



**HAL**  
open science

# Self-compacting concretes segregation mechanisms - Experimental study of granular interactions

Sandrine Bethmont

► **To cite this version:**

Sandrine Bethmont. Self-compacting concretes segregation mechanisms - Experimental study of granular interactions. Engineering Sciences [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, 2005. English. NNT : . pastel-00001809

**HAL Id: pastel-00001809**

**<https://pastel.hal.science/pastel-00001809>**

Submitted on 19 Jun 2006

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

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

# THESE

présentée par

Sandrine BETHMONT

pour obtenir le grade de

Docteur de l'Ecole Nationale des Ponts et  
Chaussées

Spécialité : Structures et Matériaux

Titre :

**MECANISMES DE SEGREGATION DANS LES  
BETONS AUTOPLAÇANTS (BAP)**

Etude expérimentale des interactions granulaires

*Soutenue le 15 Décembre 2005*

## Composition du jury

M. Henri VAN DAMME

M. Patrice FLAUD

M. Kamal KHAYAT

M. François CUSSIGH

M. Pierre ROSSI

M<sup>me</sup> Laetitia D'ALOIA SCHWARTZENTRUBER

RAPPORTEUR

RAPPORTEUR

EXAMINATEUR

EXAMINATEUR

DIRECTEUR DE THESE

CONSEILLERE D'ETUDES

# REMERCIEMENTS

*Je tenais tout d'abord à exprimer mes plus vifs remerciements à Patrice Flaud, professeur à l'université Paris VII, pour avoir présidé mon jury de thèse, pour avoir accepté de rapporter mon mémoire, mais également pour avoir participé au groupe de suivi de mes travaux de recherche. Je lui suis particulièrement reconnaissante de m'avoir accueillie au sein du LBHP lors de différentes campagnes d'essais et de m'avoir prodigué ses conseils lors de l'exploitation des résultats.*

*Je suis également très reconnaissante à Henri Van Damme, professeur à l'ESPCI, pour avoir accepté d'être rapporteur de ma thèse, et à Kamal Khayat, professeur à l'université de Sherbrooke, pour avoir participé à mon jury de thèse. Je tiens à remercier François Cussigh, ingénieur chez GTM Construction, pour avoir suivi l'évolution de mes travaux de recherche et pour avoir accepté de participer à mon jury de thèse.*

*Je souhaite remercier Pierre Rossi, responsable de la division Bétons et Composites cimentaires (BCC) du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), pour avoir dirigé ma thèse. Les discussions que nous avons eues au cours de ces trois années ont été particulièrement enrichissantes.*

*Je remercie chaleureusement Laetitia D'Aloia Schwartzentruber, de la division BCC du LCPC, avec qui j'ai beaucoup appris et qui m'a assuré son soutien, ses conseils et sa disponibilité tout au long de ces trois années.*

*J'exprime ma plus sincère gratitude à Christian Stéfani, de la direction Scientifique du LCPC, pour implication et ses apports tant théoriques que techniques dans ce travail de recherche.*

*Je remercie Robert LeRoy, maintenant au LAMI, et François Derkx, de la section Métrologie et Instrumentation du LCPC, pour leur collaboration lors de la conception du dispositif d'essai. Je suis particulièrement reconnaissante à Stéphane Buttigieg et Jean-Luc Bachelier, de la section MI pour leur patience, leur aide et leur implication lors des différentes étapes de développement de l'appareil.*

*Je remercie tout particulièrement Jean-Louis Taihlan et Jérôme Lombard, de la division BCC, pour avoir consacré une énergie et un temps précieux à l'étude numérique, ainsi que Claude Boulay et Fabrice LeMaou, de la division BCC, qui ont permis de perfectionner le dispositif grâce à leur savoir-faire inestimable.*

*Ces trois années de thèse ont été particulièrement agréables et ce n'est pas sans tristesse qu'il me faut les finaliser. J'exprime ici toute ma sympathie aux membres de la division BCC (de nouveau Laetitia, Jean-Louis, Jérôme L., Claude, Fabrice, Patricia, Franck, Daniel, Jérôme C., Mickaël, Ludo, Jean-François, Géraldine, François, Marie...) et aux stagiaires (Line, Marie-Yo, Mickaël...), avec lesquels j'ai passé d'excellents moments aussi bien dans le cadre professionnel (en incluant les pauses-café !) que lors de soirées difficiles à organiser !*

*Je tiens enfin à remercier ma famille et mes amis pour leurs encouragements, leur soutien et leur aide. Je pense plus particulièrement à mes parents, à mes frères et à ma sœur largement mis à contribution lors du sprint final (relecture du mémoire, préparation des toasts et des coupes de champagne...) et à Yann, qui m'a supporté courageusement lors des différentes étapes qui m'ont menée à m'intéresser au béton, qui a été d'une extrême diplomatie lors de ces derniers mois, et pour qui j'espère être d'aussi bon conseils et aussi patiente lorsque le tour viendra !*

# RESUME

Les Bétons Autoplaçants (BAP) sont des matériaux extrêmement fluides qui se mettent en place sans vibration. Cependant du fait de leur fluidité, les BAP présentent un risque de ségrégation important, c'est à dire un risque de séparation entre la phase suspendante et les gros granulats. On parle de ségrégation dynamique lorsque cette séparation se produit pendant de la phase de remplissage du coffrage et de ségrégation statique une fois le matériau mis en place. La stabilité est une caractéristique essentielle puisqu'elle permet de garantir la durabilité de la structure et l'homogénéité des propriétés mécaniques une fois le matériau durci. Il s'agit donc de trouver un compromis entre deux caractéristiques qui peuvent sembler contradictoires : fluidité et stabilité.

A l'heure actuelle, un manque de recul persiste au regard de la maîtrise complète du comportement rhéologique de ces nouveaux matériaux. De plus, il semble essentiel de comprendre les mécanismes d'initiation de la ségrégation statique afin de proposer un essai de caractérisation adéquat.

Le comportement d'une seule particule immergée dans un fluide, caractérisé principalement par son seuil d'écoulement, a été étudié. Une recherche bibliographique et des essais de chute de bille menés dans des pâtes de ciment ont mis en évidence l'existence d'un critère de stabilité.

Bien que l'initiation de la ségrégation statique soit essentiellement conditionnée par la taille et la densité des granulats, ainsi que par le seuil d'écoulement de la matrice cimentaire, le rôle de la phase granulaire ne peut être négligé.

Un nouveau dispositif expérimental a été mis au point afin de mettre en évidence les effets de groupe des granulats. Il permet de mesurer l'effort de résistance d'un réseau granulaire modèle immergé dans une matrice cimentaire et donc d'intégrer l'influence des interactions entre particules à la description des mécanismes d'initiation de la ségrégation.

Les résultats d'essais réalisés dans des pâtes de ciment issues de différentes compositions de BAP ont montré que les effets de groupe peuvent effectivement être mis en évidence. Ils s'avèrent positifs vis-à-vis de la stabilité, c'est à dire que chaque particule du réseau granulaire résiste plus qu'une particule isolée. Les effets de groupe dépendent par ailleurs de la fraction volumique du réseau. Une nouvelle constante de stabilité fonction de la fraction volumique a ainsi été définie. Quelques essais ont par ailleurs été menés afin d'appliquer les résultats expérimentaux à la formulation de bétons autoplaçants.

## **DISCIPLINE :**

Matériaux et Structures

---

## **MOTS-CLES :**

Bétons Autoplaçants (BAP), ségrégation, interactions granulaires, effet de groupe, rhéologie, matériaux cimentaires.

---

## **LABORATOIRE D'ACCUEIL :**

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. 58, Bd Lefebvre 75015 Paris

# **SELF-COMPACTING CONCRETES SEGREGATION MECHANISMS - Experimental study of granular interactions**

## **ABSTRACT**

Self-compacting concretes (SCC) have a high flowability and can be placed into formwork without vibration. However, due to their high deformability, they are liable to segregate. Segregation corresponds to the loss of homogeneity between both the granular and the suspending phases. Segregation is referred to as “static segregation” when it occurs after fresh concrete has been poured into formworks, and as “dynamic segregation” when it occurs during placing. SCC must be stable to ensure the homogeneity of the mechanical strength of the final structure and its durability. SCC mix design often consists in finding a good compromise between contradictory features, i.e. high fluidity and stability.

Improving the control and the complete characterisation of the rheological behaviour of fresh SCC is required to study and better understand the basic phenomena at the origin of “static” segregation. More knowledge is needed to develop new tests to estimate the segregation risk of SCC.

