pour des ouvertures de fissure inférieures à 0,6 mm.

Pour les dosages de 10 et 12  $kg/m^3$ , les fibres n'améliorent pas considérablement la résistance en flexion ou la déformation au pic. Une fois que la résistance en flexion de la matrice est atteinte, les résistances résiduelles sont maintenues sur quelques dixièmes de mm, puis diminuent suivant un mécanisme explicité dans le paragraphe précédent.

Avec des dosages de 15 et 20  $kg/m^3$ , la résistance en flexion augmente de 50 et 65 %, et la déformation au pic est de 0,32 et 0,37 mm, contre 0,03 mm pour la composition non fibrée. Les résistances résiduelles dépassent la résistance en flexion de la matrice jusqu'à une ouverture de fissure de 1,4 mm.

### Capacité des composites fibrés à absorber de l'énergie

Il s'agit d'une préoccupation légitime, qui revêt toute son importance en cas d'événement sismique. Cette propriété peut être déterminée en réalisant un essai normalisé pour les bétons fibrés projetés (NF EN 14488-5). L'énergie calculée est ici l'aire sous la courbe flèche-force des essais de flexion présentés dans le paragraphe précédent (ouverture de fissure maximale 3 mm). Pour cet essai, la flèche est mesurée selon le dispositif de la norme NF EN 14651+A1.

### Mortier de référence

Les énergies mécaniques des essais flexion des formulations de référence sont consignées dans le tableau 2.22. Pour les fibres synthétiques, on voit que l'énergie absorbée augmente régulièrement mais faiblement avec le dosage en fibres. Ce résultat était prévisible, puisque les résis-



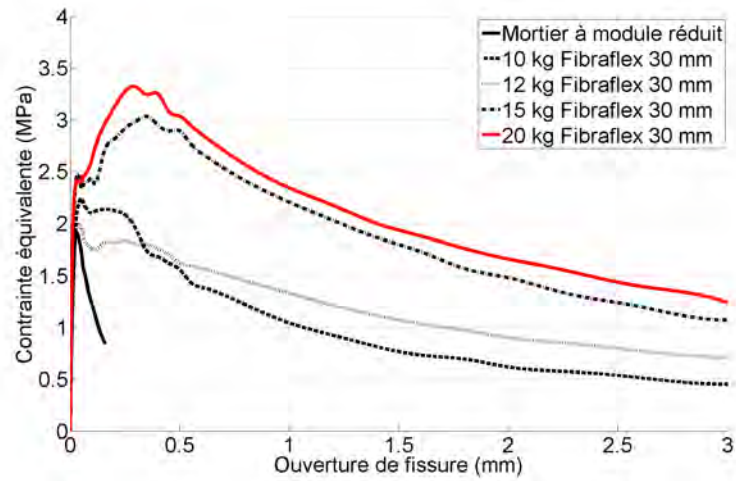


FIGURE 2.43 – Effet du dosage des fibres métalliques Fibraflex 30 mm sur le comportement en flexion des mortiers bas module

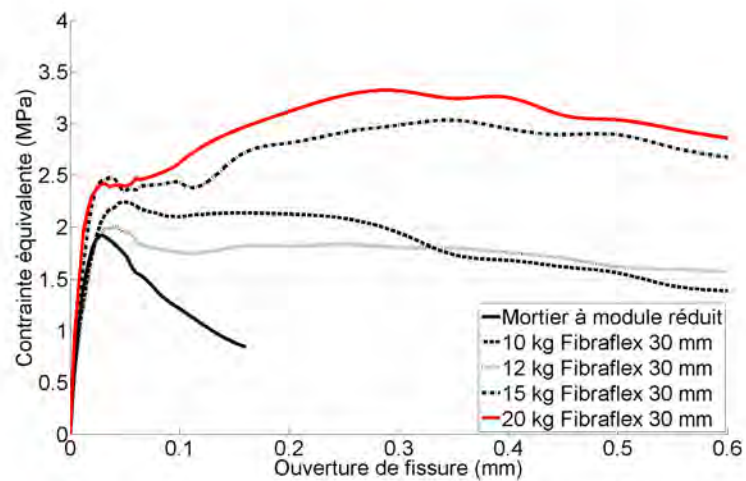


FIGURE 2.44 – Effet du dosage des fibres métalliques Fibraflex 30 mm sur le comportement en flexion des mortiers bas module - Détail jusqu'à une ouverture de fissure de 0,6 mm

tances résiduelles sont peu élevées, et croissent avec le dosage en fibres. L' énergie mécanique absorbée par les compositions comportant  $7 \text{ kg/m}^3$  de fibres synthétiques est comparable à celle de la composition comportant  $30 \text{ kg/m}^3$  de fibres métalliques Dramix.

Type de fibres	-	S25	S25	Dramix
Dosage nominal en fibres ( $\text{kg/m}^3$ )	0	4	7	30
Energie dissipée (J)	1.2	3.8	6.1	8.3

Tableau 2.22 – Energies absorbées lors des essais pour les mortiers de référence avec fibres synthétiques et Dramix

Avec les fibres ruban Fibraflex, l'augmentation de l' énergie de fissuration est plus marquée, comme le montre le tableau 2.23. Ce résultat est prévisible, puisqu' il a été vu dans la section précédente que ces fibres étaient les plus efficaces sur l'ensemble de l'essai.

Dosage en fibres Fibraflex 30 mm ( $\text{kg/m}^3$ )	0	10	20	30
Energie dissipée (J)	1.2	7.4	18.9	38.5

Tableau 2.23 – Energies absorbées lors des essais pour les mortiers de référence avec fibres Fibraflex 30 mm

### Mortier à module réduit

Les énergies de flexion des formulations à bas module sont consignées dans le tableau 2.24. Comme pour les mortiers de référence, l'augmentation de l' énergie absorbée est importante, hormis pour le dernier point.

Dosage nominal en fibres Fibraflex 30 mm ( $\text{kg/m}^3$ )	0	10	12	15	20
Energie dissipée (J)	1.2	8.2	9.9	19.3	20.8

Tableau 2.24 – Energies absorbées lors des essais pour les mortiers à module réduit avec fibres Fibraflex 30 mm

### 2.2.3 Conclusions sur la caractérisation expérimentale

Avec un matériau cimentaire présentant une résistance en compression et module d'élasticité faibles, il est légitime d'envisager que des fibres synthétiques pourraient offrir un renforcement efficace. Leur module d'élasticité est du même ordre de grandeur que celui de la matrice cimentaire, elles sont peu coûteuses, et ne présentent pas de risque de corrosion en milieu humide. Malheureusement, elles induisent une augmentation notable de la porosité dans la matrice cimentaire, ce qui est préjudiciable à ses résistances en compression et flexion. De plus, leur liaison avec cette dernière n'est pas suffisamment efficace pour qu'elles puissent contribuer de manière significative au comportement en flexion du composite fibré.

Les fibres métalliques les plus couramment utilisées dans les bétons de structure sont les fibres aux extrémités déformées en crochet. Avec le mortier de référence, ces fibres induisent une augmentation significative de la teneur en air occlus, ce qui est très préjudiciable à la résistance en compression. Le module d'élasticité est pour sa part nettement moins affecté que la résistance en compression. Lors des essais de flexion, la résistance en flexion est légèrement diminuée, et le comportement post-pic présente un palier de résistances résiduelles faibles, mais constantes jusqu'à des ouvertures de fissure élevées.

Les fibres ruban Fibraflex sont apparues comme les plus efficaces avec les mortiers étudiés. Lorsque leur longueur est suffisante, leur surface spécifique élevée permet une forte adhérence entre la fibre et la matrice, suffisante pour solliciter la fibre jusqu'à la rupture. Les fibres retardent alors la propagation des fissures, ce qui améliore la résistance en flexion et la déformation au pic, puis les fibres les plus sollicitées cassent et les résistances résiduelles décroissent progressivement. Lorsque la longueur est insuffisante, les fibres ont plus tendance à glisser qu'à casser. La résistance en flexion ainsi que les résistances résiduelles sont alors plus faibles qu'avec un même dosage en fibres plus longues.

Pour le mortier de référence et avec un dosage de  $30 \text{ kg/m}^3$  de fibres ruban, les résistances résiduelles dépassent la résistance de la matrice pour des ouvertures de fissure atteignant 1,7 mm.

Pour un mortier à module réduit et avec un dosage de  $15 \text{ kg/m}^3$ , les résistances résiduelles sont supérieures à celle de la matrice pour des ouvertures de fissure atteignant 1,4 mm.

## Conclusion générale et perspectives du chapitre

### Conclusion générale

Dans le chapitre précédent, différentes compositions susceptibles d'être utilisées pour réaliser des CMC ont été formulées et caractérisées. Cependant, dans certains cas les CMC peuvent être sollicitées en flexion composée, et une partie de la section peut donc être sollicitée en traction (cf. Introduction générale). Le but de ce chapitre était d'identifier les renforcements en fibres les plus efficaces pour certains des composites cimentaires caractérisés précédemment.

Pour ce faire, il a été nécessaire d'étudier l'effet de différents renforcements en fibres sur deux compositions : le mortier de référence, et un mortier au module d'élasticité réduit (par substitution de 30 % du sable par des granulats d'argile expansée). L'efficacité du renforcement est principalement jugée grâce aux courbes de flexion contrôlée par déplacement.

Les deux types de fibres les plus couramment utilisées dans les composites cimentaires sont les fibres synthétiques et les fibres métalliques. Elles sont produites à l'échelle mondiale à des tarifs raisonnables, et ne présentent généralement pas de problèmes liés à la durabilité.

Les fibres synthétiques sont principalement destinées à limiter le retrait et ses effets au jeune âge. Leur efficacité pour améliorer le comportement mécanique est réputée pour être limitée, du moins avec les bétons de structure courants. Cependant, les mortiers développés durant cette thèse présentent des modules d'élasticité plus faibles et une résistance en flexion moindre que les bétons de structure courants, et ces fibres ont donc été étudiées.

Les fibres métalliques sont réputées pour avoir un effet plus marqué que les fibres synthétiques sur le comportement en flexion. Les fibres métalliques déformées permettent d'atteindre des ouvertures de fissure très élevées avec des résistances résiduelles peu élevées ; les fibres ruban sont très efficaces à de faibles ouvertures de fissure, mais en leur présence les résistances résiduelles décroissent systématiquement car elles cassent lors de la fissuration.

Avec les mortiers étudiés, les fibres synthétiques sont la cause d'une forte teneur en air occlus à l'état frais, et leur mauvaise liaison à la matrice cimentaire ne permet pas de garantir une nette amélioration du comportement mécanique en flexion.

Toujours avec les mortiers étudiés, les fibres déformées aux extrémités Dramix créent des problèmes similaires aux fibres synthétiques. Les fibres ruban Fibraflex permettent de mieux respecter les objectifs du cahier des charges à l'état frais, elles n'ont aucune influence sur les propriétés mécaniques en compression et elles sont très efficaces pour améliorer le comportement mécanique en flexion. De plus, ces fibres sont amorphes, donc inoxydables.

### Perspectives

Il est possible de combiner l'addition de fibres de dimensions ou de types différents dans un composite cimentaire. Cette technique, appelée renforcement hybride, présente un potentiel intéressant pour cumuler les effets bénéfiques propres à chacun des types de fibres utilisés. Dans certains cas, comme l'utilisation simultanée de fibres métalliques et carbone, il peut même y avoir un effet synergique.

Cependant, parmi les fibres étudiées, seules les fibres Fibraflex de longueur 30 mm sont réelle-

ment efficaces avec les mortiers développés. Il serait intéressant de développer un renforcement hybride, mais à la seule condition d'identifier un autre type de fibres efficaces avec les mortiers étudiés.



# Chapitre 3

## Contexte réglementaire

### Introduction

En Europe, la plupart des bâtiments et ouvrages sont réalisés selon les Eurocodes, un ensemble de 9 volumes qui traitent de l'ensemble des règles de calcul concernant les actions sur les structures et le dimensionnement d'ouvrages en béton, acier, acier-béton, bois, maçonnerie, aluminium, d'ouvrages géotechniques et parasismiques. Pour le dimensionnement d'ouvrages en béton armé, l'Eurocode 2 prescrit différentes formules qui traitent des caractéristiques intrinsèques du matériau ainsi que du comportement d'éléments en béton armé.

Sur le continent américain, l'organisation ACI (American Concrete Institute) a publié différents rapports ; les plus utilisés sont l'ACI 318 (structures en béton armé), l'ACI 213 (béton léger), l'ACI 363 (béton à hautes performances) ou l'ACI 209 (comportement du béton à long terme). Ces différentes réglementations et recommandations sont applicables à des matériaux cimentaires respectant certains critères quant à leur composition et leurs propriétés. La plupart des outils proposés par ces codes réglementaires sont basés sur des observations empiriques sur des bétons de structure classiques.

Les matériaux cimentaires développés durant cette thèse ne rentrant pas dans ce domaine d'application, il semble donc judicieux d'évaluer la pertinence de ces outils avec ces matériaux. La démarche utilisée dans ce chapitre est donc de comparer l'efficacité de ces outils avec des bétons de structure courants, puis avec les matériaux étudiés lors de cette thèse. Lorsque les précisions obtenues avec les deux types de matériaux seront comparables, l'outil réglementaire sera jugé valide en dehors de son domaine originel d'application. Si la précision obtenue avec les mortiers étudiés s'avère insuffisante, il faut trouver une alternative : la modification de cet outil, la réalisation d'une mesure expérimentale ou encore l'utilisation d'une autre méthode de prédiction. Cette dernière approche fait l'objet du chapitre suivant.

La première section du chapitre donne l'origine des résultats expérimentaux utilisés dans l'ensemble du chapitre. La deuxième section se concentre sur le contexte réglementaire européen (Eurocodes 0 et 2), et la troisième sur le contexte réglementaire américain (ACI 318, 213 et 209).

## Notations des variables

### Contexte réglementaire européen

#### Eurocode 0

$X_d$  : Valeur de calcul de la propriété  $X$

$\eta_d$  : Facteur de conversion

$\gamma_m$  : Coefficient partiel du matériau  $m$  (défini en fonction du type de matériel par les Eurocode 2 à 9)

$m_X$  : Moyenne de la propriété  $X$

$k_n$  : Coefficient de calcul du fractile à 5 % (tableaux 3.6 et 3.7)

$V_X$  : Coefficient de variation de la propriété  $X$

$f_{5\%}$  : Fractile à 5 %

$X_j$  : Mesure  $j$  de la propriété  $X$

$\sigma$  : Coefficient de variation

$F(X)$  : Fonction de densité de probabilité

#### Eurocode 2

$f_{cm}$  : Résistance moyenne en compression du béton après 28 jours (MPa)

$f_{ctm}$  : Résistance moyenne en traction du béton à 28 jours (MPa)

$f_{cm}$  : Résistance moyenne en compression du béton après 28 jours (MPa)

$f_{ctm,sp}$  : Résistance moyenne en traction par fendage du béton à 28 jours (MPa)

$f_{ck}$  : Résistance caractéristique en compression du béton (MPa)

$f_{cd}$  : Résistance de calcul en compression du béton (MPa)

$\alpha_{cc}$  : Coefficient de sécurité en compression du béton

$\alpha_{ct}$  : Coefficient de sécurité en traction du béton

$\gamma_c$  : Coefficient partiel du béton

$E_{cm}$  : Module d'élasticité sécant du béton (GPa)

$t$  : Echéance en jours

$\beta_{cc}(t)$  : Coefficient d'évolution temporelle du béton

$f_{cm}(t)$  : Résistance moyenne en compression du béton à l'âge de  $t$  jours (MPa)

$E_{cm}(t)$  : Module d'élasticité du béton à l'âge de  $t$  jours (GPa)



## Contexte réglementaire américain

### ACI 318

$s_s$  : écart-type

$x_i$  : mesure  $i$

$\bar{x}$  : moyenne

$n$  : nombre de mesures

$\bar{s}_s$  : Ecart-type moyenné

$E_c$  : Module d'élasticité du béton (psi)

$w_c$  : Masse volumique après séchage (pcf)

$f'_c$  : Résistance en compression spécifiée (psi)

$f'_{cr}$  : Résistance moyenne en compression requise (psi)

### ACI 209

$f'_c(t)$  : Résistance en compression du béton à l'âge de  $t$  jours (psi)

$(f'_c)_{28}$  : Résistance en compression du béton à l'âge de 28 jours (psi)

$(f'_c)_{28u}$  : Résistance en compression ultime du béton (dans le temps) (psi)

## 3.1 Résultats expérimentaux

### 3.1.1 Résultats expérimentaux issus de la littérature

Afin de pouvoir juger de la validité des formules empiriques réglementaires avec les mortiers étudiés, il faut connaître leur efficacité avec des résultats de matériaux cimentaires classiques. Les travaux de [44], [77], [78], [79], [80], [81], [82], [83], [84] et [85] traitent des bétons de structure classiques réalisés avec des granulats naturels minéraux. Leurs résistances en compression sont comprises entre 30 et 100 MPa.

Les auteurs de [8] et [68] ont étudié des bétons comportant des granulats caoutchouc. Ces granulats ne sont pas couverts par le domaine d'application de l'Eurocode 2 ou des rapports publiés par l'ACI.

Ke et al. ont étudié des bétons de granulats légers en argile et schiste expansés [12]. Ces types de bétons peuvent être considérés par la partie 1.4 de l'Eurocode 2 ainsi que l'ACI si ils respectent certains critères concernant leur composition et propriétés.

Ces sources sont identifiées dans les figures par le nom de leur premier auteur.

### 3.1.2 Résultats expérimentaux réutilisés

Les résultats expérimentaux du mortier de référence et des mortiers de granulats caoutchouc du chapitre 1 servent pour les applications des paragraphes 3.2.3.1, 3.2.3.2, 3.2.4.1, 3.2.5.1, 3.3.2, 3.3.3 et 3.3.4.

### 3.1.3 Résultats expérimentaux supplémentaires

Tout comme pour le chapitre 1, les mesures de résistance en compression et de masse volumique sont réalisées selon la norme [NF EN 12390], le module d'élasticité suivant les recommandations RILEM CPC8.

#### **Résultats supplémentaires pour l'évolution temporelle des propriétés mécaniques**

Ces formulations ont été réalisées en substituant le sable par des granulats d'argile expansée Argex AM 4/8 650 à des taux de 15, 30, 45 et 60 % (cf. tableau 3.1). De même qu'avec les granulats AR 0/4 650, ces granulats d'argile expansée étaient pré-saturés selon leur taux d'absorption en eau à 5 minutes. Seul le dosage en eau efficace est indiqué dans le tableau 3.1.

Ces résultats sont utilisés dans les paragraphes 3.2.3.1, 3.2.3.2, 3.2.4.1, 3.3.3, et 3.3.4.

#### **Résultats supplémentaires pour la détermination de la résistance caractéristique**

Les deux formulations utilisées dans le paragraphe 3.2.1 sont données dans les tableaux 3.2 et 3.3. Pour chaque composition, trois gâchées ont été réalisées avec trois adjuvants différents, et huit éprouvettes cylindriques 11\*22cm ont été prélevées sur chaque gâchée.

Les propriétés à l'état frais sont données dans les tableaux 3.4 et 3.5.

Taux de substitution (%)	15	30	45	60
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	242	242	242	242
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	254	254	254	242
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	1397	1151	904	658
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	135	135	135	135
Granulats d'argile expansée (kg/m <sup>3</sup> )	222	444	666	888
Super-plastifiant (kg/m <sup>3</sup> )	4,73	7,20	7,20	7,20
Agent de viscosité (kg/m <sup>3</sup> )	0	1,06	1,06	1,06

Tableau 3.1 – Compositions des mortiers de granulats d'argile expansée AM 4/8 650

Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	242
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	254
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	1644
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	135

Tableau 3.2 – Mortier de référence : composition de base

Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	233
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	245
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	1110
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	131
Granulats légers (kg/m <sup>3</sup> )	215
Fibres Fibraflex 30 mm (kg/m <sup>3</sup> )	14.1
Agent de viscosité (kg/m <sup>3</sup> )	1.2

Tableau 3.3 – Mortier fibré à module réduit : composition de base

Gâchée	1	2	3
Super-Plastifiant	Glenium 27	Optima 224	Adva Flow 400
Dosage en super-plastifiant (kg/m <sup>3</sup> )	6	7	7,5
Affaissement (cm)	19	20	18
Teneur en air occlus (%)	5	2,5	4

Tableau 3.4 – Mortiers de référence : adjuvants et propriétés à l'état frais

Gâchée	1	2	3
Super-Plastifiant	Glenium 27	Optima 224	Adva Flow 400
Dosage en super-plastifiant (kg/m <sup>3</sup> )	6	5	7
Affaissement (cm)	18	22	21
Teneur en air occlus (%)	4.5	2.5	2

Tableau 3.5 – Mortiers fibrés à module réduit : adjuvants et propriétés à l'état frais

## 3.2 Rappels sur le contexte réglementaire européen

### 3.2.1 Définitions des résistances caractéristiques

#### a. Rappels

##### Eurocode 0

L'Eurocode 0 décrit les bases concernant la fiabilité des structures, les combinaisons d'action, les propriétés des matériaux et les coefficients de sécurité. Concernant les propriétés des matériaux, l'Eurocode 0 considère deux classes principales.

Dans le premier cas, les propriétés ont une incidence directe sur la capacité portante de la structure et il faut utiliser une valeur pondérée de cette propriété, communément appelée valeur de calcul (design value en anglais). C'est par exemple le cas de la résistance en compression.

Dans le deuxième cas, la propriété n'a pas une influence directe sur la capacité portante de la structure. C'est souvent le cas des propriétés liées à la rigidité de la structure, comme le module d'élasticité. Il faut utiliser la valeur moyenne de cette propriété car c'est la valeur la plus réaliste dont dispose le constructeur.

L'expression de la valeur caractéristique n'est pas donnée explicitement par l'Eurocode 0, mais elle est déduite de l'équation 3.1 et donnée ici dans l'équation 3.2. La valeur caractéristique correspond au fractile à 5 % de la distribution statistique de la propriété concernée. Cette distribution statistique peut être considérée comme une loi normale ou exponentielle. Si l'on suppose que la distribution statistique est une loi normale, le coefficient  $k_n$  est de 1,64 dans l'équation 3.2. Dans la pratique, ce coefficient doit être choisi en fonction du nombre de résultats  $n$ , comme le montrent les tableaux 3.6 (destiné à l'E.L.S) et 3.7 (destiné à l'E.L.U).

$$X_d = \eta_d \frac{X_{k(n)}}{\gamma_m} = \frac{\eta_d}{\gamma_m} m_X (1 - k_n V_X) \quad (3.1)$$

$$X_k = m_X (1 - k_n V_X) \quad (3.2)$$

$n$	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	$\infty$
$V_X$ connue	2.31	2.01	1.89	1.83	1.80	1.77	1.74	1.72	1.68	1.67	1.64
$V_X$ inconnue	-	-	3.37	2.63	2.33	2.18	2.00	1.92	1.76	1.73	1.64

Tableau 3.6 – Valeur de  $k_n$  pour le fractile à 5%

$n$	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	$\infty$
$V_X$ connue	2.31	2.01	1.89	1.83	1.80	1.77	1.74	1.72	1.68	1.67	1.64
$V_X$ inconnue	-	-	-	11.40	7.85	6.36	5.07	4.51	3.64	3.44	3.04

Tableau 3.7 – Valeur de  $k_n$  pour le fractile à 5% à l'ELU

**Eurocode 2**

L'Eurocode 2 traite des règles de calcul de structures en béton armé. En l'absence de données détaillées, il propose de simplifier l'équation 3.2 en la remplaçant par l'équation 3.3. Dans ce cas, la résistance caractéristique est directement déduite de sa valeur moyenne, quel que soit le nombre d'essais, la valeur moyenne et la dispersion.

$$f_{ck} = f_{cm} - 8MPa \quad (3.3)$$

Pour un matériau cimentaire dont la résistance en compression est inférieure à 20 MPa, l'équation 3.3 est inadaptée. Par exemple, si la résistance en compression moyenne est de 10 MPa, la résistance caractéristique calculée serait de 2 MPa, soit 20 % de la valeur moyenne. Une telle réduction de la valeur moyenne est excessive, et pour ces matériaux il est préférable d'utiliser la méthode de l'Eurocode 0.

**Propriétés statistiques des mesures de la résistance en compression**

La moyenne est estimée selon l'équation 3.4, et l'écart-type selon l'équation 3.5. Le coefficient de variance est le rapport de ces deux propriétés, tel qu'il est défini dans l'équation 3.6.

$$m_X = \frac{\sum_j X_j}{N} \quad (3.4)$$

$$\sigma^2 = \frac{1}{N} \sum_j (m_X - X_j)^2 \quad (3.5)$$

$$V_X = \frac{\sigma}{m_X} \quad (3.6)$$

Selon la distribution de la loi normale théorique, le fractile à 5 % se calcule selon l'équation 3.7.

$$f_{5\%} = f_{cm} - 1,64\sigma = f_{cm}(1 - 1,64V_X) \quad (3.7)$$

Selon l'Eurocode 0, le terme 1,64 de l'équation 3.7 doit être remplacé par le coefficient  $k_n$ . Les valeurs de  $k_n$  dépendent du nombre d'essais réalisés, et sont consignées dans les tableaux 3.6 et 3.7. Pour cette étude, 24 essais ont été réalisés pour chaque formulation, et l'Eurocode 0 recommande  $k_n = 1,68$ .

**Distribution statistique expérimentale**

Pour déterminer la densité de probabilité de la propriété à la valeur  $X$ , on compte la proportion de résultats obtenus  $X_j$  inférieurs à  $X$  selon l'équation 3.8.

$$F(X) = P(X_j < X) = \frac{N(X_j < X)}{N} \quad (3.8)$$

**Fonction de densité de probabilité théorique**

Lorsque les valeurs de la moyenne et l'écart-type ont été déterminées, il est possible de tracer la fonction de densité théorique selon l'équation 3.9 :

$$F(X) = \frac{1}{2} \left( 1 + \operatorname{erf} \left( \frac{X - m_X}{\sigma\sqrt{2}} \right) \right) \quad (3.9)$$

Où  $erf$  est la fonction d'erreur (error function en anglais) telle que  $erf(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-t^2} dt$ .

Avec des matériaux cimentaires dont la résistance en compression moyenne est inférieure à 20 MPa, l'équation 3.7 est plus adaptée que l'équation 3.3. Cependant, elle demande de connaître le coefficient de variation  $V_X$ .

### b. Application aux mortiers étudiés

Les propriétés statistiques des différentes gâchées sont consignées dans les tableaux 3.8 et 3.9. La dispersion des résultats issus d'une même gâchée est faible, avec des coefficients de variation inférieurs à 6 %.

Gâchée	1	2	3
Moyenne (MPa)	15,5	13,7	18,4
Ecart-type $\sigma$ (MPa)	0,3	0,8	0,6
Coefficient de variation $V_X$ (%)	1,9	5,8	3,3

Tableau 3.8 – Mortiers de référence : propriétés statistiques de la résistance en compression par gâchée

Gâchée	1	2	3
Moyenne (MPa)	14,8	13,4	13,4
Ecart-type $\sigma$ (MPa)	0,3	0,6	0,5
Coefficient de variation $V_X$ (%)	2,0	4,5	2,7

Tableau 3.9 – Mortiers fibrés à module réduit : propriétés statistiques de la résistance en compression par gâchée

Le tableau 3.10 donne les propriétés statistiques de chaque composition en prenant en compte l'ensemble des résultats des trois gâchées. Pour la formulation de référence, le coefficient de variation est plus élevé, car les valeurs des résistances en compression des différentes gâchées ont varié de quelques MPa.

Cette dérive n'a pas été constatée avec le mortier fibré à bas module.

Avec des résultats qui proviennent d'une même gâchée, le coefficient de variance est systématiquement inférieur à 6 %. Pour réellement évaluer la distribution statistique, il est donc plus intéressant de réaliser plusieurs gâchées de faible volume, plutôt qu'une seule gâchée de volume important.

Composition	Référence	Bas module
Moyenne (MPa)	15,8	13,9
Ecart-type $\sigma$ (MPa)	2	0,8
Coefficient de variation $V_X$ (%)	12,7	5,7

Tableau 3.10 – Propriétés statistiques de la résistance en compression pour l'ensemble des gâchées

Les figures 3.1 et 3.2 montrent les densités de probabilité théoriques et expérimentales, ainsi que le fractile théorique à 5 %.

Pour les deux formulations, la différence entre les fractiles à 5% des fonctions de densité expérimentales et théoriques est négligeable (inférieure à 1 %).

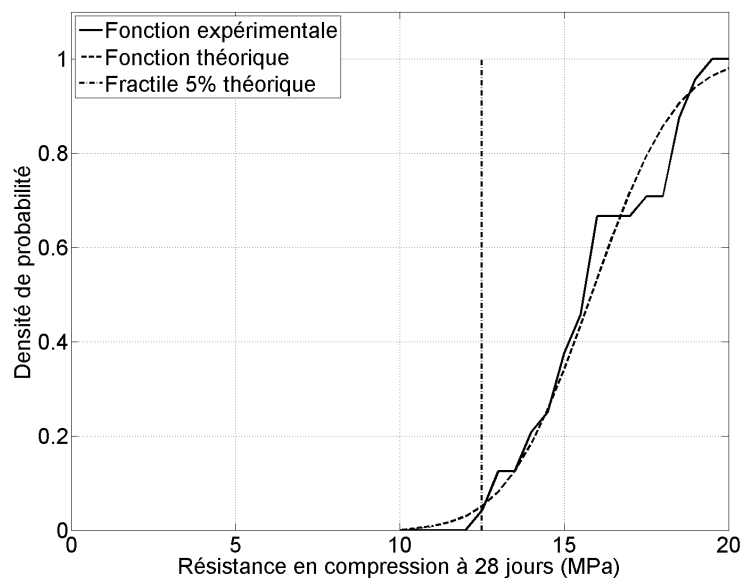


FIGURE 3.1 – Densité de probabilité du mortier de référence

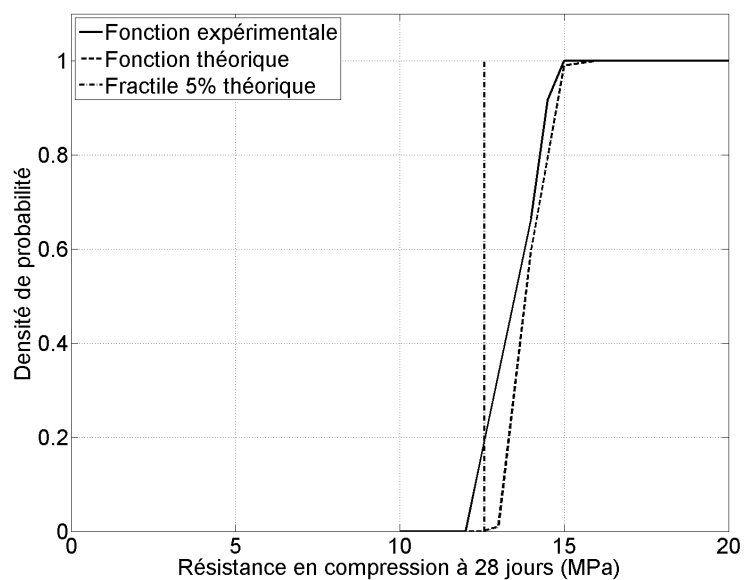


FIGURE 3.2 – Densité de probabilité du mortier à bas module renforcé de fibres

### 3.2.2 Définitions des résistances de calcul

#### Eurocode 0

La résistance de calcul, en compression ou traction, est définie par l'équation 3.1.

#### Eurocode 2

Pour les matériaux cimentaires, l'application directe de cette formule aux résistances en compression et en traction d'un béton est montrée dans les équations 3.10 et 3.11 :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.10)$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} \quad (3.11)$$

Avec :

$\gamma_c=1.5$  pour les combinaisons d'actions permanentes et transitoires

$\gamma_c=1.2$  pour les combinaisons d'actions accidentelles

$\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 1$  sauf spécification de l'annexe nationale

#### Eurocode 2 partie 1.6 : Béton non armé

Lorsque la quantité d'armatures est nulle, ou inférieure à la quantité minimale prescrite par l'Eurocode 2 partie 1.1, le coefficient de sécurité partiel  $\gamma_c$  utilisé dans les équations doit être multiplié par 1,2.

### 3.2.3 Evolution temporelle des propriétés mécaniques

#### 3.2.3.1 Evolution temporelle de la résistance en compression

##### a. Rappels

#### Eurocode 2

L'évolution temporelle de la résistance moyenne en compression est prévue par l'équations 3.13. Le terme exponentiel  $\beta_{cc}$  est défini par l'équation 3.12 pour  $t \leq 28$  jours.

$$\beta_{cc}(t) = e^{s(1-\sqrt{28/t})} \quad (3.12)$$

Avec :

$s = 0.20$  pour les ciments de type R

$s = 0.25$  pour les ciments de type N

$s = 0.38$  pour les ciments de type S

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (3.13)$$



**b. Application aux résultats de la littérature**

Des résultats expérimentaux provenant de différentes sources [8] [44] [68] [80] [81] [78] [83], ont été collectés et insérés à la figure 3.5 avec les résultats expérimentaux des mortiers étudiés. Les résultats de [8] [68] sont ceux de matériaux cimentaires comportant des granulats caoutchouc, ceux des autres sources concernent des bétons de structure classiques.

Pour ces matériaux, la rupture a principalement lieu dans la pâte de ciment et aux interfaces pâte-granulats. Elle est donc directement liée à la résistance mécanique de la pâte de ciment, et donc à son hydratation. La cinétique d'hydratation du ciment Portland pur est connue, mais elle peut être modifiée en présence de certaines additions minérales [86].

L'addition minérale utilisée dans [81] est la présence de fumée de silice. Les auteurs ont démontré qu'avec un dosage de 12% de la masse de liant, la fumée de silice pouvait accélérer le développement de la résistance en compression, sans modifier sa valeur au long terme. Avec un dosage plus élevé, elle améliore la résistance en compression de manière définitive, dès deux jours.

La figure 3.3 tirée de [43] montre l'évolution de la résistance d'un BHP avec et sans fumée de silice (avec une substitution massique de 10%), avec un rapport E/C de 0,25 et 0,40. Quelque soit le rapport E/C, l'évolution de la résistance en compression entre 7 et 28 jours est plus importante en présence de fumée de silice.

Cependant, les erreurs relatives de l'équation 3.13 avec les résultats de [81] restent inférieures à 10 %. Dans ce cas, la valeur de la résistance en compression prédite par l'équation 3.13 est suffisamment fiable pour être utilisée en dimensionnement.

Le liant des formulations de [80] est un mélange de  $160 \text{ kg/m}^3$  de ciment,  $130 \text{ kg/m}^3$  de cendres volantes et  $110 \text{ kg/m}^3$  de laitier. Les liants des formulations de [44] contiennent différentes proportions relatives de ciment Portland et laitier. Le laitier de haut fourneau et les cendres volantes présentent tous deux des réactions pozzolaniques lentes et progressives, comme le montre la figure 3.4 tirée de [44]. Les formules empiriques destinées au ciment Portland sous-estiment l'évolution de la résistance entre 7 et 28 jours, ainsi qu'après 28 jours.

Les erreurs relatives de l'équation 3.13 avec les résultats de [44] et [80] sont de l'ordre de 20 à 30 %. Une valeur aussi peu précise de la résistance en compression ne peut pas être utilisée pour le dimensionnement d'une structure.

Les résultats expérimentaux de [78] sont obtenus avec des ciments de classe S et N. Lorsque l'on considère que le ciment est de classe R, les erreurs relatives moyennes et maximum sont de 6 et 12 %. Lorsque l'on prend en compte les classes réelles de ciment, elles sont de 6 et 15 %. Ces valeurs restent acceptables.

Les résultats expérimentaux de [83] sont obtenus avec un ciment Portland additionné de nanoparticules d' $\text{Al}_2\text{O}_3$ . Les erreurs relatives sont acceptables ; leurs valeurs moyennes et maximum sont respectivement de 9 et 13 %.

**c. Application aux mortiers étudiés**

La figure 3.6 montre que l'équation 3.13 est aussi performante pour les mortiers étudiés que pour les bétons de la littérature. Le ciment de ces mortiers est de classe 32.5 N, le terme  $s$  de l'équation est de 0,38 (valeur pour les ciments de classe N). Les erreurs relatives moyennes et maximum sont de 8 et 34 %. L'erreur relative maximum obtenue correspond au mortier dont

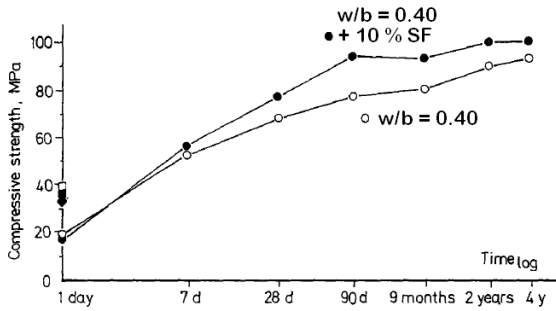


FIGURE 3.3 – Evolution des résistances en compression dans le temps avec et sans fumée de silice [43]

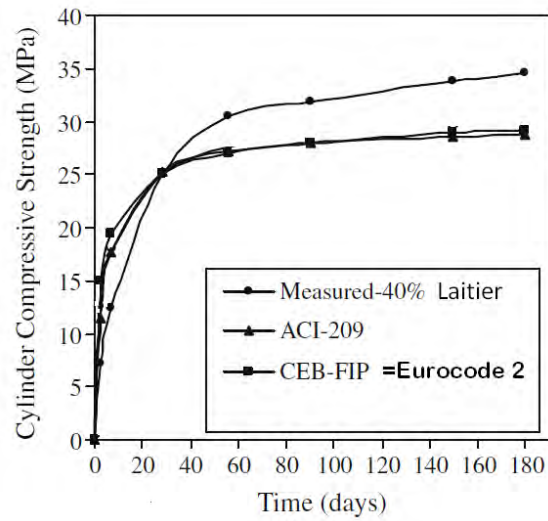


FIGURE 3.4 – Evolution des résistances en compression dans le temps avec 40 % de ciment substitué par du laitier [44]

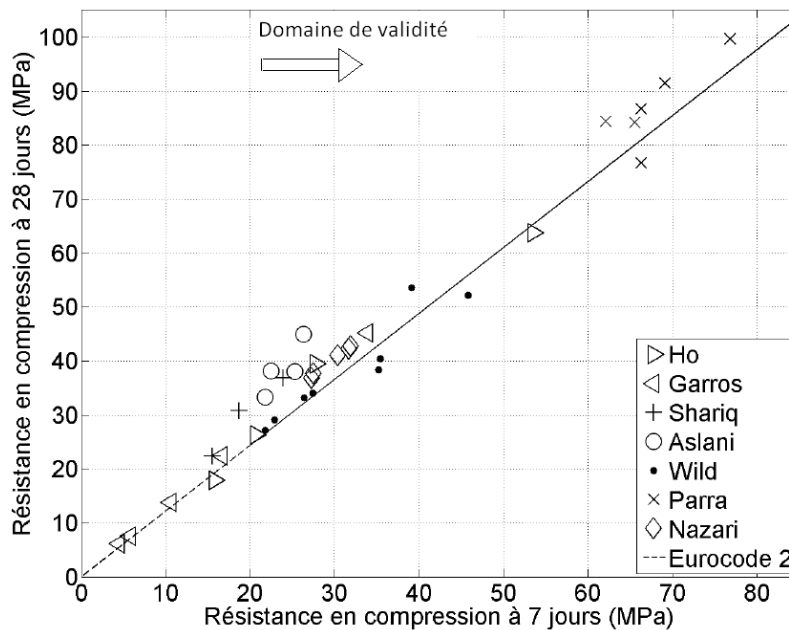


FIGURE 3.5 – Corrélation entre les résistances en compression à 7 et 28 jours - résultats de la littérature - Eurocode 2

la fraction en granulats caoutchouc est la plus élevée. Abstraction faite de cette composition, l'ensemble des erreurs relatives est inférieure à 10 % et l'équation 3.13 offre donc une précision satisfaisante. L'erreur obtenue avec cette formulation est inexplicable, et certainement due aux imprécisions expérimentales et à la faible valeur des résistances en compression.