The stability of an isolated particle immersed in a suspending phase characterised by its shear yield stress, has been studied. The initiation of segregation essentially depends on both the size and specific gravity of the coarse aggregate and on the shear yield stress of the suspending matrix. However, avoiding segregation is also a matter of granular skeleton features.

A new testing apparatus has been developed to bring to display and study the interactions between coarse aggregates. This apparatus enables to measure the resisting force of a granular lattice made of spherical particles of the same diameter, immersed in a suspending phase. By comparing tests performed on both lattice and elementary particle, the interactions between particles can be quantified and taken into account in the description of segregation mechanisms.

Several tests have been performed by varying the composition of the suspending phase and the lattice characteristics. Group effects are positive as far as they enhance the stability of fresh SCC. However, they depend on the solid fraction of coarse aggregates. A new stability constant can be defined to describe the segregation mechanisms. Besides, an experimental study has been carried out on concrete to illustrate the possible repercussions on SCC mix design.

# TABLE DES MATIERES

---

REMERCIEMENTS

RESUME

**INTRODUCTION..... 1**

**A- ETAT DES CONNAISSANCES ET PRATIQUE ACTUELLE DES  
BETONS AUTOPLACANTS ..... 3**

---

I. INTERETS TECHNIQUES ET IMPACTS SOCIO-ECONOMIQUES ..... 3  
I.1 Mise en œuvre ..... 3  
I.2 domaines d'emploi ..... 5  
I.3 Impacts socio-économiques ..... 7

II. DES PROPRIETES DES BAP A L'ETAT FRAIS A LEUR COMPOSITION ..... 9  
II.1 FLUIDITE ..... 9  
II.1.1 Caractérisation empirique ..... 9  
II.1.2 Mesures rhéologiques ..... 10  
II.1.3 Corrélation entre les essais empiriques et les mesures rhéologiques ..... 13  
II.1.4 Mécanismes générant la fluidité ..... 16  
II.1.5 Détermination de la phase fluide d'un BAP ..... 20  
II.1.6 Implication en terme de formulation des BAP ..... 22  
II.2 HOMOGENEITE ..... 27  
II.2.1 Ségrégation dynamique ..... 27  
II.2.2 Ségrégation statique ..... 32  
II.3 ROBUSTESSE ..... 46  
II.3.1 Définition ..... 46  
II.3.2 Rôle des agents viscosant ..... 46

III. METHODES DE FORMULATION ..... 50  
III.1 OPTIMISATION DU MORTIER ..... 50  
III.2 OPTIMISATION DE LA QUANTITE DE PATE ..... 51  
III.3 OPTIMISATION DU SQUELETTE ..... 52

IV. CONCLUSION PARTIE A ..... 54

**B- ETUDE PRELIMINAIRE : SEGREGATION D'UNE PARTICULE  
ISOLEE DANS DES MATRICES CIMENAIRES FLUIDES ..... 56**

---

I. CALCUL ANALYTIQUE 2D ..... 56  
I.1 HYPOTHÈSES ..... 56  
I.2 RESOLUTION ANALYTIQUE DU PROBLEME ..... 57  
I.3 CALCUL DU CRITERE DE STABILITE ..... 58

II.	SIMULATIONS NUMERIQUES 2D ET 3D .....	59
II.1	HYPOTHESES .....	59
II.2	RESULTATS .....	60
II.3	EFFETS DE PAROI .....	61
III.	EXISTENCE D'UN CRITERE DE STABILITE FONCTION DU SEUIL D'ECOULEMENT.....	63
IV.	ETUDE EXPERIMENTALE SUR PATES DE CIMENT.....	65
IV.1	PRINCIPE DE L'ESSAI .....	65
IV.2	MATERIAUX .....	65
IV.3	RESULTATS .....	66
IV.4	COMPARAISON DES RESULTATS EXPERIMENTAUX AVEC LES CRITERES ISSUS DE LA LITTERATURE .....	68
V.	CONCLUSIONS .....	69

## **C- STABILITE D'UN RESEAU GRANULAIRE : MISE AU POINT D'UN DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET PROTOCOLE D'ESSAI.....71**

---

I.	DESCRIPTION DU DISPOSITIF EXPERIMENTAL.....	71
I.1	ELEMENTS RELATIFS AU RESEAU DE BILLES.....	73
I.2	AUTRES ELEMENTS.....	75
I.3	CAS DES ESSAIS SUR UNE BILLE UNIQUE .....	78
I.4	INSTRUMENTATION .....	79
II.	PRINCIPE DES ESSAIS .....	80
II.1	CARACTERISTIQUES DES RESEAUX DE BILLES UTILISES .....	80
II.2	TYPE DE FLUIDE UTILISE .....	81
II.3	DEROULEMENT D'UN ESSAI.....	82
II.4	INTERPRETATION DES RESULTATS .....	83
II.4.1	Identification des phases d'essai.....	83
II.4.2	Analyse du déplacement (avant pic).....	85
II.4.3	Analyse de l'effort à prendre en compte .....	86
II.4.4	Conclusion .....	91
III.	DETERMINATION DU PROTOCOLE D'ESSAI .....	92
III.1	CARACTERISATION DES PATES DE CIMENT .....	92
III.1.1	Présentation de différents modes de mesure et géométries.....	92
III.1.2	Caractérisation ponctuelle des pâtes de ciment.....	98
III.1.3	Choix d'une géométrie pour la mesure du seuil en parallèle d'un essai sur réseau .....	102
III.2	PRISE EN COMPTE DES EFFETS TEMPORELS POUR LA DEFINITION DU PROTOCOLE.....	103
III.2.1	Caractérisation des pâtes de ciment issues de BAP .....	103
III.2.2	Influence du débit de fuite.....	111
III.3	CONCLUSIONS ET CHOIX D'UN PROTOCOLE D'ESSAI .....	112

## **D- STABILITE D'UN RESEAU GRANULAIRE : RESULTATS..... 114**

I.	DETERMINATION D'UNE VALEUR DE REFERENCE : STABILITE D'UNE BILLE UNIQUE.....	114
II.	ESSAIS SUR RESEAU GRANULAIRE MODELE .....	116
II.1	MISE EN EVIDENCE DE L'EFFET DE GROUPE .....	116
II.2	EFFETS DE PAROIS (MODELISATION).....	117
II.3	INFLUENCE DU DIAMETRE DES BILLES DU RESEAU A FRACTION VOLUMIQUE CONSTANTE .....	119
II.4	INFLUENCE DE LA FRACTION VOLUMIQUE DU RESEAU .....	120
II.5	INFLUENCE DE LA COMPOSITION DES PATES DE CIMENT .....	124
II.6	ANALOGIE AVEC LES MECANISMES D'ECOULEMENT D'UN FLUIDE A SEUIL DANS UNE CONDUITE.....	131
II.7	CONCLUSION .....	133
III.	APPLICATION A LA FORMULATION DES BAP .....	134
III.1	CARACTERISATION D'UNE PHASE SUSPENDANTE REPRESENTATIVE DE CELLE D'UN BAP .....	135
III.2	FORMULATION ET CARACTERISATION DE BAP ET DES MME CORRESPONDANTS ....	137
III.3	STABILITE AU TAMIS ET CRITERE DEFINI PAR L'ESSAI SUR RESEAU.....	138

## **CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES ..... 140**

## **REFERENCES ..... 143**

### **ANNEXES**

<a href="#">ANNEXE A:</a>	COMPARAISON DES RHEOMETRES .....	150
<a href="#">ANNEXE B:</a>	CARACTERISATION D'UN GEL MODELE (CARBOPOL).....	151
<a href="#">ANNEXE C:</a>	COMPOSITION DES BAP .....	152
<a href="#">ANNEXE D:</a>	DETERMINATION DU MODULE ELASTIQUE DE PATE DE CIMENT .....	153
<a href="#">ANNEXE E:</a>	CALCULS D'INCERTITUDE SUR LA DETERMINATION DE LA CONSTANTE DANS LE CAS D'UN RESEAU.....	156
<a href="#">ANNEXE F:</a>	COMPOSITION DES BAP (PALVADEAU) .....	159

# INTRODUCTION

---

Les bétons autoplaçants (BAP), développés depuis une vingtaine d'années, sont encore à l'heure actuelle qualifiés de « nouveaux bétons » car leur utilisation reste modeste bien qu'ils possèdent un fort potentiel de développement.

La spécificité des BAP par rapport aux bétons traditionnels réside dans le fait qu'ils sont extrêmement fluides et qu'ils ne nécessitent pas de vibration pour être mis en œuvre. Se compactant sous l'effet de leur propre poids, ils peuvent être coulés dans des zones très ferraillées ou dans des zones d'architecture complexe et difficilement accessibles.

La suppression de la phase de vibration présente également l'intérêt d'améliorer les conditions de travail sur site, ainsi que le confort acoustique au voisinage du chantier plus particulièrement en zone urbaine.

Bien que les connaissances sur les BAP soient suffisantes pour permettre leur utilisation, certains aspects restent à améliorer. En effet, leur composition spécifique nécessite la mise en place d'un contrôle soutenu de leur formulation, ainsi qu'un contrôle de leurs propriétés à l'état frais, avant mise en œuvre. La maîtrise de ces matériaux n'est pas encore acquise, en témoigne la diversité des études menées afin d'appréhender le comportement des BAP.

Les essais, mis au point pour caractériser le matériau à l'état frais, concernent deux propriétés essentielles et indissociables des BAP : la fluidité et l'homogénéité. Apparaissant comme contradictoires, elles sont toutes deux nécessaires pour l'obtention d'une construction finale d'une qualité esthétique indéniable, mais également conforme aux exigences techniques préconisées.

Or, en l'absence de défauts de parements (ressuage, bullage), les éventuelles pertes d'homogénéité ne sont pas décelables en surface. Elles se caractérisent par une séparation des gros granulats du fluide suspendant, ce qui est particulièrement néfaste pour les propriétés mécaniques finales de la structure. Il est donc indispensable de s'assurer en amont que l'ensemble du matériau restera stable, aussi bien lors la phase de mise en œuvre qu'après, i.e. durant la période dite « dormante » précédant la prise. Toutefois, il n'existe à l'heure actuelle que peu d'essais permettant de caractériser ce phénomène de séparation ou de ségrégation des gros granulats. De même, très peu d'études ont été menées afin d'appréhender les mécanismes mis en jeu lors d'un tel phénomène.

L'objectif de ce travail est d'apporter des éléments permettant de comprendre les mécanismes de ségrégation statique, c'est à dire lorsque la séparation s'opère après la mise en place du matériau.

**La première partie** du mémoire est consacrée aux connaissances actuelles des propriétés des BAP. Les méthodes de caractérisation des différentes propriétés de ces bétons sont présentées ainsi que le rôle des composants permettant d'obtenir des matériaux extrêmement fluides et stables.

**La seconde partie** constitue une étape préliminaire mais néanmoins essentielle permettant de discerner les mécanismes élémentaires du phénomène de ségrégation statique. La stabilité d'une seule particule immergée dans un fluide complexe est abordée selon trois approches complémentaires : une approche analytique, des simulations numériques et enfin une approche expérimentale.

Cette partie met en évidence l'existence d'un critère de stabilité permettant de définir le diamètre critique d'un granulat, assimilé à une sphère, au-delà duquel il existe un risque de ségrégation. Le critère dépend notamment du seuil d'écoulement du fluide suspendant, de la différence de densité entre la particule et le fluide ainsi que d'une constante dont la valeur doit être définie.

**La troisième partie** est consacrée à la présentation d'un nouveau dispositif d'essai mis au point afin d'étudier le rôle des interactions entre les granulats lors de l'initiation de la ségrégation. Le dispositif expérimental permet de mesurer la résistance d'un réseau granulaire modèle lors de son extraction d'un fluide à seuil. Le principe de fonctionnement de l'appareil, ainsi que le protocole d'essai établi sont détaillés. Les propriétés du fluide devant également être pris en compte dans l'étude, la caractérisation rhéologique des matériaux dans lesquels sont menés les essais est présentée.

**La quatrième partie** présente les résultats de la campagne expérimentale menée sur différents réseaux de billes immergés dans des pâtes de ciment issues de BAP. Des mesures réalisées sur une particule unique sont tout d'abord présentées afin de définir une constante de stabilité de référence. Les résultats des essais menés à l'aide de différents réseaux de billes et de différentes pâtes de ciment sont ensuite présentés et étayés par des simulations numériques. Enfin, une application des résultats expérimentaux à la formulation des BAP est proposée.

# **A- ETAT DES CONNAISSANCES ET PRATIQUE ACTUELLE DES BETONS AUTOPLACANTS**

---

## **I. INTERETS TECHNIQUES ET IMPACTS SOCIO-ECONOMIQUES**

Les bétons autoplaçants (BAP) ont été développés au Japon à la fin des années 80. Leur origine semble provenir de la nécessité d'utiliser des matériaux de plus en plus « performants » pour palier une réduction de la qualité des constructions due à une mauvaise mise en place du matériau [1]. La mise en œuvre d'un béton traditionnel nécessite une phase de vibration afin de remplir correctement les coffrages. Cette étape conditionne la qualité de la structure finale, mais c'est également un travail pénible qui demande un savoir-faire particulier.

La solution proposée a été d'utiliser un matériau très fluide, capable de se compacter sous son propre poids, sans vibration extérieure. Ces matériaux initialement appelés Bétons Hautes performances, sont aujourd'hui connus sous le nom de bétons autoplaçants, bétons autocompactants, ou bétons autonivellants, selon les applications [1]. Ils connaissent à l'heure actuelle un essor considérable en Europe et aux Etats-Unis et prendront dans les années à venir une place de plus en plus importante. Les domaines d'application des BAP sont nombreux, mais leur utilisation implique une évolution ou une adaptation des moyens et des techniques traditionnellement employées.

### **I.1 MISE EN ŒUVRE**

La principale différence, entre un BAP et un béton traditionnel, réside dans le comportement du matériau à l'état frais et donc dans sa mise en œuvre. La spécificité d'un BAP est d'être extrêmement fluide. Il se compacte sous l'effet de son propre poids et ne nécessite donc pas de vibration pour être mis en place. Par ailleurs, le matériau doit être stable pour assurer l'homogénéité de la structure finale.

En terme de mise en œuvre, les BAP offrent des conditions plus souples que le béton traditionnel du fait de la suppression de la vibration. Un des avantages majeurs des BAP, que nous aborderons également dans la partie traitant de leur impact économique, est la réduction de la durée de la phase de coulage : la vidange de la benne se fait plus rapidement, l'écoulement du matériau est bien évidemment plus aisé, la phase de vibration est supprimée et l'arase supérieure est plus facile à réaliser.

La méthode traditionnelle de remplissage par le haut du coffrage peut être utilisée avec une hauteur de chute plus importante. Il convient cependant de la limiter à 5m, pour éviter des problèmes de ségrégation dus à la chute du béton dans le coffrage [2]. L'utilisation d'un tube plongeur peut être une alternative pour limiter la hauteur de chute du matériau.

La fluidité des BAP permet par ailleurs l'injection du matériau en pied de coffrage, même pour des éléments verticaux.

D'après les recommandations de l'AFGC [2], quel que soit le mode de remplissage retenu, il convient de limiter la longueur de cheminement horizontal dans les coffrages. Une perte d'homogénéité peut en effet se manifester lorsque ce cheminement est trop important. Ainsi,

la longueur de cheminement maximale préconisée est de 10 m. (Dans certains cas, elle peut être limitée à 5 m, cf. tableau A.I.1).

Toujours d'après les recommandations provisoires de l'AFGC [2], les données relatives à la poussée exercée par le béton frais sur le coffrage ne sont pas suffisantes pour fixer des règles précises sur ce point. Différentes études ont été menées depuis sur le sujet. Billberg [3], déclare que lorsque les BAP ont été développés, il était généralement admis qu'ils généreraient une pression hydrostatique. Or différentes études ont montré que la pression exercée par les BAP sur les coffrages était plus faible que celle attendue, et dépendait de la vitesse de remplissage du coffrage [3, 4]. Ceci proviendrait du caractère thixotrope du matériau, c'est à dire de sa capacité de structuration au repos [5]. La pression exercée par le BAP sur le coffrage dépendrait non seulement de la vitesse à laquelle il est mis en place mais également du mode de remplissage choisi. Lorsque le remplissage est effectué rapidement ou lorsqu'il est effectué en pied de coffrage, la pression latérale exercée sur le coffrage serait de l'ordre de la pression hydrostatique car le matériau n'a pas le temps de se structurer. En revanche, un remplissage plus lent et effectué par le haut du coffrage permet au matériau de se structurer [5].