Dans d'autres travaux [8] le rapport des résistances en compression à 7 et 28 jours est constant quel que soit le dosage en granulats caoutchouc, l'influence de ces derniers sur l'évolution temporelle de la résistance en compression entre ces échéances est négligeable. Ceci veut dire que ces granulats modifient le rapport entre résistance du composite et résistance de la pâte de ciment, mais ce rapport reste constant dans le temps, de même qu'avec les granulats naturels minéraux

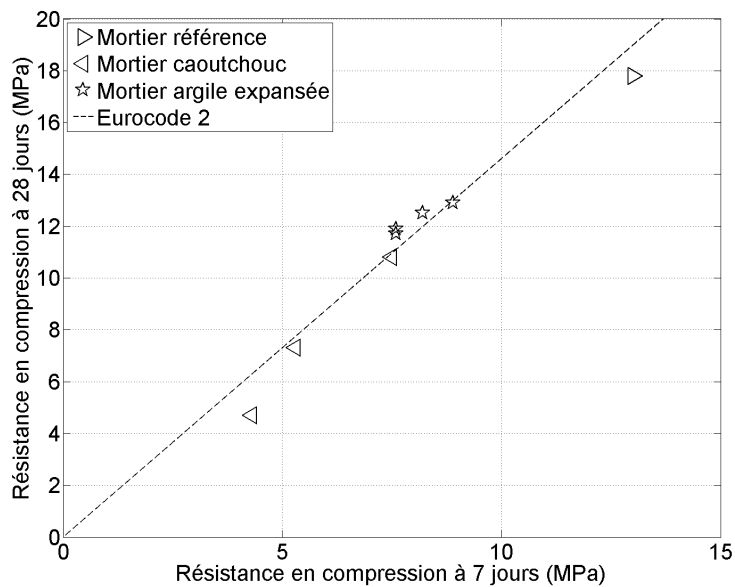


FIGURE 3.6 – Corrélation entre les résistances en compression à 7 et 28 jours - résultats expérimentaux - Eurocode 2

### 3.2.3.2 Evolution temporelle du module d'élasticité

#### a. Rappels : Eurocode 2

L'équation 3.14 donne l'évolution temporelle du module d'élasticité jusqu'à 28 jours, telle que la prévoit l'Eurocode 2.

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0.3} E_{cm} \quad (3.14)$$

#### b. Application aux résultats de la littérature

Les résultats expérimentaux de [78], [79], [80], ainsi que ceux des mortiers étudiés, ont été collectés et présentés sur la figure 3.7 avec la relation prédite par l'équation 3.14 en considérant un ciment de classe R. Les erreurs relatives moyennes et maximum obtenues avec les résultats

de la littérature sont de 10 et 21 % pour l'ensemble des sources. Pour les résultats de [78] obtenus avec des ciments de classe S et N, les prédictions obtenues en considérant la classe réelle du ciment sont curieusement moins précises qu'en considérant un ciment de classe R.

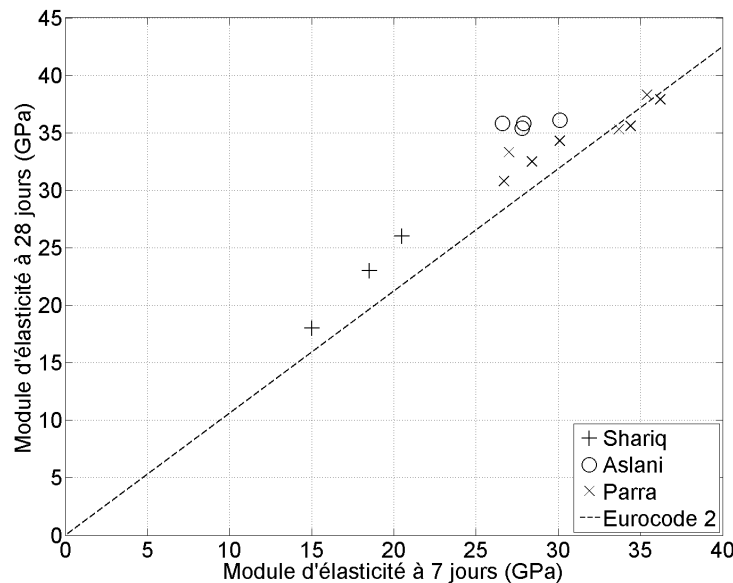


FIGURE 3.7 – Corrélation entre les modules d'élasticité à 7 et 28 jours - résultats de la littérature - Eurocode 2

### c. Application aux mortiers étudiés

Entre 7 et 28 jours, la seule phase d'un matériau cimentaire dont les propriétés mécaniques évoluent est la pâte de ciment. Cependant, le module d'élasticité d'un matériau cimentaire est fonction du module de ses granulats [67] et de sa pâte de ciment. Lorsqu'un matériau cimentaire comporte des granulats en caoutchouc ou argile expansée, leur module est inférieur à 10 GPa [12] alors que celui des granulats naturels minéraux est généralement entre 50 et 100 GPa [67]. La présence de ces granulats modifie la relation entre les modules de la pâte de ciment et du matériau cimentaire, et l'équation 3.14 devient imprécise. L'erreur relative moyenne de la figure 3.8 est de 22 %, soit plus du double de celle des résultats provenant de la littérature, obtenus avec des bétons de granulats naturels minéraux.

Les erreurs relatives moyenne et maximum obtenues avec les mortiers étudiés sont de 22 et 34 %. Pour ce type de matériaux cimentaires, l'équation 3.14 est donc une estimation grossière, et une étude complémentaire pourrait permettre d'améliorer cette prédiction.

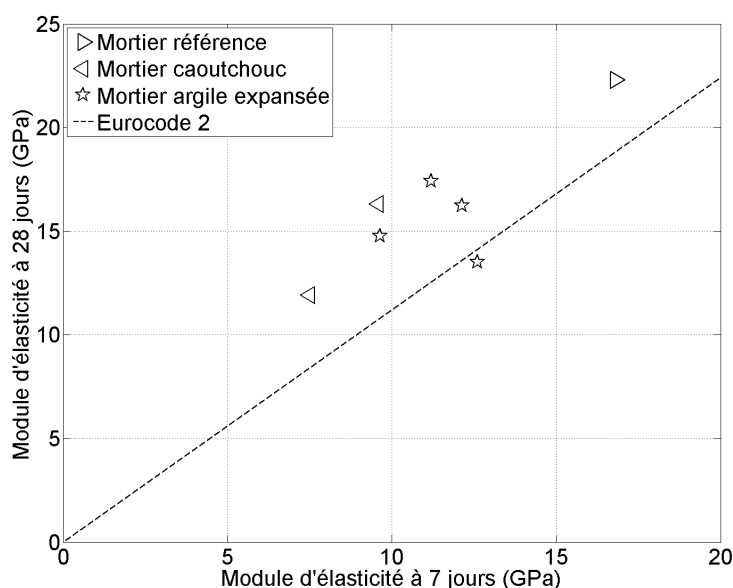


FIGURE 3.8 – Corrélation entre les modules d'élasticité à 7 et 28 jours - résultats expérimentaux - Eurocode 2

### 3.2.4 Relations entre propriétés mécaniques

#### 3.2.4.1 Relations entre module d'élasticité et résistance en compression

##### a. Rappels : Eurocode 2

L'équation 3.15 de l'Eurocode 2 permet d'évaluer le module d'élasticité en fonction de la résistance en compression moyenne.

$$E_{cm} = 22 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad (3.15)$$

##### b. Application aux résultats de la littérature

Des résultats expérimentaux provenant de différentes sources [68] [8] [12] [44] [80] [82] [78] ont été collectés et insérés à la figure 3.7 avec les résultats expérimentaux des mortiers étudiés. Les résultats de [68] et [8] sont ceux de matériaux cimentaires comportant des granulats caoutchouc, ceux de [12] avec des bétons contenant des granulats d'argile expansée, et ceux des autres sources concernent des bétons de structure classiques.

Il semble que la relation 3.15 soit adaptée pour la prédiction de bétons de structure courants, mais surestime systématiquement le module d'élasticité des formulations contenant des granulats caoutchouc ou d'argile expansée (cf. figure 3.9).

Pour les bétons de granulats normaux [44] [78] [80] [82], l'équation 3.15 donne des erreurs relatives moyenne et maximum de 26 et 36 %, son utilisation est toutefois jugée acceptable. Avec des granulats autres [68] [8] [12], cette même relation donne des erreurs relatives moyenne et maximum de 45 et 132 % ; sa précision est donc insatisfaisante.

Ces erreurs relatives élevées peuvent être attribuées à la présence de granulats en caoutchouc ou argile expansée. Comme il a été vu dans la section précédente, ces granulats modifient la

relation entre le module de la pâte et celui du matériau cimentaire, et l'équation 3.15 n'est pas pertinente pour des matériaux cimentaires comportant des granulats de caoutchouc ou d'argile expansée.

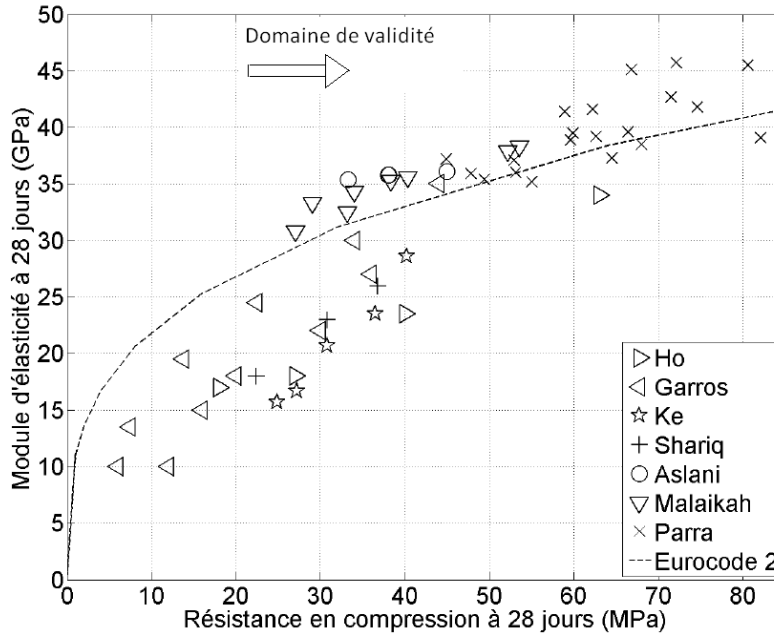


FIGURE 3.9 – Relation entre la résistance en compression et le module d'élasticité à 28 jours - résultats de la littérature - Eurocode 2

### c. Application aux mortiers étudiés

Avec les mortiers étudiés, les erreurs relatives moyenne et maximum résultant de l'application de l'équation 3.15 sont de 62 et 147 %. L'inefficacité de l'équation 3.15 pour des matériaux cimentaires comportant des granulats en caoutchouc ou argile expansée a déjà été observée dans le paragraphe précédent. Cette observation est donc confirmée par les résultats expérimentaux des mortiers étudiés. Pour de nombreuses applications, dont celle des CMC, le module d'élasticité a un rôle important dans le dimensionnement, et se doit d'être connu avec précision. Auquel cas, pour des matériaux cimentaires incorporant des granulats autres que des granulats naturels minéraux, il est donc plus judicieux de réaliser une mesure directe de cette propriété, ou de trouver une base théorique plus adaptée à sa prédiction. C'est pour cette raison que le chapitre suivant présente une approche basée sur la micromécanique. Les paramètres d'entrée de ce modèle prédictif seront relatifs à la composition du matériau (dosages en granulats, rapport E/C et propriétés élastiques des granulats), et non à une ou deux de ses propriétés (résistance en compression et masse volumique dans le cas présent).

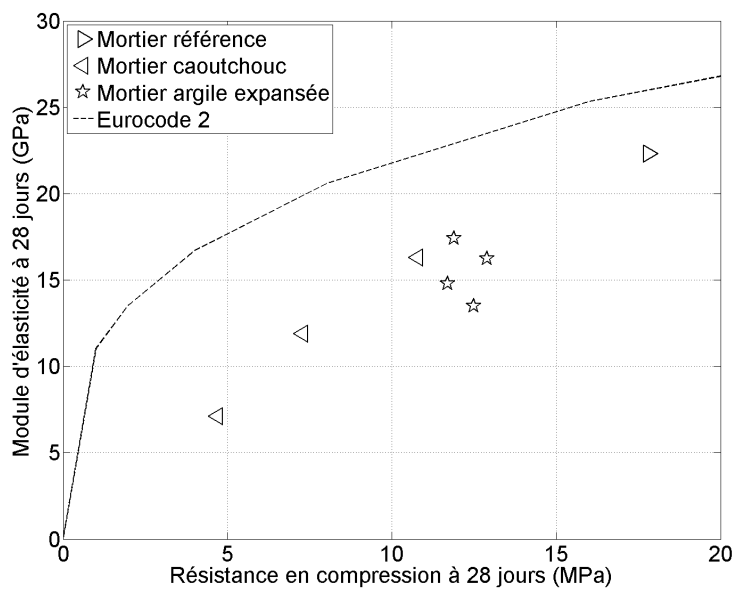


FIGURE 3.10 – Relation entre la résistance en compression et le module d'élasticité à 28 jours - résultats expérimentaux - Eurocode 2

### 3.2.4.2 Relations entre résistance en traction et résistance en compression

#### a. Rappels

##### Eurocode 2

Lorsque la résistance en traction par fendage est mesurée, l'Eurocode 2 propose l'équation 3.16 pour évaluer la résistance en traction directe.

$$f_{ctm} = 0.90f_{ctm,sp} \quad (3.16)$$

L'ensemble des valeurs de  $f_{ctm}$  présentées dans ce chapitre respecte l'équation 3.16. L'Eurocode 2 propose d'estimer la résistance en traction du béton en fonction de sa résistance en compression selon les équations 3.17 et 3.18 :

$$f_{ctm} = 0.30f_{ck}^{2/3} \quad (3.17) \quad f_{ctm} = 2.12\ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) \quad (3.18)$$

Pour les classes de résistances inférieures à C50/60 Pour les classes de résistances supérieures à C50/60

Dans la littérature, seules les valeurs moyennes des résistances en compression sont données, il est donc possible d'utiliser l'équation 3.18 telle que son expression la définit. L'expression originale de l'équation 3.17 considère les résistances caractéristiques. Pour l'appliquer, il faudrait appliquer l'équation 3.3 afin de déduire les résistances caractéristiques de leurs valeurs moyennes. Cette équation étant inadaptée aux mortiers étudiés, seule l'équation 3.18 est appliquée dans la suite de cette section.

Si  $f_{ck}$  est substituée par  $f_{cm}$  dans l'équation 3.17, les résultats des équations 3.17 et 3.18 sont quasiment identiques pour des résistances en compression inférieures à 60 MPa.

#### b. Application aux résultats issus de la littérature

Des résultats expérimentaux provenant de différentes sources [68] [80] [78] ont été collectés et insérés à la figure 3.7 avec les résultats expérimentaux des mortiers étudiés. Les résultats de [68] sont ceux de matériaux cimentaires comportant des granulats caoutchouc, et ceux des autres sources concernent des bétons de structure classiques.

La figure 3.11 montre que la résistance en traction est généralement sous-estimée par l'équation 3.18 dans son domaine de validité. Comme la résistance utilisée lors du dimensionnement est inférieure à sa valeur réelle, la sécurité est favorisée et l'équation 3.18 est utilisable.

#### c. Application aux mortiers étudiés

La figure 3.12 montre la relation de l'équation 3.18 ainsi que les résultats expérimentaux. Pour les mortiers de granulats caoutchouc, l'erreur relative atteint 90 %. Les résistances sont quasiment toutes surestimées par l'équation 3.18. L'erreur relative est donc défavorable à la sécurité, et son utilisation ne doit pas être étendue hors de son domaine d'application. Si nécessaire, il est donc préférable de réaliser une mesure directe de la résistance en traction plutôt que de l'évaluer avec l'équation 3.18.



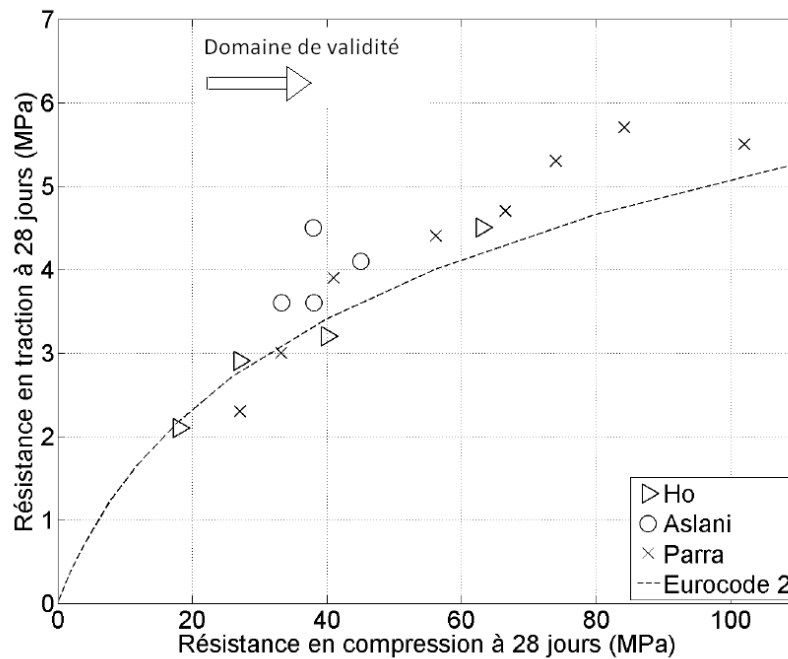


FIGURE 3.11 – Relation entre les résistances en traction et en compression à 28 jours - résultats de la littérature - Eurocode 2

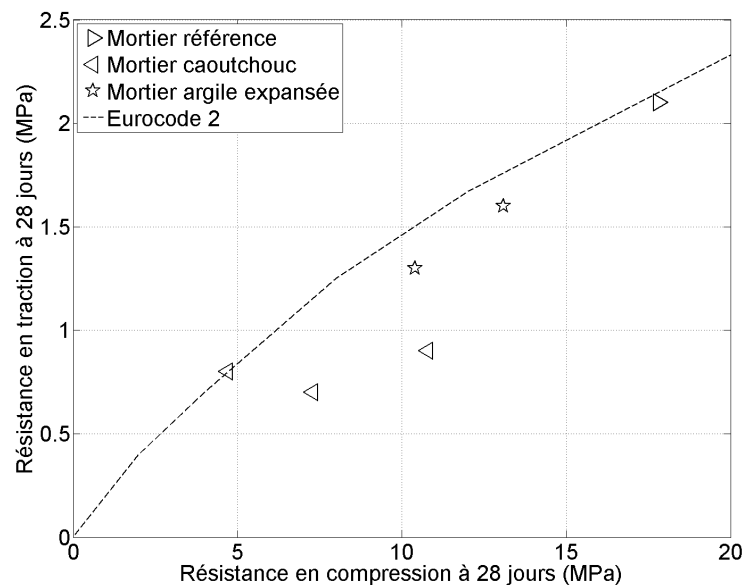


FIGURE 3.12 – Relation entre les résistances en traction et en compression à 28 jours - résultats expérimentaux - Eurocode 2

### 3.2.5 Prise en compte de la masse volumique dans l'estimation des propriétés mécaniques

#### 3.2.5.1 Prise en compte de la masse volumique pour l'estimation du module d'élasticité

##### a. Rappels

##### Eurocode 2 partie 1-4 : Bétons de granulats légers à structure fermée

Lorsque la masse volumique d'un béton est inférieure à  $2\,000\text{ kg/m}^3$ , l'Eurocode 2 partie 1-4 le classe comme un béton léger. Afin de prendre en compte leur masse volumique comme paramètre supplémentaire, le résultat de l'équation 3.15 est multiplié par le facteur de correction  $g_E$  exprimé dans l'équation 3.19.

$$g_E = \left(\frac{q}{2200}\right)^2 \quad (3.19)$$

##### b. Application aux résultats de la littérature

Les valeurs de la résistance en compression  $f_{cm}$ , de la masse volumique  $\rho_m$  et du module d'élasticité  $E_{exp}$  provenant des sources [8], [12] et [68] sont consignées dans les trois premières colonnes du tableau 3.11. Le module prédit  $E_{EC2}$  est le résultat de l'équation 3.15 pondéré par le coefficient  $g_E$  selon la partie 1.4 de l'Eurocode 2. La dernière colonne donne l'erreur relative au module d'élasticité mesuré expérimentalement.

L'équation 3.15 est inefficace pour des bétons comportant des granulats légers (le cas de [8], [12] et [68]). La pondération de son résultat par le coefficient  $g_E$  permet de réduire les erreurs relatives à des valeurs moyennes et maximum de 22 et 78 % respectivement, contre 45 et 132 % sans  $g_E$ . La masse volumique permet de prendre indirectement en compte la quantité de granulats souples présents dans le matériau car ces granulats ont une densité deux fois plus faible que celle des granulats naturels minéraux.

##### c. Application aux mortiers étudiés

Le tableau 3.12 donne la résistance en compression, la masse volumique et le module d'élasticité des mortiers étudiés. Le module prédit  $E_{EC2}$  est le résultat de l'équation 3.15 pondéré par le coefficient  $g_E$  selon la partie 1.4 de l'Eurocode 2. La dernière colonne donne l'erreur relative au module d'élasticité mesuré expérimentalement.

Le tableau 3.12 donne les modules d'élasticité mesurés expérimentalement et prédits par l'équation 3.15 pour les mortiers étudiés. En multipliant le résultat de l'équation 3.15 par le coefficient correcteur  $g_E$  de l'Eurocode 2 partie 1.4, la précision du résultat prédit est nettement améliorée. Cette observation est cohérente avec la discussion du paragraphe précédent. Les erreurs relatives moyenne et maximum sont de 15 et 45 %, contre 62 et 147 % sans le coefficient.

#### 3.2.5.2 Prise en compte de la masse volumique pour l'estimation de la résistance en traction

##### a. Rappels

$f_{cm}$	$\rho_m$	$E_{exp}$	$E_{EC2}$	error $E_{EC2}$	Source
63,0	2300	34,0	41,8	23%	[68]
40,0	2150	23,5	31,8	36%	[68]
27,0	2090	18,0	26,7	49%	[68]
18,0	2040	17,0	22,6	33%	[68]
44,0	2300	35,0	37,5	7%	[8]
34,0	2240	30,0	32,9	10%	[8]
22,5	2190	24,5	27,8	13%	[8]
13,8	2050	19,5	21,0	8%	[8]
7,5	1950	13,5	15,9	17%	[8]
6,0	1850	10,0	13,3	33%	[8]
44,0	2300	35,0	37,5	7%	[8]
36,0	2170	27,0	31,4	16%	[8]
30,0	2050	22,0	26,6	21%	[8]
20,0	2008	18,0	22,6	25%	[8]
16,0	1975	15,0	20,4	3%	[8]
12,0	1927	10,0	17,8	78%	[8]
40,2	1970	28,6	26,8	6%	[12]
36,5	1850	23,5	22,9	2%	[12]
30,8	1720,0	20,7	18,8	9%	[12]
27,2	1560	16,7	14,9	11%	[12]
24,9	1530	15,7	14,0	11%	[12]

Tableau 3.11 – Prédictions du module d'élasticité avec la masse volumique et la résistance en compression - Eurocode 2 partie 1.4 - résultats de la littérature

$f_{cm}$	$\rho_m$	$E_{exp}$	$E_{EC2}$	erreur $E_{EC2}$	Granulat
17,8	2030	22,3	20,2	21%	-
11,9	1806	17,4	15,6	36%	Caoutchouc
12,9	1763	16,2	15,2	33%	Caoutchouc
11,7	1630	14,8	12,7	39%	Caoutchouc
12,5	1495	13,5	10,9	41%	Caoutchouc
12,8	2030	17,8	20,2	21%	Argile exp.
10,8	1836	16,3	15,7	32%	Argile exp.
7,3	1792	11,9	13,3	28%	Argile exp.
4,7	1689	7,1	10,3	13%	Argile exp.

Tableau 3.12 – Prédictions du module d'élasticité avec la masse volumique et la résistance en compression - Eurocode 2 partie 1.4 - résultats expérimentaux

### Eurocode 2 partie 1-4 : Bétons de granulats légers à structure fermée

De la même manière que pour le module d'élasticité, la partie 1.4 de l'Eurocode 2 propose un coefficient correcteur  $g_1$  pour pondérer les résultats des équations 3.17 et 3.18. L'expression du coefficient est donnée dans l'équation 3.20 :

$$g_1 = 0,40 + 0,60 \frac{q}{2200} \quad (3.20)$$

#### b. Application aux mortiers étudiés

Sans prendre en compte la masse volumique, les erreurs relatives moyenne et maximum étaient de 41 et 88 % (cf. figure 3.12). Grâce au coefficient correcteur  $g_1$ , elles sont réduites à 26 et 76 % (cf. tableau 3.13).

Cependant, la plupart des résistances en traction sont toujours surestimées, ce qui est néfaste à la sécurité. Pour les mortiers comportant des granulats légers, dont l'adhérence à la matrice cimentaire est bonne, l'estimation est acceptable. Pour les mortiers comportant des granulats caoutchouc, dont l'adhérence à la matrice est mauvaise, il est préférable de réaliser une mesure directe.

$f_{cm}$ (MPa)	$\rho_m$ (kg/m <sup>3</sup> )	$f_{ctm,exp}$ (MPa)	$f_{ctm,EC2}$ (MPa)	$f_{ctm,EC2}$ err. rel. (%)	Granulat
17,8	2030	1,9	2,1	9	-
10,8	1984	0,8	1,5	76	Caoutchouc
7,3	1893	0,7	1,1	60	Caoutchouc
4,7	1757	0,7	0,7	4	Caoutchouc
13,1	1715	1,4	1,5	7	Argile exp.
10,4	1401	1,2	1,2	1	Argile exp.

Tableau 3.13 – Prédications de la résistance en traction avec la masse volumique et la résistance en compression - résultats expérimentaux

Les doubles lignes séparent les types de mortiers (référence, granulats d'argile expansée, granulats caoutchouc)

## 3.2.6 Diagrammes contrainte-déformation en compression uni-axiale

### a. Rappels

#### Eurocode 2

Pour un chargement uni-axial de courte durée, l'Eurocode 2 propose une équation permettant d'évaluer la relation entre contrainte et déformation. Pour des déformations inférieures à  $\epsilon_{cu1}$ , pris à 0,35 %, cette relation est donnée dans l'équation 3.21.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (3.21)$$

Avec :

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}$$

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{|\epsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

$\epsilon_{c1} = 0,18\%$  pour la classe de résistance C12/15

La figure 3.13 montre le diagramme obtenu avec l'équation 3.21.

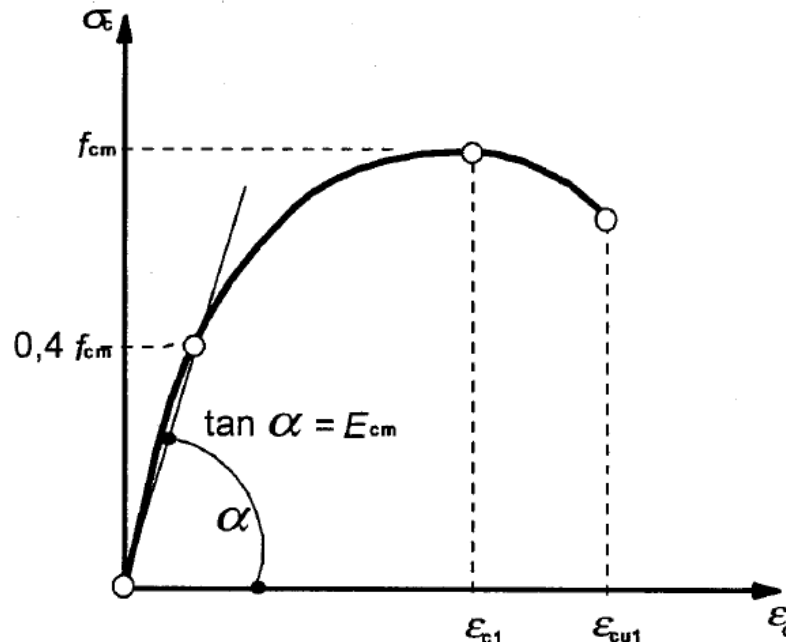


FIGURE 3.13 – Diagramme contrainte-déformation en compression uni-axiale - Eurocode 2

#### Eurocode 2 partie 1.4

Pour les bétons comportant des granulats légers à structure fermée, l'Eurocode 2 partie 1.4 propose une relation similaire à celle de la partie 1.1. L'équation 3.21 donne cette relation pour des déformations inférieures à  $\epsilon_{c1}$ , et est schématisée sur la figure 3.14. Les différences entre le diagramme présenté dans le paragraphe précédent et celui-ci sont :

1. que la valeur de  $\epsilon_{c1}$  est prise égale à 0,22 % (contre 0,18 %),
2. que pour des déformations comprises entre  $\epsilon_{c1}$  et  $\epsilon_{cu1}$  (qui vaut 0,35 %), la contrainte est considérée constante (et donc égale à la résistance en compression).

Cette dernière hypothèse est facultative, car il est aussi possible de considérer la rupture lorsque la déformation atteint  $\epsilon_{c1}$ .

#### b. Application aux mortiers étudiés

Pour le mortier de référence, l'équation 3.21 permet de prédire efficacement le diagramme contrainte-déformation en compression jusqu'à une déformation de 0,18 %, comme le montre la figure 3.15. Ensuite, la contrainte prédite par l'équation 3.21 décroît, alors qu'en réalité elle reste constante jusqu'à la rupture à une déformation de 0,35 %. Il faudrait donc appliquer l'hypothèse de l'Eurocode 2 partie 1.4, qui considère une contrainte constante jusqu'à 0,35 %.

Pour le mortier comportant 60% de granulats d'argile expansée 0/4, le diagramme prédit par l'Eurocode 2 partie 1.4 est assez proche de la courbe expérimentale, comme le montre la figure 3.17. Cependant, la déformation à la rupture mesurée est de 0,3 %, contre 0,35 % selon

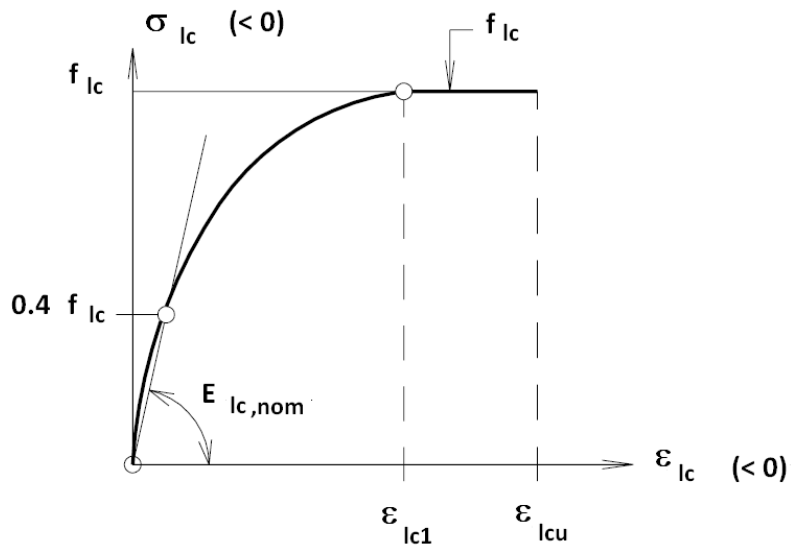


FIGURE 3.14 – Diagramme contrainte-déformation en compression uni-axiale - Eurocode 2 partie 1.4

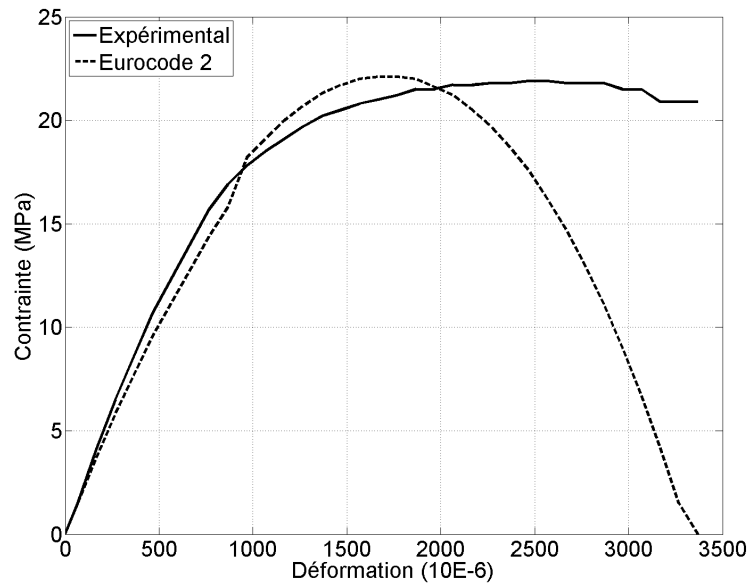


FIGURE 3.15 – Diagramme contrainte-déformation en compression uni-axiale - mortier de référence - Eurocode 2

l'Eurocode 2. Pour des mortiers étudiés, il faudrait donc réduire la valeur théorique de cette déformation à la rupture  $\epsilon_{cu1}$ .

Les auteurs de [45] ont étudié les diagrammes en compression de bétons de structure courants (figure 3.16 (a)) et de bétons comportant des granulats d'argile expansée (figure 3.16 (b)). Ils ont conclu que la déformation au pic des bétons de granulats naturels minéraux ne dépend pas de leur résistance en compression, contrairement aux bétons comportant des granulats d'argile expansée. Les mortiers étudiés présentent des résistances en compression inférieures à celle des bétons de structure courants pour lesquels l'Eurocode 2 a été conçu. Il est donc prévisible que ce code surestime légèrement la déformation à la rupture des mortiers étudiés, et qu'il faille réduire cette dernière.

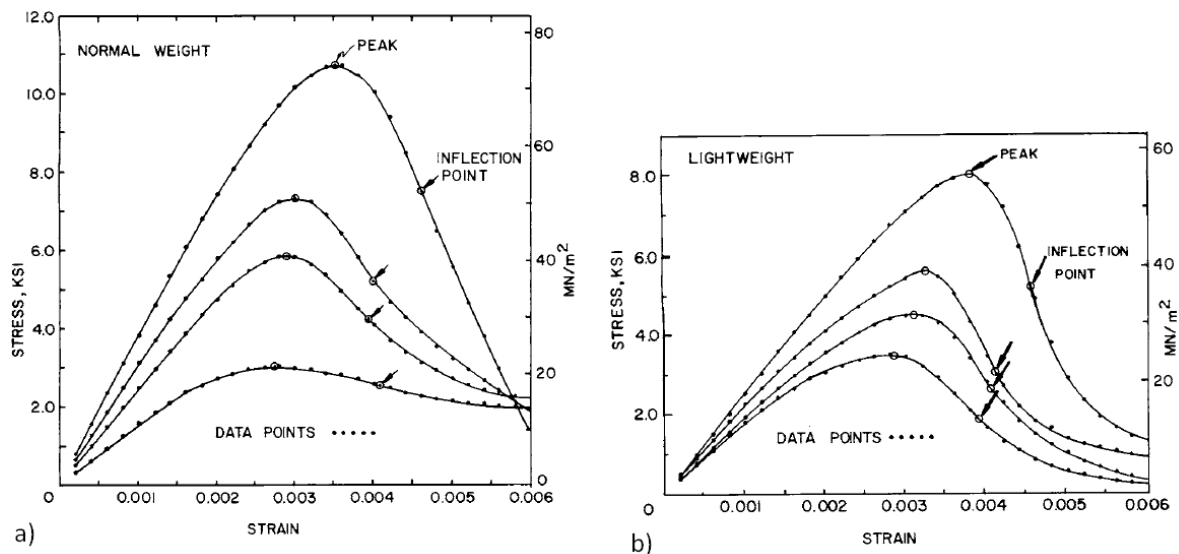


FIGURE 3.16 – Diagrammes en compression uni-axiale - bétons de structure normaux (a) et légers (b) [45]

Les granulats caoutchouc permettent d'augmenter la capacité de déformation en flexion ou en traction (cf. chapitre 1), mais en compression ils limitent la résistance et la déformation au pic, comme le montre la figure 3.18 tirée de [6]. Pour ces matériaux, l'Eurocode 2 partie 1.4 permet donc de prédire le diagramme efficacement, comme le montre la figure 3.19, à condition de considérer que la rupture survient lorsque la déformation atteint  $\epsilon_{c1}$ , soit 0,22 %.