Concernant la préparation des coffrages, notamment vis à vis de l'étanchéité et de l'absence de débris, les précautions à prendre sont similaires à celles pratiquées pour les bétons traditionnels [2]. Les recommandations de la FFB [6] précisent cependant que l'étanchéité en pied de coffrage est essentielle et que la propreté des coffrages est à vérifier tout particulièrement. En effet, l'aspect de surface des BAP étant un de leurs principaux atouts, il convient d'apporter un soin particulier à la préparation des coffrages. Ce temps de préparation supplémentaire n'est cependant pas pénalisant pour l'avancement du chantier et reste négligeable face au gain de temps apporté par la suppression de la phase de vibration. L'absence de vibration simplifie par ailleurs le calage des armatures et des réservations.

Comme pour les bétons traditionnels, il convient de vérifier les conditions atmosphériques avant coulage. En dehors de la gamme 5-25°C, des dispositions particulières sont à prendre [6, 7].

Une attention particulière doit être portée à la cure des BAP, i.e. à la protection mise en œuvre pour éviter l'évaporation, et particulièrement dans le cas d'applications horizontales. Le faible ressuage<sup>1</sup> des BAP les rend en effet plus sensibles au retrait plastique [2, 8]. D'une manière générale, il est recommandé d'éviter une évaporation trop importante dans les premières heures après mise en œuvre [2].

D'après les recommandations de la FFB [6], comme pour tous les bétons ayant reçu un produit de cure, le ponçage ou le grenailage est obligatoire avant la pose de tout revêtement solidaire au support. Cette préparation doit être réalisée le plus tard possible dans le cas des bétons autonivellants (applications horizontales), au minimum après 28 jours.

La mise en œuvre d'un BAP est plus simple que celle d'un béton traditionnel du fait de la suppression de la vibration. Certaines précautions supplémentaires sont à prendre, lors de la préparation des coffrages par exemple (propreté, étanchéité...), mais globalement les consignes restent similaires à celles définies pour les bétons traditionnels.

---

<sup>1</sup> Phénomène décrit dans le chapitre A.II.3.1

## I.2 DOMAINES D'EMPLOI

Les caractéristiques des BAP laissent entrevoir de nombreuses possibilités techniques du fait de leur grande fluidité :

- possibilité de coulage de zones fortement ferraillées,
- possibilité de coulage de zones d'architecture complexe et difficilement accessibles,
- obtention de très bonnes qualités de parement.

L'un des avantages majeurs du BAP est de permettre la réalisation de parements de grande qualité. Leur composition, riche en éléments fins, permet d'obtenir une texture de surface plus fine et plus fidèle à la peau coffrante utilisée. Les aspects satinés, lisses ou très structurés recherchés par les architectes sont alors plus facilement réalisables. Des teintes homogènes et régulières peuvent être obtenues si les conditions de mise en œuvre évoquées précédemment sont respectées, notamment du point de vue de la propreté des coffrages.

Le coulage d'un béton dans une zone très fortement ferraillée menait traditionnellement à un surdimensionnement de la pièce afin de rendre accessible tout point du bétonnage. L'utilisation des BAP présente des intérêts architecturaux importants puisque, sans augmenter les performances mécaniques d'une structure donnée, ils permettent l'optimisation des sections ou la réalisation d'éléments de forme complexe.

Les BAP constituent donc une alternative particulièrement intéressante au béton vibré dans les différents domaines de la construction : bâtiment, ouvrages d'art, tunnels, préfabrication, réhabilitation, etc.

Walraven [9] précise cependant que les BAP sont souvent adoptés dans le domaine de la préfabrication grâce aux avantages et aux gains directs qu'ils présentent. Globalement, leur utilisation permet de réduire les coûts de production et, parallèlement, d'améliorer les conditions de travail et la qualité des produits finis. Leur utilisation est plus délicate sur site car les BAP sont particulièrement sensibles aux variations de teneur en eau. Or, bien que la production soit contrôlée, les lots de matériaux peuvent avoir des caractéristiques légèrement différentes.

En effet, la formulation des BAP est particulière : utilisation d'adjuvants et d'additions minérales. Leur sensibilité en ce qui concerne le dosage et la teneur en eau, la qualité et la régularité des composants ainsi que les conditions de malaxage, nécessite donc la mise en place d'un suivi plus important. Nous verrons que les différentes précautions à prendre sur chantier et que la composition même du matériau peuvent entraîner un surcoût (cf. paragraphe A.I.3).

Par ailleurs, Walraven [9] rappelle à juste titre que la réglementation n'est pas encore adaptée au cas des BAP. En effet, la norme NF EN 206 ne définit que cinq classes de consistance (ferme → fluide). Actuellement, tous les BAP sont donc regroupés dans la classe 5 (fluide). L'expérience acquise aux Pays-Bas a permis d'étendre la classification en fonction des différences existant entre les BAP et de déterminer différents domaines d'emploi, selon leurs propriétés, comme le montre la figure A.I.1 :

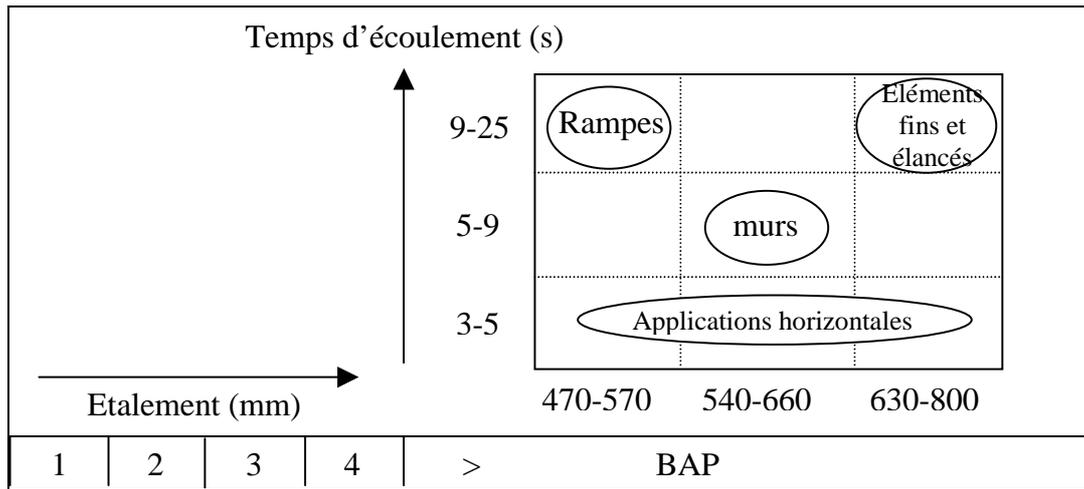


Figure A.I.1 : Domaines de classification des bétons étendus au cas des BAP [9].

Les mesures d'étalement et de temps de d'écoulement sont respectivement réalisés au cône d'Abrams et au V-funnel. Ces essais seront décrits ultérieurement (cf. figure A.II.1).

De la même manière, en France, les BAP seront dorénavant classés selon trois catégories suivant leur domaine d'application. Le classement s'effectue selon leur intervalle d'écoulement I (tenant compte de la géométrie du coffrage et de la disposition des armatures), le type d'application, et l'épaisseur de la structure dans le cas d'une application horizontale [7].

Tableau A.I.1 : Classification des BAP selon leur application [7]

Intervalle d'écoulement (mm)	Application horizontale		Application verticale
	Epaisseur ≤ 300 mm	Epaisseur > 300 mm	
$I \geq 100$	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>2</b>
$80 \leq I < 100$	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
$I < 80$	<b>3</b>	<b>3</b>	<b>3</b>

Les classes 2 et 3 contiennent deux sous-classes en fonction de la longueur maximale de cheminement horizontal du BAP : 5m pour les classes 2a et 3a, 10 m pour les classes 2b et 3b.

Les chantiers, où la solution BAP a été retenue, montrent l'intérêt de ces bétons. Les motivations de ce choix les plus couramment rencontrées sont la facilité de mise en œuvre, la réduction des délais et la qualité des parements [10]. On peut citer quelques ouvrages réalisés en BAP [10] :

- Les voiles de 16 m de hauteur sur 30 cm d'épaisseur de la salle principale du cinéma mk2 Bibliothèque, à Paris
- Les massifs d'éoliennes à Plougras (22), comportant une densité d'armature importante
- Le barrage Belbezet (34), nécessitant une consolidation des parois rocheuses et l'obstruction de cavités.

En terme de résistances mécaniques, des BAP « ordinaires » aussi bien que des BAP « Hautes Performances » peuvent être mis au point [11].

Les BAP constituent une véritable alternative au béton traditionnel. Bien que leur formulation et leur contrôle, lors de la mise en œuvre, nécessitent une attention particulière, différents exemples ont mis en évidence les possibilités techniques qu'ils offrent. Outre le fait qu'ils

couvrent la gamme des propriétés mécaniques usuelles, les qualités esthétiques des parements obtenus devraient rapidement séduire les maîtres d'ouvrage. Les caractéristiques techniques des BAP ont par ailleurs une implication directe du point de vue économique mais aussi social.

### I.3 IMPACTS SOCIO-ECONOMIQUES

Nous avons vu que la fluidité des BAP est telle qu'il n'est plus nécessaire de les vibrer pour les mettre en œuvre. La suppression de la phase de vibration est particulièrement bénéfique pour les personnes chargées de la mise en place, puisque cela implique :

- une diminution du bruit sur site
- une diminution de la pénibilité des tâches
- une réduction des risques d'accident

En effet, le bruit engendré pendant la phase de vibration est particulièrement désagréable puisqu'il est d'une intensité élevée sur des périodes relativement longues. Dans le cas des usines de préfabrication, où la réverbération du bruit sur les parois peut augmenter le niveau sonore de manière très importante, toutes les personnes présentes dans l'atelier sont concernées par la réduction du niveau sonore ambiant. Cette réduction des nuisances sonores peut éventuellement permettre une meilleure implantation des usines dans leur environnement, puisqu'il est plus facile de respecter les réglementations en matière d'insonorisation. Dans le cas d'un chantier en extérieur, ce sont principalement les personnes chargées de la mise en place et de la vibration qui bénéficient de la réduction du bruit, mais également les riverains lorsqu'il s'agit d'un site urbain.

Malgré l'utilisation de procédés de construction de plus en plus mécanisés, les efforts physiques auxquels sont soumis les ouvriers restent pénibles. Avec l'apparition des BAP, les opérations traditionnelles de coulage, d'étalement, de talochage et de surfaçage se réduisent à une étape de coulage suivie d'un débullage dans le cas des applications horizontales. Pour les opérations verticales, les divers déplacements sur les banches, à travers trappes et échelles, sont réduits de manière significative. De plus, le fait de vibrer le béton peut avoir de graves répercussions sur la santé et peut notamment provoquer des troubles de la circulation sanguine (maladie des « mains blanches »).

Par ailleurs, les BAP sont mis en place par des opérations simplifiées donc par des agents plus rapidement formés. Ils peuvent donc se concentrer sur la préparation des coffrages sans avoir à assimiler ou mettre en pratique les recommandations sur la vibration. Mais compte tenu des objectifs exigeants des BAP, les techniciens du béton (formulateurs, agents de laboratoires et responsables de chantier) sont plus sollicités sur leurs connaissances des matériaux. Ils doivent donc se familiariser avec ces nouvelles formules de béton, les constituants utilisés, mais aussi avec les matériels et procédures nécessaires à leur préparation [12].

L'utilisation d'un BAP peut s'avérer plus économique que celle d'un béton ordinaire, et ce malgré un surcoût de formulation. Ce surcoût est principalement lié à l'adjuvantation puisque la fluidité doit être instantanée, mais également se maintenir dans le temps, dans le cas où les lieux de fabrication et de coulage ne seraient pas les mêmes. Cependant, ces frais supplémentaires peuvent rapidement être compensés par la diminution des coûts de main

d'œuvre (réduction du nombre d'intervenants pendant la mise en place du béton), du temps de coulage, des délais de fabrication, etc. Les BAP montrent en effet tout leur potentiel lorsque le chantier est considéré dans son ensemble, frais directs et indirects, donc par « l'approche globale » suggérée par Malier [13].

Même si l'utilisation des BAP nécessite certaines précautions en matière de formulation ou de préparation du matériel, l'évaluation de leurs avantages techniques mais également socio-économiques montre que ces bétons devraient être de plus en plus utilisés à l'avenir.

## II. DES PROPRIETES DES BAP A L'ETAT FRAIS A LEUR COMPOSITION

Les connaissances acquises depuis l'apparition des BAP et la meilleure maîtrise de toutes les étapes (formulation, fabrication, mise en œuvre et contrôle) sont suffisantes pour permettre l'utilisation de ces bétons dans de nombreuses applications. Certains points restent cependant à améliorer pour en étendre l'emploi.

Le comportement d'un BAP à l'état frais se différencie notablement de celui d'un béton ordinaire. Son ouvrabilité se décline classiquement suivant : sa mobilité en milieu non confiné, sa mobilité en milieu confiné et sa stabilité (vis à vis de la ségrégation et du ressuage) [2]. La formulation d'un tel béton est donc plus complexe que celle d'un béton traditionnel et implique une composition spécifique.

Nous avons choisi de présenter différemment les caractéristiques des BAP et d'aborder la complexité du matériau selon ses trois principales caractéristiques:

- la fluidité
- l'homogénéité
- la robustesse.

### II.1 FLUIDITE

La fluidité caractérise la capacité du béton à s'écouler sous son propre poids avec un débit suffisant. Elle est abordée dans cette partie pour un écoulement sans obstacle.

#### II.1.1 Caractérisation empirique

L'essai de référence pour caractériser la fluidité des BAP est l'essai au cône d'Abrams [2]. Cet essai est traditionnellement utilisé pour mesurer l'affaissement d'un béton et ainsi définir son caractère plus ou moins plastique (norme NF EN 206). L'affaissement des BAP étant total, c'est une mesure du diamètre de la galette obtenue après étalement qui est réalisée. Cette mesure permet de déterminer la capacité du matériau à s'écouler en milieu non confiné et sans obstacle.

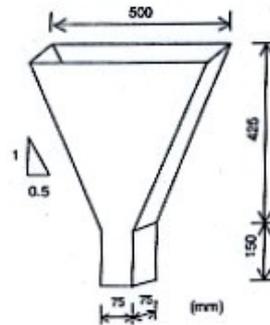
**L'essai d'étalement** au cône d'Abrams est simple à réaliser et ne demande qu'une faible quantité de matériau (6 l) (cf. figure A.II.1-a). Il peut donc être utilisé aussi bien en laboratoire que sur site. Il peut éventuellement être associé à une mesure du temps écoulé pour obtenir un étalement de 500 mm ( $T_{500}$ ), ce qui fournit une indication sur le caractère visqueux du matériau.

Cette dernière caractéristique est plus généralement étudiée au moyen de l'essai au **V-funnel** [14] (cf. figure A.II.1-b). Ce dispositif permet en effet de mesurer la vitesse d'écoulement d'un échantillon de 12 l de béton passant à travers une ouverture étroite. Plus le temps d'écoulement est court, plus la fluidité du béton est importante.

Suivant le même principe, l'**Orimet-test** est également cité dans la littérature [14]. Il s'agit d'un tube dont l'extrémité inférieure est un cône inversé de 8 cm de diamètre. Après remplissage du tube vertical avec un échantillon de 10 l de béton, la trappe située sous l'ouverture conique est ouverte. Le temps d'écoulement de la totalité de l'échantillon est enregistré et ne doit pas dépasser 5 s pour les BAP [14].



(a)



(b)

Figure A.II.1 : (a) Essai d'étalement au cône d'Abrams et (b) dimensions du V-funnel [14].

En 2002, les recommandations en terme d'étalement admissible définissaient la fourchette : 600-750 mm [2]. Depuis, différentes classes de BAP ont été désignées en fonction du type d'application (cf. tableau A.I.1). Ainsi, différentes classes d'étalement ont été définies [7] :

- Classe SF1 : étalement compris entre 550 et 650 mm
- Classe SF2 : étalement compris entre 660 et 750 mm
- Classe SF3 : étalement compris entre 760 et 850 mm

Les temps d'écoulement au V-funnel dépendent également du type d'application, mais ne sont groupés que selon 2 classes [14] :

- Classe VF1 : temps d'écoulement inférieur à 10 s
- Classe VF2 : temps d'écoulement compris entre 7 et 27 s

L'essai d'étalement est généralement relié au seuil d'écoulement du matériau et l'essai au V-Funnel est relié à la viscosité, bien que le seuil d'écoulement soit également mobilisé aux parois du dispositif. Le résultat d'un essai empirique seul n'est, cependant, pas suffisant pour décrire convenablement le comportement du béton. Quelques exemples montrent que deux mélanges de béton ayant une même valeur d'affaissement peuvent avoir un comportement différent lors de l'écoulement [15, 16]. Les caractéristiques intrinsèques des matériaux doivent donc être déterminées.