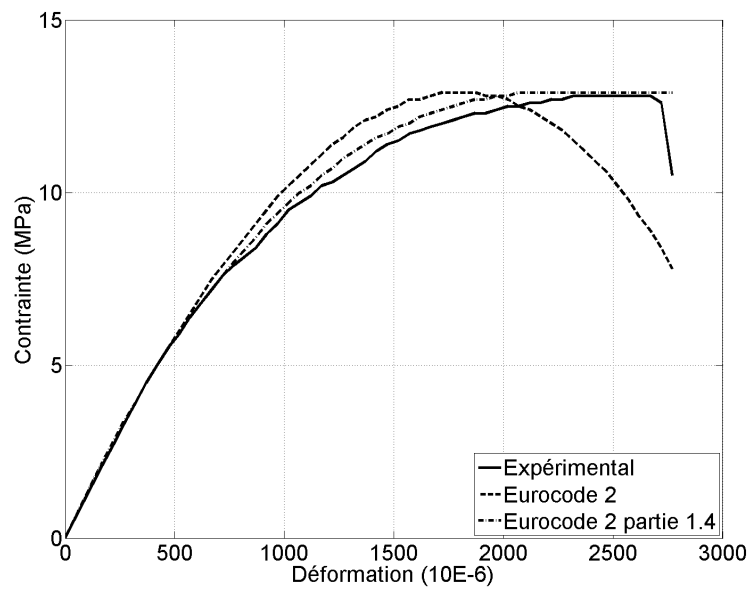


FIGURE 3.17 – Diagramme contrainte-déformation en compression uni-axiale - mortier avec 60 % de granulats d'argile expansée AR 0/4 650 - Eurocode 2

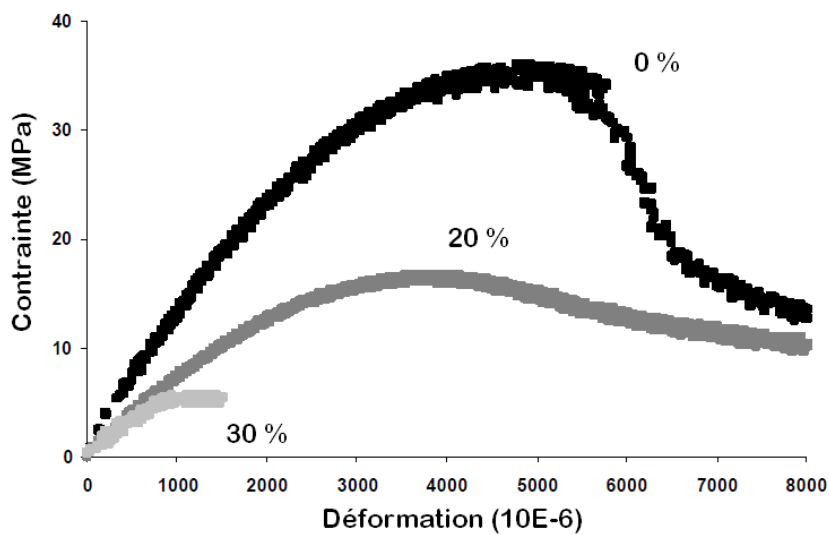


FIGURE 3.18 – Diagrammes en compression uni-axiale - mortiers avec 0, 20 et 30 % de granulats caoutchouc [6]



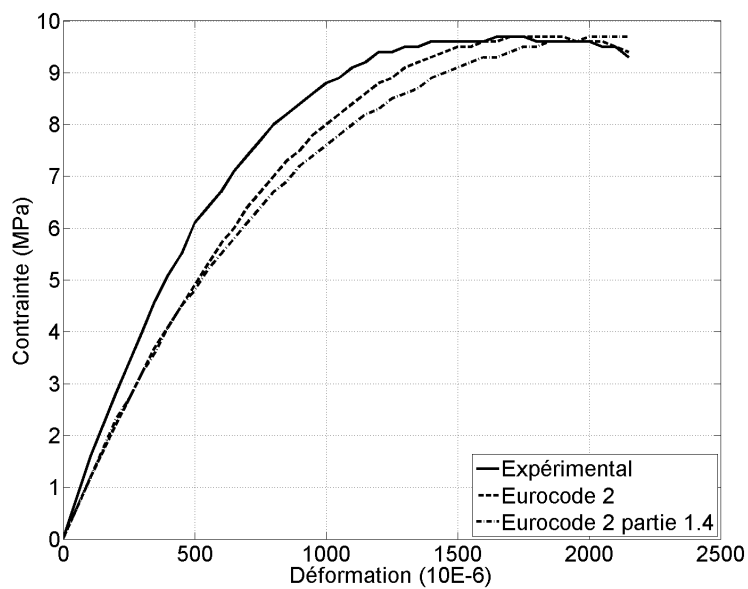


FIGURE 3.19 – Diagramme contrainte-déformation en compression uni-axiale - mortier avec 15 % de granulats caoutchouc - Eurocode 2

## Conclusions sur le contexte réglementaire européen

### Détermination de la résistance caractéristique en compression

Pour déterminer la résistance en compression caractéristique d'un béton de structure, l'Eurocode 2 propose l'équation 3.3, qui s'avère inadaptée aux mortiers dont la résistance en compression est comprise entre 5 et 10 MPa. L'équation 3.7 basée sur l'Eurocode 0 est mieux adaptée à ces matériaux, mais elle exige de connaître le coefficient de variation, et donc d'avoir au minimum 3 mesures. Plus le nombre d'essais est important, meilleure est l'estimation de la résistance caractéristique. De même, il est préférable de réaliser une campagne expérimentale comportant plusieurs gâchées plutôt qu'une seule gâchée de volume important.

La campagne expérimentale réalisée durant la thèse met en jeu 24 résultats issus de 3 gâchées différentes. La différence entre les fractiles à 5 % observés expérimentalement et leurs valeurs théoriques est négligeable pour les deux compositions étudiées.

### Evolution temporelle de la résistance en compression

Pour les mortiers étudiés, le rapport entre les résistances en compression à 7 et 28 jours est bien prédit par l'Eurocode 2, avec des erreurs relatives inférieures à 10 %. La précision de l'équation 3.13 n'est pas affectée par la présence de granulats souples et légers, ou par une faible résistance en compression. En revanche, elle peut l'être par des additions minérales qui modifient les cinétiques de durcissement de la pâte de ciment.

### Evolution temporelle du module d'élasticité

Pour les mortiers étudiés, la précision de l'équation 3.14 est moindre qu'avec des bétons de structure contenant uniquement des granulats naturels minéraux. La précision obtenue est acceptable, mais pourrait être améliorée en modifiant la formule. Si une évaluation précise du module d'élasticité est nécessaire, les alternatives envisageables sont la mesure directe du module, ou la prédiction par modélisation micromécanique. Le prochain et dernier chapitre est d'ailleurs consacré à cette méthode de modélisation.

### Relation résistance en compression-module d'élasticité

Avec les résultats de la littérature et les mortiers étudiés comportant des granulats légers en caoutchouc ou argile expansée, l'équation 3.15 donne des erreurs relatives élevées, pouvant dépasser 100 %. Ce résultat était prévisible car la présence de granulats souples modifie la relation entre le module de la pâte et du matériau cimentaire. La prise en compte de la masse volumique permet de réduire les erreurs relatives, sans que ces dernières ne soient systématiquement satisfaisantes pour une évaluation précise (environ 40 %). Là encore, les alternatives sont la mesure directe du module d'élasticité ou la modélisation micromécanique, qui sera développée dans le prochain chapitre.

### Relation résistance en compression-résistance en traction

Les résistances en traction de la plupart des mortiers étudiés sont sur-estimées par l'équation 3.18 de l'Eurocode 2. Les erreurs relatives atteignent 90 % pour certaines compositions comportant des granulats caoutchouc. La prise en compte de la masse volumique permet de réduire ces erreurs relatives à environ 75 %, et l'équation 3.18 n'est donc pas valable en dehors de son

domaine d'application. Il est préférable de réaliser une mesure de la résistance en traction par fendage.

#### **Diagrammes contrainte-déformation en compression uni-axiale**

Pour les bétons de granulats naturels minéraux, la résistance en compression a peu d'influence sur la forme des diagrammes contrainte-déformation en compression. L'équation 3.21 permet de prédire efficacement ce diagramme pour des déformations allant jusqu'au pic, prévu autour de 0,18 % pour un béton de structure de classe C12/15. Au delà, l'équation prévoit un comportement adoucissant marqué, alors que nos mesures sur le mortier de référence ont permis d'observer un palier de contraintes constantes jusqu'à environ 0,35 %.

Pour les mortiers comportant des granulats d'argile expansée, il est nécessaire de réduire la valeur de déformation à la rupture proposée par l'Eurocode 2 partie 1.4. Cette réduction est justifiée par les mesures réalisées, mais aussi par d'autres travaux publiés dans la littérature comme [45].

Pour les mortiers comportant des granulats caoutchouc, les déformations au pic et à la rupture sont nécessairement inférieures à celles d'un béton de granulats naturels minéraux. Pour ces matériaux il est préférable de considérer que la rupture survient à la déformation  $\epsilon_{c1}$ , soit 0,22 % selon l'Eurocode 2 partie 1.4.

### 3.3 Rappels sur le contexte réglementaire américain

#### 3.3.1 Définition de la résistance requise (ACI)

L'ACI 318 propose deux méthodes pour déterminer la résistance en compression requise à partir de sa valeur spécifiée. Bien que les termes utilisés soient différents, la résistance en compression requise au sens de l'ACI 318 correspond à la résistance en compression moyenne de l'Eurocode 2, elle est mesurée après le chantier. La résistance spécifiée  $f'_c$  doit dépasser 2 500 psi, soit 17.2 MPa. C'est la résistance qui est prise en compte lors de la phase de dimensionnement.

La première méthode de calcul de la résistance en compression requise nécessite d'avoir au préalable déterminé l'écart-type suivant les formules 3.22 et 3.23.

L'équation 3.22 est utilisable lorsque plus de 30 mesures ont été réalisées sur un même béton. Lorsque le nombre de tests disponibles est compris entre 15 et 30, il faut multiplier le résultat obtenu par un coefficient correcteur donné dans le tableau 3.14. Si le nombre de tests disponibles se situe entre deux valeurs du tableau 3.14, il faut utiliser l'interpolation linéaire.

No. of tests*	Modification factor for sample standard deviation†
Less than 15	Use Table 5.3.2.2
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 or more	1.00

\*Interpolate for intermediate numbers of tests.  
 †Modified sample standard deviation,  $s_s$ , to be used to determine required average strength,  $f'_{cr}$ , from 5.3.2.1

Tableau 3.14 – Facteur de modification pour le calcul de  $s_s$

$$s_s = \left[ \frac{\sigma(x_i - \bar{x})^2}{(n-1)} \right]^{1/2} \quad (3.22)$$

Il est aussi possible de déterminer cet écart-type avec des résultats issus de deux formulations différentes grâce à l'équation 3.23 :

$$s_s = \left[ \frac{\sigma(x_i - \bar{x})^2}{(n_1 + n_2 - 2)} \right]^{1/2} \quad (3.23)$$

Si le nombre d'essais est inférieur à 15, ou si les détails des données ne sont pas disponibles, la résistance en compression requise est déterminée selon le tableau 3.15. Lorsque plus de 15 essais ont été réalisés, elle est déterminée selon les relations définies dans le tableau 3.16.

Résistance en compression spécifiée (psi)	Résistance en compression requise (psi)
$f'_c < 3000$	$f'_{cr} = f'_c + 1000$
$3000 < f'_c < 5000$	$f'_{cr} = f'_c + 1200$
$f'_c > 5000$	$f'_{cr} = 1,10f'_c + 700$

Tableau 3.15 – Détermination de la résistance requise (écart-type inconnu)

Dans le reste de la section, les équations 3.24, 3.27 et 3.26 ont été appliquées aux valeurs moyennes des résistances en compression. En effet, la résistance en compression spécifiée doit respecter certaines conditions qui dépendent du nombre de mesures disponibles. De plus, pour les résultats issus de la littérature, seule une valeur moyenne est donnée dans la plupart des cas.

### 3.3.2 Evolution temporelle de la résistance en compression

#### a. Rappels

##### ACI 209

L'ACI 209 définit le comportement différé du béton (retrait, fluage, ...) ainsi que l'évolution temporelle de certaines de ses propriétés, dont la résistance en compression du béton : équations 3.24 et 3.25 :

$$f'_c(t) = \frac{t}{\alpha + \beta t} (f'_c)_{28} \quad (3.24)$$

$$f'_c(t) = \frac{t}{\frac{\alpha}{\beta} + t} (f'_c)_u \quad (3.25)$$

Avec :

$\alpha$  compris entre 0.05 et 9.25 ( tableau 3.17)

$\beta$  compris entre 0.67 et 0.98 ( tableau 3.17)

Les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  dépendent du type de ciment (I ou III) et des conditions de cure (humide, ...). Ils sont définis dans le tableau 3.17.

#### b. Application aux résultats de la littérature

Des résultats expérimentaux provenant de différentes sources [8] [44] [68] [78] [80] [81] [83] ont été collectés et insérés à la figure 3.20 avec les résultats expérimentaux des mortiers étudiés. Les résultats de [68][8] sont ceux de matériaux cimentaires comportant des granulats caoutchouc, ceux des autres sources concernent des bétons de structure classiques.

Contrairement à l'équation 3.13, l'équation 3.24 pour un ciment de type I en cure humide (moist) conduit à des erreurs relatives acceptables en présence d'additions minérales. Pour les résultats de [44], [80], [81] et [83], la quasi-totalité des erreurs relatives est inférieure à 20 %. Pour les résultats des sources [44] et [81], l'effet des additions minérales sur la cinétique de développement de la résistance en compression est discuté dans la section 3.2.3.1.

Résistance en compression spécifiée (psi)	Résistance en compression requise (psi)
$f'_c < 3000$	$f'_{cr} = f'_c + 1,34s_s$ $f'_{cr} = f'_c + 2,33s_s - 500$
$f'_c < 3000$	$f'_{cr} = f'_c + 1000$

Tableau 3.16 – Détermination de la résistance requise (écart-type connu)

Time Ratio	Type of Curing	Cement Type	Constants $a, \beta$ and $a/\beta$	Concrete Age									
				Days							Years		Ultimate (in time)
				3	7	14	21	28	56	91	1	10	
$(f'_c)_t / (f'_c)_{28}$ Eq. (2-1)	Moist Cured	I	$a = 4.0$ $\beta = .85$	.46	.70	.88	.96	1.0	1.08	1.12	1.16	1.17	1.18
		III	$a = 2.3$ $\beta = .92$	.59	.80	.92	.97	1.0	1.04	1.06	1.08	1.09	1.09
	Steam Cured	I	$a = 1.0$ $\beta = .95$	.78	.91	.98	1.0	1.0	1.03	1.04	1.05	1.05	1.05
		III	$a = .70$ $\beta = .98$	.82	.93	.97	.99	1.0	1.0	1.01	1.01	1.02	1.02
$(f'_c)_t / (f'_c)_u$ Eq. (2-2)	Moist Cured	I	$a/\beta = 4.71$	.39	.60	.75	.82	.86	.92	.95	.99	1.0	1.0
		III	$a/\beta = 2.5$	.54	.74	.85	.89	.92	.96	.97	.99	1.0	1.0
	Steam Cured	I	$a/\beta = 1.05$	.74	.87	.93	.95	.96	.98	.99	1.0	1.0	1.0
		III	$a/\beta = 0.71$	.81	.91	.95	.97	.97	.99	.99	1.0	1.0	1.0

Tableau 3.17 – Coefficients  $\alpha$  and  $\beta$  de l'ACI 209 [54]

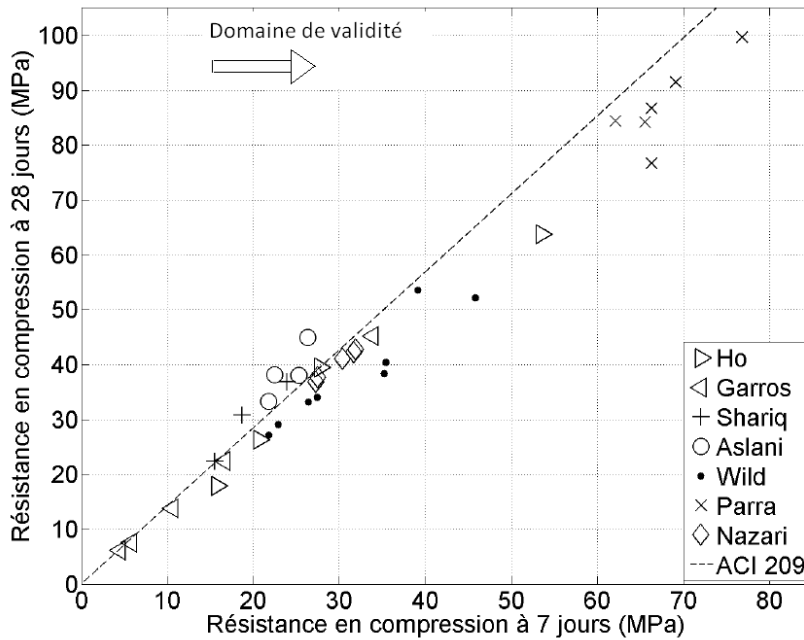


FIGURE 3.20 – Corrélation entre les résistances en compression à 7 et 28 jours - résultats de la littérature - ACI 209

### c. Application aux mortiers étudiés

La figure 3.21 montre que l'équation 3.24 permet une estimation grossière de la résistance en compression à 7 jours. Cependant, elle est moins performante que l'équation 3.13. En considérant un ciment de type III en cure humide, les erreurs relatives moyennes et maximum sont de 14 et 20 %. Cet outil reste utilisable, mais il est préférable d'utiliser l'équation 3.13 qui donne généralement des erreurs relatives inférieures à 10 %.

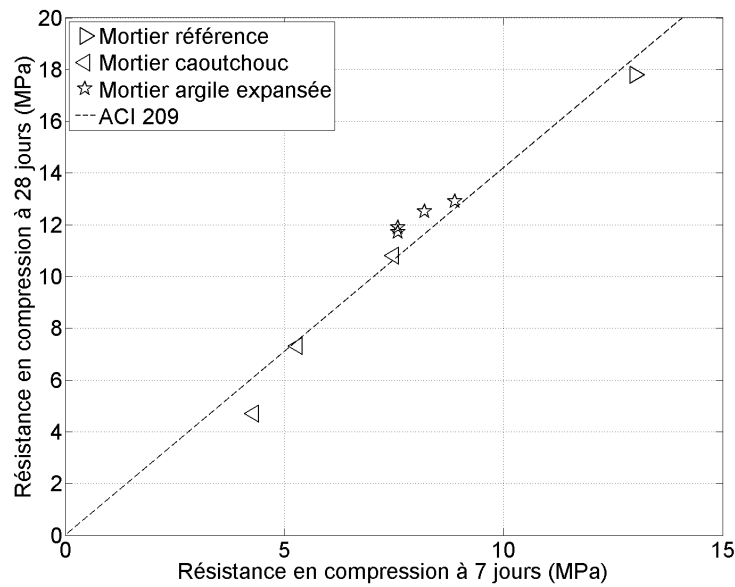


FIGURE 3.21 – Corrélation entre les résistances en compression à 7 et 28 jours - résultats expérimentaux - ACI 209

## 3.3.3 Relations entre module d'élasticité et résistance en compression

### a. Rappels

#### ACI 318

Le rapport de l'ACI 318 définit le module d'élasticité comme la sécante entre l'origine et le point du diagramme contrainte-déformation à une ordonnée de 45 % de la résistance en compression. L'équation 3.26 permet d'estimer ce module en fonction de la résistance en compression et de la masse volumique du matériau lorsque la masse volumique est comprise entre 90 et 160 lb/ft<sup>3</sup>, soit entre 1440 et 2560 kg/m<sup>3</sup>.

$$E_c = w_c^{1.5} 33 \sqrt{f'_c} \quad (3.26)$$

Pour des bétons de masse volumique normale (144 lb/ft<sup>3</sup>, soit 2 303 kg/m<sup>3</sup>), l'équation 3.26 de l'ACI 318 peut être écrite sous la forme de l'équation 3.27 :

$$E_c = 57000 \sqrt{f'_c} \quad (3.27)$$

### b. Application aux résultats de la littérature

L'équation 3.27 prédit des modules plus faibles que l'équation 3.15 pour des résistances en compression inférieures à 40 MPa, elle est donc plus efficace pour des bétons comportant des granulats caoutchouc ou des granulats d'argile expansée. Pour des résistances en compression comprises entre 40 et 80 MPa, les erreurs relatives sont acceptables (10 et 23 %), comme le montre la figure 3.22. Pour les bétons comportant des granulats légers les erreurs relatives moyenne et maximum sont de 37 et 129 %, l'équation 3.27 n'est pas pertinente. Ce manque de précision était prévisible, puisque cette équation prend en compte une masse volumique de  $2\,303\text{ kg/m}^3$ , et qu'elle a ici été appliquée à des bétons dont les masses volumiques étaient comprises entre  $1\,500$  et  $2\,000\text{ kg/m}^3$ .

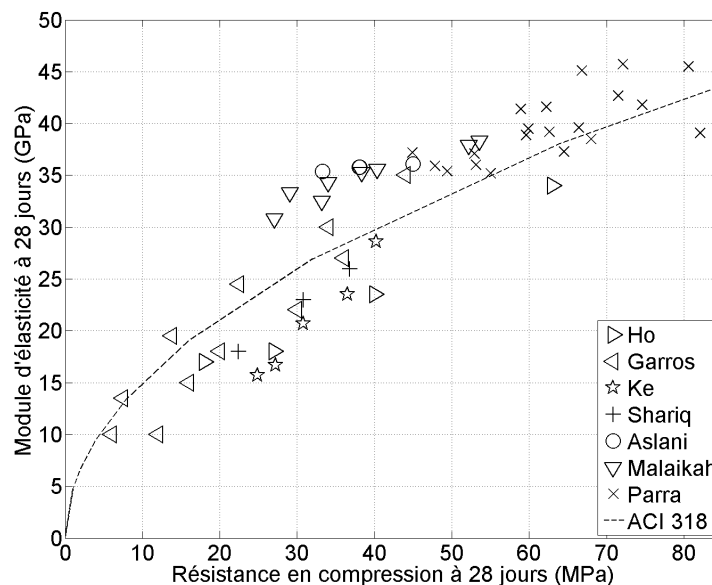


FIGURE 3.22 – Relation entre la résistance en compression et le module d'élasticité à 28 jours - résultats de la littérature - ACI 318

### c. Application aux mortiers étudiés

Dans la section précédente, il a été remarqué que l'équation 3.27 n'était pas efficace pour prédire le module d'élasticité de bétons comportant des granulats en caoutchouc ou argile expansée. Les erreurs relatives moyenne et maximum sont de 13 et 45 %, elles sont nettement inférieures à celles obtenues avec l'équation 3.15. Cependant, la prise en compte de la masse volumique pourrait permettre une estimation encore plus précise du module d'élasticité de ces matériaux. Ce sera l'objet du prochain paragraphe.

## 3.3.4 Prise en compte de la masse volumique dans l'estimation du module d'élasticité

### a. Rappels : ACI 213

Ce rapport concerne les bétons légers dont les masses volumiques sont comprises entre  $90$  et  $155\text{ lb/ft}^3$ , soit  $1\,440$  et  $2\,480\text{ kg/m}^3$ . Ce rapport recommande de multiplier les résultats des



équations 3.27 et 3.26 par un coefficient correcteur  $\lambda$  pris en fonction des conditions suivantes.

$\lambda = 0.85$  pour les bétons avec du sable et des gros granulats légers

$\lambda = 0.75$  pour les bétons avec petits et gros granulats légers

$\lambda = 1$  s'il n'y a pas de granulats légers

Lorsque les substitutions en petits et/ou gros granulats par des granulats légers sont partielles,  $\lambda$  est déterminé par interpolation linéaire.

Lorsque la résistance en traction par fendage est mesurée, le coefficient  $\lambda$  est déterminé selon l'équation 3.28 :

$$\lambda = \frac{f_{ct}}{6.7\sqrt{f'_c}} \quad (3.28)$$

### b. Application aux résultats de la littérature

Les mesures expérimentales de la résistance en compression, de la masse volumique sèche et du module d'élasticité des travaux de [8], [12] et [68] sont présentées dans le tableau 3.23. Les deux dernières colonnes donnent le module d'élasticité prédit par l'équation 3.26 de l'ACI 318, ainsi que son erreur relative à sa valeur réelle.

Dans le paragraphe précédent, les modules prédits pour ces sources présentaient des erreurs relatives moyenne et maximum de 37 et 129 %. Ces erreurs relatives sont maintenant de 14 et 27 % ; ces valeurs sont acceptables ; l'équation 3.26 permet donc d'estimer le module d'élasticité de ces matériaux. Il n'en reste pas moins qu'un modèle micromécanique pourrait permettre une estimation encore plus précise de cette propriété.

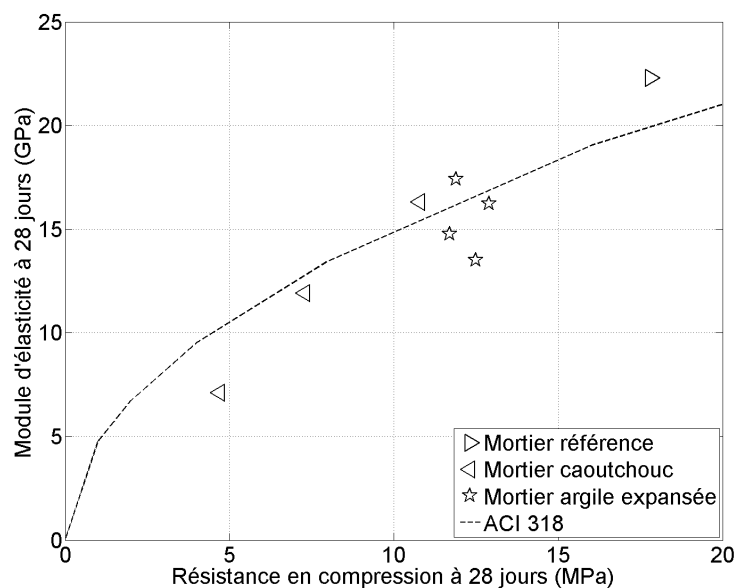


FIGURE 3.23 – Relation entre la résistance en compression et le module d'élasticité à 28 jours - résultats expérimentaux - Eurocode 2

$f_{cm}$	$\rho_m$	$E_{exp}$	$E_{ACI}$	$E_{EC2}$	error $E_{ACI}$	Source
63,0	2300	34,0	37,6	41,8	11%	[68]
40,0	2150	23,5	26,3	31,8	12%	[68]
27,0	2090	18,0	20,4	26,7	13%	[68]
18,0	2040	17,0	15,8	22,6	7%	[68]
44,0	2300	35,0	31,5	37,5	10%	[8]
34,0	2240	30,0	26,4	32,9	12%	[8]
22,5	2190	24,5	20,6	27,8	16%	[8]
13,8	2050	19,5	14,5	21,0	26%	[8]
7,5	1950	13,5	9,8	15,9	27%	[8]
6,0	1850	10,0	8,1	13,3	19%	[8]
44,0	2300	35,0	31,5	37,5	10%	[8]
36,0	2170	27,0	25,9	31,4	4%	[8]
30,0	2050	22,0	21,5	26,6	2%	[8]
20,0	2008	18,0	16,9	22,6	6%	[8]
16,0	1975	15,0	14,6	20,4	2%	[8]
12,0	1927	10,0	12,1	17,8	21%	[8]
40,2	1970	28,6	23,8	26,8	17%	[12]
36,5	1850	23,5	20,3	22,9	14%	[12]
30,8	1720	20,7	16,4	18,8	21%	[12]
27,2	1560	16,7	13,0	14,9	22%	[12]
24,9	1530	15,7	11,9	14,0	24%	[12]

Tableau 3.18 – Prédications du module d'élasticité avec la masse volumique et la résistance en compression - ACI 318 - résultats de la littérature

Les doubles lignes séparent les résultats des sources [68] [8] [12]

### c. Application aux mortiers étudiés

Les mesures expérimentales de la résistance en compression, de la masse volumique sèche et du module d'élasticité des mortiers étudiés sont présentées dans le tableau 3.18, dans cet ordre. Les deux dernières colonnes donnent le modules d'élasticité prédit par l'équation 3.26 de l'ACI 318, ainsi que son erreur relative à sa valeur réelle.

L'équation 3.26 sous-estime le module d'élasticité des mortiers étudiés. Les erreurs relatives obtenues en prenant en compte la masse volumique ont des valeurs moyenne et maximum de 29 et 41 %, contre 13 et 45 % en considérant une masse volumique de 2 303  $kg/m^3$ .

$f_{cm}$ (MPa)	$\rho_m$ ( $kg/m^3$ )	$E_{exp}$ (GPa)	$E_{ACI}$ (GPa)	$E_{ACI}$ erreur rel. (%)	Granulat
17,8	2030,0	22,3	14,1	13%	-
11,9	1806,0	17,4	11,1	10%	Caoutchouc
12,9	1762,7	16,2	10,9	6%	Caoutchouc
11,7	1630,0	14,8	9,0	14%	Caoutchouc
12,5	1495,4	13,5	8,0	19%	Caoutchouc
12,8	2030	17,8	14,1	13%	Argile exp.
10,8	1836	16,3	11,0	4%	Argile exp.
7,3	1792	11,9	8,6	11%	Argile exp.
4,7	1689	7,1	6,2	45%	Argile exp.

Tableau 3.19 – Prédications du module d'élasticité avec la masse volumique et la résistance en compression - ACI 318 - résultats expérimentaux

Les doubles lignes séparent les types de mortiers (référence, granulats d'argile expansée, granulats caoutchouc)

## Conclusions sur le contexte réglementaire américain

### Définitions des valeurs requise et spécifiée de la résistance en compression

L'ACI 318 traite des résistances en compression spécifiées et requises. Lorsque des essais indépendants sont réalisés sur plusieurs échantillons, des conditions relient ces résultats à la résistance spécifiée. En pratique, peu de valeurs de test doivent être inférieures à cette valeur spécifiée, et la différence doit être inférieure à 3,5 MPa le cas échéant. La résistance spécifiée doit être supérieure à 17 MPa. En fonction de la taille et/ou de la présence d'une base de données, une résistance moyenne est requise. Par exemple, si la base de données est inférieure à 15 tests et que la résistance spécifiée est comprise entre 17 et 21 MPa, la résistance moyenne en compression requise est supérieure de 7 MPa à la valeur spécifiée. Une telle condition est inadaptée aux mortiers étudiés dont certaines résistances moyennes en compression sont comprises entre 5 et 10 MPa.

### Evolution temporelle de la résistance en compression

L'évolution temporelle de la résistance en compression est assez bien prévue par l'équation 3.24, mais elle est moins précise que l'équation 3.13 de l'Eurocode 2.

### Estimation du module d'élasticité

Pour l'estimation du module d'élasticité, il est nécessaire de connaître la masse volumique. Lorsqu'un matériau cimentaire comporte des granulats plus légers que des granulats naturels minéraux, l'équation 3.27 n'est plus valide. Tout comme pour l'Eurocode 2, prendre en compte la masse volumique avec l'équation 3.27 permet de considérer indirectement leur effet sur le module d'élasticité, et d'améliorer la précision. Avec les mortiers étudiés, les erreurs relatives restent élevées, de l'ordre de 30-40 %. Pour des applications où une évaluation précise du module d'élasticité est souhaitée, ce qui est le cas des CMC, il est préférable de réaliser une mesure directe, ou d'utiliser un modèle micromécanique. Cette piste est présentée dans le chapitre suivant.

## Conclusion générale et perspectives du chapitre

### Conclusion générale

L'évolution temporelle de la résistance en compression est bien prévue par les deux codes réglementaires. L'évolution temporelle du module d'élasticité est prédite avec une précision moindre, mais peut servir d'estimation grossière.

L'Eurocode 2 propose d'estimer la résistance en traction en fonction de la résistance en compression. Avec ou sans la prise en compte de la masse volumique, les erreurs relatives obtenues avec les mortiers de granulats caoutchouc sont élevées, et désavantageuses vis-à-vis de la sécurité. Il est donc préférable de réaliser une mesure directe de cette propriété si nécessaire.

Le module d'élasticité est généralement prédit avec des erreurs relatives pouvant dépasser 30 % avec les mortiers étudiés, à condition de prendre en compte leur masse volumique. Avec le procédé CMC, cette propriété a une importance de premier ordre lors du dimensionnement, notamment pour des cas spécifiques où les CMC sont sollicitées en flexion composée. Il est donc nécessaire de trouver une autre base théorique permettant de prédire le module d'élasticité des mortiers étudiés. Cette même base pourrait aussi être utile à la prédiction de l'évolution temporelle du module d'élasticité.

### Perspectives

Pour l'instant, les outils réglementaires qui visent à prendre en compte le renforcement de matériaux cimentaires par des fibres sont restreints à des cas précis : fibres métalliques droites, renforcement mixte en fibres et armatures, . . . Une méthode de dimensionnement réglementaire adaptée aux matériaux cimentaires uniquement renforcés par des fibres en interaction avec le sol serait utile pour l'application CMC, ainsi que pour les semelles, radiers et dallages.



## Chapitre 4

# Prédiction des propriétés élastiques par un modèle micromécanique

### Introduction

Le chapitre précédent a permis d'évaluer l'efficacité des outils réglementaires pour prédire les propriétés mécaniques des matériaux cimentaires étudiés dans cette thèse. Les conclusions étaient que la résistance en compression doit être évaluée sur une base de plusieurs essais afin de pouvoir déterminer sa valeur caractéristique avec précision, et que les formules empiriques qui visent à prédire le module d'élasticité et la résistance en traction d'un matériau sont peu efficaces.

Plutôt que d'utiliser ces formules, il peut donc être plus pertinent de trouver comment relier ces deux propriétés à la composition du matériau cimentaire. Une telle approche est possible grâce à la théorie de la micromécanique, qui permet de prédire les propriétés d'un composite à partir de celles des phases qui le constituent. Cette théorie est directement applicable au comportement élastique d'un matériau, auquel cas elle permet de calculer ses propriétés élastiques, dont le module d'élasticité.

Le chapitre suivant donne les bases théoriques ainsi que l'application d'un modèle qui permet de prédire les propriétés élastiques des mortiers étudiés. Les variables d'entrée sont principalement relatives aux volumes et propriétés élastiques des différentes phases qui constituent le matériau. Cette approche permet une meilleure appréhension des phénomènes physiques affectant les propriétés élastiques d'un composite, et la précision obtenue devrait être meilleure qu'avec les relations empiriques habituellement utilisées (cf. chapitre précédent).

En général, les modèles micromécaniques permettent d'obtenir des estimations ou des bornes d'encadrement des propriétés élastiques. Etant donné que dans le cas présent l'objectif est la prédiction des propriétés élastiques des matériaux cimentaires étudiés, les bornes d'encadrement ne seront pas traitées dans ce chapitre.

La première partie de ce chapitre se concentrera sur les bases de la micromécanique. La seconde partie présentera un état de l'art des modèles micromécaniques qui pourraient être (ou qui ont été) appliqués à des matériaux cimentaires. Il s'agit généralement d'inclusions sphériques de une ou plusieurs phases enrobées dans une matrice. La suite du chapitre se concentrera sur le travail effectué durant la thèse : d'abord, le modèle sera présenté sous sa forme générale. Ensuite, une application directe du modèle général aux mortiers étudiés permettra de juger de sa validité. Enfin, une étude paramétrique sera réalisée afin de montrer la sensibilité du modèle

développé à certains de ses paramètres d'entrée.



## 4.1 Notions de micromécanique

### Notations des variables

Notations tensorielles générales

$\underline{T}$  : Tenseur d'ordre 2 ;

$\underline{\underline{T}}$  : Tenseur d'ordre 4 ;

$\underline{\bar{T}}$  : Moyenne du tenseur d'ordre 2 :

$$\underline{\bar{T}} = \frac{1}{3}tr(\underline{T})$$

$::$  : Produit contracté des tenseurs d'ordre 2

Notations de micromécanique

$\underline{\underline{\Sigma}}$  : Tenseur des contraintes macroscopiques

$\underline{\underline{E}}$  : Tenseur des déformations macroscopiques

$\underline{\underline{\sigma}}$  : Tenseur des contraintes microscopiques de la phase  $i$

$\underline{\underline{\varepsilon}}$  : Tenseur des déformations microscopiques de la phase  $i$

$\underline{\underline{A}}_i$  : Tenseur de localisation de la phase  $i$

$\underline{\underline{C}}_i$  : Tenseur de rigidité de la phase  $i$

$\underline{\underline{S}}_i$  : Tenseur de souplesse de la phase  $i$

$N$  : Nombre de phases  $i$

## 4.1.1 Principe général de la micromécanique

### 4.1.1.1 Définition des échelles et du Volume Élémentaire Représentatif

La micromécanique repose principalement sur le principe de séparation d'échelles, entre l'échelle microscopique qui représente la structure interne du matériau (microstructure ou mésostructure selon les cas), et l'échelle macroscopique à laquelle les propriétés du composite sont considérées comme homogènes.

À l'échelle microscopique, un Volume Élémentaire Représentatif (VER) est défini. Ce volume élémentaire se doit de reproduire avec justesse les hétérogénéités de la structure interne du matériau. En pratique, le VER comporte plusieurs phases dont le comportement mécanique, la forme et la fraction volumique sont connus.

Pour un même matériau, l'échelle macroscopique peut être différente en fonction du comportement mécanique envisagé. Notamment, l'échelle nécessaire pour étudier le comportement élastique linéaire peut être différente de celle pour étudier la rupture du matériau. En effet, le comportement élastique représente la réponse effective moyenne du matériau, et elle est relative à son comportement global. La rupture représente le comportement de sa section la moins résistante, et est donc un phénomène localisé.

La figure 4.1 montre les changements d'échelles applicables à notre cas : le comportement mécanique d'un matériau cimentaire peut être considéré homogène à partir d'une certaine échelle. Il est donc raisonnable de considérer que les propriétés mesurées sur un échantillon de quelques dizaines de cm sont les mêmes que celles qui régissent son comportement à l'échelle de la structure. Et il se trouve que ces mêmes propriétés peuvent être déterminées par l'étude d'un VER correctement défini à l'échelle appropriée.

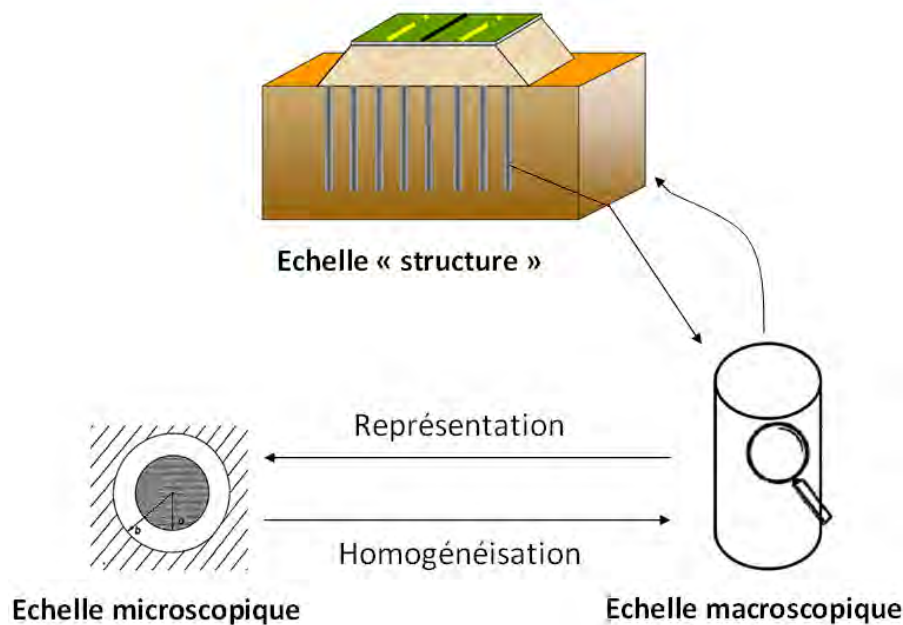


FIGURE 4.1 – Principe général des changements d'échelles

#### 4.1.1.2 Conditions aux limites et sollicitations du VER

Une fois que la structure interne du matériau a été correctement définie par son VER, il faut trouver un moyen pour relier les propriétés mécaniques intrinsèques des différentes phases aux propriétés mécaniques effectives homogènes du matériau. Pour ce faire, la méthode la plus simple est de supposer une sollicitation unitaire homogène autour du VER (déformation ou contrainte), puis de déterminer la réponse globale de ce dernier grâce à la mécanique des milieux continus. On distingue donc deux cas principaux : les contraintes homogènes au contour, et les déformations homogènes au contour. Ce dernier cas est le plus utilisé, et a été exploité dans le modèle développé (cf. section 4.3). En considérant un composite de  $N$  phases notées  $i$  de fractions volumiques  $f_i$ , l'équation 4.1 est appliquée lorsque les contraintes  $\underline{\underline{\Sigma}}$  sont homogènes au contour ; pour le cas des déformations homogènes au contour  $\underline{\underline{E}}$ , c'est l'équation 4.2 qui est appliquée.

$$\sum_{i=1}^N f_i \bar{\underline{\underline{\sigma}}}_i = \underline{\underline{\Sigma}} \quad (4.1)$$

$$\sum_{i=1}^N f_i \bar{\underline{\underline{\varepsilon}}}_i = \underline{\underline{E}} \quad (4.2)$$

#### 4.1.1.3 Ecritures tensorielles

Etant donné que le problème fait appel à la mécanique des milieux continus, les déformations et contraintes au sein d'une phase  $i$  sont exprimées par les tenseurs  $\underline{\underline{\sigma}}_i$  et  $\underline{\underline{\varepsilon}}_i$ . Ces deux tenseurs sont liés par la relation de Hooke généralisée (limitée aux cas d'élasticité linéaire) qui met en jeu les tenseurs de rigidité  $\mathbb{C}_i$  ou de souplesse (aussi dénommés "de complaisance")  $\mathbb{S}_i$  de la phase  $i$  selon les équations 4.3 et 4.4 :

$$\underline{\underline{\sigma}}_i = \mathbb{C}_i : \underline{\underline{\varepsilon}}_i \quad (4.3)$$

$$\underline{\underline{\varepsilon}}_i = \mathbb{S}_i : \underline{\underline{\sigma}}_i \quad (4.4)$$

Les tenseurs de localisation  $\mathbb{A}_i$  relient le tenseur de déformation d'une phase donnée  $i$  au tenseur des déformations du composite (cf. équation 4.5). Pour les contraintes, il s'agit de tenseurs de localisation  $\mathbb{B}_i$  (cf. équation 4.6).

$$\underline{\underline{\varepsilon}}_i = \mathbb{A}_i : \underline{\underline{E}} \quad (4.5)$$

$$\underline{\underline{\sigma}}_i = \mathbb{B}_i : \underline{\underline{\Sigma}} \quad (4.6)$$

Etant donné que le reste du chapitre traite des cas de déformations homogènes au contour, ce seront les tenseurs de localisation qui seront utilisés. Dans le cas d'inclusions sphériques, avec des phases dont le comportement mécanique est élastique, linéaire et isotrope, les expressions de ces tenseurs de localisation sont donnés dans plusieurs sources, dont [87].

Les raisonnements de changement d'échelles sont schématisés sur la figure 4.2.

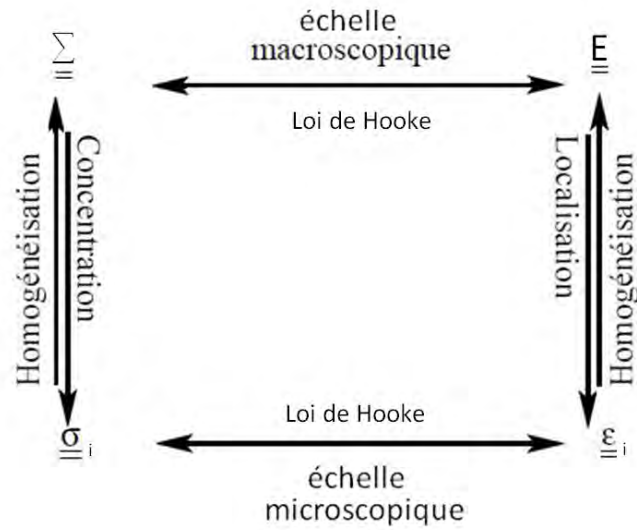


FIGURE 4.2 – Principe général de la micromécanique

## 4.1.2 Schémas d'homogénéisation classiques

### 4.1.2.1 Schéma dilué

Ce schéma est l'application directe de la solution d'Eshelby publiée en 1957 [88]. Ce dernier a déterminé les déformations d'une hétérogénéité ellipsoïdale placée dans une matrice infinie, lorsque cette dernière est soumise à un champ de déplacements uniforme. Dans sa solution, les déformations ou contraintes sont considérées homogènes au contour, et égales à celles de la matrice. Ici, l'inclusion ne perturbe pas la déformation macroscopique. La déformation au sein de l'inclusion est considérée uniforme, et peut être directement reliée à la déformation macroscopique. Ce schéma est donc valable lorsque la fraction volumique en inclusions est très faible. Malheureusement, cette hypothèse est incompatible avec les mortiers étudiés car ils présentent des fractions volumiques en inclusions supérieures à 60 %.

La figure 4.3 montre le VER considéré, et l'équation 4.7 donne l'expression du tenseur de rigidité effectif pour  $n$  type d'inclusions de fractions volumiques  $f_i$  et de rigidités  $\mathbb{C}_i$ . La phase de matrice a pour indice  $n + 1$ . L'expression du tenseur de localisation est donnée dans [87].

$$\mathbb{C}^{hom} = \mathbb{C}_{n+1} + \sum_{i=1}^n f_i (\mathbb{C}_i - \mathbb{C}_{n+1}) : \mathbb{A}_i \quad (4.7)$$

Pour ces matériaux, ce schéma peut néanmoins être appliqué de manière itérative. Une faible fraction volumique d'inclusions est introduite dans la matrice afin de déterminer les propriétés effectives de ce composite dans des conditions qui respectent les hypothèses du schéma d'homogénéisation. Ces propriétés effectives remplacent ensuite celles de la matrice dans l'itération suivante, jusqu'à ce que la fraction volumique totale en inclusions soit atteinte. Cette méthode itérative est communément appelée la méthode différentielle du milieu effectif [89] ; son principe de fonctionnement est schématisé sur la figure 4.4.

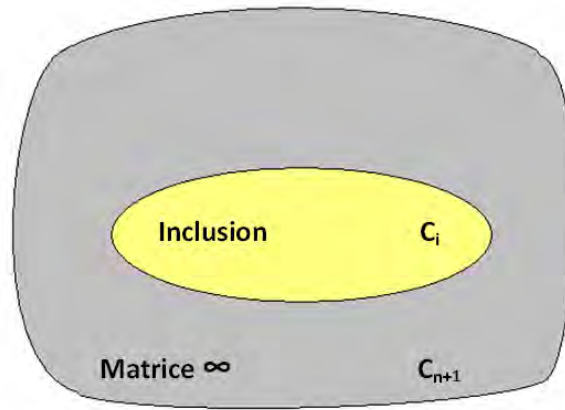


FIGURE 4.3 – Problème de l'inclusion d'Eshelby

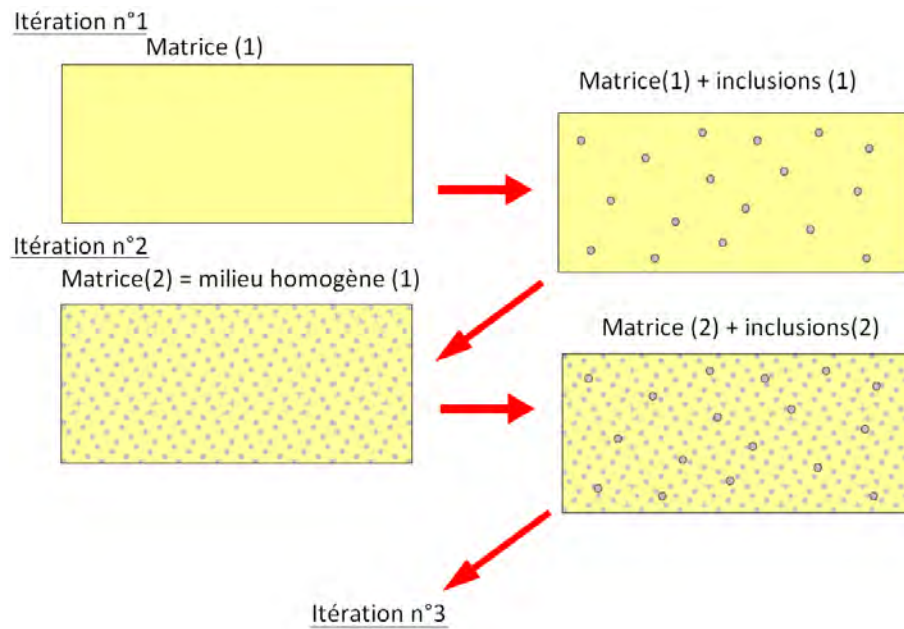


FIGURE 4.4 – Principe de la méthode différentielle [46]

#### 4.1.2.2 Schéma de Mori-Tanaka

Ce schéma est paru en 1973 [90]. Les auteurs considèrent ici une matrice dans laquelle plusieurs inclusions sont dispersées uniformément, l'ensemble étant soumis à une sollicitation de transformation.

Une nouvelle publication [91] a donné une application simplifiée et plus facilement exploitable de ce schéma. Son principe est de considérer uniquement les rapports entre les déformations moyennes des inclusions et de la matrice. Ses rapports sont introduits dans cette publication comme "facteurs de concentration".

La déformation considérée à l'infini est celle de la matrice, comme pour le schéma dilué. Cependant, la déformation du composite est avec ce schéma affectée par les inclusions, ce qui n'est pas le cas avec le schéma dilué. L'interaction entre les inclusions a été démontrée dans ces deux publications, d'abord avec une approche énergétique [90] puis en calculant le module de compressibilité [91].

Le VER est similaire à celui du schéma dilué, mais contrairement à ce dernier, la présence de l'inclusion perturbe la déformation macroscopique. Dans le cas des déformations homogènes au contour, la déformation macroscopique est calculée selon l'équation 4.2. Cette hypothèse a pour conséquence la présence du terme  $(\sum_{i=1}^{n+1} f_i \mathbb{A}_i)^{-1}$  dans l'équation 4.8. L'équation 4.8 donne l'expression du tenseur de rigidité effectif pour  $n$  type d'inclusions de fractions volumiques  $f_i$  et de rigidités  $\mathbb{C}_i$ . La phase de matrice a pour indice  $n + 1$  ; son tenseur de localisation vaut  $\mathbb{I}$ .

$$\mathbb{C}^{hom} = \sum_{i=1}^{n+1} f_i (\mathbb{C}_i : \mathbb{A}_i (\sum_{j=1}^{n+1} f_j \mathbb{A}_j)^{-1}) \quad (4.8)$$

#### 4.1.2.3 Schéma auto-cohérent

Ce schéma considère que les déformations autour du VER sont égales à la déformation macroscopique effective du composite. On parle dans ce cas de milieu homogène équivalent (MHE). Ce schéma a été envisagé dans un premier temps par Hershey dans [92] pour des matériaux contenant différents cristaux isotropiques cubiques, puis par Hill dans [93] pour des poly-cristaux de formes ellipsoïdales. Dans ce dernier travail, l'auteur affecte les propriétés des cristaux à des inclusions ellipsoïdales, les propriétés effectives du composite à une matrice. L'auteur donne la solution détaillée pour une dispersion de sphères.

L'application directe de ce modèle à une sphère composite comportant deux phases a été publiée par Christensen et Lo dans [48], et est traitée dans la prochaine section. L'équation 4.9 donne l'expression du tenseur de rigidité effectif pour  $n$  type d'inclusions de fractions volumiques  $f_i$  et de rigidités  $\mathbb{C}_i$ . La phase de matrice a pour indice  $n + 1$ . Il est important de noter que les tenseurs de localisation  $\mathbb{A}_i^{hom}$  dépendent ici de  $\mathbb{C}^{hom}$  ; leur expression est donnée dans [87].

$$\mathbb{C}^{hom} = \sum_{i=1}^{n+1} f_i \mathbb{C}_i : \mathbb{A}_i^{hom} \quad (4.9)$$

#### 4.1.2.4 Modèle des sphères composites de Hashin

Ce modèle concerne des composites comportant deux phases : une matrice et des inclusions sphériques. Il ne permet de calculer que le module de compressibilité d'un mélange virtuel de sphères composites comportant une inclusion enrobée d'une couche de matrice. L'arrangement

granulaire de ces sphères composites permet d'atteindre une compacité de 1, notamment grâce à des sphères composites de dimensions infinitésimales.

#### 4.1.2.5 Modèle de l'inclusion sphérique à $n$ couches

Ce modèle a été publié par Hervé et Zaoui [47]. Ces auteurs considèrent une sphère composite de  $n$  phases isotropes dont les propriétés élastiques et rayons sont connus, plongée dans une phase infinie  $n + 1$ . Cette phase peut être la matrice tout comme le MHE. Les auteurs ont publié les expressions des champs de déplacement et contraintes à l'intérieur de ce VER spécifique. Afin de résoudre ce problème d'élasticité linéaire grâce aux outils classiques de mécanique, les auteurs ont fait l'hypothèse d'une adhérence parfaite entre les phases, ainsi que deux conditions aux limites : une au centre du VER et une à l'infini. Les résultats des modules de compressibilité et de cisaillement correspondent à ceux de l'une des bornes de Hashin Strikman, selon si les inclusions sont plus ou moins rigides que la matrice. Le VER est schématisé sur la figure 4.5 tirée de [47].

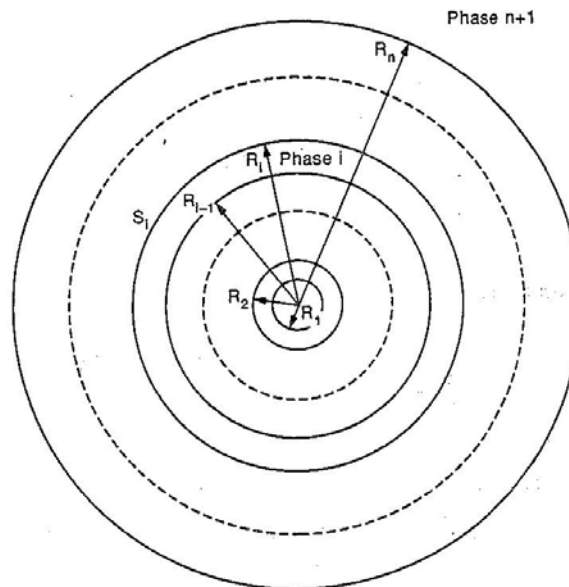


FIGURE 4.5 – VER du modèle de Hervé et Zaoui [47]

#### 4.1.2.6 Modèle de Christensen-Lo

Ce modèle est l'application directe du schéma auto-cohérent à une sphère composite bi-phasique. Il est communément appelé modèle tri-sphère car une troisième phase infinie, le MHE, est considérée autour de la sphère composite. Ce VER est représenté sur la figure 4.6 tirée de [48]. Dans ce travail, les auteurs donnent uniquement la solution du calcul du module de cisaillement effectif, avec les mêmes hypothèses et conditions aux limites que pour le modèle à  $n$  couches. Le module de compressibilité peut être calculé avec le modèle de Hashin [94], qui respecte les conditions à l'infini du schéma auto-cohérent de par sa morphologie spécifique.

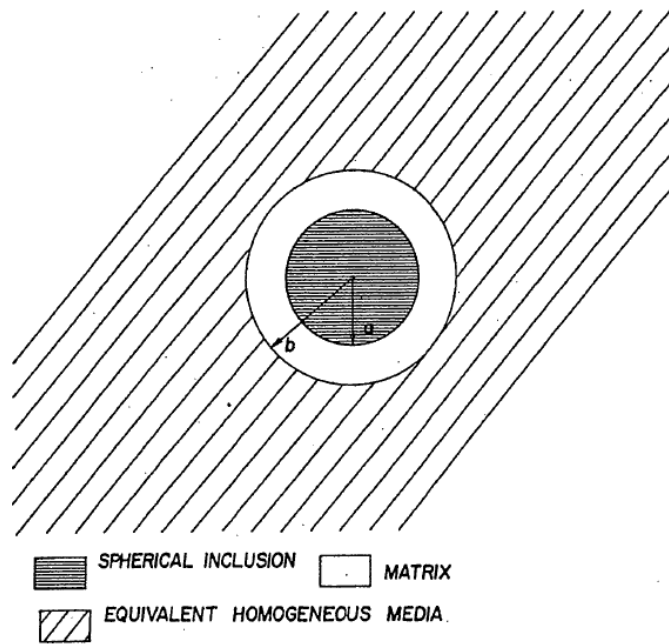


FIGURE 4.6 – VER du modèle de Christensen-Lo [48]

### 4.1.3 Modélisation des propriétés des matériaux avec des inclusions ellipsoïdales

L'effet de la forme des inclusions ellipsoïdales a déjà été traité dans plusieurs travaux [87] [95]. Dans les deux cas, les auteurs ont remarqué que lorsque les ellipsoïdes sont peu aplatis ou peu élancés (forme de prolata ou d'oblate), cet effet était négligeable. Les granulats qui ont été utilisés dans les mortiers étudiés ne présentent pas de formes spécialement élancés ou aplatis.

Les schémas présentés dans cette sous-section ne sont pas spécialement destinés aux matériaux cimentaires.



## 4.2 Etat de l'art : prédiction analytique des propriétés élastiques de matériaux cimentaires

Le but de cette section est de réaliser un inventaire des modèles analytiques basés sur la micromécanique qui ont été appliqués à la prédiction des propriétés élastiques de composites cimentaires.

### Modèle de Hirsch - 1962

Dès 1946, l'effet des granulats sur le module d'élasticité du béton a été démontré par LaRue dans [96].

En 1962, Hirsch a observé que le module d'élasticité du béton était affecté par celui des granulats et de la pâte de ciment [67]. Sa publication propose d'ailleurs l'utilisation de la micromécanique avec un VER idéalisé qui ne prend pas directement en compte ni la forme, ni la taille, ni l'arrangement des granulats, sinon leur fraction volumique. Les contributions des deux phases au module d'élasticité du composite sont pondérées par des facteurs dont la valeur dépend des fractions volumiques et modules d'élasticité des phases, ainsi que d'une constante empirique.

#### 4.2.0.1 Modèles au VER unique avec inclusion sphérique

##### a. Modèle de Hobbs - 1971

En 1971, l'application directe du modèle de Hashin a été publiée par Hobbs [97]. L'auteur considère que tous les constituants du béton ont un coefficient de Poisson de 0.2, qui est aussi en conséquence celui du béton. L'auteur parvient à prédire assez efficacement des mesures expérimentales du module d'élasticité obtenues avec des concentrations volumiques en gravier comprises entre 50 et 75 %.

##### b. Modèle de Le Roy - 1995

En 1995, Le Roy [98] publie une alternative au modèle de Hashin [64]. En effet le modèle de Hashin fait l'hypothèse assez forte d'un mélange de sphères dont la compacité est de 1. Or en pratique le squelette granulaire du béton présente une compacité inférieure à 1 (souvent proche de 0,8). Afin de respecter les conditions du modèle de Hashin, Le Roy propose de diviser la pâte de ciment en deux parties : une partie nécessaire au remplissage des interstices entre les granulats, et une partie excédentaire. Cette dernière est traitée comme un "complément granulaire" dont la distribution granulométrique permet de respecter le modèle de Hashin.

#### 4.2.0.2 Modèles au VER unique avec inclusion sphérique et ITZ

##### a. Prise en compte de l'ITZ : une nécessité ?

L'existence d'une auréole de transition à l'interface granulat-pâte de ciment (Interfacial Transition Zone ou ITZ en anglais) a été démontrée à la fin des années 1970 par Maso dans [99], puis par de nombreux autres travaux. Cette zone dans laquelle la concentration volumique en grains anhydres de ciment est plus faible que dans le reste de la matrice cimentaire apparaît dès l'état frais [100], et se doit d'avoir un effet sur le module d'élasticité. Dans leur conclusion, Yang et Huang [101] évoquent cette perspective. Dans un autre travail [98], Le Roy conclut que l'influence de l'ITZ sur les propriétés élastiques du béton est secondaire devant la fraction volumique en granulats et leur compacité maximale. Cependant leur travail concernait des

bétons hautes performances (BHP) contenant des fumées de silice, donc des matériaux dont l'ITZ est quasi-inexistant. Dans d'autres travaux [102] [103], les auteurs ont démontré que le module d'élasticité du béton était parfois inférieur à la valeur théorique de la borne inférieure de Hashin-Strikman, et que la prise en compte de l'ITZ était donc une nécessité.

### b. Modèle de Ramesh et al. - 1996

Dans leur travail [49], Ramesh et al. considèrent une sphère composite de trois phases (granulat, ITZ et matrice) dans le schéma auto-cohérent, comme le montre la figure 4.7 (b). Selon les auteurs, ce VER correspond à un matériau contenant un mélange apollonien de sphères composites similaire à celui de Hashin. Pour chaque sphère composite, les fractions volumiques entre les trois phases sont constantes, comme le montre la figure 4.7 (a). En pratique, il n'a jamais été observé que l'épaisseur de l'ITZ soit proportionnelle à la taille du granulat qu'il entoure, et cette hypothèse est donc discutable. Avec une fraction volumique d'ITZ de 10 % et un rapport entre les modules d'élasticité de l'ITZ et de la pâte de ciment de 50 %, les auteurs sont parvenus à prédire efficacement les résultats expérimentaux de Hirsch [67].

Selon Ramesh et al., ce modèle peut aussi être utilisé en approche inverse pour déterminer les propriétés élastiques de l'ITZ, à condition de connaître les autres variables du modèle. En utilisant les résultats expérimentaux de Cohen et al. [104], Ramesh et al. ont identifié un rapport de 0,61 entre les modules d'élasticité de l'ITZ et de la pâte de ciment pour un mortier de ciment Portland.

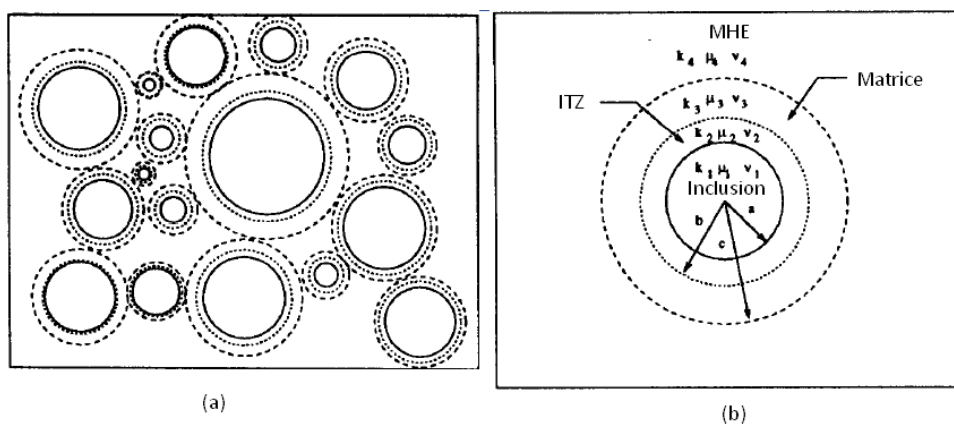


FIGURE 4.7 – Structure interne (a) et VER (b) du modèle de Ramesh et al. [49]

### c. Prise en compte d'un ITZ aux propriétés variables

En 1997, Lutz et al. [105] ont publié un modèle permettant de calculer les propriétés élastiques d'un VER composé d'un granulat, d'un ITZ dont les propriétés élastiques varient en fonction de la distance à l'interface, et de pâte de ciment. Les propriétés élastiques suivent une fonction définie par des constantes empiriques.

En 2002, Nadeau a publié un modèle similaire, mais cette fois-ci la fonction qui définit le profil des modules élastiques découle d'une équation de la distribution spatiale des grains de ciment [106] et du rapport E/C local.

#### **d. Modèle de Ke et al. - 2010**

Ke et al. ont utilisé le schéma dilué avec la méthode différentielle [50] (cf. paragraphe 4.1.2.1) pour la prédiction du module d'élasticité de bétons comportant des granulats légers en argile et schiste expansés. Pour ce faire, ils ont conservé les mêmes proportions relatives d'un mortier en faisant varier la concentration volumique des granulats légers. Les trois phases considérées dans cette étude sont donc le granulat léger, le mortier, et éventuellement l'ITZ, selon deux approches distinctes :

- l'ITZ est placé à l'extérieur du granulat dans certains cas (modèle d'"auréole") ;
- l'ITZ est placé à l'intérieur du granulat dans d'autres cas (modèle d'"imprégnation").

En supposant les propriétés et dimensions des ITZ par des mesures, observations ou hypothèses, les auteurs ont utilisé leur modèle par une approche inverse afin d'identifier le module de Young des granulats légers étudiés. Ils ont trouvé des valeurs comprises entre 6 et 9 GPa pour les granulats d'argile expansée, et entre 10 et 30 MPa pour les granulats de schiste expansé.

#### **4.2.0.3 Modèles multi-échelles**

Ces modèles ont été développés dès 1965 [107]. Dans ce travail, Hansen prédit dans un premier temps les propriétés élastiques de la pâte de ciment, dans un deuxième temps celles du mortier et enfin à la dernière échelle, celles du béton.

Ensuite, Yang et Huang ont publié en 1996 un modèle prenant en compte deux types de granulats [101] (Double Inclusion model). Le schéma de Mori-Tanaka est appliqué dans un premier temps à l'échelle du mortier, puis à celle du béton. Les auteurs ont ensuite comparé leurs prédictions aux résultats expérimentaux de Anson [108].

Enfin, Nadeau a publié en 2002 un modèle multi-échelles suivant un raisonnement similaire [109]. Le modèle prend en compte les bulles d'air entraîné, les distributions granulométriques et des ITZ dont les propriétés élastiques varient selon la distance à l'interface (cf. [106]).

Cette approche multi-échelles est un outil puissant pour des bétons classiques, pour lesquels les deux types de granulats utilisés présentent en général des classes granulométriques distinctes. Cependant, cette méthode ne peut être appliquée que si ces deux types de granulats ont des dimensions différentes, c'est-à-dire que leurs distributions granulométriques soient éloignées. Malheureusement, les mortiers développés durant cette thèse peuvent présenter des granulats de propriétés différentes, mais de mêmes dimensions. Il est donc nécessaire pour cette thèse de développer un modèle répondant à ces besoins spécifiques.

## Conclusions sur l'état de l'art

L'influence de la concentration volumique et de la rigidité des granulats sur les propriétés élastiques (dont notamment le module d'élasticité) a été observée dès les années 1940. D'un autre côté, la théorie de la micromécanique ainsi que de la mécanique des composites s'est énormément développée entre 1950 et 1970. Ces deux évolutions se sont rejointes quand les chercheurs ont commencé dès 1965 à comparer ces prédictions théoriques obtenues avec la micromécanique à des résultats expérimentaux, notamment dans l'optique de prédire le module d'élasticité du béton.

La prise en compte de l'orientation et de la forme des inclusions ellipsoïdales a été traitée dans plusieurs travaux [87] ; de telles hypothèses demandent une caractérisation précise de la géométrie des inclusions utilisées, ainsi qu'une résolution numérique assez lourde. Un tel outil n'est donc pas pratique pour prédire de manière rapide et efficace le module d'élasticité de matériaux cimentaires.

La plupart des publications proposent des solutions analytiques de sphères composites comportant une inclusion, une phase (ou plus) d'ITZ, et la matrice cimentaire. En fonction des hypothèses, les modèles sont plus ou moins pertinents et efficaces.

Les modèles à VER unique ne peuvent considérer qu'un seul type de granulat. Ils ne conviennent donc pas à nos mortiers étudiés comportant deux types de granulats différents. Cependant, ils peuvent permettre d'estimer les propriétés élastiques de l'ITZ par approche inverse.

Les modèles multi-échelles peuvent considérer plusieurs types de granulats, à condition qu'ils soient de dimensions différentes [101] [109].

Etant donné que les mortiers étudiés peuvent comporter des granulats de propriétés différentes mais de dimensions voisines, aucun de ces modèles n'est donc adapté à leur composition.

Il est donc nécessaire de développer un modèle adapté aux mortiers étudiés, et dont les hypothèses soient aussi pertinentes que possible. Il semble cohérent de considérer des granulats sphériques, entourés d'un ITZ et de pâte de ciment. Afin de pouvoir prendre en compte plusieurs types de granulats, le matériau sera nécessairement décomposé en plusieurs VER. En plus de décomposer le matériau en fonction des types de granulats, il peut être intéressant de réaliser également une décomposition des VER en fonction de la taille des granulats. Cette approche permet de reproduire la structure interne du matériau d'une manière assez réaliste, bien que la géométrie des granulats soit idéalisée (phases sphériques). Pour cette approche, l'épaisseur de l'ITZ serait fonction du type de granulat, et non de sa dimension.

Dans cette optique, la suite du chapitre se concentre sur le développement d'un nouveau modèle micromécanique répondant aux exigences expliquées ci-dessus, à la comparaison des prédictions que donne ce modèle aux mesures expérimentales de modules d'élasticité réalisées durant cette thèse, et enfin à une étude paramétrique visant à mettre en évidence la sensibilité du modèle à certaines variables d'entrée.

## 4.3 Présentation du modèle généralisé

Le but de cette section est de présenter le modèle développé durant la thèse sous sa forme générale. Ce modèle est appliqué aux deux schémas les plus courants : celui de Mori-Tanaka et le schéma auto-cohérent. Le modèle développé ne prend pas en compte la présence éventuelle de fibres dans les mortiers formulés car leur fraction volumique totale maximale est de 0,4 %.

### Notations des variables

Tous types de granulat

$f_g$  : fraction volumique totale en granulats

Interpolation de la distribution granulométrique

$D_k$  : diamètre d'indice  $k$

$\Delta d$  : largeur d'intervalle

$p_k$  : passant pour les diamètres de l'intervalle  $D_k \pm \Delta d$

Propriétés élastiques effectives

$k^{hom}$  : module de compressibilité effectif

$\mu^{hom}$  : module de cisaillement effectif

$\mathbb{C}^{hom}$  : tenseur de rigidité effectif

$\mathbb{J}$  : Tenseur sphérique de coordonnées  $J_{ijkl}$  telles que :

$J_{ijkl} = \frac{1}{3}I_{ij}I_{kl}$  avec  $I_{ij}$  coordonnées du tenseur unité d'ordre 2

$\mathbb{K}$  : Tenseur déviatorique de coordonnées  $K_{ijkl}$  telles que :

$K_{ijkl} = I_{ijkl} - J_{ijkl}$  avec  $I_{ij}$  coordonnées du tenseur unité d'ordre 2

Variables de la phase  $i$  du granulat de type  $g$  et de dimension  $k$

$f_{i,k}^g$  : fraction volumique

$r_{i,k}^g$  : rayon externe limitrophe de la phase

$u_{i,r}$  : déplacement radial

$u_{i,\theta}, u_{i,\phi}$  : déplacements ortho-radiaux

$\sigma_{rr,i}$  : contrainte radiale

$\sigma_{\theta\theta,i}, \sigma_{\phi\phi,i}$  : contraintes ortho-radiales

$k_i^g$  : module de compressibilité

$\mu_i^g$  : module de cisaillement

$\mathbb{A}_{i,k}^g$  : tenseur de localisation

$A_{i,k}^{sph,g}$  : facteur de localisation sphérique

$A_{i,k}^{dev,g}$  : facteur de localisation déviatorique

$r$  : distance au centre du VER

$F_i, G_i$  : constantes du chargement sphérique

$A_i, B_i, C_i, D_i$  : constantes du chargement déviatorique

### 4.3.1 Décomposition de la mésostructure en VER unitaires

#### 4.3.1.1 Schéma de Mori-Tanaka

La figure 4.8 montre la mésostructure typique et générale d'un matériau cimentaire. La matrice est constituée d'une phase unique de pâte de ciment, et les inclusions sont des sphères composites (comportant plusieurs phases) de dimensions et propriétés variables. Cette structure interne peut être décomposée en plusieurs VER unitaires qui comportent chacun une sphère composite, éventuellement entourée de matrice. Les inclusions peuvent être des granulats ou des pores dûs à l'entraînement d'air, les pores capillaires étant déjà intégrés à la phase de pâte de ciment.

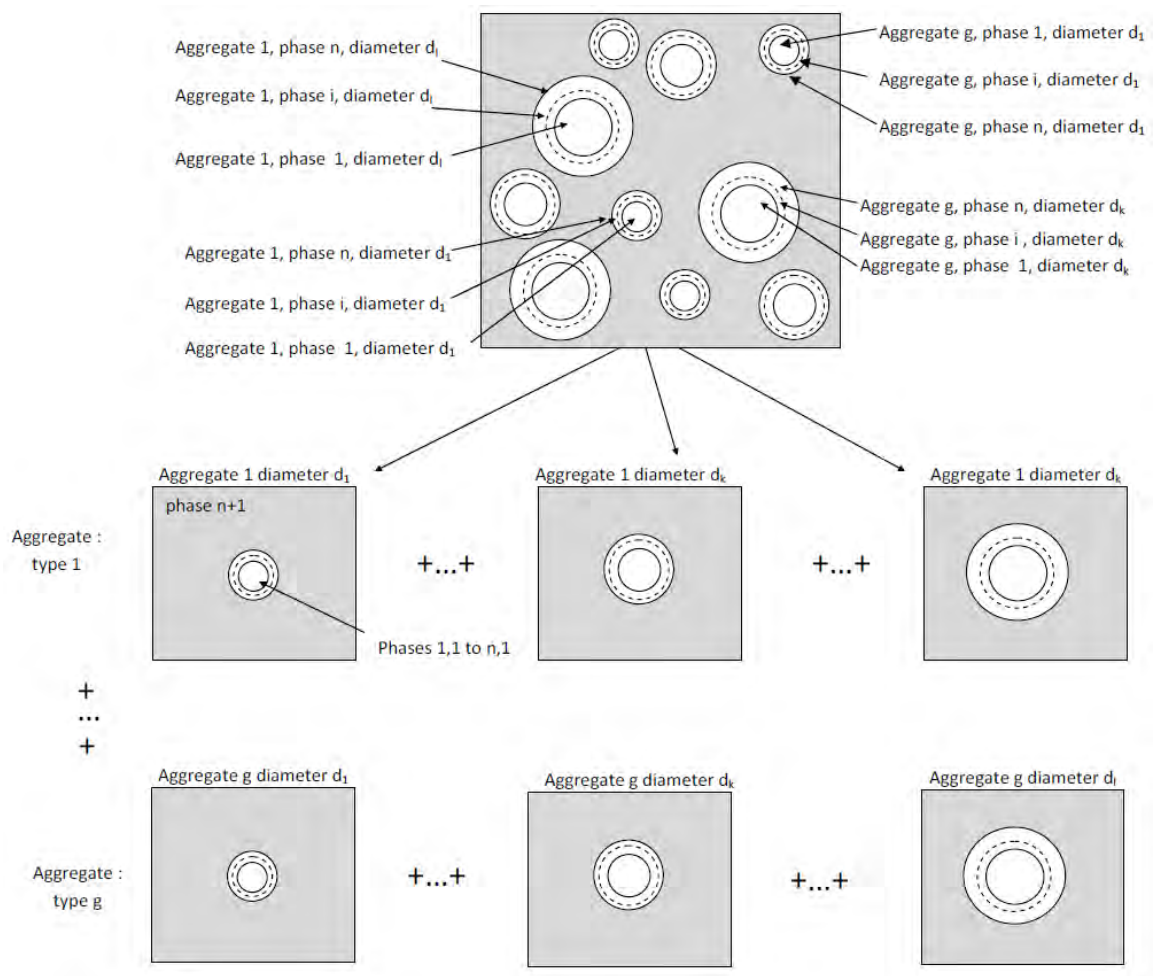


FIGURE 4.8 – Décomposition du VER pour le schéma de Mori-Tanaka

#### 4.3.1.2 Schéma auto-cohérent

Avec le schéma auto-cohérent, toutes les phases sont considérées comme des inclusions sphériques, comme le montre la figure 4.9. Dans ce cas, les phases telles que la pâte de ciment et des bulles d'air sont considérées comme des sphères adimensionnelles.





$$\sigma_{\theta\theta,i}(r) = \sigma_{\phi\phi,i} = 3k_i F_i + \frac{2\mu_i G_i}{r^3} \quad (4.13)$$

Les déplacements et contraintes radiaux sont continus aux interfaces entre phases. Sous la forme matricielle, ces équations de continuité s'écrivent selon l'équation 4.14 :

$$J_i(r)V_i(r) = J_{i+1}(r)V_{i+1}(r) \quad (4.14)$$

Avec les matrices  $J_i$  et  $V_i$  exprimées selon les équations 4.15 et 4.16 :

$$J_i(r) = \begin{bmatrix} r & \frac{1}{r^2} \\ 3k_i & \frac{-4\mu_i}{r^3} \end{bmatrix} \quad (4.15)$$

$$V_i(r) = \begin{bmatrix} F_i \\ G_i \end{bmatrix} \quad (4.16)$$

### Schéma de Mori-Tanaka

La figure 4.5 comporte  $n + 1$  phases, chacune étant caractérisée par ses coefficients  $F_i$  et  $G_i$ . Il faut donc identifier  $2n + 2$  variables, et l'équation générale de continuité 4.14 fournit uniquement  $2n$  équations. Les deux équations restantes sont déterminées par les conditions aux limites suivantes :

- le déplacement au centre du VER est nul : le coefficient  $G_1$  est donc nul
  - la déformation à l'infini du centre du VER est égale à  $E_0$  :  $F_{n+1} = E_0$  (déformation obtenue en dérivant le déplacement de l'équation 4.11).
- On peut donc calculer les coefficients  $F_i$  et  $G_i$  de chacune des phases, et en déduire leurs champs de déplacements, déformations et contraintes.