## II.1.2 Mesures rhéologiques

Les mesures réalisées sur bétons [17, 18-21] montrent que ces matériaux ne sont pas des fluides newtoniens<sup>2</sup>, mais qu'ils présentent un comportement viscoplastique. Le matériau ne peut s'écouler que lorsque la contrainte de cisaillement dépasse une valeur minimale. Cette contrainte minimale est appelée **seuil d'écoulement** ou **contrainte seuil**.

<sup>2</sup> Les fluides purement visqueux, newtoniens, sont caractérisés par une relation linéaire entre la contrainte de cisaillement et la vitesse de cisaillement :  $\tau = \mu \dot{\gamma}$ , avec  $\mu$  (viscosité apparente ou viscosité dynamique) = constante à température et pression constantes.

Ferraris [15] déclare que les mesures rhéologiques sont délicates à réaliser dans le cas des bétons, du fait de l'étendue des tailles des particules qui les composent (de 1  $\mu\text{m}$  à 15 mm voire 20). En effet, les appareils généralement utilisés par les rhéologues servent à caractériser des gels modèles, le sang ou divers fluides composés de particules nanométriques. Ils ne sont pas adaptés aux mesures sur béton du fait de la taille d'un échantillon représentatif.

Différents rhéomètres à béton ont été mis au point mais ils sont difficilement comparables entre eux car leurs modes de mesure et leurs géométries sont variables. L'utilisation d'un matériau modèle de référence permettrait de calibrer ces rhéomètres, mais à l'heure actuelle on ne dispose pas de matériau de ce type pour simuler le comportement des bétons [18].

Ainsi une campagne expérimentale a été entreprise afin de comparer simultanément les différents appareils utilisés pour les bétons. Cette campagne a permis de comparer deux viscosimètres de type **malaxeur** (le Two-Point test, et le rhéomètre IBB), deux rhéomètres en **cylindres coaxiaux** (le viscosimètre BML et le CEMAGREF-IMG ) ainsi qu'un rhéomètre en géométrie **Plan-Plan** (le BTRHEOM). La figure A.II.2 présente certains de ces appareils.

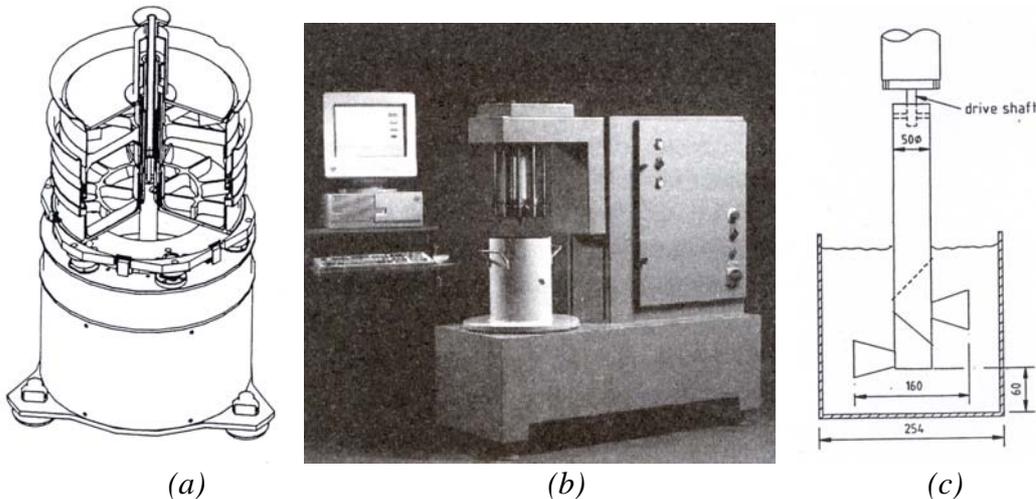


Figure A.II.2 : Rhéomètres développés pour les bétons, (a) BTRHEOM [22], (b) BML, (c) Two-point test [18].

Les caractéristiques rhéologiques peuvent être calculées directement dans le cas du BTRHEOM et du rhéomètre du CEMAGREF. Le viscosimètre BML donne des résultats qui peuvent être convertis dans les unités fondamentales selon une méthode indirecte. En revanche, les résultats du rhéomètre IBB ne peuvent être rapportés en unités fondamentales.

La campagne d'essais a montré que les rhéomètres pouvaient être classés en deux groupes selon les ordres de grandeur des résultats obtenus :

- Valeurs élevées : le BTRHEOM et le CEMAGREF-IMG. Ils présentent une très bonne corrélation entre eux.
- Valeurs faibles : le BML et le Two-Point test, pour lesquels la corrélation est correcte.

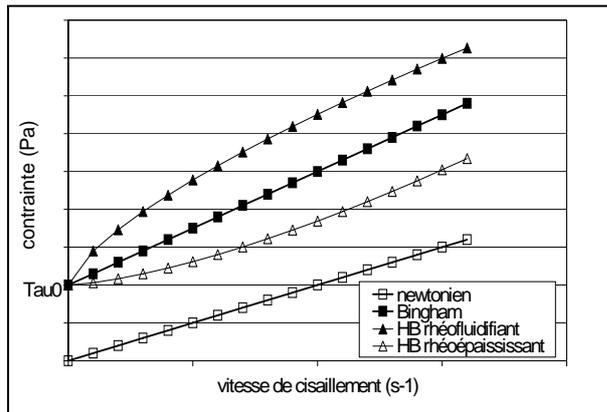
En revanche, les corrélations entre les deux groupes sont moins satisfaisantes. Des relations ont été établies entre les mesures de seuil et de viscosité obtenues entre les différents rhéomètres [18] (cf. annexe A). Par exemple, les seuils obtenus au BTRHEOM et au BML sont reliés selon l'expression :  $\tau_0(BML) = 0.5\tau_0(BTRHEOM) - 122$ .

Il est intéressant que les résultats du BTRHEOM et du CEMAGREF-IMG soient bien corrélés puisque les modes de mesures sont différents (respectivement géométrie plan-plan et géométrie cylindres coaxiaux). Une plus forte corrélation aurait pu être attendue entre le rhéomètre du CEMAGREF et le BML viscometer puisqu'il s'agit de deux rhéomètres en cylindres coaxiaux. Mais certains artefacts peuvent affecter les mesures. La distance entre les parois doit être de l'ordre de cinq fois la taille des plus grosses particules. Seuls le BTRHEOM et le CEMAGREF-IMG, considéré de part sa taille comme étant la référence, respectent cette condition. De plus, certains problèmes de glissement aux parois peuvent perturber la mesure, c'est le cas pour les rhéomètres IBB et Two-Point test.

Ainsi les rhéomètres les plus adaptés vis à vis des exigences géométriques, mais qui fournissent également des valeurs similaires et bien corrélées, sont le BTRHEOM et le CEMAGREF-IMG.

Le nombre de bétons étudiés lors de cette campagne expérimentale a permis de couvrir une large gamme de caractéristiques rhéologiques, mais des études complémentaires sont nécessaires et notamment la réalisation d'essais sur BAP [18].

Différents modèles peuvent être utilisés pour décrire le comportement rhéologique des bétons, dont une revue est proposée par Ferraris [15]. Dans la pratique, deux modèles sont couramment utilisés pour les BAP : le modèle de Bingham et le modèle de Herschel-Bulkley représentés sur la figure A.II.3.



**Modèle de Bingham:**

$$\tau = \tau_0 + \eta_{pl} \dot{\gamma}$$

**Modèle de Herschel -Bulkley :**

$$\tau = \tau_0 + K \dot{\gamma}^n \quad \begin{cases} n > 1 \text{ fluide rhéoépaississant} \\ n = 1 \text{ fluide de Bingham} \\ n < 1 \text{ fluide rhéofluidifiant} \end{cases}$$

avec  $\tau_0$  seuil d'écoulement,  $\eta_{pl}$  viscosité plastique,  $K$  coefficient de viscosité,  $n$  indice.