La déformation moyenne de la phase 1 peut être déterminée avec l'équation 4.17 :

$$\underline{\underline{\bar{\epsilon}}}_1 = A_1^{sph} \underline{\underline{E}}_0 = F_1 \underline{\underline{E}}_0 \quad (4.17)$$

La déformation moyenne de l'union des phases 1 à  $i$  peut être déterminée avec l'équation 4.18 :

$$\underline{\underline{\bar{\epsilon}}}_{1 \rightarrow i} = A_{1 \rightarrow i}^{sph} \underline{\underline{E}}_0 = \left( F_i + \frac{G_i}{r_i^2} \right) \underline{\underline{E}}_0 \quad (4.18)$$

La déformation moyenne de la phase  $i$  peut être déterminée avec l'équation 4.19 :

$$\underline{\underline{\bar{\epsilon}}}_i = A_i^{sph} \underline{\underline{E}}_0 = \left( \frac{A_{1 \rightarrow i}^{sph} - \left(\frac{r_1}{r_i}\right)^3 A_{1 \rightarrow i-1}^{sph}}{1 - \left(\frac{r_1}{r_{i-1}}\right)^3} \right) \underline{\underline{E}}_0 \quad (4.19)$$

### Schéma auto-cohérent

Avec ce schéma, les propriétés élastiques de la phase  $n + 1$  sont inconnues ; il y a donc  $n + 4$  variables inconnues. Or le nombre d'équations est toujours de  $2n + 2$ , le système est donc indéterminé ; il existe une infinité de couples  $(k, \mu)$  vérifiant ce système, mais un seul de ces couples est juste et respecte la mécanique.

#### 4.3.2.2 Facteurs de localisation déviatoriques

Le même VER unitaire est considéré, mais il est soumis cette fois à un cisaillement simple induisant une déformation moyenne  $\underline{\underline{E}}_0 = E_o(\vec{e}_1 \otimes \vec{e}_1 - \vec{e}_2 \otimes \vec{e}_2)$  (avec  $(\vec{e}_1, \vec{e}_2, \vec{e}_3)$  base cartésienne). Les déplacements et contraintes sont exprimés par les équations 4.20 à 4.23 tirées de [47] :

$$u_{r,i}(r) = A_i r - \frac{6\nu_i}{1-2\nu_i} B_i r^3 + 3 \frac{C_i}{r^4} + \frac{5-4\nu_i}{1-2\nu_i} \frac{D_i}{r^2} \quad (4.20)$$

$$u_{\theta,i}(r) = -u_{\phi,i}(r) = A_i r - \frac{7-4\nu_i}{1-2\nu_i} - 2 \frac{C_i}{r^4} + 2 \frac{D_i}{r^2} \quad (4.21)$$

$$\sigma_{rr,i}(r) = A_i \mu_i + \frac{3\nu_i \mu_i B_i r^3}{1-2\nu_i} + \frac{-12C_i}{r^5} + \frac{D_i(-10+2\nu_i)}{r^3(1-2\nu_i)} \quad (4.22)$$

$$\sigma_{\theta\theta,i}(r) = -\sigma_{\phi\phi,i}(r) = A_i \mu_i - \frac{3\nu_i \mu_i B_i r^2}{1-2\nu_i} + \frac{8C_i}{r^5} + \frac{D_i(2+2\nu_i)}{r^3(1-2\nu_i)} \quad (4.23)$$

De la même manière que pour le cas sphérique, ces déplacements et contraintes sont supposés continus aux interfaces entre les différentes phases. En écriture matricielle cette continuité s'exprime selon l'équation 4.24 :

$$L_i W_i = L_{i+1} W_{i+1} \quad (4.24)$$

Les équations 4.25 et 4.26 donnent les expressions des matrices  $L_i$  et  $W_i$  :

$$L_i(r) = \begin{bmatrix} r & \frac{-6\nu_i r^3}{1-2\nu_i} & \frac{3}{r^4} & \frac{5-4\nu_i}{r^2(1-2\nu_i)} \\ r & \frac{-7-4\nu_i r^3}{1-2\nu_i} & \frac{-2}{r^4} & \frac{2}{r^2} \\ \mu_i & \frac{3\nu_i \mu_i r^2}{1-2\nu_i} & \frac{-12}{r^5} & \frac{\mu_i(-10+2\nu_i)}{r^3(1-2\nu_i)} \\ \mu_i & \frac{3\nu_i \mu_i r^2}{1-2\nu_i} & \frac{8}{r^5} & \frac{\mu_i(2+2\nu_i)}{r^3(1-2\nu_i)} \end{bmatrix} \quad (4.25)$$

$$W_{i(r)} = \begin{bmatrix} A_i \\ B_i \\ C_i \\ D_i \end{bmatrix} \quad (4.26)$$

### Schéma de Mori-Tanaka

Tout comme pour le cas sphérique, cette équation générale de continuité permet d'obtenir  $4n$  équations pour  $4n + 4$  inconnues. Les conditions aux limites suivantes donnent les équations manquantes :

- le déplacement au centre du VER est nul :  $C_1 = D_1 = 0$
- la déformation à l'infini du centre du VER est égale à  $E_0$  :  $A_{n+1} = E_0$        $B_{n+1} = 0$

En appliquant de la même manière que pour le cas sphérique, la déformation moyenne de la phase 1 s'exprime selon l'équation 4.27 :

$$\underline{\underline{\bar{\epsilon}}}_1 = A_1^{dev} E_0 = A_1 - \frac{21B_1 r_1^2}{5(1-2\nu_1)} \quad (4.27)$$

La déformation moyenne de l'union des phases 1 à  $i$  est exprimée selon l'équation 4.28, et il est ensuite possible d'en déduire la déformation moyenne de la phase  $i$  avec l'équation 4.29 :

$$\underline{\underline{\bar{\epsilon}}}_{1 \rightarrow i} = A_{1 \rightarrow i}^{dev} \underline{\underline{E}}_0 = \left( A_i - \frac{21B_i r_i^2}{5(1-2\nu_i)} + \frac{4D_i(4-5\nu_i)}{5(1-2\nu_i)r_i^3} \right) \underline{\underline{E}}_0 \quad (4.28)$$

$$\underline{\underline{\bar{\epsilon}}}_i = A_i^{dev} \underline{\underline{E}}_0 = \left( \frac{A_{1 \rightarrow i}^{dev} - \left(\frac{r_1}{r_i}\right)^3 A_{1 \rightarrow i-1}^{dev}}{1 - \left(\frac{r_1}{r_i}\right)^3} \right) \underline{\underline{E}}_0 \quad (4.29)$$

### Schéma auto-cohérent

De même que pour les calcul des facteurs de localisation sphériques, le système d'équations est indéterminé.

## 4.3.3 Homogénéisation finale des propriétés élastiques

Les équations 4.8 et 4.9 donnaient les expressions du tenseur de rigidité effectifs  $\mathbb{C}^{hom}$  avec le schéma de Mori-Tanaka et le schéma auto-cohérent. L'équation 4.10 donne l'expression du tenseur de localisation d'une phase  $i$  en fonction de ses facteurs de localisation  $A_i^{sph}$  et  $A_i^{dev}$ , et l'équation 4.30 ci-dessous relie le tenseur de rigidité effectif à ses propriétés élastiques.

Les équations 4.33 à 4.36 sont obtenues en remplaçant dans les équations 4.8 et 4.9 les tenseurs de localisation par leurs expressions décomposées selon l'équation 4.10 ; la partie sphérique de cette égalité permet de calculer le module de compressibilité effectif (équations 4.33 et 4.35), et la partie déviatorique permet de calculer le module de cisaillement effectif (équations 4.34 et 4.36).

$$\mathbb{C}^{hom} = 3k^{hom} \mathbb{J} + 2\mu^{hom} \mathbb{K} \quad (4.30)$$

### 4.3.3.1 Schéma de Mori-Tanaka

La déformation moyenne de la matrice valant la déformation au contour imposée  $E_0$ , la valeur de ses facteurs de localisation est donnée dans les équations 4.31 et 4.32 :

$$A_{n+1,k}^{sph,g} = 1 \quad (4.31)$$

$$A_{n+1,k}^{dev,g} = 1 \quad (4.32)$$

L'expression de la matrice de rigidité du MHE  $C^{hom}$  est donnée dans la section précédente. On peut directement en déduire l'expression de ses modules de compressibilité et de cisaillement, selon les équations 4.33 et 4.34 :

$$k^{hom} = \frac{\sum_{g=1}^l \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^{n+1} f_{i,k}^g k_i^g A_{i,k}^{sph,g}}{\sum_{g=1}^l \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^{n+1} f_{i,k}^g A_{i,k}^{sph,g}} \quad (4.33)$$

$$\mu^{hom} = \frac{\sum_{g=1}^l \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^{n+1} f_{i,k}^g \mu_i^g A_{i,k}^{dev,g}}{\sum_{g=1}^l \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^{n+1} f_{i,k}^g A_{i,k}^{dev,g}} \quad (4.34)$$

#### 4.3.3.2 Schéma auto-cohérent

De la même manière que pour le schéma de Mori-Tanaka, les propriétés élastiques homogénéisées peuvent être calculées par le biais des facteurs de localisation selon les équations 4.35 et 4.36 :

$$k^{hom} = \left( \sum_{g=1}^l \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^n f_{i,k}^g k_i^g A_{i,k}^{sph,g} \right) + f_3 A_3^{sph} k_3 \quad (4.35)$$

Phase 3 : pâte de ciment

Phase 4 : Bulles d'air entraîné

$$\mu^{hom} = \left( \sum_{g=1}^l \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^n f_{i,k}^g \mu_i^g A_{i,k}^{dev,g} \right) + f_3 A_3^{dev} \mu_3 \quad (4.36)$$

Phase 3 : Pâte de ciment

Phase 4 : Bulles d'air entraîné

Il ne faut cependant pas omettre que pour ce schéma spécifique, les facteurs de localisation dépendent des propriétés effectives. La démarche utilisée pour la résolution est détaillée dans le paragraphe 4.4.2.2.

## 4.4 Application aux mortiers étudiés

Le but de cette section est de montrer comment il est possible d'exploiter le modèle général présenté dans la section précédente pour prédire les propriétés élastiques des mortiers étudiés durant la thèse. Les notations de la section précédente sont à nouveau utilisées.

Les phases considérées sont les différents granulats (sable, argile expansée et caoutchouc), leurs ITZ, la pâte de ciment et les bulles d'air entraîné. Les concentrations volumiques en granulats sont directement déduites des compositions des mortiers, données dans le chapitre 1, et sont maintenues égales à leur localisation volumique globale dans les VER unitaires. L'ITZ d'un granulat est uniquement fonction du type de granulat, et non de sa dimension. Dans cette section les ITZ des granulats ne comportent qu'une phase à travers laquelle leurs propriétés restent constantes. Dans une phase préliminaire, la fraction volumique totale en ITZ est calculée ; si elle dépasse le volume laissé disponible par les granulats  $1 - f_g$ , l'épaisseur d'ITZ est réduite. Ensuite, lorsque les fractions volumiques au sein d'un VER unitaire sont déterminées, cette condition est à nouveau vérifiée "localement".

Pour les deux schémas, la distribution granulométrique est divisée en 1 000 éléments, et le nombre de types de granulats différents  $l$  dépend du mortier étudié. Pour les mortiers de sable,  $l=1$ . Pour les mortiers de granulats d'argile expansée,  $l=2$ . Enfin, pour les mortiers de granulats caoutchouc  $l=3$  avec le schéma de Mori-Tanaka, et 2 avec le schéma auto-cohérent.

Le nombre  $m$  de rayons discrétisés de la distribution granulométrique a été pris égal à 1 000 afin que le résultat ne dépende pas de la valeur de  $m$ .

Les grains de sable et les granulats caoutchouc sont entourés d'une phase d'ITZ, donc pour ces deux types de granulat  $n=2$ . Pour les granulats d'argile expansée,  $n=1$  car aucun ITZ n'est pris en compte.

### 4.4.1 Paramètres d'entrée

Comme dans la section précédente, le modèle a été appliqué à deux schémas d'homogénéisation : le schéma auto-cohérent et le schéma de Mori-Tanaka. Ces deux méthodes d'homogénéisation donnent des résultats différents, et afin de pouvoir les calibrer, deux jeux de paramètres ont été utilisés ; les paramètres A pour le schéma de Mori-Tanaka et les paramètres B pour le schéma auto-cohérent. Les paramètres relatifs au sable et son ITZ sont identifiés par analyse inverse en les calant sur les résultats du mortier de référence (cf. paragraphe 4.4.3.2). Les paramètres relatifs aux granulats d'argile expansé et aux granulats caoutchouc sont identifiés par analyse inverse sur les compositions avec les taux de substitution les plus élevés (cf. paragraphes 4.4.3.3 et 4.4.3.4). Il est possible de juger de la validité des modèles sur les points intermédiaires, ainsi que de la pertinence des paramètres utilisés en les comparant à la littérature (cf. paragraphe 4.4.1).

#### 4.4.1.1 Paramètres géométriques des VER

##### a. Distributions granulométriques

Les distributions granulométriques du sable, des granulats d'argile expansée et des granulats caoutchouc sont données dans les tableaux 4.1, 4.2 et 4.3.

Diamètre (mm)	Passant (%)
0.06	0
0.30	20
0.80	50
2.20	80
4	100

Tableau 4.1 – Granulométrie du sable

Diamètre (mm)	Passant (%)
1.6	0
2	9
3.15	52
4	97
5	100

Tableau 4.2 – Granulométrie des granulats d'argile expansée

Diamètre (mm)	Passant (%)
0.08	0
0.80	20
1.40	50
2	83
4	100

Tableau 4.3 – Granulométrie des granulats caoutchouc

## b. Epaisseur des ITZ

### Epaisseur des ITZ des grains de sable

Le phénomène d'ITZ a été découvert avec les granulats naturels minéraux. Au voisinage direct de ces granulats, il y a un effet de paroi à l'état frais ("wall effect" en anglais) : le rapport E/C est plus élevé dans cette zone car le granulat absorbe une faible quantité d'eau, et les grains de ciment ne peuvent pas se disposer librement. A l'état durci, cette zone présente une porosité capillaire plus élevée qu'au coeur de la pâte de ciment. Selon la plupart des études, les dimensions et propriétés de cette zone de transition dépendent de nombreux paramètres tels que la nature du granulat, la finesse du ciment, le dosage en additions minérales (notamment la fumée de silice), le rapport E/C, le dosage en super-plastifiant, ...

Les observations réalisées dans différentes études avec des matériaux et des moyens d'évaluation différents donnent des résultats très variables, voire contradictoires. Parmi ces observations, les plus notables sont celles de :

[110] : selon Mindess, l'épaisseur de l'ITZ varie entre 50 et 100  $\mu m$ , et ses propriétés élastiques entre 40 et 60 % de celles de la pâte de ciment ;

[111] : les auteurs ont conclu que l'épaisseur de l'ITZ est généralement inférieure à 10  $\mu m$  ;

[112] : les auteurs ont observé que l'épaisseur de l'ITZ est de l'ordre de grandeur de la taille médiane des grains de ciment ;

[113] : les auteurs ont observé que l'épaisseur de l'ITZ est généralement comprise entre 15 et 20  $\mu m$  ;

[114] : les auteurs ont conclu que l'ITZ avait une épaisseur comprise entre 0 et 15  $\mu m$ .

### Epaisseur des ITZ des granulats d'argile expansée

Pour les granulats d'argile expansée, la présence de l'ITZ n'est pas systématique. En effet, ces granulats présentent des taux d'absorption en eau nettement plus élevés que ceux des granulats naturels minéraux. Il n'y a donc pas un fort gradient du rapport E/C à leur interface avec la matrice ("wall effect" dans le paragraphe précédent). De plus, la pâte de ciment pénètre les pores de leur coque [50], garantissant une continuité mécanique entre les deux phases. Il peut cependant exister un ITZ à l'interface entre un granulat d'argile expansée et la matrice cimentaire si la coque de ce dernier est peu poreuse [115]. Dans ce travail les auteurs ont mesuré le nombre de pores au coeur de la pâte et à son interface avec des granulats légers plus ou moins poreux. Ils ont remarqué qu'avec un faible rapport E/C et des granulats résistants (dont la coque est peu poreuse), il y a un phénomène de "wall effect" similaire à celui des granulats naturels minéraux.

Avec des granulats moins résistants (donc plus poreux) et des rapports E/C plus élevés, ce phénomène est moins marqué.

Les granulats AR 0/4 650 et AM 4/8 650 présentent des taux d'absorption en eau de 16 % et 20 %. De plus, le rapport E/C est supérieur à 1. Il est donc logique que les observations réalisées au Microscope Electronique à Balayage (MEB) n'aient pas permis d'identifier un ITZ (cf. figure 4.10).

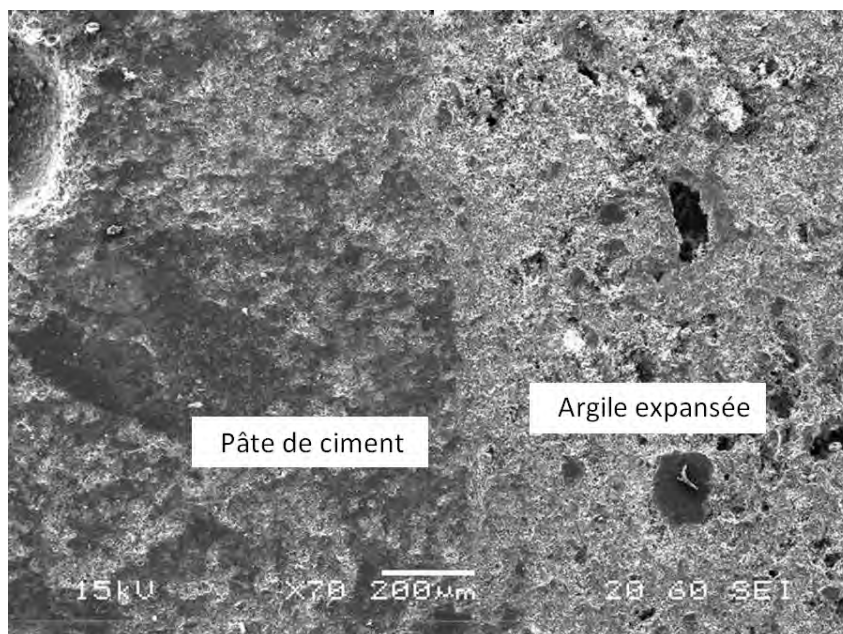


FIGURE 4.10 – ITZ d'un granulat d'argile expansée

En conséquence, aucun ITZ n'a été considéré autour des granulats d'argile expansée des mortiers étudiés pour les paramètres A et B.

#### Épaisseur des ITZ des granulats caoutchouc

Il a été observé dans le chapitre 1 que les granulats caoutchouc présentaient une très mauvaise adhérence à la matrice, notamment à cause de leur surface hydrophobe. En pratique, l'ITZ des granulats caoutchouc est une phase très hétérogène, et son épaisseur n'est pas uniforme sur toute sa périphérie. Afin de prendre en compte l'effet moyen de cet ITZ très poreux sur les propriétés élastiques des mortiers étudiés, il faut lui attribuer une épaisseur élevée et des propriétés élastiques faibles. Les épaisseurs choisies pour les paramètres A et B sont de 30 et 70  $\mu\text{m}$ .

#### 4.4.1.2 Fractions volumiques

##### a. Fractions volumiques au sein du composite

##### Fraction volumique $f_{1,k}^g$ d'un granulat

La fraction volumique du granulat de type  $g$  et de dimension  $k$  dans le VER général est aisément déductible de sa distribution granulométrique, selon l'équation 4.37 :

$$f_{1,k}^g = p_k f_1^g \quad (4.37)$$

La quantité de passants pour les granulats de rayon  $r_k \pm \delta r$  est déterminée par interpolation linéaire, comme le montre la figure 4.11.

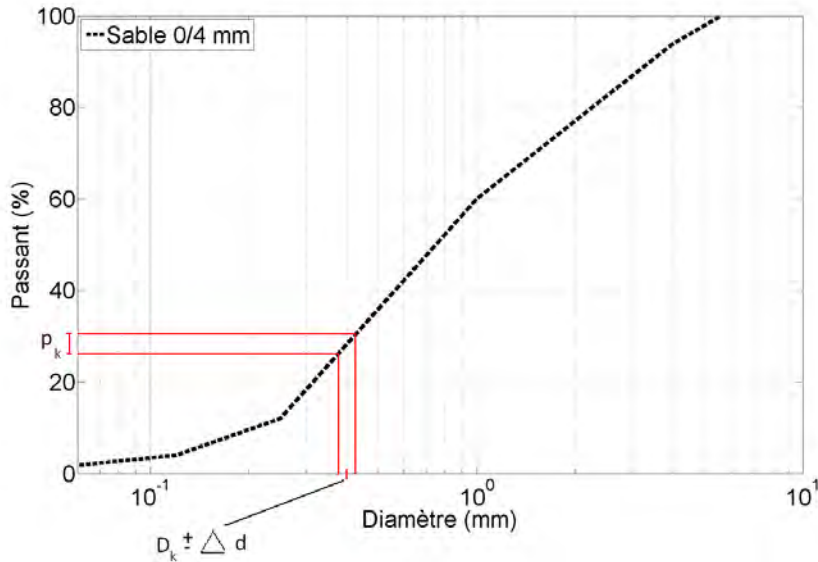


FIGURE 4.11 – Interpolation linéaire de la distribution granulométrique

### Quantité de bulles d'air entraînées par les granulats caoutchouc

Il a été observé dans le chapitre 1 que les granulats caoutchouc entraînent lors du malaxage une certaine quantité de bulles d'air. Une partie de ces bulles d'air peut s'évacuer entre la fin du malaxage et le début de la prise du matériau. Il n'est donc pas possible d'utiliser directement en variable d'entrée la teneur en air occlus mesurée dans le chapitre 1. La fraction volumique en bulles d'air de ces mortiers est prise égale à la porosité supplémentaire théorique calculée dans le tableau 1.15 du chapitre 1.

#### a. Fractions volumiques au sein du VER unitaire

L'épaisseur de la couche d'ITZ  $e_{itz}$  est supposée constante quelle que soit la dimension des granulats. Dans ce cas, le rayon  $r_{2,k}^g$  est facilement calculable selon l'équation 4.38 :

$$r_{2,k}^g = r_{1,k}^g + e_{itz} \quad (4.38)$$

Cependant, la fraction volumique du granulat relative au volume total du VER unitaire est supposée égale à sa fraction volumique globale dans le matériau. Si le résultat de l'équation 4.38 est supérieur à celui l'équation 4.39, il faut réduire l'épaisseur de l'ITZ en conséquence. Dans ce cas limite où  $r_2 = r_{2,max}$ , la fraction volumique en pâte de ciment est nulle.

$$r_{2,max,k}^g = \frac{r_1}{f_g^{1/3}} \quad (4.39)$$



Il est ensuite facile d'en déduire les fractions volumiques des deux autres phases, selon les équations 4.40 et 4.41 :

$$f_{2,k}^g = f_{1,k}^g \frac{r_2^3 - r_1^3}{r_1^3} \quad (4.40)$$

#### Cas du schéma de Mori-Tanaka

$$f_{3,k}^g = f_{1,k}^g \frac{(r_{2max,k}^g)^3 - (r_{2,k}^g)^3}{(r_{1,k}^g)^3} \quad (4.41)$$

#### Cas du schéma auto-cohérent

Le même raisonnement est suivi pour le schéma auto-cohérent, mais les fractions volumiques  $f_{3,k}^g$  ne sont pas prises en compte telles quelles pour l'homogénéisation des propriétés élastiques. Elles sont cumulées selon l'équation 4.42 afin de déterminer la fraction totale en pâte de ciment  $f_3$ .

$$f_3 = \sum_{g=1}^l \sum_{k=1}^m f_{3,k}^g \quad (4.42)$$

#### 4.4.1.3 Propriétés élastiques des phases considérées

##### a. Grains de sable

Pour les paramètres A, le module d'élasticité des grains de sable a été pris égal à celui des granulats siliceux, soit 107 GPa. Dans [116], les auteurs ont réalisé des tests de nano-indentation sur des grains de sable. Les valeurs mesurées allaient de 41 à 116 GPa, avec une valeur moyenne de 90 GPa. Dans [117], les auteurs avaient mesuré un module d'élasticité de 89 GPa et un coefficient de Poisson de 0,17. Pour les paramètres B, le module d'élasticité est de 88 GPa, une valeur qui avait été utilisée dans le travail de [87].

Pour les deux choix de paramètres, le coefficient de Poisson a été pris égal à 0,15 [103].

##### b. Granulats d'argile expansée

Les propriétés élastiques de certains granulats d'argile expansée ont déjà été caractérisées expérimentalement [66]. Néanmoins cette méthode présente un défaut majeur : la coque externe rigide des granulats est retirée pour leur donner une forme prismatique, et seules les propriétés élastiques de leur partie intérieure, moins rigide, sont mesurées.

Pour Nilsen et al. [118], les modules d'élasticité de granulats d'argile expansée étudiés étaient estimés entre 13 et 19 GPa pour des masses volumiques comprises entre 1 000 et 1 400  $kg/m^3$ . Yang et Huang [119] ont étudié des compositions comportant des granulats d'argile expansée avec des masses volumiques comprises entre 1 200 et 1 400  $kg/m^3$  ; les modules d'élasticité des granulats étaient pris entre 6 et 10 GPa.

Les granulats AR 0/4 650 ont été étudiés par Ke et al. [50]. En appliquant une méthode inverse à un schéma d'homogénéisation différentiel des propriétés élastiques, les auteurs ont trouvé un module d'élasticité de 6,5 GPa. Avec d'autres granulats (AR 4/10 430), plus gros et moins

denses, ils ont trouvé un module d'environ 8 GPa. Ces valeurs ont été confirmées avec un modèle type lattice [120] et avec un modèle de type éléments finis [121].

De ces nombreuses observations contradictoires, il a été retenu que les granulats d'argile expansée étudiés devraient présenter un module d'élasticité compris entre 10 et 20 GPa, car ils sont plus denses que les granulats AR 0/4 650. Leur module d'élasticité a été pris égal à 17 GPa pour les paramètres A et 13,7 GPa pour les paramètres B.

Dans les études citées ci-dessus, le coefficient de Poisson est généralement compris entre 0,18 et 0,22. Sa valeur est de 0,2 pour les deux paramètres.

### **c. Granulats caoutchouc**

Puisque l'adhérence des granulats caoutchouc à la matrice cimentaire est mauvaise, il est difficile d'identifier leurs propriétés élastiques par des méthodes inverses. Cependant, ces derniers ont été caractérisés expérimentalement dans [122] grâce à des essais de compression uni-axiale. Les mesures ont donné un module d'élasticité de 5 GPa et un coefficient de Poisson de 0,48. Cette valeur a été conservée pour les deux jeux de paramètres. Le module d'élasticité est de 4 et 0,7 GPa pour les paramètres A et B.

### **d. Propriétés élastiques de la pâte de ciment**

La mesure du module d'élasticité de la pâte de ciment a donné 6 GPa. Pour améliorer le calibrage de la courbe entre module et volume de sable, il a été pris égal à 7 GPa pour les paramètres A et B.

Le coefficient de Poisson a été pris égal à 0,25 [103].

### **e. Propriétés élastiques de l'ITZ des grains de sable**

Les auteurs de [110] et [64] ont observé que les propriétés élastiques de l'ITZ ont des valeurs relatives à celles de la pâte de ciment, et proches de leur moitié. Dans cette logique, le module d'élasticité de l'ITZ vaut 3,5 GPa, soit 50 % de celui de la pâte de ciment pour les paramètres A et B. Si les modules de compressibilité et de cisaillement de la pâte sont tous deux réduits de 50 % dans l'ITZ, le coefficient de Poisson de ces deux phases est alors théoriquement le même. Cependant, les auteurs de [103] ont constaté un coefficient de Poisson de 0,3 pour cette phase, et cette valeur a été maintenue pour les paramètres A et B.

### **f. Propriétés élastiques de l'ITZ des granulats caoutchouc**

Afin de prendre en compte la faible adhérence de ces granulats à la pâte de ciment, les propriétés élastiques de cet ITZ sont nettement plus faibles que celle de la pâte de ciment ; le module d'élasticité est pris égal à 1 GPa, et le coefficient de Poisson à 0,3 [103].

#### **4.4.1.4 Récapitulatif**

Les épaisseurs des ITZ des différents granulats sont consignées dans le tableau 4.4. Les propriétés élastiques des paramètres A et B sont consignées dans les tableaux 4.5 et 4.6.

Type de granulat	Paramètres A ( $\mu m$ )	Paramètres B ( $\mu m$ )
Sable	2	14
Granulats argile exp.	-	-
Granulats caoutchouc	30	70

Tableau 4.4 – Epaisseurs des ITZ

Phase	Module d'élasticité (GPa)	Coefficient de Poisson
Sable	107	0.15
ITZ des grains de sable	4.4	0.3
Granulats argile exp.	18.5	0.2
Granulats caoutchouc	4	0.48
ITZ des granulats caoutchouc	1	0.3
Pâte de ciment	7	0.25

Tableau 4.5 – Paramètres A

Phase	Module d'élasticité (GPa)	Coefficient de Poisson
Sable	88	0.15
ITZ des grains de sable	3.5	0.3
Granulats argile exp.	16.5	0.2
Granulats caoutchouc	0.7	0.48
ITZ des granulats caoutchouc	1	0.3
Pâte de ciment	7	0.25

Tableau 4.6 – Paramètres B

## 4.4.2 Méthodes de résolution numérique

### 4.4.2.1 Résolution numérique du schéma de Mori-Tanaka

La résolution numérique de ce schéma applique les deux formules 4.33 et 4.34. Les facteurs de localisation sont calculés selon les paragraphes 4.3.2.1 et 4.3.2.2. La figure 4.12 montre l'algorithme de résolution de ce schéma.

### 4.4.2.2 Résolution numérique du schéma auto-cohérent

Comme il a pu être noté dans la section précédente, le problème du schéma auto-cohérent comporte deux variables ( $k^{hom}$  et  $\mu^{hom}$ ) de plus que le nombre d'équations disponibles. Il existerait plusieurs couples de solution mathématiquement possibles qui malheureusement ne respecteraient pas l'aspect mécanique et physique du problème.

Dans la pratique, le module de cisaillement est initialisé à une valeur quelconque  $\mu^{hom,0}$ . En prenant en compte ce module de cisaillement, le module de compressibilité  $k^{hom}$  est déterminé analytiquement grâce aux équations 4.43, 4.44, 4.45 et 4.46. Grâce à ces valeurs de  $k^{hom}$  et  $\mu^{hom}$ , les facteurs de localisation peuvent être déterminés en suivant le même raisonnement qu'avec Mori-Tanaka (cf. paragraphes 4.3.2.1 et 4.3.2.2). Le module de cisaillement est à nouveau calculé selon l'équation 4.36 ; cette nouvelle valeur  $\mu^{hom}$  doit coïncider avec la valeur initiale  $\mu^{hom,0}$ . Si ce n'est pas le cas, elle est réinitialisée à la valeur de  $\mu^{hom}$ . L'algorithme de cette méthode de résolution est présenté sur la figure 4.13.

$$a = \sum_{g=1}^l \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^n (f_{1,k}^g + f_{2,k}^g) (4f_{2,k}^g \mu_2^g k_2^g + 3k_1^g k_2^g f_{2,k}^g + 4f_{1,k}^g 3k_1^g \mu_2^g + 3k_1^g k_2^g f_{1,k}^g) \quad (4.43)$$

$$b = \sum_{g=1}^l \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^n 12f_{1,k}^g k_1^g \mu_2^g + 12f_{1,k}^g k_2^g \mu_{hom} + 9k_1^g k_2^g f_{2,k}^g + 9k_1^g k_2^g f_{1,k}^g + 12k_1^g \mu_{hom} f_{2,k}^g + \quad (4.44)$$

$$12f_{2,k}^g \mu_2^g k_2^g + 16f_{2,k}^g \mu_2^g \mu_{hom} + 16f_{1,k}^g \mu_2^g \mu_{hom}$$

$$c = \sum_{g=1}^l \sum_{k=1}^m \sum_{i=1}^n (f_{1,k}^g + f_{2,k}^g) * (4f_{1,k}^g \mu_2^g + 4f_{2,k}^g \mu_2^g + 3k_1^g f_{2,k}^g + 3f_{1,k}^g k_2^g) \quad (4.45)$$

$$k^{hom} = \frac{\frac{a}{b} + f_3 A_3^{sph} k_3}{\frac{c}{b} + f_3 A_3^{sph} + f_4 A_4^{sph}} \quad (4.46)$$

La figure 4.13 montre l'algorithme de résolution de ce schéma. Les boucles qui incrémentent les indices k et g ne sont pas détaillées comme sur l'algorithme du schéma de Mori-Tanaka pour des raisons de lisibilité.

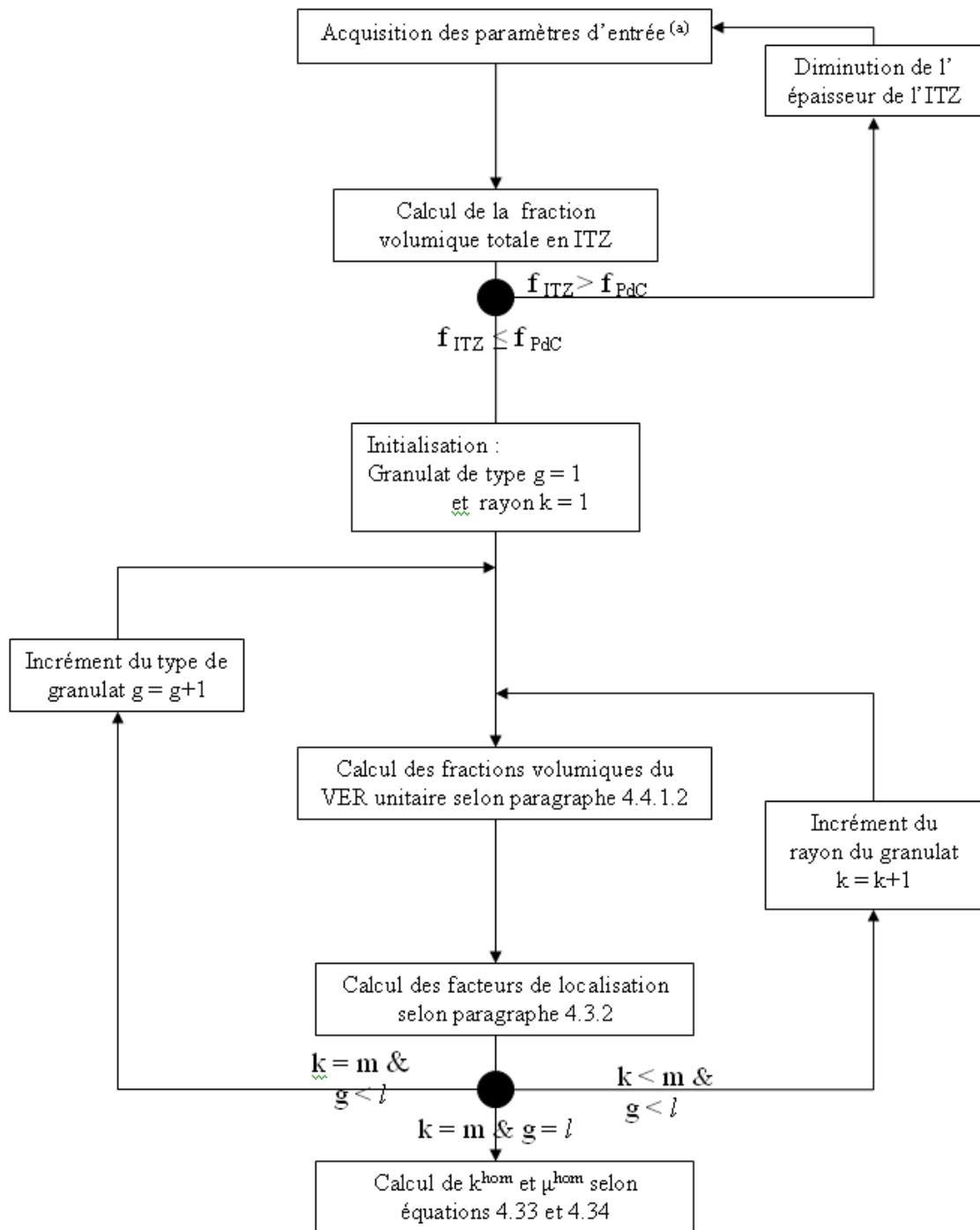


FIGURE 4.12 – Algorithme du résolution du schéma de Mori-Tanaka (application)

(a) : paramètres d'entrée :  
 Distribution granulométriques  
 Concentration volumiques en granulats  
 Epaisseurs d'ITZ  
 Propriétés élastiques des phases  
 Porosité (mortiers de granulats caoutchouc)

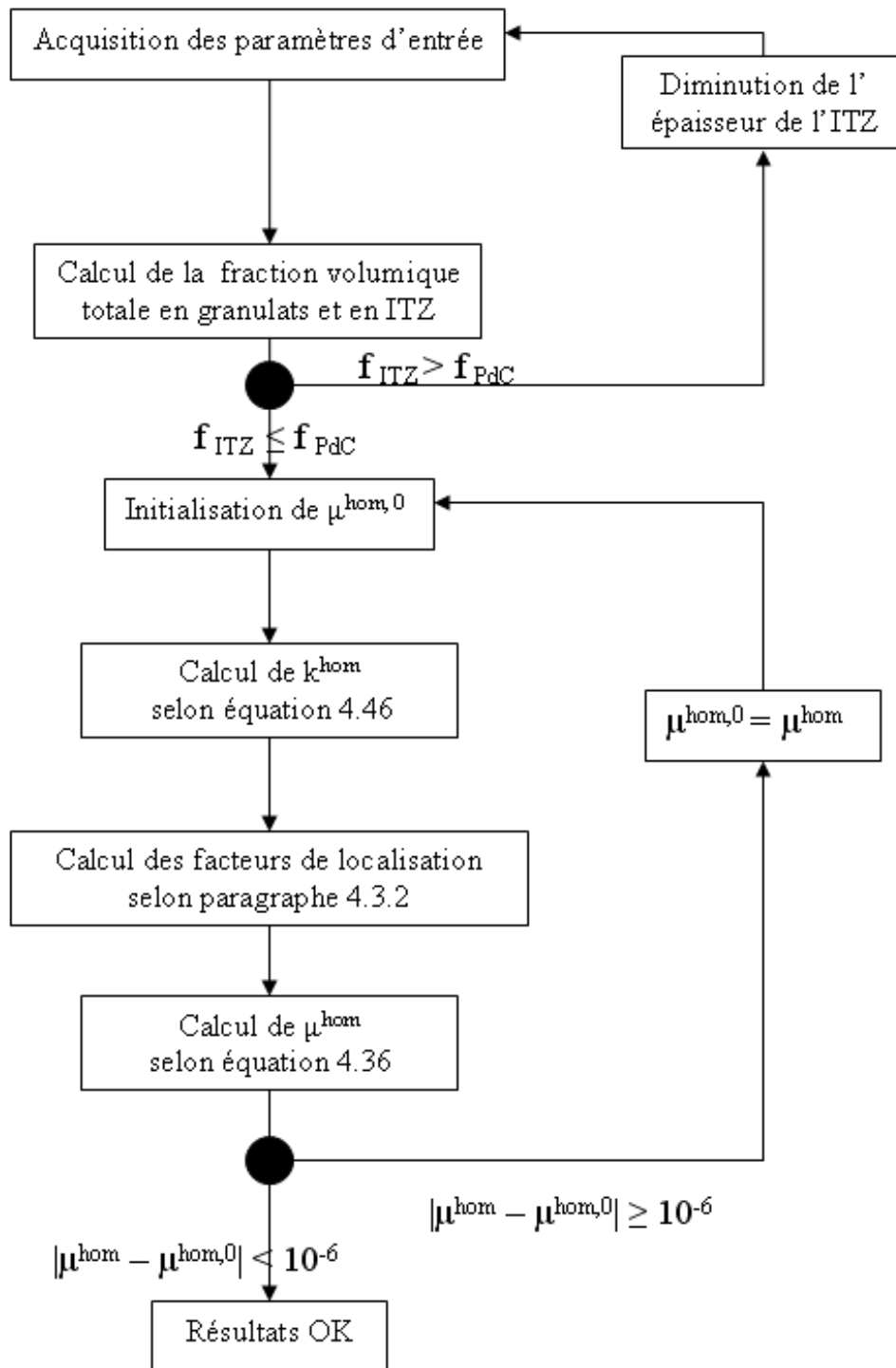


FIGURE 4.13 – Algorithme du résolution du schéma de Mori-Tanaka (application)

### 4.4.3 Comparaison avec les résultats expérimentaux

Les résultats des mortiers de sable ont permis de caler les paramètres relatifs à la pâte de ciment et aux grains de sable, afin de retrouver exactement avec le modèle le module du mortier de référence (concentration volumique en sable de 62 %).