Figure A.II.3 : modèles rhéologiques

Le modèle de Bingham est fréquemment utilisé pour modéliser le comportement des bétons. En effet, seuls deux paramètres sont à ajuster, le dépouillement des essais rhéologiques est simplifié [18-20]. Or, les résultats de certains auteurs [17, 21] montrent que les BAP ne suivent pas toujours le modèle linéaire de Bingham puisque le seuil d'écoulement ainsi extrapolé peut être négatif. Ce modèle est malgré tout satisfaisant pour une première approche, même si le modèle de Herschel-Bulkley est plus adapté.

Il semblerait toutefois qu'il soit difficile de caler les trois paramètres du modèle de Herschel-Bulkley dans la pratique. Lorsque le nombre de points de mesure est limité, l'incertitude sur la valeur de chaque paramètre est plus importante que dans le cas d'un modèle à deux paramètres [22].

De Larrard, Ferraris et Sedran [21] ont montré que les paramètres  $K$  et  $n$  du modèle de Herschel-Bulkley étaient liés, donc que ce modèle ne contenait en fait que deux paramètres indépendants. Ils proposent un modèle de Bingham « modifié », issu de l'exploitation des mesures rhéologiques selon le modèle de Herschel-Bulkley. La valeur du seuil d'écoulement

obtenue avec le modèle de Herschel-Bulkley est conservée, mais la courbe d'écoulement est remplacée par une droite obtenue par régression linéaire. Un exemple de résultats obtenus par cette méthode est présenté sur la figure A.II.4.

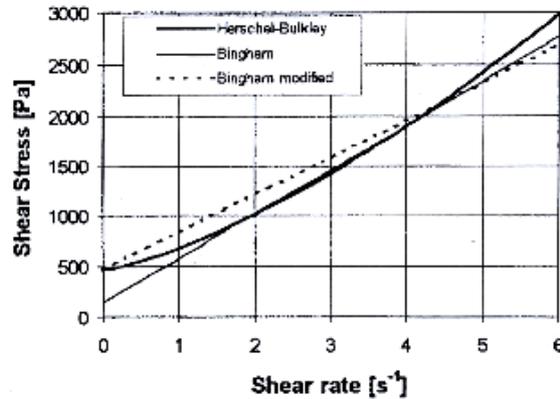


Figure A.II.4 : Modèle de Bingham modifié [21]

La réalisation de mesures rhéologiques sur béton est difficile et la prise en compte d'un grand nombre de paramètres est indispensable pour obtenir une interprétation du comportement du béton la plus réaliste possible. De plus, les mesures dépendent du protocole de cisaillement : taux de cisaillement, température, énergie de malaxage, etc. [17]. Les rhéomètres doivent, par ailleurs, répondre à différents critères (notamment les dimensions du bol) et certains rhéomètres présentés ci-dessus ne semblent pas être parfaitement adaptés [18, 23].

A l'heure actuelle, un mode opératoire adéquat pour la réalisation d'essais rhéologiques, ainsi que l'utilisation de modèles représentatifs pour le dépouillement des mesures, sont donc des points qui restent à améliorer dans le cas des BAP.

Cependant quelle que soit l'approche employée (empirique ou physique) les propriétés des BAP se différencient notablement des celles des bétons traditionnels. D'une part, l'affaissement n'est plus mesurable puisqu'il est total, on parle donc d'**étalement** des BAP. D'autre part, malgré le fait que la réalisation d'essais rhéologiques est difficile, et que le choix d'un modèle adapté est encore discuté, les différentes données indiquent que la valeur du **seuil d'écoulement des BAP est bien plus faible** que celui des autres bétons [19, 23].

Les caractéristiques rhéologiques étant mobilisées lors des essais d'étalement ou d'écoulement, nous allons maintenant nous intéresser aux relations existant entre les approches empiriques et physiques.

### II.1.3 Corrélation entre les essais empiriques et les mesures rhéologiques

La majorité des auteurs s'accordent sur le fait que la viscosité est bien corrélée au temps d'écoulement mesuré au V-funnel [24, 25] et éventuellement au  $T_{500}$  [23, 26] comme le montre la figure A.II.5.

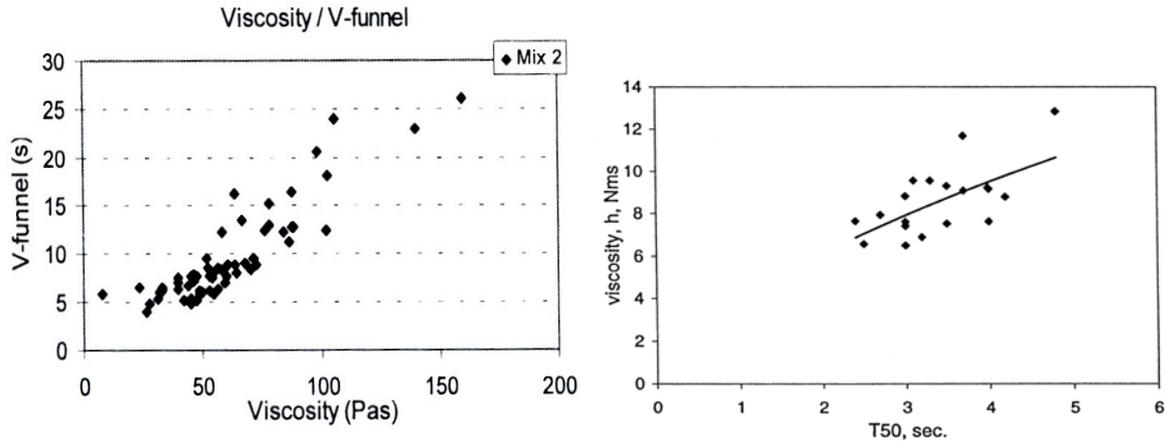


Figure A.II.5 : (a) Corrélation entre la viscosité et la mesure du temps d'écoulement au V-funnel [24], (b) corrélation entre la viscosité et le temps d'étalement  $T_{50}$  (étalement mesuré dans ce cas en centimètres) [26].

Sur les deux graphiques, la viscosité est mesurée au viscosimètre BML et semble effectivement liée à la caractéristique mesurée par l'essai empirique (V-funnel ou  $T_{50}$ ).

En revanche, concernant la relation entre le seuil d'écoulement et l'étalement les auteurs sont moins unanimes. Alors que Emborg [26] ou Utsi et al. [24] trouvent une faible corrélation entre le seuil d'écoulement extrapolé par le modèle de Bingham et la mesure d'étalement, les résultats de Ferraris et de Larrard [17], obtenus sur BAP, montrent une bonne corrélation entre le seuil d'écoulement extrapolé par le modèle de Herschel-Bulkley et l'étalement. Ces différents résultats sont présentés sur la figure A.II.6 :

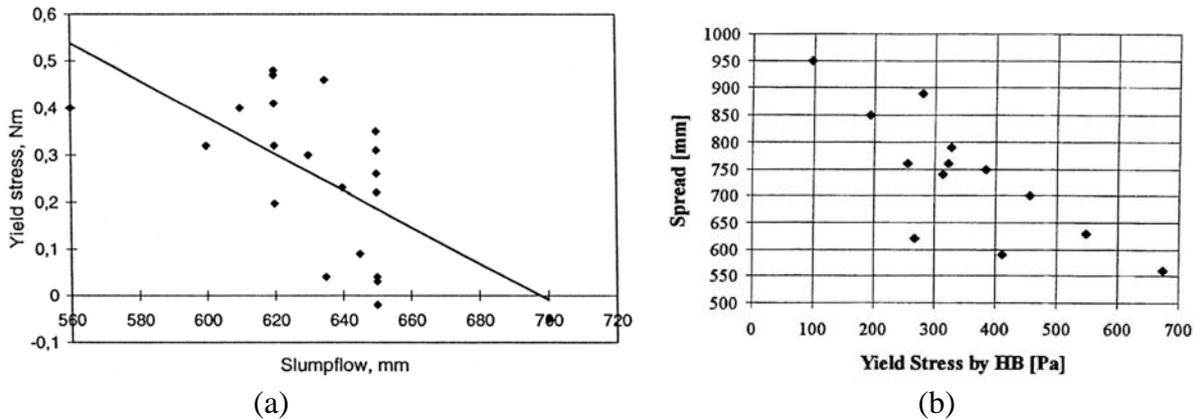


Figure A.II.6 : Comparaison entre l'étalement et le seuil d'écoulement (a) résultats de Emborg [26], (b) résultats de Ferraris et De Larrard [17].