Pour les mortiers de granulats d'argile expansée, le calage a été fait grâce au résultat de la composition comportant 60 % de granulats d'argile expansée. La validité du modèle est jugée en fonction des erreurs relatives obtenues avec les compositions dont les taux de substitution sont de 15, 30 et 45 %. Le même raisonnement a été suivi avec les mortiers de granulats caoutchouc.

#### 4.4.3.1 Résultats expérimentaux

Les résultats expérimentaux des mortiers comportant des granulats caoutchouc proviennent du chapitre 1.

Les résultats expérimentaux des mortiers de granulats d'argile expansée proviennent du paragraphe 3.1.3.

En plus, des mortiers de sable ont été produits en maintenant les mêmes proportions relatives de la pâte de ciment que celles de la composition de référence, et en faisant varier la concentration volumique en sable de 0 à 62 % par incréments de 20 %. Ces compositions sont données dans le tableau 4.7 :

Concentration volumique en sable(%)	0	20	40	62
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	639	510	372	242
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	670	511	402	254
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	0	532	1065	1644
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	358	285	215	135
Super-plastifiant (kg/m <sup>3</sup> )	0	0	0	4.73
Agent de viscosité (kg/m <sup>3</sup> )	21	10	5	0

Tableau 4.7 – Compositions des mortiers de sable

Les résultats des modules d'élasticité de ces compositions sont consignés dans la table 4.8.

#### 4.4.3.2 Mortiers de sable

En présence d'un seul type de granulats, les deux schémas d'homogénéisation permettent de prédire le module d'élasticité avec des erreurs relatives inférieures à 5 % (cf. tableau 4.8 et figure 4.14). Cependant, les paramètres utilisés pour le schéma auto-cohérent (module de 88 GPa) semblent plus pertinents qu'avec le schéma de Mori-Tanaka (module de 107 GPa).

En effet, les valeurs de module d'élasticité du sable de la littérature sont généralement comprises entre 85 et 90 GPa [105], [123], [87], [106], ...

De même, plusieurs auteurs ont conclu que la largeur de l'ITZ était généralement de l'ordre du diamètre du grain médian de ciment, soit entre 15 et 20  $\mu m$  [124].

#### 4.4.3.3 Mortiers de granulats d'argile expansée

On a vu dans 4.4.1 que les granulats d'argile expansée présentent une porosité et un taux d'absorption en eau élevés qui limitent fortement le "wall effect" des granulats naturels. De

Paramètres	–	A	B	A	B
Schéma	–	Mori-Tanaka	Auto-cohérent	Mori-Tanaka	Auto-cohérent
Volume rel. <sup>(a)</sup> de sable (%)	$E_{exp}^{(b)}$ (GPa)	$E_{mod}^{(c)}$ (GPa)	$E_{mod}$ (GPa)	Erreur rel. (%)	Erreur rel. (%)
0	5.7	7.0	7.0	–	–
20	10.2	9.8	9.7	4	5
40	14.5	14.1	14.2	3	2
62	22.3	22.3	22.4	0	0

Tableau 4.8 – Module d'élasticité des mortiers de sable : mesures expérimentales et prédictions

- (a) rel. : relatif / relative  
 (b) : mesure expérimentale  
 (c) : prédiction du modèle

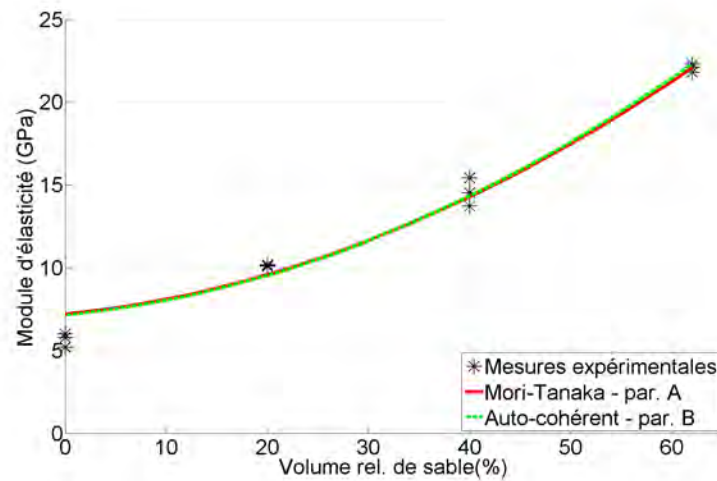


FIGURE 4.14 – Module d'élasticité des mortiers de sable - mesures expérimentales et prédictions



plus, leur forme est quasi-sphérique. Ces deux caractéristiques sont en parfait accord avec les hypothèses nécessaires au calcul des propriétés élastiques effectives du composite.

Il était donc prévisible d'obtenir des erreurs relatives assez faibles pour ces mortiers. L'ensemble des erreurs relatives est inférieur à 6 % pour les deux schémas, hormis pour une composition avec le schéma auto-cohérent.

Avec les formules réglementaires du chapitre 3, les erreurs relatives atteignent 19 % avec l'ACI et 41 % avec l'Eurocode 2.

Paramètres	–	A	B	A	B
Schéma	–	Mori-Tanaka	Auto-cohérent	Mori-Tanaka	Auto-cohérent
Taux de substitution (%)	$E_{exp}$ (GPa)	$E_{mod}$ (GPa)	$E_{mod}$ (GPa)	Erreur rel. (%)	Erreur rel. (%)
0	22.3	22.3	22.4	0	0
15	17.4	17.5	19.6	1	13
30	16.2	15.3	17	6	5
45	14.8	14.2	15.1	4	2
60	13.5	13.5	13.4	1	1

Tableau 4.9 – Module d'élasticité des mortiers de granulats d'argile expansée : mesures expérimentales et prédictions

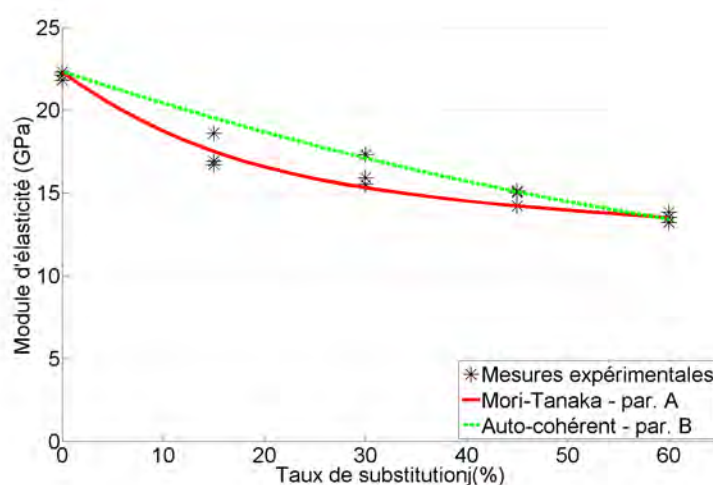


FIGURE 4.15 – Module d'élasticité des mortiers de granulats d'argile expansée - mesures expérimentales et prédictions

#### 4.4.3.4 Mortiers de granulats caoutchouc

Les granulats caoutchouc n'adhèrent pas à la matrice cimentaire. Pour les deux schémas d'homogénéisation, les calculs des facteurs de localisation sont néanmoins réalisés en considérant une continuité parfaite des déplacements et des contraintes entre les phases. Bien que l'ITZ considéré pour ces granulats soit large et très peu rigide, afin de simuler cette faible adhérence, il

est prévisible d'avoir avec ces mortiers des erreurs relatives plus élevées qu'en présence de granulats adhérents à la matrice cimentaire. Entre les deux schémas d'homogénéisation, le schéma auto-cohérent est le plus précis, avec des erreurs relatives inférieures à 6 % (cf. tableau 4.10 et figure 4.16). Avec le schéma de Mori-Tanaka, les erreurs relatives atteignent 18 %, là où les formules empiriques des codes réglementaires pouvaient dépasser 45 % avec l'ACI 318 (équation 3.26) et 32 % avec l'Eurocode 2 partie 1.4.

Paramètres	–	A	B	A	B
Schéma	–	Mori-Tanaka	Auto-cohérent	Mori-Tanaka	Auto-cohérent
Taux de substitution (%)	$E_{exp}$ (GPa)	$E_{mod}$ (GPa)	$E_{mod}$ (GPa)	Erreur rel. (%)	Erreur rel. (%)
0	22.3	22.3	22.4	0	0
5	16.4	13.4	15.8	18	4
15	11.9	10.3	12.5	13	5
30	7.1	7.5	7.5	6	6

Tableau 4.10 – Module d'élasticité des mortiers de granulats caoutchouc : mesures expérimentales et prédictions

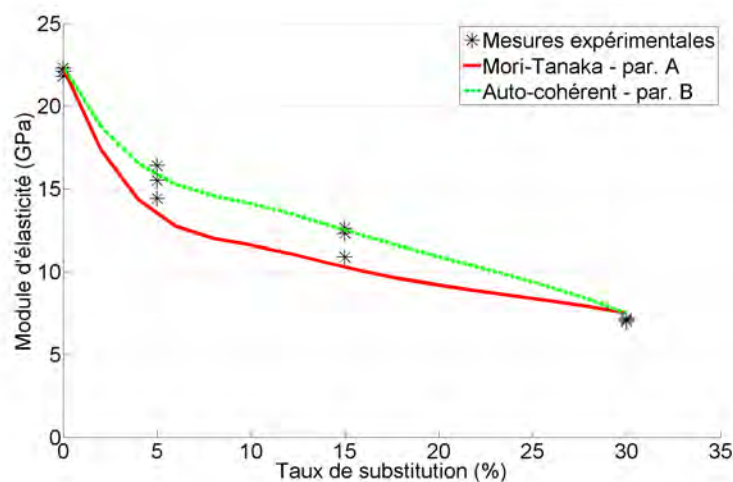


FIGURE 4.16 – Module d'élasticité des mortiers de granulats caoutchouc - mesures expérimentales et prédictions

## 4.5 Etude paramétrique

Dans cette section 4.5, les paramètres B sont utilisés pour les deux schémas.

### 4.5.1 Effet de l'épaisseur d'ITZ

L'effet de l'épaisseur de l'ITZ sur les prédictions des deux schémas est montré sur la figure 4.17.

Pour les deux schémas, le résultat prédit par le modèle pour le mortier de référence n'est plus affecté par l'épaisseur de l'ITZ lorsque sa valeur dépasse  $25 \mu\text{m}$ . Pour cette concentration volumique en granulats et cette épaisseur d'ITZ, la fraction volumique totale en pâte de ciment est quasiment nulle. Augmenter l'épaisseur supposée de l'ITZ n'a donc plus d'effet sur les différentes fractions volumiques des phases considérées par le modèle, et donc sur son résultat.

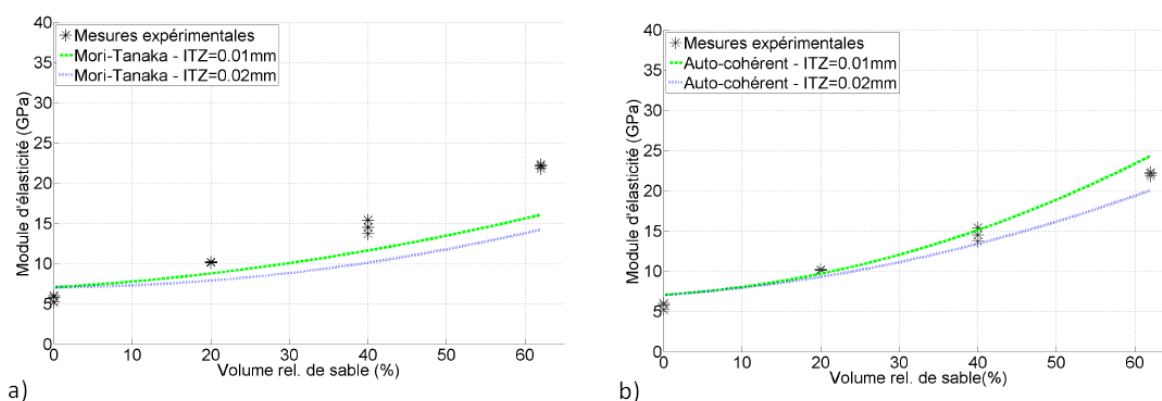


FIGURE 4.17 – Module d'élasticité des mortiers de sable - influence de l'épaisseur d'ITZ avec les schémas de Mori-Tanaka (a) et auto-cohérent (b)

### 4.5.2 Effet des propriétés élastiques de l'ITZ

L'effet des propriétés élastiques de l'ITZ sur les prédictions des deux schémas est montré sur la figure 4.18.

Lorsque l'épaisseur de l'ITZ est maintenue à  $10 \mu\text{m}$ , le volume total de cette phase est assez élevé, et l'effet de son module d'élasticité sur le résultat prédit peut être identifiable pour les deux schémas.

Par rapport au résultat sans ITZ, la considération d'un ITZ dont le module est 25 % celui de la pâte de ciment (soit 1,75 GPa) réduit le résultat prédit du mortier de référence de 53 % avec le schéma de Mori-Tanaka et de 50 % avec le schéma auto-cohérent. L'effet des propriétés élastiques de l'ITZ est donc tout aussi important que celui de son épaisseur.

### 4.5.3 Effet de la granulométrie des granulats

Comme le montre la figure 4.19, la distribution granulométrique du sable a une nette influence sur les résultats prédits par les deux schémas. Cette influence est directement liée à la

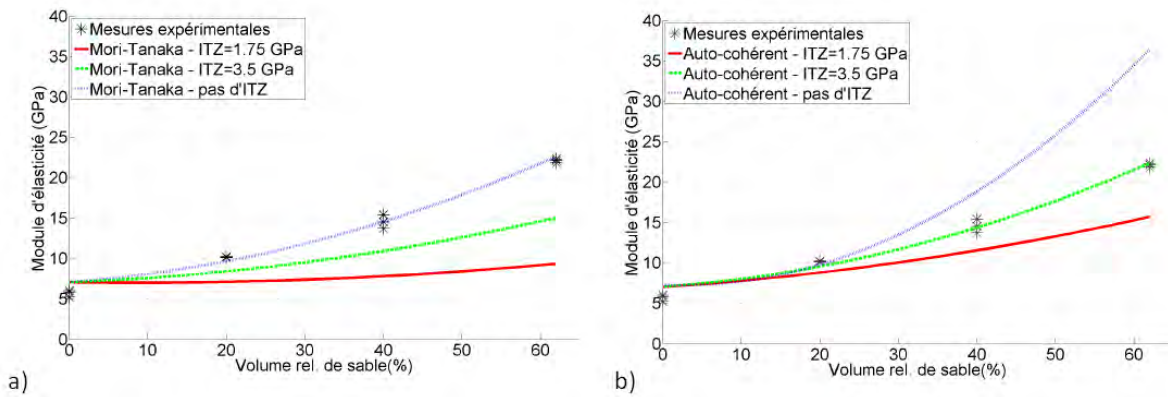


FIGURE 4.18 – Module d'élasticité des mortiers de sable - influence du module de l'ITZ avec les schémas de Mori-Tanaka (a) et auto-cohérent (b)

fraction volumique d'ITZ autour des grains de sable. La fraction volumique d'ITZ est quasi-proportionnelle à leur surface développée, qui se trouve être proportionnelle à l'inverse du rayon du granulat. Il est donc prévisible de diminuer le résultat prédit lorsque les granulats considérés sont plus fins, et vice versa.

Avec la distribution granulométrique réelle et un ITZ de  $14 \mu m$ , la fraction volumique totale d'ITZ est de 11,1 %. Plus de la moitié (6,3 %) de ce volume se situe autour des grains de sable dont le rayon est compris entre 0,03 et 0,15 mm. Et la quasi-totalité (9,6 %) se situe autour des grains de rayon inférieur à 0,4 mm. L'effet de la distribution granulométrique est donc principalement lié à la quantité de granulats les plus fins (de moins de 1 mm de diamètre).

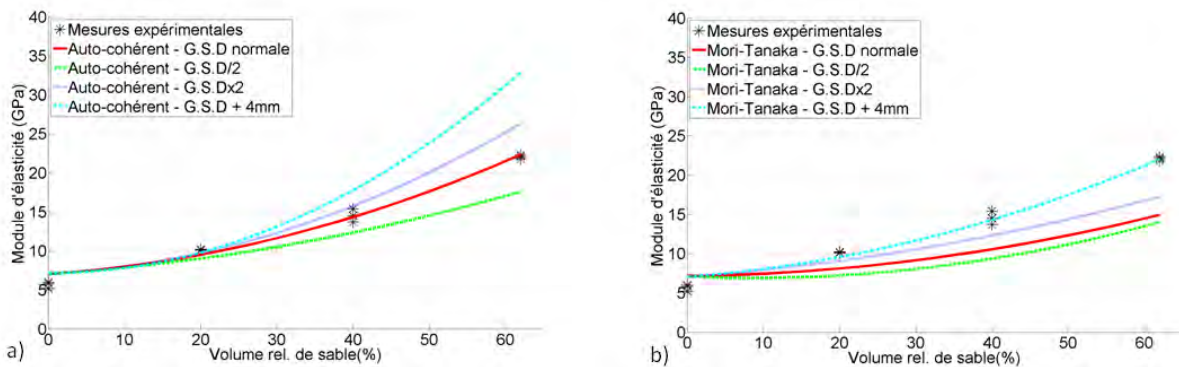


FIGURE 4.19 – Module d'élasticité des mortiers de sable - influence de la distribution granulométrique avec les schémas de Mori-Tanaka (a) et auto-cohérent (b)

#### 4.5.4 Conclusions sur le modèle développé

Un modèle généralisé a été développé avec deux schémas d'homogénéisation différents : le schéma de Mori-Tanaka et le schéma auto-cohérent. Ce modèle permet de prédire les propriétés élastiques d'un composite comportant  $l$  types d'inclusions sphériques de  $n$  tailles différentes. Chacune de ces inclusions est composée d'un nombre  $j$  de sphères concentriques. Cette structure interne de matériau correspond assez bien à celle d'un matériau cimentaire.

Bien qu'en réalité les granulats d'un matériau cimentaire ne sont pas sphériques, il est possible d'approcher leur forme par des sphères car ils sont en réalité des ellipsoïdes peu aplatis. L'effet de la forme des inclusions sur les propriétés élastiques est marqué pour des ellipsoïdes dont les dimensions extrêmes sont très différentes, ce qui n'est pas le cas des granulats étudiés.

Le modèle permet aussi de prendre en compte le phénomène d'ITZ, car avec certains types de granulats les propriétés élastiques de la pâte de ciment sont modifiées au voisinage de l'interface granulat-pâte.

Avec des granulats naturels minéraux ou des granulats d'argile expansée, les hypothèses faites dans le modèle analytique sont proches de la réalité, et les erreurs relatives obtenues sont inférieures à 6 % pour la quasi-totalité des résultats. Avec des granulats caoutchouc, les hypothèses simplificatrices du modèle ne représentent pas la réalité, mais les erreurs relatives restent inférieures à 20 % avec le schéma de Mori-Tanaka et à 6 % avec le schéma auto-cohérent.

Pour ces matériaux, le module est généralement estimé par les ingénieurs grâce à des formules empiriques de l'Eurocode 2 et l'ACI qui prennent en compte la résistance en compression et la masse volumique (éventuellement). Ces formules donnent des erreurs relatives généralement comprises entre 20 et 40 %, et atteignant 150 % si la masse volumique n'est pas prise en compte. Il est donc préférable de prédire le module d'élasticité par le biais du modèle développé plutôt qu'avec ces formules empiriques. De plus ce modèle est vraiment prédictif, puisque ses variables d'entrée sont relatives à la composition du matériau plutôt qu'à certaines propriétés du composite cimentaire durci.

Globalement, les paramètres d'entrée utilisés avec le schéma auto-cohérent sont plus pertinents qu'avec celui de Mori-Tanaka. Ce dernier considère que les déformations autour du VER sont celles de la matrice, alors que le schéma auto-cohérent considère le VER entouré du MHE. L'hypothèse du schéma de Mori-Tanaka est donc plus approximative, ce qui peut expliquer sa performance moindre. Par contre, la résolution numérique du schéma de Mori-Tanaka est entièrement explicite, donc facile à mettre en œuvre, ce qui n'est pas le cas du schéma auto-cohérent. Le schéma auto-cohérent tel qu'il est présenté ne peut être résolu qu'avec une seule phase d'ITZ et un code informatique comportant une boucle d'erreur.

Les propriétés et la fraction volumique des ITZ entourant les granulats ont un impact notable sur le résultat prédit par le modèle avec les deux schémas. Diminuer l'épaisseur de l'ITZ a un effet similaire à augmenter la taille de la distribution granulométrique des granulats, car dans ces deux cas la fraction volumique totale d'ITZ diminue.

## Conclusion générale et perspectives du chapitre

### Conclusion générale

La théorie de la micromécanique a permis de développer de nombreux outils permettant de prédire les propriétés élastiques de composites composés d'une matrice et d'inclusions sphériques. Ces outils ont été utilisés afin de prédire les propriétés élastiques de composites cimentaires dans plusieurs travaux, mais en aucun cas pour des composites cimentaires dont la structure interne est similaire à celles des mortiers étudiés dans cette thèse.

Un nouveau modèle a donc été développé dans l'optique de respecter au mieux les caractéristiques physiques et mécaniques des mortiers étudiés. Il a d'abord été présenté de manière générale, puis appliqué aux mortiers étudiés. Lorsque les paramètres d'entrée sont judicieusement choisis, les erreurs relatives obtenues avec ce modèle sont nettement plus faibles qu'avec les relations empiriques réglementaires présentées dans le chapitre précédent.

### Perspectives

Le modèle peut permettre de prendre en compte plusieurs phases d'ITZ, pour ainsi discrétiser cette zone en plusieurs phases dont les propriétés élastiques varient de manière graduelle entre l'interface et le cœur de la pâte de ciment.

Le modèle peut être réutilisé de manière incrémentale en faisant varier les propriétés élastiques en fonction du niveau de charge afin de prédire le comportement élastique endommageable, ou dans le temps afin de prédire l'évolution temporelle des propriétés élastiques ou le fluage.

# Conclusion générale de la thèse

Le but de cette thèse CIFRE financée par l'entreprise Ménard était de développer des matériaux cimentaires destinés au procédé CMC, et d'étudier les outils pouvant entrer en jeu dans le dimensionnement de CMC faites avec ces matériaux.

L'objectif principal était donc la formulation de composites cimentaires qui respectent le cahier des charges du procédé CMC et présentent des modules d'élasticités aussi faibles que possible. Dans cette optique, les meilleurs résultats ont été obtenus en substituant une partie du sable par des granulats plus souples. Les deux types de granulats étudiés étaient les granulats caoutchouc et les granulats d'argile expansée, car ils sont utilisés depuis plusieurs décennies dans des composites cimentaires et ils sont commercialisés à l'échelle mondiale à des prix raisonnables vis-à-vis de l'application visée. Les résultats obtenus avec les granulats d'argile expansée se sont avérés légèrement meilleurs que ceux obtenus avec les mortiers de granulats caoutchouc.

Dans certains cas, les CMC sont sollicitées en flexion composée, leur section n'est pas entièrement comprimée et elles supportent une structure mettant en jeu la sécurité des biens et des personnes. Afin de limiter tout risque de rupture fragile, un renforcement par des fibres peut être préférable à la pose d'armatures classiques. Dans le chapitre 2, trois types de fibres ont été testées, et un seul type s'est avéré efficace et compatible avec les mortiers développés dans le chapitre 1. Il s'agit des fibres métalliques ruban Fibraflex, qui permettent d'augmenter la résistance en flexion du composite, l'énergie qu'il est susceptible d'absorber, ainsi que les ouvertures de fissure qu'il tolère.

Une fois que ces formulations ont été caractérisées, la pertinence des outils réglementaires avec ces mortiers non conventionnels a été jugée dans le chapitre 3. L'Eurocode 2 et l'ACI 318 ne sont pas efficaces pour estimer le module d'élasticité et la résistance en traction. Pour cette dernière, une mesure de la résistance en traction par fendage semble la seule alternative précise et viable. Pour l'estimation du module d'élasticité, il serait possible de réaliser une mesure ou d'utiliser la théorie de la micromécanique (cf. chapitre 4). Enfin, la résistance en compression caractéristique doit être déterminée en suivant le raisonnement général de l'Eurocode 0, et non en appliquant la formule spécifique de l'Eurocode 2.

Afin de pouvoir prédire le module d'élasticité, un modèle micromécanique a été développé dans le chapitre 4. Il permet de prédire les propriétés élastiques du composite cimentaire en prenant en compte de nombreux paramètres liés à sa composition : les dosages des différents constituants du composite, les distributions granulométriques des granulats, la présence éventuelle d'un ITZ aux interfaces granulats-matrice, ... Les erreurs relatives obtenues avec ce modèle micromécanique sont nettement inférieures à celles des outils réglementaires en vigueur.





# Perspectives de la thèse

Certains produits non étudiés pourraient permettre de produire des composites cimentaires dont les propriétés sont voisines de celles des mortiers développés dans le chapitre 1. Les granulats de matières plastiques recyclées et les gels d'amidon font partie de ces pistes potentielles. Les granulats de matières plastiques recyclées sont produits à l'échelle mondiale, mais cette production n'est pas nécessairement homogène. Les gels aqueux sont utilisés dans les matériaux cimentaires depuis quelques années seulement, et n'ont fait l'objet que d'un nombre limité d'études.

Le secteur des fibres métalliques destinées au renforcement de composites cimentaires est en plein essor, et des nouveautés sont régulièrement introduites sur le marché. Pour l'instant, seules les fibres ruban Fibraflex sont identifiées comme étant efficaces avec les mortiers étudiés, mais si un autre type de fibres s'avère intéressant, il serait logique d'essayer un renforcement hybride combinant ces deux types de fibres. Par exemple, la bibliographie montre que les fibres PVA sont liées chimiquement à la matrice cimentaire. De même, les fibres métalliques de formes hélicoïdale ou ondulée permettent de lier la fibre à la matrice cimentaire par un ancrage mécanique plus performant que celui des fibres Dramix.

Les outils réglementaires se concentrent sur les bétons de structure courants et les bétons à hautes performances. Hormis pour l'évolution temporelle de la résistance en compression, ils sont presque tous inadaptés aux mortiers étudiés. De plus, le renforcement des matériaux cimentaires par des fibres présente un très fort potentiel pour des applications d'éléments non armés travaillant en interaction avec le sol (dallages, semelles superficielles, radiers, CMC, ...). A l'heure actuelle, ni les Eurocodes, ni les rapports ACI ne proposent de méthode de dimensionnement pour ces éléments. Il existe donc un réel manque à ce niveau.

Le modèle micromécanique qui a été développé peut être amélioré selon différentes manières. Par exemple, il ne peut prendre pour l'instant en compte qu'un seul ITZ avec le schéma auto-cohérent.

Il serait aussi possible de le discrétiser dans le temps pour prédire l'évolution temporelle du module d'élasticité ou le fluage.

Une autre possibilité serait de l'étendre au comportement élastique endommagé ou au comportement élasto-plastique afin de pouvoir prédire le comportement en mécanique non linéaire des mortiers développés.



# Bibliographie

- [1] P. Mounanga, W. Gbongbon, P. Poullain, and P. Turcry. Proportioning and characterization of lightweight concrete mixtures made with rigid polyurethane foam wastes. *Cement and Concrete Composites*, 30(9) :806–814, 2008.
- [2] R. Le Roy, E. Parant, and C. Boulay. Taking into account the inclusions' size in lightweight concrete compressive strength prediction. *Cement and Concrete Research*, 35(4) :770–775, 2005.
- [3] K.B. Najim and M.R. Hall. A review of the fresh/hardened properties and applications for plain- (prc) and self-compacting rubberised concrete (scrc). *Construction and Building Materials*, 24 :2043–2051, 2010.
- [4] Y. Lo and A.P. Gao, X.F. Jeary. Microstructure of pre-wetted aggregate on lightweight concrete. *Building and Environment*, 34 :759–764, 1999.
- [5] A.R. Khaloo, M. Dehestani, and P. Rahmatabadi. Mechanical properties of concrete containing a high volume of tire–rubber particles. *Waste Management*, 28 :2472–2482, 2008.
- [6] M. Bonnet. *Matériaux cimentaires à haute déformabilité par incorporation de granulats issus du broyage de pneus usagés*. PhD thesis, Université Toulouse III Paul Sabatier, 2004.
- [7] A. Turatsinze and M. Garros. On the modulus of elasticity and strain capacity of self-compacting concrete incorporating rubber aggregates. *Resources, Conservation and Recycling*, 52 :1209–1215, 2008.
- [8] M. Garros. *Composites cimentaires incorporant des granulats caoutchouc issus du broyage de pneus usagés : optimisation de la formulation et caractérisation*. PhD thesis, Université Toulouse III Paul Sabatier, 2007.
- [9] Y. Ke. *Caractérisation du comportement mécanique des bétons de granulats légers : expérience et modélisation*. PhD thesis, Université Cergy-Pontoise, 2008.
- [10] R. Wasserman and A. Bentur. Interfacial interactions in lightweight aggregate concretes and their influence on the concrete strength. *Cement and Concrete Composites*, 18 :67–76, 1996.
- [11] N Segre and I Joekes. Use of tire rubber particles as addition to cement paste. *Cement and Concrete Research*, 30(9) :1421–1425, 2000.
- [12] Y. Ke, A.L. Beaucour, S. Ortola, H. Dumontet, and R. Cabrillac. Influence of volume fraction and characteristics of lightweight aggregates on the mechanical properties of concrete. *Construction and Building Materials*, 23 :2821–2828, 2009.

- [13] H.J. Chen, T. Yen, T.P. Lia, and Y.L. Huang. Determination of the dividing strength and its relation to the concrete strength in lightweight aggregate concrete. *Cement and Concrete Composites*, 21 :29–37, 1999.
- [14] H.Z. Cui, Y.T. Lo, S.A. Memon, and W. Xu. Effect of lightweight aggregates on the mechanical properties and brittleness of lightweight aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, 35 :149–158, 2012.
- [15] M.K. Batayneh, I. Marie, and I. Asi. Promoting the use of crumb rubber concrete in developing countries. *Waste Management*, 28 :2171–2176, 2008.
- [16] A. Turatsinze, S. Bonnet, and J.L. Granju. Potential of rubber aggregates to modify properties of cement based-mortars : Improvement in cracking shrinkage resistance. *Construction and Building Materials*, 21 :176–181, 2007.
- [17] Y. Ohama. Polymer-based admixtures. *Cement and Concrete Composites*, 20 :189–212, 1998.
- [18] K. Bonin. The function of polymer dispersion powder in cement based dry mix products. *Wacker Polymer Systems GmbH*, 2005.
- [19] G. Barluenga and F. Hernandez-Olivares. Sbr latex modified mortar rheology and mechanical behaviour. *Cement and Concrete Research*, 34 :527–535, 2004.
- [20] E. Knapen, A. Beeldens, D. Van Gemert, and F. Van Rickstal. Modification of cement concrete by means of polymers in solution. *International Congress on Polymers in Concrete*, 2004.
- [21] R. Wang, P.M. Wang, and L.J. Yao. Effect of redispersible vinyl acetate and versatate copolymer powder on flexibility of cement mortar. *Construction and Building Materials*, 27 :259–262, 2012.
- [22] P. Nicot. *Interactions mortier-support : éléments déterminants des performances et de l'adhérence d'un mortier*. PhD thesis, Université Toulouse III Paul Sabatier, 2008.
- [23] R. Hameed. *Apport d'un Renfort de Fibres sur les Performances des Structures en Béton Armé pour les Applications Parasismiques*. PhD thesis, Université Toulouse III Paul Sabatier, 2010.
- [24] L. Martinie, P. Rossi, and N. Roussel. Rheology of fiber reinforced cementitious materials : classification and prediction. *Cement and Concrete Research*, 40 :226–234, 2010.
- [25] D.J. Hannant. *Fibre cements and fibre concretes*. Wiley, 1978.
- [26] B. Hughes and N. Fattuhi. The workability of steel fiber reinforced concrete. *Magazine of Concrete Research*, 28(96) :157–161, 1976.
- [27] B. Boulekbache, M. Hamrat, M. Chemrouk, and S. Amziane. Influence de la rhéologie des bétons renforcés de fibres métalliques sur leurs propriétés mécaniques. Oran (Algeria), 2009. SBEIDCO 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries.
- [28] T.L. Anderson. *Fracture Mechanics*. CRC Press, 1991.
- [29] A.M. Alhozaimy, P. Soroushiad, and F. Mirza. Mechanical properties of reinforced concrete and materials polypropylene fiber the effects of pozzolanic. *Cement and Concrete Composites*, 18 :85–92, 1996.

- [30] Z. Bayasi and J. Zeng. Properties of polypropylene fiber reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 90(6) :605–610, 1993.
- [31] H. Mazaheripour, S. Ghanbarpour, S.H. Mirmoradi, and I. Hosseinpour. The effect of polypropylene fibers on the properties of fresh and hardened lightweight self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 25 :351–358, 2011.
- [32] F. Bencardino ; L. Rizzuti ; G. Spadea and R. Swamy. Stress-strain behaviour of steel fiber-reinforced concrete in compression. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(3) :255–263, 2008.
- [33] R. D. Neves and J.C.O. Fernandes De Almeida. Compressive behaviour of steel fibre reinforced concrete. *Structural Concrete*, 6(1), 2005.
- [34] O. Gencil, W. Brostow, T. Datashvili, and M. Thedford. Workability and mechanical performance of steel fiber-reinforced self-compacting concrete with fly ash. *Composite Interfaces*, 18 :169–184, 2011.
- [35] R. Hameed, A. Turatsinze, F. Duprat, and A. Sellier. Study on the flexural properties of metallic-hybrid-fibre reinforced concrete. *Maejo International Journal of Science and Technology*, 4(2) :169–184, 2010.
- [36] F. Bencardino, L. Rizzuti, G. Spadea, and R.N. Swamy. Experimental evaluation of fiber reinforced concrete fracture properties. *Composites : Part B*, 41 :17–24, 2010.
- [37] R. Hameed, A. Turatsinze, F. Duprat, and A. Sellier. Metallic fiber reinforced concrete : effect of fiber aspect ratio on the flexural properties. *ARPJ Journal of Engineering and Applied Sciences*, 4(5) :67–72, 2009.
- [38] Y. Mohammadi, S.P. Singh, and S.K. Kaushik. Properties of steel fibrous concrete containing mixed fibres in fresh and hardened state. *Construction and Building Materials*, 22 :956–965, 2008.
- [39] H. Oucief, A. Turatsinze, K. Fanutza, and M.F. Habita. Les bétons autoplaçants renforcés par un fibrage mixte et multi-échelle : de la formulation au comportement mécanique. *Afrique SCIENCE*, 2(2) :163–175, 2006.
- [40] G. Pons, M. Mouret, M. Alcantara, and J.L. Granju. Mechanical behaviour of self-compacting concrete with hybrid fibre reinforcement. *Materials and Structures*, 40 :201–210, 2007.
- [41] N. Ali Libre, M. Shekarchi, M. Mahoutian, and P. Soroushian. Mechanical properties of hybrid fiber reinforced lightweight aggregate concrete made with natural pumice. *Construction and Building Materials*, 25 :2458–2464, 2011.
- [42] Y. Wu, J. Li, and K. Wu. Mechanical properties of hybrid fiber-reinforced concrete at low fiber volume fraction. *Cement and Concrete Research*, 33 :27–30, 2003.
- [43] K.O. Kjellsen, O.H. Wallevik, and M. Hallgren. On the compressive strength development of highperformance concrete and paste - effect of silica fume. *Materials and Structures*, 32 :63–69, 1999.
- [44] M. Shariq, J. Prasad, and A. Masood. Effet of gbbfs on time dependent compressive strength of concrete. *Construction and Building Materials*, 24 :1469–1478, 2010.
- [45] P.T. Wang, S.P. Shah, and A.E. Naaman. Stress-strain curves of normal and lightweight concrete in compression. *ACI Journal*, November :603–611, 1978.

- [46] A.C. Wijeyewickrema and S. Leungvichcharoen. A review of analytical methods to determine effective mechanical properties of composites with spherical inclusions. In *Regional Symposium on Construction Materials and Testing, Manila, Philippines*, pages 169–184, 2003.
- [47] E. Herve and A. Zaoui. N-layered inclusion-based micromechanical modelling. *Int. J. Eng. Sci.*, 31(1) :1–10, 1993.
- [48] R.M. Christensen and K.H. Lo. Solutions for effective shear properties in three phase sphere and cylinder models. *J. Mech. Phys. Solids*, 27 :315–330, 1979.
- [49] G. Ramesh, E.D. Sotelino, and W.F. Chen. Effect of transition zone on the elastic moduli of concrete materials. *Cement Concrete Research*, 26(4) :611–622, 1996.
- [50] Y. Ke, S. Ortola, A.L. Beaucour, and H. Dumontet. Identification of microstructural characteristics in lightweight aggregate concretes by micromechanical modelling including the interfacial transition zone. *Cement and Concrete Research*, 40 :1590–1600, 2010.
- [51] R.F. Zollo. Fiber-reinforced concrete : an overview after 30 years of development. *Cement and Concrete Composites*, 19 :107–122, 1997.
- [52] A. Passuello, G. Moriconi, and P.S. Shah. Cracking behavior of concrete with shrinkage reducing admixtures and pva fibers. *Cement and Concrete Composites*, 31 :699–704, 2009.
- [53] M. Z. Bayasi and P. Soroushian. Effect of steel fiber reinforcement on fresh mix properties of concrete. *Cement and Concrete Research*, 89(4) :369–374, 1992.
- [54] R. Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures. *ACI*, 209R-92, 1997.
- [55] S. Brûlé, E. Javelaud, and C. Plomteux. Inclusions rigides pour bâtiments en zone sismique et eurocode 8. In *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*, 2010.
- [56] I.B. Topcu, Ozşelikors, I.B. Topşu, and Y. Ozcelikors. Rubberized concrete. In Isparta Akdeniz University, editor, *7th Week of Engineering Faculty of Engineering Proceedings*, 1991.
- [57] K.M.A. Hossain, S. Ahmed, and M. Lachemi. Lightweight concrete incorporating pumice based blended cement and aggregate : Mechanical and durability characteristics. *Construction and Building Materials*, 25 :1186–1195, 2011.
- [58] L. Zheng, X. Sharon Hup, and Y. Yuan. Experimental investigation on dynamic properties of rubberized concrete. *Construction and Building Materials*, 22 :939–947, 2008.
- [59] F. Hernandez-Olivares, G. Barluenga, M. Bollati, and B. Witoszek. Static and dynamic behaviour of recycled tyre rubber-filled concrete. *Cement and Concrete Research*, 32 :1587–1596, 2002.
- [60] M.A. Aiello and F. Leuzzi. Waste tyre rubberized concrete : Properties at fresh and hardened state. *Waste Management*, 30 :1696–1704, 2010.
- [61] D. Raghvan, H. Huynh, and C.F. Ferraris. Workability, mechanical properties and chemical stability of a recycled tire rubber-filled cementitious composite. *Journal of Materials Science*, 33(7) :1745–1752, 1998.

- [62] T.Y. Lo and H.Z. Cui. Effect of porous lightweight aggregate on strength of concrete. *Material Letters*, 58(6) :916–919, 2004.
- [63] M.H. Zhang and O.E. Gjorv. Microstructure of the interfacial zone between lightweight aggregate and cement paste. *Cement and Concrete Research*, 20(4) :610–618, 1990.
- [64] Z. Hashin and P.J.M Monteiro. An inverse method to determine the elastic properties of the interphase between the aggregate and the cement paste. *Cement and Concrete Research*, 32 :1291–1300, 2002.
- [65] M.A. Tasdemir, C. Tasdemir, S. Akyüz, A.D. Jefferson, F.D. Lydon, and B.I.G. Barr. Evaluation of strains at peak stresses in concrete : a three-phase composite model approach. *Cement and Concrete composites*, 20(4) :301–618, 1998.
- [66] J. Muller Rochholz. Determination of the elastic properties of lightweight aggregate by ultrasonic pulse velocity measurement. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 1(2) :87–90, 1979.
- [67] T.J. Hirsch. Modulus of elasticity of concrete affected by elastic moduli of cement paste matrix and aggregate. *Journal of the American Concrete Institute*, March :427–451, 1962.
- [68] A.C. Ho. *Optimisation de la composition et caractérisation d'un béton incorporant des granulats issus du broyage de pneus usages : Application aux éléments de grande surface*. PhD thesis, Université Toulouse III Paul Sabatier, 2010.
- [69] A. Kriker, A. Bali, G. Debicki, M. Bouziane, and M. Chabannet. Durability of date palm fibres and their use as reinforcement in hot dry climates. *Cement and Concrete Composites*, 30 :639–648, 2008.
- [70] H.E. Gram. Durability of natural fibres in concrete. Technical report, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1983.
- [71] P. Casanova. *BETONS RENFORCES DE FIBRES METALLIQUES : DU MATERIAU A LA STRUCTURE - Etude expérimentale et analyse du comportement de poutres soumises à la flexion et à l'effort tranchant*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
- [72] P. Rossi. *Bétons de fibres métalliques*. Editions T.I., 2013.
- [73] Mariotti and Raynaud. Béton de fibres. synthèse des études et recherches réalisées au cebtp. *Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics*, 520 :85–127, 1994.
- [74] R.N. Swamy. Fibre reinforcement for cement and concrete. *Matériaux et constructions*, 8(45), 1975.
- [75] L. Vandewalle. Hybrid fibre concrete : is there a synergetic effect? *Advances in Construction Materials*, 4(2) :219–228, 2007.
- [76] A. Turatsinze, H. Farhat, and J.L. Granju. Influence de la fissuration endogène sur la durabilité de réparations en mortier de ciment armé de fibres métalliques applique par couches / influence of autogenous cracking on the durability of repairs by cement-based overlays reinforced with metal fibres. *Materials and structures*, 36 :673–677, 2003.
- [77] D.K. Panesar and B. Shindman. Elastic properties of self consolidating concrete. *Construction and Building Materials*, 25 :3334–3344, 2011.

- [78] C. Parra, M. Valcuende, and F. Gomez. Splitting tensile strength and modulus of elasticity of self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 25 :201–207, 2011.
- [79] M. Shariq, J. Prasad, and A. Masood. Effet of gbbfs on age dependent modulus of elasticity of concrete. *Construction and Building Materials*, 41 :411–418, 2013.
- [80] F. Aslani and S. Nejadi. Self compacting concrete incorporating steel and polypropylene fibers. *Composites : Part B*, 53 :121–133, 2013.
- [81] S. Wild, B.B. Sabir, and J.M. Khatib. Factors influencing strength development of concrete containing silica fume. *Cement and Concrete Research*, 25(7) :1567–1580, 1995.
- [82] A.S. Malaikah. A proposed relationship for the modulus of elasticity of high strength concrete using local materials in riyadh. *Journal of King Saud University*, 7, 2004.
- [83] A. Nazari and S. Riahi. Improvement compressive strength of concrete in different curing media by al<sub>2</sub>o<sub>3</sub> nanoparticles. *Materials Science and Engineering*, 528 :1183–1191, 2011.
- [84] J.K. Kim, Y.H. Moon, and S.H. Eo. Compressive strength development of concrete with different curing time and temperature. *Cement and Concrete Research*, 28(12) :1761–1773, 1998.
- [85] M.F.M. Zain, H.B. Mahmud, A. Ilham, and M. Faizal. Prediction of splitting tensile strength of high-performance concrete. *Cement and Concrete Research*, 32 :1251–1258, 2002.
- [86] B. Lothenbach, K. Scrivener, and R.D. Hooton. Supplementary cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, 41(12) :1244–1256, 2011.
- [87] H.G. Nguyen. *Approche micromecanique pour la modelisation du comportement elastoplastique des composites : application aux mortiers de resine*. PhD thesis, Université Cergy-Pontoise, 2008.
- [88] J.D. Eshelby. The determination of the elastic field of an ellipsoidal inclusion and related problems. *Proc. R. Soc.*, 241 :376–396, 1957.
- [89] A.N Norris. A differential scheme for the effective moduli of composites. *Mechanics of Materials*, 3 :1–16, 1985.
- [90] T. Mori and K. Tanaka. Average stress in matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions. *Acta Metall. Mater.*, 21 :1605–1609, 1973.
- [91] Y. Benveniste. A new approach to the application of mori-tanaka theory in composite materials. *Mechanics of Materials*, 6 :147–157, 1987.
- [92] A.V. Hershey. The elasticity of an isotropic aggregate of anisotropic cubic crystals. *Journal of Applied Mechanics*, 21(3) :236–240, 1954.
- [93] R. Hill. A self-consistent mechanics of composite materials. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 13 :213–222, 1965.
- [94] Z. Hashin. The elastic moduli of heterogeneous materials. *Journal of Applied Mechanics*, 29(1) :143–150, 1962.
- [95] A. Riccardi and F. Montheillet. A generalized self-consistent method for solids containing randomly oriented spheroidal inclusions. *Acta Mechanica*, 133 :39–56, 1999.



- [96] H.A. LaRue. Modulus of elasticity of aggregates and its effect on concrete. In *American Society Testing Materials*, volume 46, page 1298, 1946.
- [97] D.W. Hobbs. The dependence of the bulk modulus, young's modulus, creep, shrinkage and thermal expansion of concrete upon aggregate volume concentration. *Matériaux et Construction*, 4(2) :107–114, 1971.
- [98] R. Leroy. *Deformations instantanees et differees des betons a haute performance*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, 1995.
- [99] J.C. Maso. The bond between aggregate and hydrated cement paste. 7th International Congress on the Chemistry of Cement, pages 3/1–3/9, 1980.
- [100] G. Escadeillas and J.C. Maso. Approach of the initial state in cement paste mortar, and concrete. volume 16 of *Advances in Cementitious Materials*, pages 169–184, 1991.
- [101] C.C. Yang and R. Huang. Double inclusion model for approximate elastic moduli of concrete material. *Cem. Conc. Res.*, 26(1) :83–91, 1996.
- [102] A.U. Nilsen and P.J.M. Monteiro. Concrete : a three phase material. *Cement and Concrete Research*, 23(1) :147–151, 1993.
- [103] P. Simeonov and S. Ahmad. Effect of transition zone on the elastic behavior of cement based composites. *Cement and Concrete Research*, 25(1) :165–176, 1995.
- [104] M.D. Cohen, A. Goldman, and W.F. Chen. The role of silica fume in mortar : Transition zone versus bulk paste modification. *Cement and Concrete Research*, 24(95) :95–98, 1994.
- [105] M.P. Lutz, P.J.M. Monteiro, and R.W. Zimmerman. Inhomogeneous interfacial transition zone model for the bulk modulus of mortar. *Cem. Conc. Res.*, 27(7) :1113–1122, 1997.
- [106] J.C. Nadeau. Water cement ratios in mortars and corresponding effective elastic properties. *Cem. Conc. Res.*, 32 :481–490, 2002.
- [107] T.C. Hansen. Influence of aggregate and voids on modulus of elasticity of concrete, cement mortar, and cement paste. *Journal of the American Concrete Institute*, 62(2) :193–216, 1965.
- [108] M. Anson and K. Newman. The effect of mix proportions and method of testing on poisson's ratio for mortars and concretes. *Magazine of Concrete Research*, 28(56) :115–130, 1966.
- [109] J.C. Nadeau. A multiscale model for effective moduli of concrete incorporating its water cement ratio gradients aggregate size distributions and entrapped voids. *Cem. Conc. Res.*, 33 :103–113, 2003.
- [110] S. Mindess. Interfaces in concrete. *Mat. Sci. Conc.*, I :163–180, 1989.
- [111] J. Hu and P. Stroeven. Properties of the interfacial transition zone in model concrete. *Interface Sci.*, 12 :389–387, 2004.
- [112] D.P. Bentz and E.J. Garboczi. *Computer modelling of interfacial transition zone : micro-structure and properties*. RILEM Publications SARL, ENSCachan, 1999.
- [113]
- [114] D. Breton, A. Carles-Gibergues, G. Ballivy, and J. Grandet. Contribution to the formation mechanism of the transition zone between rock-cement paste. *Cement and Concrete Research*, 23(2) :335–346, 1993.

- [115] T.Y Lo, W.C Tang, and H.Z Cui. The effects of aggregate properties on lightweight concrete. *Building and Environment*, 42 :3025–3029, 2007.
- [116] N.P. Daphalapurkar, F. Wang, B. Fu, H. Lu, and R. Komanduri. Determination of mechanical properties of sand grains by nanoindentation. *Exp. Mech.*, 51 :719–728, 2011.
- [117] G.T. Kuster and M.N. Toksoz. Velocity and attenuation of seismic waves in two-phase media : Part i. theoretical formulations. *Geophysics*, 39(5) :587–606, 1974.
- [118] A.U. Nilsen, P.J.M Monteiro, and O.E. Gorv. Estimation of the elastic moduli of lightweight aggregate. *Cem. Conc. Res.*, 25(2) :276–280, 1995.
- [119] C.C Yang and R. Huang. Approximate strength of lightweight aggregate using micromechanics method. *Advanced Cement Based Materials*, 7 :133–138, 1998.
- [120] M.C Resende Farage, A.L Beaucour, L.P Da Silva Barra, Y. Ke, D.F Dos Santos Sanbio, and A.P Guida Ferreira. Multiscale modeling of the elastic moduli of lightweight aggregate concretes : numerical estimation and experimental validation. *Rev. Esc. Minas*, 62(4) :455–462, 2009.
- [121] R. Sassine, E. Malachanne, A.S. Caro-Bretelle, and E. Garcia-Diaz. Numerical model for the elastic behavior of lightweight concrete at mesoscopic scale. In *21ème Congrès Français de Mécanique Bordeaux*, page p.6, 2013.
- [122] I.B. Topcu and T. Bilir. Analysis of rubberized concrete as a three phase composite material. *J. Compos. Mater.*, 43 :1251, 2009.
- [123] G. Caratini. *Approche multi-echelles de l'évolution des propriétés mécaniques et de transport des matériaux cimentaires soumis à des élévations de température*. PhD thesis, Université Paris-Est, 2012.
- [124] J.P ; Ollivier, J.C. Maso, and B. Bourdette. Interfacial transition zone in concrete. *Advanced cement-based materials*, 22 :30–38, 1995.

# Annexes

**Fiche technique du ciment : p.212**

**Fiche technique du sable : p.213**

**Fiche technique du filler : p.214**

**Fiche technique du Glenium 27 : p.215**

**Fiche technique du Rheomac 890f : p.217**

**Fiche technique des granulats AM 4/8 650 : p.219**

**Fiche technique des granulats AR 0/4 650 : p.220**

**Fiche technique des fibres Dramix : p.221**

**Fiche technique des fibres Fibraflex : p.222**

**Fiche technique du Walocel 2000 PFV : p.223**

**Fiche technique du Walocel 6000 PF 01 : p.225**

**Fiche technique des fibres S25 : p.227**

**Fiche technique du latex DLP 2050 : p.229**

**Fiche technique du latex Flowkit 74 : p.230**



# CEM III/C 32,5 N LH CE PM-ES NF Milieux Agressifs



SAC

Ce ciment est produit dans notre usine de Lumbres (62).  
Toutes les cimenteries du groupe Holcim France ont reçu  
les certificats ISO 9001 et ISO 14001.

## Définition

Le ciment de haut fourneau CEM III/C 32,5 N LH CE PM-ES NF est composé de :

- 81% à 95% de laitier granulé de haut fourneau
- 5% à 19% de clinker
- 0% à 5% de constituants secondaires
- Teneur en sels chlorés  $\leq 1\%$
- Additifs  $\leq 1,0\%$  (organiques extrait sec  $\leq 0,2\%$ ).

La présence d'une faible quantité de sulfate de calcium assure la régularité de la prise.

## Conditionnement

- Disponible en sac de 25 kg
- Palette houscée de 1,600 tonne
- 64 sacs par palette, 8 couches de 8 sacs.

## Domaines d'utilisation

Le ciment CEM III/C 32,5 N LH CE PM-ES NF est destiné aux ouvrages en milieux agressifs.

### Ce ciment est adapté aux :

- Béton de fondations
- Béton de propreté et béton de semelle (sols agressifs)
- Béton armé ou non (environnements agressifs)

Ce ciment participe à la réduction des émissions de CO<sub>2</sub>.

## Avantages produit

- Durabilité en milieux agressifs : eau de mer, eaux à haute teneur en sulfates, milieux acides, travaux agricoles
- Ciment à prise plus lente entraînant maniabilité et souplesse du produit. Facilite la mise en œuvre du béton.

## Caractéristiques physiques et mécaniques garanties

- Début de prise à 20 °C mesuré sur pâte pure  $\geq 90$  min
- Stabilité mesurée sur pâte pure  $\leq 10$  mm selon la norme NF EN 196-3
- Résistances mécaniques à la compression déterminées sur mortier normalisé, conformément à la norme NF EN 196-1.

Résistance à la compression sur mortier en MPa  
(valeurs limites inférieures)

Résistance à court terme		Résistance courante
2 J	7 J	28 J
14,0		30,0

## Caractéristiques chimiques garanties

- Teneur en SO<sub>3</sub>  $\leq 5,0\%$
- Teneur en Cl<sup>-</sup>  $\leq 0,55\%$
- Teneur en S<sup>-</sup>  $\leq 2,0\%$ .

## Emplois particuliers

Caractéristiques complémentaires nécessaires	
Environnements agressifs	PM (norme NF P 15-317) et ES (norme NF P 15-319) marque NF
Ciment courant à faible chaleur d'hydratation	LH (NF EN 197-1/A1) marquage CE

PM : Prise Mer - ES : Eaux à haute teneur en sulfates.

## Précautions d'emploi

Ce ciment ne convient pas pour :

- Le mortier de montage
- Les enduits
- Les décoffrages rapides.

## Recommandations spécifiques et générales

- Ne pas maçonner à une température  $< 5^{\circ}\text{C}$
- Utiliser des granulats propres, exempts de matières organiques
- Respecter les dosages et les règles de l'art pour la mise en œuvre
- Viser un rapport Eau/Ciment de préférence le plus faible possible, compatible avec une bonne rhéologie du béton frais
- Utiliser des adjuvants normalisés et vérifier leur compatibilité avec le ciment
- Eviter une dessiccation précoce par temps chaud ou venteux en réalisant une cure du béton (eau pulvérisée, bache humide, produit de cure...)
- Adapter la vibration du béton à sa consistance pour obtenir une compacité optimale sans ségrégation
- Eviter tout contact avec la peau et les yeux. Utiliser des équipements adaptés : gants, chaussures imperméables, lunettes...

*Holcim ne peut être tenu responsable d'une mauvaise application ou interprétation des informations contenues dans le présent document. En cas de question ne pas hésiter à nous consulter.*



Holcim (France) S.A.S.  
192, avenue Charles de Gaulle  
92200 Neuilly-sur-Seine  
[www.holcim.fr](http://www.holcim.fr)

Direction des ventes Nord-Ouest  
+33 (0) 1 49 91 80 00  
Direction des ventes Est  
+33 (0) 3 90 29 55 40

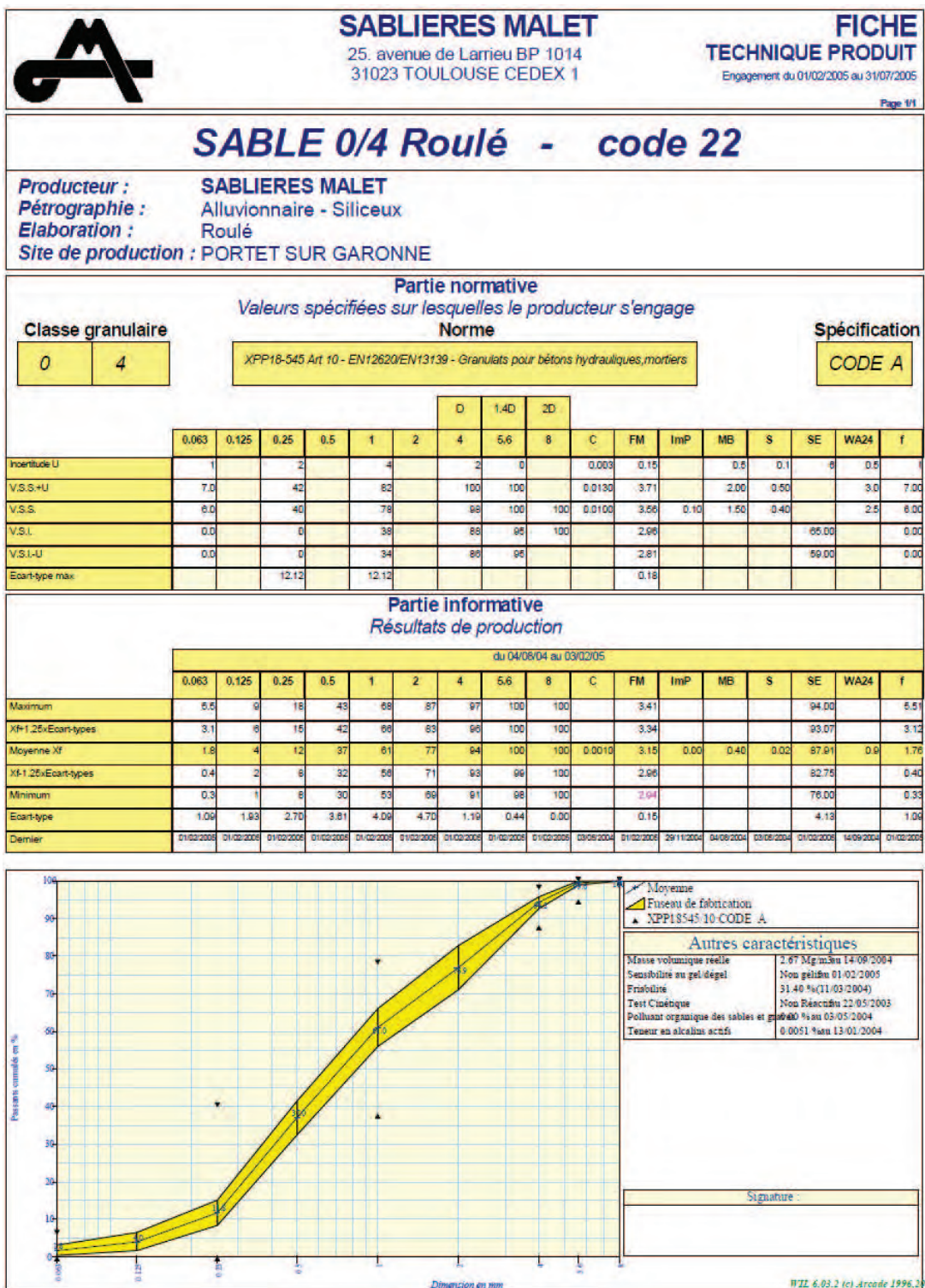


Figure V-2 : Fiche technique du sable de classe (0/4) mm.



# FILCARB 0/100 µm

Additions pour bétons hydraulique : Additions calcaires - Fillers

## Carbonate de calcium - CaCO<sub>3</sub>

### LIEU DE PRODUCTION

Usine d' ORTHEZ (64)

### CARACTERISTIQUES PHYSIQUES

CARACTERISTIQUES NORMALISEES (NF P 18-545 Article 10 - NF EN 12-620 et 13-139 & NF P 18-508)	Valeur limite spécifiée	Valeur limite absolue	
Aspect			Poudre inodore
Couleur			Gris clair
Poids moléculaire			100,09
Masse volumique absolue (NF P 18-558)			2,70 g/ml
Densité apparente non tassé (ISO 787-11)			1,0 g/ml
Humidité (NF EN 1097-5)		< 1 %	0,2 %
Surface massique Blaine (NF EN 196-6)			389 m <sup>2</sup> /kg
Indice d'activité à 28 jours (NF EN 196-1)	> 0,71	> 0,68	0,77

### ANALYSE CHIMIQUE TYPE (sur sec)

Teneur en carbonates totaux CaCO <sub>3</sub> + MgCO <sub>3</sub> (NF EN 196-2)	> 90 %	> 87 %	94,4 %
Teneur en CaCO <sub>3</sub> total (NF EN 196-2)	> 65 %	> 62 %	93,3 %
VBF : Valeur de bleu des fillers (EN 933-9)	< 10 g/kg		1,0 g/kg
TOC : Teneur en matières organiques (NF EN 1744-1)	< 0,2 %		0,010 %
Teneur en chlorures Cl <sup>-</sup> eq (NF EN 196-21)	< 0,1 %		0,01 %
Réactivité aux alcalins (FD P 18-542)	Non réactif si SiO <sub>2</sub> total < 4 % ou si SiO <sub>2</sub> totale - Quartz total < 3 %		NR : Non réactif (SiO <sub>2</sub> < 4 %)
Teneur en alcalins Na <sub>2</sub> O eq (NF EN 196-21)			0,05 %
Teneur en sulfates SO <sub>3</sub> (NF EN 1744-1)			0,06 %
Teneur en soufre (NF EN 1744-1)	< 0,4 %		0,11 %

### CARACTERISTIQUES GRANULOMETRIQUES

Finesse par tamisage humide ou Alpine (EN 933)			
Passant au tamis de	2,000 mm	100 %	100,0 %
	0,125 mm	> 85 %	87,3 %
	0,080 mm		74,5 %
	0,063 mm	> 70 %	70 %

### REFERENCES INTERNATIONALES

Conforme aux normes	NF EN 12-620 et 13-139 NF P 18-545 et NF P 18-508
Code tarif douanier	25 21 0000 000 0S
Code européen EINECS	2152796
N° d'enregistrement CAS	471-34-1

### CONDITIONNEMENT

Livraison en vrac par camion citerne à déchargement pneumatique.

### MANUTENTION STOCKAGE SECURITE

Stocker à l'abri de l'humidité

Le carbonate de calcium est un produit inerte considéré comme non dangereux.  
(voir fiche de données sécurité FDS)

### CARMEUSE FRANCE S.A.

#### Fiche technique

FILCARB 0/100 µm

Additions pour bétons hydraulique :

Additions calcaires - Fillers

du 13/02/2012

Les résultats d'analyses mentionnées sont des valeurs moyennes représentatives de la qualité du produit.  
Le produit étant d'origine naturelle, les analyses peuvent être sujettes à des variations.



The Chemical Company

# GLENIUM® 27



EN 934.2

Marque NF  
cf. Rp NF 085

Superplastifiant haut réducteur d'eau pour béton à faible E/C, hautes performances et long maintien d'ouvrabilité

## Description

Le GLENIUM® 27 est un adjuvant non chloré d'une nouvelle génération chimique à base d'éther polycarboxylique modifié. Cet adjuvant a été développé pour l'utilisation dans l'industrie du béton où haute qualité, durabilité, performance et ouvrabilité sont requises.

## La nouvelle chimie du GLENIUM®

Le GLENIUM® se différencie des superplastifiants traditionnels par son action nouvelle et originale qui améliore de façon très significative le pouvoir dispersant sur le ciment.

Cette nouvelle structure chimique agit sur le grain de ciment par répulsion électrostatique et effet stérique, c'est à dire en créant un obstacle physique au rapprochement des particules de ciment. L'état dispersé est ainsi amélioré.

De plus, cette réaction est la combinaison de deux actions successives. Dès l'incorporation du GLENIUM® dans le mélange cimentaire, une première partie active agit immédiatement et la seconde est présente mais inactive. L'hydratation du ciment, qui se déroule normalement, fait évoluer le pH du mélange vers la basicité, ce qui provoque la libération progressive des molécules complémentaires.

Celles-ci travaillent de la même manière que les premières et prolongent donc l'état de dispersion évitant ainsi la floculation et donc le raidissement précoce du mélange.

## Domaines d'application

Le GLENIUM® 27 est particulièrement recommandé pour l'élaboration de béton nécessitant un long maintien d'ouvrabilité et des performances mécaniques initiales élevées.

Le GLENIUM® 27 est donc adapté à l'industrie du béton prêt-à-l'emploi et aux chantiers de Génie Civil.

## Propriétés

L'excellent effet de dispersion du GLENIUM® 27 permet de conserver une maniabilité très plastique ou fluide pendant plus de 1 heure 30 avec un faible rapport eau/ciment et sans effet de retard de prise.

Le GLENIUM® 27 apporte les avantages suivants au niveau de la mise en place, des performances et de la qualité intrinsèque du béton :

### augmente

- la résistance à la compression à jeune âge et à long terme,
- la résistance à la flexion à jeune âge et à long terme,
- le module d'élasticité,
- l'adhérence sur les aciers,
- la résistance à la carbonatation,
- l'imperméabilité,
- la résistance aux agressions atmosphériques,
- la qualité des parements et de la texture du béton.

### diminue

- la vibration,
- le retrait,
- le risque de fissuration,
- le fluage.

## Caractéristiques

• Aspect	liquide
• Couleur	brun
• Masse volumique (MA 002)	1,05 ± 0,02 g/cm <sup>3</sup>
• pH (MA003)	7,0 ± 1
• Teneur en chlorures (MA 004)	< 0,1 %
• Extrait sec	20 ± 2%
• Na <sub>2</sub> O eq	< 2 %
• Transport	non classé
• Etiquetage	pas de symbole exigé



The Chemical Company

# GLENIUM® 27

## Mode d'emploi

Le GLENIUM® 27 est un adjuvant pour béton qui doit être incorporé isolément. L'effet optimal est obtenu par incorporation du GLENIUM® 27 dans le béton en différé, c'est-à-dire après l'addition de 70 % de l'eau de gâchage dans le malaxeur. Toutefois, il est possible d'incorporer le GLENIUM® 27 dans l'eau de gâchage.

Eviter d'ajouter le GLENIUM® 27 sur les granulats.

## Recommandations

En cas de gel, réchauffer le produit jusqu'à une température proche de + 30°C et agiter mécaniquement.

## Compatibilité

Le GLENIUM® 27 est compatible avec la majorité des ciments.

Le GLENIUM® 27 n'est pas compatible avec certains plastifiants et superplastifiants. Consultez votre représentant local BASF CC France pour toute synergie.

## Dosage

### Plage normale d'utilisation :

0,3 à 3,0 % du poids du ciment, soit 0,28 à 2,86 L pour 100 kg de ciment.

Pour d'autres utilisations, consultez votre représentant local BASF CC France.

## Conditionnement

Container de 1000 L, fût de 210 L, bidon de 10 L ou vrac.

## Stockage

Stocker le GLENIUM® 27 dans des conditions de températures supérieures à + 5°C.

## Précautions d'emploi

Le GLENIUM® 27 ne contient aucune substance exigeant un label particulier.

BASF Construction Chemicals France SAS a couvert sa responsabilité civile tant en exploitation qu'après livraison de ses produits par une police d'assurance souscrite auprès de la Compagnie HDI Gerling France. Les garanties de cette police sont complétées par la police "parapluie" responsabilité civile du Groupe souscrite auprès de la société d'assurances HDI Gerling Allemagne.

*Nos fiches techniques ont pour objectif de vous conseiller d'après nos connaissances les plus récentes, nous nous réservons donc le droit de modifier à tout moment le contenu de celles-ci.*

*L'emploi des produits doit être adapté aux conditions spécifiques à chaque situation. Pour toute précision complémentaire, nous vous conseillons de prendre contact avec l'une de nos agences BASF Construction Chemicals France.*

*Nos fiches de données de sécurité sont disponibles sur simple demande par Internet ([www.basf-cc.fr](http://www.basf-cc.fr)) ou par téléphone (au 01.69.47.50.00).*



AFNOR CERTIFICATION  
11, Avenue F. De Pressensé  
93571 SAINT DENIS LA PLAINE CEDEX

## BASF Construction Chemicals France SAS

Z.I. Petite Montagne Sud - 10, rue des Cévennes - Lisses - 91017 Evry Cedex  
Tél. : 01 69 47 50 00 Fax : 01 60 86 06 32 <http://www.basf-cc.fr>





The Chemical Company

# RHEOMAC<sup>®</sup> 890 F

Agent de viscosité pour bétons, mortiers et coulis de ciment.

## Description

Le RHEOMAC<sup>®</sup> 890 F est un ajout liquide prêt à l'emploi à base de polymères synthétiques à haut poids moléculaire.

Cet ajout agit dès son incorporation, sur la texture de la pâte cimentaire.

L'action du RHEOMAC<sup>®</sup> 890 F sur cette texture permet une meilleure cohésion du mélange en garantissant un équilibre idéal entre fluidité et résistance à la ségrégation (propriétés normalement opposées).

## Domaines d'application

Le RHEOMAC<sup>®</sup> 890 F peut être utilisé en béton prêt à l'emploi et dans les préfabriquations dans de nombreux domaines :

- Bétons Autoplaçants/Autonivellants (BAP/BAN).
- Bétons coulés sous l'eau.
- Coulis de ciment.
- Bétons légers.
- Bétons hautes performances (BHP).
- Bétons projetés.
- Bétons pompés.
- Mortiers de remplissage.
- etc...

## Propriétés

Les biopolymères en solution dans la pâte cimentaire s'adsorbent sur la surface des grains de ciment, ayant ainsi une action sur la viscosité et sur les propriétés rhéologiques du mélange.

Les longues chaînes moléculaires du RHEOMAC<sup>®</sup> 890 F agissent par formation de "ponts" entre particules ultrafines de la pâte cimentaire. De plus, ces molécules s'orientent naturellement dans le sens d'écoulement du mélange.

En conséquence, le RHEOMAC<sup>®</sup> 890 F présente des avantages en phase statique et en phase dynamique sur le mélange cimentaire.

## Phase statique

Le réseau tridimensionnel créé par les longues chaînes moléculaires dans la pâte cimentaire, assure la stabilité du mélange et améliore ainsi la résistance au ressuage et à la ségrégation.

## Phase dynamique

L'orientation naturelle des molécules, dans le sens de l'écoulement, garantit une meilleure cohésion interne et améliore la déformabilité du mélange.

Cette chimie particulière apporte donc de nombreux avantages :

- Capacité à retenir l'eau.
- Amélioration de la stabilité.
- Diminution du ressuage et de la ségrégation.
- Diminution de la sensibilité des bétons aux variations de quantités d'éléments fins.
- Diminution de la sensibilité des bétons aux variations d'humidité des matériaux.
- Facilite le cheminement autonome du béton :
  - remplissage de formes complexes ou avec des réservations,
  - enrobage des armatures,
  - longues distances avec un seul point de coulage,
  - répartition le long du coffrage.
- Optimisation de la quantité de fines.

Ces caractéristiques sont particulièrement intéressantes pour le BAP et le BAN.



The Chemical Company

# RHEOMAC 890 F

## Caractéristiques

- Aspect liquide
- Couleur transparent
- pH (MA003) 7,5 +/-1,5
- Masse volumique (MA002) 1,01 - 1,02 g/cm<sup>3</sup>
- Extrait sec 3 ± 1%
- Na<sub>2</sub>O eq < 1,5 %

## Mode d'emploi

Le RHEOMAC® 890 F est particulièrement recommandé en synergie avec les superplastifiants de la gamme GLENIUM®.

La réactivité du RHEOMAC® 890 F est optimale si le produit est ajouté séparément sur un béton mouillé à environ 70 % (dosage différé). Toutefois, il est possible de le doser dans l'eau de gâchage.

## Dosage

De 0,1 à 1,0 % du poids de ciment. Le dosage varie en fonction de la qualité et de la quantité d'éléments fins présents dans la formule utilisée. Il est recommandé d'effectuer des essais préalables.

## Conditionnement

Container de 1.000 l, fût de 210 l, bidon de 10 l ou vrac.

## Stockage

Conserver le RHEOMAC® 890 F dans des conditions de températures comprises entre + 5° C et + 40° C.

BASF Construction Chemicals France SAS a couvert sa responsabilité civile tant en exploitation qu'après livraison de ses produits par une police d'assurance souscrite auprès de la Compagnie GERLING FRANCE. Les garanties de cette police sont complétées par la police "parapluie" responsabilité civile du Groupe souscrite auprès de la société suisse d'assurances GERLING KONZERN de Zürich.

*Nos fiches techniques ont pour objectif de vous conseiller d'après nos connaissances les plus récentes, nous nous réservons donc le droit de modifier à tout moment le contenu de celles-ci.*

*L'emploi des produits doit être adapté aux conditions spécifiques à chaque situation. Pour toute précision complémentaire, nous vous conseillons de prendre contact avec l'une de nos agences BASF Construction Chemicals France.*

Nos fiches de données de sécurité sont disponibles sur internet : [www.basf-cc.fr](http://www.basf-cc.fr) et sur simple demande au 01.69.47.50.00.



**BASF Construction Chemicals France SAS**

Z.I. Petite Montagne Sud - 10, rue des Cévennes - Lisses - 91017 Evry Cedex  
Tél. : 01 69 47 50 00 Fax : 01 60 86 06 32 <http://www.basf-cc.fr>



**ARGEX NV**  
 Kruibeksesteenweg 227  
 B-2070 Burcht-Zwijndrecht  
 Belgium

**Fiche Technique**  
 du 1/01/2010 au 31/12/2010

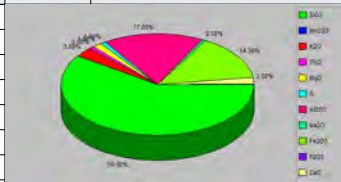
## AM 4/8-650

**Produit : Argile expansée**

**Client : Quality Control Argex**  
 Tel.: 0032/32.50.15.08  
 Fax.: 0032/32.50.15.28

lab	
Classe granulaire	4/8 mm
Certificats	CE:EN 13055-1, EN 13055-2 : .KOMO (LT-001). ISO 9001:2008
CE:EN 13055-1, EN 13055-2	Granulats légers: -Partie 1: granulats légers pour bétons et mortiers -Partie 2: granulats légers pour mélanges hydrocarbonés, enduits, superficiels et pour utilisation en couches traitées et non traitées

ESSAIS	Minimum	Valeur	Maximum	Val.théo.	Norme
Forme de granulat		Mix			EN 13055-1
Résistance à l'écrasement en vrac (T-2x30")	6.80	10.61 N/mm <sup>2</sup>	11.40		EN 13055-1
Masse volumique en vrac	552	704 kg/m <sup>3</sup>	748	650	EN 1097-3
Masse volumique réelle	980	1233 kg/m <sup>3</sup>	1280	1130	EN 1097-6
Résistance au gel/dégel		0.3 %		4	EN 13055-1
Los Angeles + Micro Deval (4-6.3)		PPD*			EN 1097-1 & 2
Los-Angeles (4-6.3)		PPD*			EN 1097-2
Coefficient au polissage accéléré		PPD*			EN 1097-8
Stabilité en volume		0.22 %			EN 13055-1
Humidité	0.0	0.9 %	25.0		EN 1097-5
Absorption d'eau (5')	4.00	9.03 %	10.00		EN 1097-6
Absorption d'eau (30')	7.00	11.63 %	14.00		EN 1097-6
Absorption d'eau (24h)	16.00	20.15 %	23.00		EN 1097-6
Alcali-réaction		Pas Pertinent			EN 13055-1
Analyse chimique d'Argex		100.00 %			
SiO <sub>2</sub>	55	59.50 %	65		
Mn <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.15	0.20 %	0.25		
K <sub>2</sub> O	1.5	3.00 %	3.5		
TiO <sub>2</sub>	0.8	0.90 %	1		
MgO	1	1.50 %	2		
S	0.7	1.00 %	1.3		
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	15	17.00 %	19		
Na <sub>2</sub> O	0.3	0.50 %	0.7		
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	12	14.30 %	16		
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0.05	0.10 %	0.15		
CaO	1	2.00 %	3		
Chlorine		0.005 %		0.02	EN 1744-1
Propreté		OK			EN 1744-1
Emission de radioactivité		PPD*			EN 13055-1
Perte au feu		-0.18 %		5	EN 1744-1
Libération de métaux lourds		PPD*			EN 13055-1
Libération d'autres substances dangereuses		PPD*			EN 13055-1
Libération de carbones polyaromatiques		PPD*			EN 13055-1
Réaction au feu		A1			EN 13501-1
Souffre total		0.46 %		0.8	EN 1744-1
Sulfate soluble dans l'acide		0.055 %		0.8	EN 1744-1



## AR 0/4-650

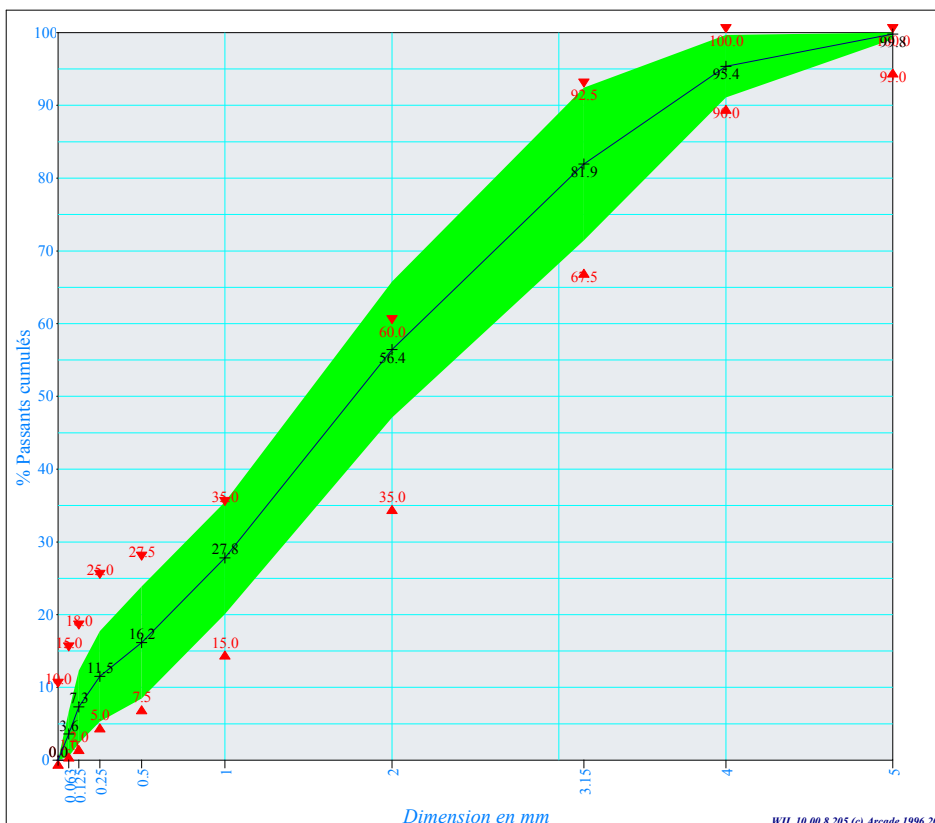
**Produit : Argile expansée**

**Client : Quality Control Argex**  
 Tel.: 0032/32.50.15.08  
 www.argex.eu

<b>lab</b>	Quality Control Argex Tel.: 0032/32.50.15.08 Fax.: 0032/32.50.15.28
<b>Classe granulaire</b>	0/4 mm
<b>Certificats</b>	CE:EN 13055 : KOMO (LT-001), ISO 9001-2008

ESSAIS	Minimum	Valeur	Maximum	Val.Théo	Norme
Forme de granulat		Rond			EN 13055
Résistance à l'écrasement en vrac (T-2x30")		Pas Pertinent			EN 13055
Masse volumique en vrac	552	682 kg/m <sup>3</sup>	747	650	EN 1097-3
Masse volumique réelle après séchage en étuve	858	1097 kg/m <sup>3</sup>	1162	1010	EXCA Guideline
Résistance au gel/dégel		Pas Pertinent			EN 13055
Los Angeles + Micro Deval (4-6.3)		PPD*			EN 1097-1 & 2
Los-Angeles (4-6.3)		PPD*			EN 1097-2
Coefficient au polissage accéléré		PPD*			EN 1097-8
Stabilité en volume		Pas Pertinent			EN 13055
Humidité	0.0	2.8 %	30.0		EN 1097-5
Absorption d'eau (5')		15.56 %			EXCA Guideline
Teneur en alcalins actifs ( Na2O eq )		0.061 %			LPC 37
Alcali-réaction ( qualification )		Non réactif (NR)			FD P18-542
Alcali-réaction		Pas Pertinent			EN 13055
Chlorure		0.005 %		0.02	EN 1744-1
Propreté		OK			EN 1744-1
Emission de radioactivité		PPD*			EN 13055
Perte au feu		-0.18 %		5	EN 1744-1
Libération de métaux lourds		PPD*			EN 13055
Libération d'autres substances dangereuses		PPD*			EN 13055
Libération de carbones polyaromatiques		PPD*			EN 13055
Réaction au feu		Class A1			EN 13501-1
Souffre total		0.28 %		0.8	EN 1744-1
Sulfate soluble dans l'acide		0.096 %		0.8	EN 1744-1

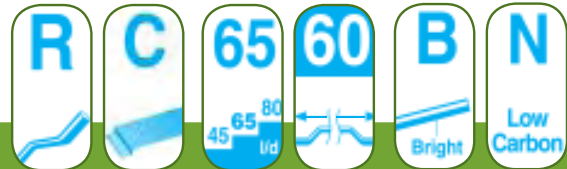
Analyse granulométrique (norme EN 933-1)				
Masse				
Tamis	min	% Passants	max	Val.Théo.
0.000	0.0	0.0	10.0	
0.063	1.0	3.6	15.0	
0.125	2.0	7.3	18.0	
0.250	5	12	25	
0.500	8	16	28	
1.000	15	28	35	
2.000	35	56	60	
3.150	68	82	93	
4.000	90	95	100	
5.000	95	100	100	



PPD\*=Pas de Performance Déterminée



## DATA SHEET



### What is Dramix®?

Dramix® steel fibres, from industry specialist Bekaert, have set a new standard for concrete reinforcement with their unique combination of flexibility and cost-efficiency.

Dramix® is a cold drawn steel wire fibre with hooked ends for optimum anchorage. What you get from Dramix® reinforced concrete is ductility and high load bearing capacity. On top of that, you'll find a quick and easy way to an efficient and cost effective solution.

### RC-65/60-BN offers you:



#### Dramix® Easy Mix

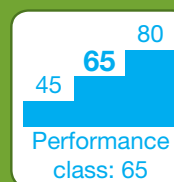
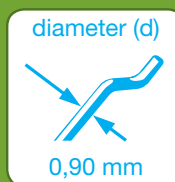
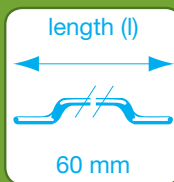
Dramix® Easy Mix fibres are engineered in such a way to offer fast and perfect mixing, improved pumpability and optimized fibre distribution. Even complex forms and structures are possible.



#### Dramix® Hi Perform

Dramix® Hi Perform fibres provide high performance and crack resistance. These are products of choice to create optimal ductility. Dramix® Hi Perform is used for structural, designed applications, in situ, precast or sprayed.

### GEOMETRY AND PERFORMANCE



3.200 Fibres/kg

Minimum dosage: 15 kg per m<sup>3</sup> (according to CE)

Minimum fibre network: 2,9 km per m<sup>3</sup> (for 15 kg/m<sup>3</sup>)

### MATERIAL PROPERTIES

Tensile strength: Rm nom: 1.160 N/mm<sup>2</sup>

Tolerances: ± 7,5% Avg

Young's Modulus (Emod): ± 210.000 N/mm<sup>2</sup>

### PACKAGING



60 Bags (20kg)  
1200 kg



BIG BAG  
1100 kg

### STORAGE



KEEP DRY



NO STACKING

### PRODUCT APPROVALS



CE



ASTM A820

- **CE LABEL:** Dramix® is certified for CE mark system 1: steel fibres for structural use. For detailed info: CE info sheet available on request.

### SYSTEM APPROVALS



ISO 9001



ISO 14001

- **ISO 9001:** All Dramix® plants are ISO 9001 certified. The same quality standards are applied.
- **ISO 14001:** Some plants are already ISO 14001 certified. All plants will be ISO 14001 certified before end 2011.

Bekaert will advise on the most suitable fibre for your application.

- For our recommendations on handling, dosing and mixing.

- For composition and safe application and in the frame of Reach art.33.

Please go to: [www.bekaert.com/dosingdramix](http://www.bekaert.com/dosingdramix)

[infobuilding@bekaert.com](mailto:infobuilding@bekaert.com)

Modifications reserved.

All details describe our products in general form only. For detailed information, product specifications available on request.

© 2010 Bekaert



# Caractéristiques

## Dimensions

Références disponibles sur stock	Longueur en mm	Largueur en mm	Epaisseur en $\mu\text{m}$	Nombre de fibres/kg	Surface spécifique en $\text{m}^2/\text{kg}$
FF5E0	5	1	24	1 100 000	11,6
FF10E0	10	1	24	580 000	11,6
FF15E0	15	1	24	385 000	11,6
FF20E0	20	1	24	275 000	11,6
FF20L6	20	1,6	29	150 000	9,6
FF30L6	30	1,6	29	100 000	9,6

**SAINT-GOBAIN SEVA** a le souci permanent d'améliorer la qualité de ses produits et services. Les caractéristiques de FIBRAFLEX® font l'objet de spécifications détaillées qui peuvent être communiquées à la demande. Les renseignements indiqués dans cette fiche sont donc donnés à titre indicatif et ne sont pas contractuels.



Photographie de FIBRAFLEX® au microscope

## Densité

- 7,2

## Résistance à la traction

- $\geq 1400$  MPa.

## Composition

- Métal amorphe  $(\text{Fe,Cr})_{80} (\text{P,C,Si})_{20}$ .

## Résistance à la corrosion

- Excellente résistance dans les milieux salins (chlorures, sulfates) et acides.
- Essais de corrosion dans HCl (0,1 N) et  $\text{FeCl}_3$  (0,4 N) : pas de réaction après 24 heures.

## Conditionnement

- Sacs de 10 kg.
- Palettes de 500 kg.
- Big-bags de 250 kg.



## Contact

**SAINT-GOBAIN SEVA**  
**Département FIBRAFLEX**  
 43 Rue du Pont de Fer  
 B.P. 176  
 71105 Chalons-sur-Saône cedex  
 FRANCE  
 Tél. : +33 (0)3 85 47 25 88  
 Fax : +33 (0)3 85 47 25 99  
[www.fibraflex.com](http://www.fibraflex.com)



## WALOCEL™ MKW 2000 PF 01

Hydroxyethyl Methyl Cellulose

### Introduction

WALOCEL™ MKW 2000 PF 01 is a hydroxyethyl methyl cellulose developed for use as a rheology modifier/thickener for cement-based applications, such as self-leveling underlayments. Compatible with all conventional mineral and organic binders, WALOCEL™ MKW 2000 PF 01 imparts well-balanced properties to self-leveling underlayments such as flow of liquid mortar, open time and good impact on sedimentation and bleeding. The selected particle size distribution provides quick, lump-free dissolution. It also enhances workability and water retention.

### Typical Physical Properties

These properties are typical but should not be considered specifications.

Form	Powder
Solubility	Water soluble
Viscosity <sup>(1)</sup> , mPa•s	1,200-2,200
pH (2% solution)	Neutral
Moisture content, %, max.	7

<sup>(1)</sup>2% solution in water, Haake Rotovisko RV 100, shear rate 2.55s<sup>-1</sup>, 20°C

### Health and Safety Considerations

WALOCEL™ products have had extensive evaluation in both acute and long-term studies in a number of species, including humans. Their many years of use attest to their safety in a wide variety of applications. While the dust may cause mechanical irritation to the skin and eyes under extreme conditions, the products are considered to present no significant health hazard under normal handling conditions.

### Flammability

Cellulose ether products are organic polymers that will burn when exposed to heat and a sufficient oxygen supply. Fires can be extinguished by conventional means, avoiding any raising of dust by strong water jets. Dow recommends the use of water spray, carbon dioxide or powder extinguishers.

### Handling

During use or storage, safe handling is required to prevent dust with air from reaching explosive levels, as is true with other organic materials of similar particle size. When handling large quantities, local applicable regulations concerning the prevention of dust explosions or those outlined in the National Fire Protection Association (NFPA) Standard: "Prevention of Dust Explosions in Industrial Plants" should be followed. With cellulose ethers, the critical level may be reached at about 28 grams dust/m<sup>3</sup>. Additionally, WALOCEL™ products, like other organic chemicals, should not be stored next to peroxides or other oxidizing agents.

### Spills/ Housekeeping

Solutions of WALOCEL™ products are slippery. To prevent accidents, floor spills of dry powder should be swept up dry. If the spill is a viscous solution, it should be removed by further diluting with water before disposal.

### Disposal

WALOCEL™ cellulose ether products present no significant ecological problems. Typically, they can be disposed of by industrial incineration or in an approved landfill, providing regulations are observed. Customers are advised to review their local, state, provincial or national regulations governing the disposal of waste materials to confirm the appropriate means of disposal in their area.

**Product  
Stewardship**

Dow has a fundamental concern for all who make, distribute and use its products, and for the environment in which we live. This concern is the basis for our product stewardship philosophy by which we assess the safety, health and environmental information on our products and then take appropriate steps to protect employee and public health and our environment. The success of our product stewardship program rests with each and every individual involved with Dow products – from the initial concept and research to manufacture, use, sale, disposal and recycle of each product.

**Customer Notice**

Dow strongly encourages its customers to review both their manufacturing processes and their applications of Dow products from the standpoint of human health and environmental quality to ensure that Dow products are not used in ways for which they are not intended or tested. Dow personnel are available to answer your questions and to provide reasonable technical support. Dow product literature, including safety data sheets, should be consulted prior to use of Dow products. Current safety data sheets are available from Dow.

**Disclaimer**

NOTICE: No freedom from infringement of any patent owned by Dow or others is to be inferred. Because use conditions and applicable laws may differ from one location to another and may change with time, the Customer is responsible for determining whether products and the information in this document are appropriate for the Customer's use and for ensuring that the Customer's workplace and disposal practices are in compliance with applicable laws and other governmental enactments. The product shown in this literature may not be available for sale and/or available in all geographies where Dow is represented. The claims made may not have been approved for use in all countries. Dow assumes no obligation or liability for the information in this document. References to "Dow" or the "Company" mean the Dow legal entity selling the products to Customer unless otherwise expressly noted.

**NO WARRANTIES ARE GIVEN; ALL IMPLIED WARRANTIES OF MERCHANTABILITY OR FITNESS FOR A PARTICULAR PURPOSE ARE EXPRESSLY EXCLUDED.**

**The Dow Chemical Company**  
**[www.dowconstructionchemicals.com](http://www.dowconstructionchemicals.com)**  
**215-592-3000**







## WALOCEL™ MKX 6000 PF 01

Hydroxyethyl Methyl Cellulose

### Introduction

WALOCEL™ MKX 6000 PF 01 hydroxyethyl methyl cellulose is designed for cement-based applications such as repair mortars, tile grouts, and the cementitious parts of an exterior insulation and finish system (EIFS). It imparts well-balanced properties, such as excellent open time, adhesion and shear strength. WALOCEL™ MKX 6000 PF 01 also adds good workability and enhances water retention. The selected particle size distribution offers quick, lump-free dissolution. It is compatible with all conventional mineral and organic binders.

### Typical Physical Properties

These properties are typical but should not be considered specifications.

Form	Powder
Solubility	Water soluble
Viscosity <sup>(1)</sup> , mPa•s	5,500 - 7,000
pH (2% solution)	Neutral
Moisture content, %, max.	7

<sup>(1)</sup>2% solution in water, Haake Rotovisko RV 100, shear rate 2.55s<sup>-1</sup>, 20°C

### Health and Safety Considerations

WALOCEL™ products have had extensive evaluation in both acute and long-term studies in a number of species, including humans. Their many years of use attest to their safety in a wide variety of applications. While the dust may cause mechanical irritation to the skin and eyes under extreme conditions, the products are considered to present no significant health hazard under normal handling conditions.

### Flammability

Cellulose ether products are organic polymers that will burn when exposed to heat and a sufficient oxygen supply. Fires can be extinguished by conventional means avoiding any raising of dust by strong water jets. Dow recommends the use of water spray, carbon dioxide or powder extinguishers.

### Handling

During use or storage, safe handling is required to prevent dust with air from reaching explosive levels as is true with other organic materials of similar particle size. When handling large quantities, local applicable regulations concerning the prevention of dust explosions or those outlined in the National Fire Protection Association (NFPA) Standard: "Prevention of Dust Explosions in Industrial Plants" should be followed. With cellulose ethers, the critical level may be reached at about 28 grams dust/m<sup>3</sup>. Additionally, WALOCEL™ products, like other organic chemicals, should not be stored next to peroxides or other oxidizing agents.

### Spills/ Housekeeping

Solutions of WALOCEL™ products are slippery. To prevent accidents, floor spills of dry powder should be swept up dry. If the spill is a viscous solution, it should be removed by further diluting with water before disposal.

### Disposal

WALOCEL™ cellulose ether products present no significant ecological problems. Typically, they can be disposed of by industrial incineration or in an approved landfill, providing regulations are observed. Customers are advised to review their local, state, provincial or national regulations governing the disposal of waste materials to confirm the appropriate means of disposal in their area.

**Product  
Stewardship**

Dow has a fundamental concern for all who make, distribute and use its products, and for the environment in which we live. This concern is the basis for our product stewardship philosophy by which we assess the safety, health and environmental information on our products and then take appropriate steps to protect employee and public health and our environment. The success of our product stewardship program rests with each and every individual involved with Dow products – from the initial concept and research to manufacture, use, sale, disposal and recycle of each product.

**Customer Notice**

Dow strongly encourages its customers to review both their manufacturing processes and their applications of Dow products from the standpoint of human health and environmental quality to ensure that Dow products are not used in ways for which they are not intended or tested. Dow personnel are available to answer your questions and to provide reasonable technical support. Dow product literature, including safety data sheets, should be consulted prior to use of Dow products. Current safety data sheets are available from Dow.

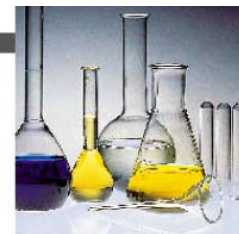
**Disclaimer**

NOTICE: No freedom from infringement of any patent owned by Dow or others is to be inferred. Because use conditions and applicable laws may differ from one location to another and may change with time, the Customer is responsible for determining whether products and the information in this document are appropriate for the Customer's use and for ensuring that the Customer's workplace and disposal practices are in compliance with applicable laws and other governmental enactments. The product shown in this literature may not be available for sale and/or available in all geographies where Dow is represented. The claims made may not have been approved for use in all countries. Dow assumes no obligation or liability for the information in this document. References to "Dow" or the "Company" mean the Dow legal entity selling the products to Customer unless otherwise expressly noted.

**NO WARRANTIES ARE GIVEN; ALL IMPLIED WARRANTIES OF MERCHANTABILITY OR FITNESS FOR A PARTICULAR PURPOSE ARE EXPRESSLY EXCLUDED.**

**The Dow Chemical Company**  
**[www.dowconstructionchemicals.com](http://www.dowconstructionchemicals.com)**  
**215-592-3000**





## CHRYSO® Fibre S25

### Macro- fibre synthétique de renforcement dite "structural"

#### Descriptif

**CHRYSO® Fibre S25** est une fibre synthétique fabriquée à partir d'un mélange de matières premières à haute résistance mécanique.

**CHRYSO® Fibre S25** améliore les propriétés suivantes du béton :

- ductilité après fissuration, tenacité.
- résistance à l'impact, à la fatigue.
- résistance à la fissuration de retrait, à la ségrégation.

**CHRYSO® Fibre S25** a une très haute adhérence qui provient de sa capacité à se "fibriller" aux extrémités lors du malaxage.

**CHRYSO® Fibre S25** permet de réduire les coûts de fabrication et de temps de pose du treillis soudé dans de nombreux cas.

**CHRYSO® Fibre S25** se répartit uniformément dans le béton formant un réseau de renforcement multidirectionnel, sans corrosion en surface contrairement aux fibres métalliques

#### Caractéristiques

- ♦ Mélange de polypropylène et polyéthylène
- ♦ Couleur : blanche
- ♦ Densité : 0,92 ( 920 Kg/m<sup>3</sup>)
- ♦ Longueur : 25 mm
- ♦ Point de fusion : 160° C
- ♦ Point d'inflammation : 590 ° C
- ♦ Résistance à la traction : 600 MPa
- ♦ Module de Young : 5 GPa
- ♦ Résistance chimique (alcalins,...) : élevée

#### Conditionnements

Sachets-doses de 1 Kg  
Palette de 25 cartons de 10 kgs

#### Applications

##### Domaines d'application

**CHRYSO® Fibre S25** se substitue dans de nombreux cas, au treillis soudé ou à des fibres métalliques:

- Préfabrication
- Caveaux, regards,...
- Dallage
- Bétons projetés
- Dallage de terre plein
- Bétons pompés

##### Mode d'emploi

**CHRYSO® Fibre S25** s'incorpore au béton à raison de 1 à 8 Kg/m<sup>3</sup> selon l'utilisation, le type de béton et le dosage prescrit par **CHRYSO**.

##### Malaxeur :

**CHRYSO® Fibre S25** s'incorpore avec les granulats pendant un temps de malaxage à sec de 30 secondes

##### Camion toupie :

**CHRYSO® Fibre S25** s'incorpore dans le béton avec un temps de malaxage de 10 minutes environ.

**CHRYSO® Fibre S25** peut provoquer une perte de l'ouvrabilité qu'il conviendra de compenser par l'utilisation d'un plastifiant ou super plastifiant. Consulter **CHRYSO** selon le type de béton et d'ouvrage.

**CHRYSO® Fibre S25** est compatible avec tout adjuvant **CHRYSO®**.



**4.1-13**

## **CHRYSO® Fibre S25**

### **Macro-fibre synthétique de renforcement dite "structural"**

#### **SECURITE**

**CHRYSO® Fibre S25** est un produit " sans danger ". Le port d'équipements de protection individuelle est recommandé.

Pour plus d'informations consulter la fiche de données de sécurité sur [www.chryso-online.com](http://www.chryso-online.com)

*Les informations contenues dans la présente notice sont l'expression de nos connaissances et de résultats d'essais effectués dans un souci constant d'objectivité. Elles ne peuvent cependant, en aucun cas, être considérées comme apportant une garantie ni comme engageant notre responsabilité en cas d'application défectueuse. Des essais préalables à chaque utilisation permettront de vérifier que les modes d'emploi et les conditions d'application du produit sont satisfaisants. Nos spécialistes sont à la disposition des utilisateurs pour les aider à résoudre au mieux leurs problèmes.*

« Se renseigner sur la dernière mise à jour »

Dernière modification: 01/06



## DLP 2050

### Redispersible Polymer Powder

#### Description

DLP 2050 redispersible polymer powder is a free-flowing, white powder obtained by spray drying of an aqueous vinyl acetate-ethylene copolymer dispersion. It offers all the advantages of a free-flowing powder additive such as ease of transportation, storage and handling. DLP 2050 redispersible polymer powder has especially been developed for self leveling flooring compounds and repair mortars based on cement. DLP 2050 redispersible polymer powder has a very low VOC, which makes the product suitable to produce self leveling flooring compounds meeting the EMICODE® EC1 requirements.

#### Applications

- Self leveling flooring compounds based on cement
- Repair mortars

#### Advantages

- DLP 2050 redispersible polymer powder has excellent flow, wetting and de-aerating properties and improves the workability.
- It yields excellent mechanical properties such as flexural and compressive strength, abrasion resistance and transversal deformation.
- In self leveling flooring compounds and repair mortars exposed to conditions of thermal or mechanical stress, DLP 2050 redispersible polymer powder provides excellent surface quality, adhesion to the substrate and helps to reduce the formation of cracks caused by shrinkage.

#### Physical Properties <sup>(1)</sup>

Polymer Base	Vinyl acetate – ethylene copolymer
<b>Powder</b>	
Appearance	White, free flowing powder
Residual moisture	Maximum 2 %
Bulk Density	0.400 – 0.550 g/ml
Ash Content	12 – 16 %
Glass transition temperature (T <sub>g</sub> )	Ca. 17 °C
<b>Redispersion (ca. 50% solids)</b>	
Minimum film formation temperature	3 °C
pH	5.0 – 7.0

(1) These data are typical values and cannot be considered as specification. For product handling and safety aspects, please refer to the Material Safety Data Sheet.

#### Storage and Handling

DLP 2050 redispersible polymer powder should be stored in a dry and cool environment. It is recommended to use within 6 months. Storage in high humidity and temperature will increase the risk of blocking. Storage under pressure should also be avoided. Do not stack pallets on top of each other.

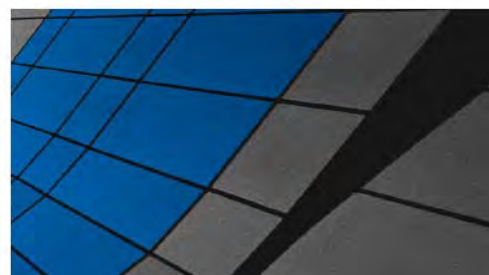
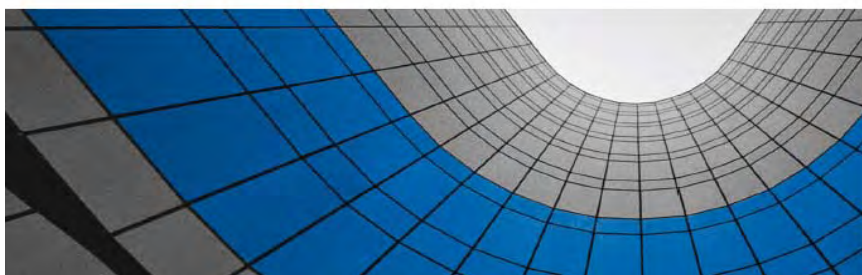
#### For further information contact:

##### Customer Information Group

North America: 1-800-447-4369  
 Europe: +800 3694 6367 toll free  
 +32 3 450 2240  
 Pacific except China: +800 7776 7776  
 Pacific China only: +800 10 600 0015  
 All Other Areas: +1-989-832-1560 (U.S.A.)

NOTICE: No freedom from any patent owned by Seller or others is to be inferred. Because use conditions and applicable laws may differ from one location to another and may change within time, Customer is responsible for determining whether products and the information in this document are appropriate for Customer's use and for ensuring that Customer's workplace and disposal practices are in compliance with applicable laws and other governmental enactments. Seller assumes no obligation or liability for the information in this document. NO WARRANTIES ARE GIVEN; ALL IMPLIED WARRANTIES OF MERCHANTABILITY OR FITNESS FOR A PARTICULAR PURPOSE ARE EXPRESSIVELY EXCLUDED

<http://www.dow.com/latexpowder>



## Fiche technique - additif spécialisé

### Description

ELOTEX<sup>®</sup> FLOWKIT74 est une composition polymère optimisée à base d'acétate de vinyle, d'éthylène et d'acrylate, conçue pour des applications de mortier sec. ELOTEX<sup>®</sup> FLOWKIT74 agit comme un agent liant polymérique grâce à ses propriétés d'adhérence et de cohésion et fluidifie comme un superplastifiant PCE.

Outre les caractéristiques des superplastifiants PCE, ELOTEX<sup>®</sup> FLOWKIT74 présente les avantages exclusifs suivants :

- il offre d'excellentes propriétés de fluidité et de nivellement
- d'excellentes caractéristiques de rhéologie et de maniabilité
- une demande en eau réduite et un temps de mélange humide court pour les compounds autonivelants appliqués à la machine.

Il constitue une alternative à la caséine comme superplastifiant dans les compounds autonivelants pour sols à base de ciment, car il offre un profil rhéologique similaire en termes de viscosité et de stabilité. ELOTEX<sup>®</sup> FLOWKIT74 assure également un excellent effet de stabilisation, en réduisant la ségrégation, la sédimentation et les exsudations. Dans la plupart des cas, aucun stabilisateur supplémentaire n'est nécessaire. En outre, il présente une excellente compatibilité avec différentes qualités de ciment, pratiquement aucun retard de l'hydratation du ciment et un développement amélioré de la résistance précoce. De plus, il est compatible avec tous les systèmes de ralentisseurs typiques, tels que l'acide tartrique, l'acide citrique et le citrate trisodique

ELOTEX<sup>®</sup> FLOWKIT74 permet d'obtenir de hautes résistances à la compression/à la flexion, une forte adhérence aux substrats et de bonnes capacités d'incrustation, avec une bonne cohésion et flexibilité à l'intérieur de la couche de ciment. En outre, il améliore la résistance à l'abrasion et aux chocs, tout en minimisant les risques de fissures de retrait.

ELOTEX<sup>®</sup> FLOWKIT74 permet aux formulateurs de facilement développer et produire des formulations autonivelantes solides avec une grande latitude de formulation, à l'aide d'un seul additif multifonctionnel, qui leur permet de réduire leurs coûts de matières premières et de logistique.

### Caractéristiques techniques

Composition	Polymères à base d'acétate de vinyle, versatate de vinyle et éthylène
Apparence	Poudre jaunâtre à écoulement libre
Densité vrac	500 - 700 g/l
Humidité résiduelle	< 2,0 %
pH	4,5 - 6,5 (en solution à 10 % dans l'eau)
Stabilité au stockage	6 mois

### Conseils d'utilisation

#### Traitement de la poudre

Les poudres Elotex peuvent être mélangées avec d'autres additifs secs dans tous les mélangeurs positifs commerciaux pour obtenir des produits finis sous forme de poudre. Dans la mesure où les poudres Elotex présentent un comportement thermo-plastique, les temps de mélange doivent être aussi courts que possible, et les fortes élévations de température causées par les importantes forces de cisaillement devront être évitées. Tous les mélanges secs à séchage hydraulique et non hydraulique comportant des poudres Elotex peuvent se mélanger aisément avec de l'eau avant

## ELOTEX<sup>®</sup> FLOWKIT74

### Avantages

- Optimisé pour utilisation dans les compounds autonivelants
- Remplacement des superplastifiants et des poudres polymères redispersables
- Alternative à la caséine
- Utile pour formuler des produits finis présentant de très faibles taux d'émissions selon EMICODE<sup>®</sup> EC1 PLUS
- Fluidification forte à une dose beaucoup plus faible qu'avec les superplastifiants classiques (avantages en termes de performance et de coût)
- Fluidification très rapide et très durable (temps de mélange court et temps de travail long)
- Retard minimal de l'hydratation du ciment
- Excellente compatibilité avec les différentes qualités de ciment
- Compatible avec tous les systèmes retardateurs typiques
- Économies de matière première et de coût logistiques

### Applications recommandées

Pour la modification des systèmes à séchage hydraulique.

#### Principaux domaines d'application

- Utilisation dans des systèmes à base de ciment pour sols, comme les compounds autonivelants, en particulier pour les revêtements à couche fine
- Spécialement adapté aux ciments pour les applications écologiques exigeantes et les produits de pavage contenant du gypse, dans lesquels la pollution des surfaces habitables par des composants organiques volatils (COV) doit être aussi faible que possible (EMICODE<sup>®</sup> EC1 PLUS)
- Convient également à de nombreuses formulations de mortiers secs pour la fluidification et/ou la réduction du rapport eau/ciment (pour augmenter la résistance et réduire le retrait/rétrécissement)

application.

Pour le mélange des produits finis sous forme de poudre, on placera habituellement la quantité requise d'eau de mélange/gâchage dans un récipient approprié et on ajoutera le mélange de poudre tout en agitant. Une agitation trop intensive du mélange pourra entraîner l'introduction indésirable d'air dans le mélange. Avant application, il conviendra donc de laisser reposer le mélange pendant quelques instants. Selon les propriétés des autres additifs et du mélangeur, le temps de repos sera d'environ 1-5 minutes.

#### Dosage

La quantité d'ELOTEX® FLOWKIT74 à utiliser est comprise entre 0,3 et 1,0 % (du poids du mortier sec), selon les exigences du produit final.

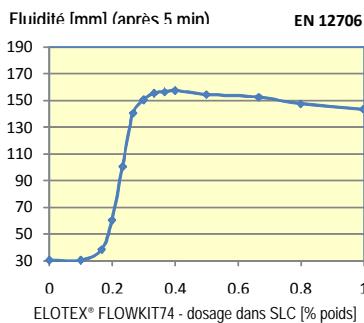
#### Compatibilité

ELOTEX® FLOWKIT74 est compatible avec tous les additifs de mortier standard comme les poudres redispersables, les éthers de cellulose, les agents accélérants, les retardateurs, stabilisateurs, épaississants, agents antimousse, etc.

#### Formulation de base d'un compound de lissage autonivelant à prise rapide

Ingrédients (mélange de mortier sec)	Parts en poids (m %)
Ciment Portland	21,00 – 25,00
Ciment d'aluminat de calcium	11,00 – 13,00
Sulfate de calcium (hémihydrate alpha)	3,00 - 5,00
Hydroxyde de calcium (chaux hydratée)	0,00 – 4,00
Sable de quartz	40,00 – 50,00
Poudre de calcaire	8,00 – 12,00
ELOTEX® FLOWKIT74	0,30 – 1,00
Retardateur (par exemple citrate trisodique)	0,10 – 0,30
Accélérateur (par exemple carbonate de lithium)	0,00 – 0,10
Antimousse (poudre)	0,00 – 0,20
Stabilisateur (CE, par exemple BERMOCOLL E230 X)	0,00 - 0,06
Eau de mélange	21 – 23%

#### Résultats des tests

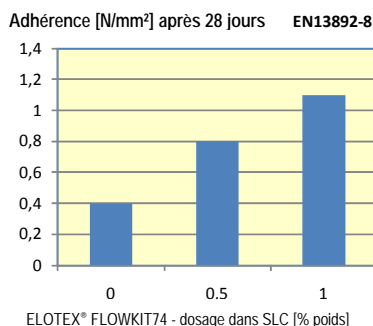


Fluidité (EN12706) =  
150 – 160 mm

Temps de travail =  
env. 30 min.

Résistance à la compression  
après 24 h =  
env. 25 N/mm<sup>2</sup>

Adhérence après 24 heures =  
1,1 N/mm<sup>2</sup>



#### Qualité, sécurité et environnement

Nous recommandons à toute personne utilisant ou étant en contact avec les poudres Elotex de se conformer aux instructions de nos fiches de sécurité. Nos spécialistes de la sécurité sont à votre disposition pour toutes questions concernant les meilleures conditions de stockage et de manipulation des poudres redispersables Elotex. Elotex a été certifié selon les normes DIN EN ISO9001 et DIN EN ISO14001.

#### Conditionnement, stockage et manutention

Conditionnement standard : sacs en papier 25 kg avec doublure polyéthylène.  
À conserver dans l'emballage d'origine.  
En règle générale, il est recommandé de stocker les poudres Elotex dans un endroit sec, à une température inférieure à 25°C et de les utiliser dans les 6 mois suivant livraison. Les sacs stockés sous pression, à une température plus élevée, endommagés ou laissés ouverts pendant une période prolongée, augmentent le risque d'agglomération de la poudre.

#### Limites de responsabilité concernant le produit

Les informations et recommandations données ci-dessus se fondent sur notre expérience et sont uniquement communiquées à titre de conseils. Elles ne dispensent pas l'utilisateur d'effectuer ses propres tests. Elotex AG, ses représentants ou organisations distributrices n'ont aucun contrôle sur les conditions dans lesquelles les poudres Elotex sont transportées, entreposées, manipulées ou utilisées. La responsabilité pour les dommages résultant de l'utilisation de nos produits ne peut en aucun cas être dérivée des recommandations données. Dans tous les cas de figure, le respect des droits de propriété intellectuelle des tiers relèvera de la responsabilité de l'utilisateur.

Aucune information technique ne saurait être communiquée à des tiers sans notre consentement préalable.

#### Informations complémentaires

Version 1 / 6.11.2011  
Remplace la version du -  
Date de 1<sup>ère</sup> publication 6.11.2011