Une relation semble pourtant exister entre le seuil d'écoulement et l'étalement d'un BAP. Kurokawa, d'après [25], et Sedran [23] ont d'ailleurs proposé des expressions permettant d'estimer le seuil d'écoulement ( $\tau_0$ ) d'un BAP à partir de la mesure d'étalement ( $D$ ) au cône d'Abrams.

Kurokawa obtiendrait la relation, d'après [25] :

$$\tau_0 = \frac{\rho g V_{\text{cône}}}{25\sqrt{3}\pi D} \cdot 10^8 \quad (\text{A.II.1})$$

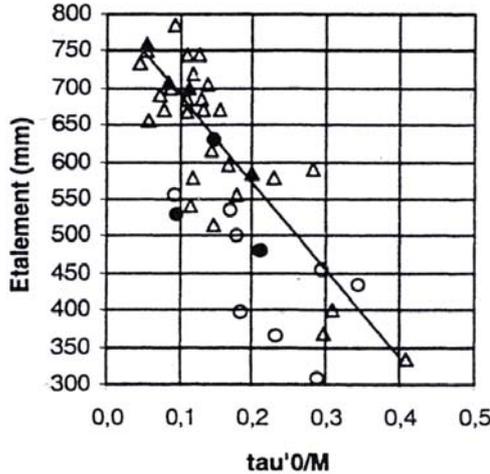
$\rho$  la masse volumique du béton,  $g$  accélération de la pesanteur et  $V_{\text{cône}}$  volume du cône d'Abrams.

L'appareil utilisé pour mesurer le seuil  $\tau_0$  n'est pas précisé et les résultats expérimentaux ne sont pas présentés.

Sedran [23] propose, à partir du lissage linéaire de ses résultats expérimentaux présentés sur la figure A.II.7, l'équation suivante :

$$\tau_0 = (808 - D) \frac{\rho}{1174} \quad (\text{A.II.2})$$

avec  $\rho$  la masse volumique du béton et  $\tau_0$  seuil mesuré au BTRHEOM.



Les cercles correspondent à des bétons saturés en adjuvant et contenant un retardateur de prise, les triangles correspondent à des bétons contenant du filler calcaire et du superplastifiant [19].

Figure A.II.7 : Relation entre l'étalement et le seuil d'écoulement rapporté à la masse volumique (notée M) [23].

Jin [25] a comparé ses propres résultats expérimentaux avec les expressions de Kurokawa et de Sedran. Les seuils de cisaillement étant mesurés avec un rhéomètre de type « Two-point test », Jin a repris les relations obtenues par le NIST [18] (cf. annexe A), pour pouvoir caler l'expression de Sedran définie pour un seuil d'écoulement mesuré au BTRHEOM.. Il obtient alors une nouvelle expression, en remplaçant le terme  $\tau_0$  de l'équation A.II.2 par  $\tau_{0(\text{two-point})} = 0.54\tau_{0(\text{BTRHEOM})} - 153.9$ . Cette expression qu'il nomme « équation de Sedran modifiée » est alors plus proche de ses résultats expérimentaux (cf. figure A.II.8).

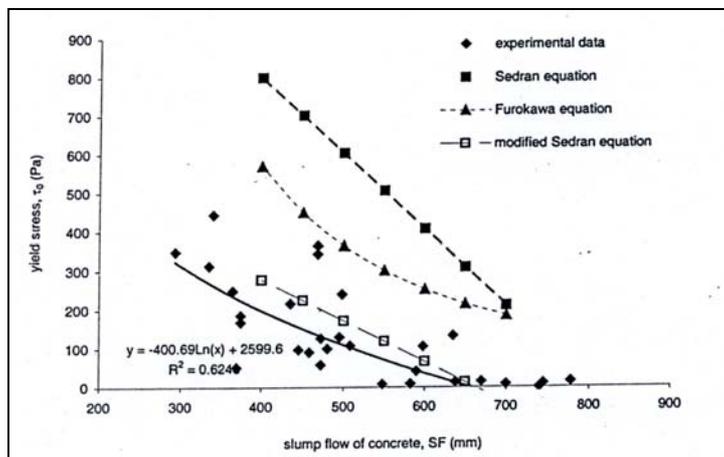


Figure A.II.8 : Comparaison entre des points expérimentaux et différentes expressions permettant de déterminer le seuil d'écoulement à partir de l'étalement [25]

Les différentes études issues de la littérature montrent qu'il existe une relation viscosité-temps d'écoulement. En revanche, la relation entre le seuil d'écoulement d'un BAP et son étalement, même si elle existe, semble difficilement quantifiable. Ceci pourrait s'expliquer par la différence entre les modes de mesures, un manque de sensibilité des appareils utilisés, ou encore par la difficulté de modéliser le comportement du matériau. Dans le cas des bétons traditionnels, la relation affaissement-seuil d'écoulement a clairement pu être mise en évidence [20,23], mais pour ces bétons, les valeurs de seuil sont bien plus élevées donc moins proches de la précision des appareils. L'existence d'une telle relation a également été mise en évidence dans le cas des mortiers et des pâtes de ciment [25, 27]. Notons que pour ces matériaux, les rhéomètres et/ou les géométries utilisées pour les mesures ne sont pas les mêmes que ceux utilisés pour les bétons. Une revue de quelques modes de mesures et des géométries employées pour les mortiers et les pâtes de ciment sera présentée dans la partie C. Afin de mieux appréhender les propriétés des BAP, les mécanismes conférant au matériau sa fluidité sont présentés dans le paragraphe suivant.

## II.1.4 Mécanismes générant la fluidité

### Théorie de l'excès de pâte

Kennedy a proposé, vers 1940, une théorie permettant de comprendre l'origine de l'ouvrabilité d'un béton, d'après [28]. En considérant le béton comme un mélange de pâte et de granulats, il existe une quantité de pâte minimum nécessaire au remplissage des interstices entre les granulats. La quantité de pâte supplémentaire provoque une certaine dispersion des granulats, limitant ainsi les frottements intergranulaires, et confère au matériau sa fluidité (cf. figure A.II.9).

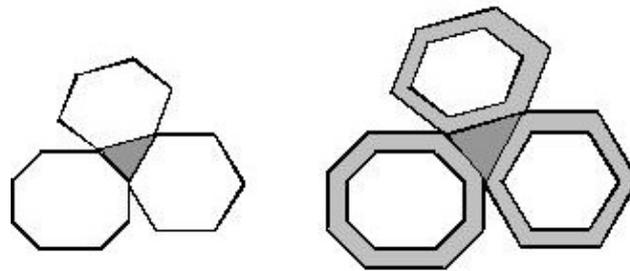


Figure A.II.9 : dispersion des granulats par excès de pâte.

On peut se poser la question de l'influence de la forme des granulats sur la fluidité. L'AFGC [2] ne donne pas de recommandations particulières sur ce sujet et déclare que des granulats roulés ou concassés peuvent être utilisés dans les BAP. Il est généralement admis que les granulats ronds confèrent au béton une plus grande ouvrabilité.

Certains auteurs ont effectivement mis en évidence l'existence d'une relation entre la quantité de pâte de ciment et l'étalement du béton [29, 30] (cf. figure A.II.10).

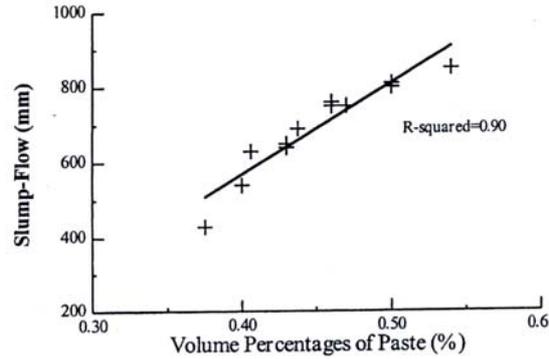


Figure A.II.10 : Relation entre l'étalement et la quantité de pâte d'un béton. [30].

Cette relation ne concerne pas seulement les plus gros granulats et se retrouve à l'échelle des grains de sable. Ouchi et al. [31] considèrent en effet que lorsque le béton se déforme, le mortier se déforme également sous l'effet du rapprochement des granulats. D'après eux, la résistance au cisaillement du mortier augmenterait en fonction de l'effort normal engendré par ce rapprochement et serait dépendante de la quantité de particules fines contenues dans le mortier (cf. figure A.II.11-a). En d'autres termes, moins il y a de frottements entre les grains de sable, plus le mortier s'écoule facilement et donc plus le béton lui-même s'écoule facilement (cf. figure A.II.11-b).

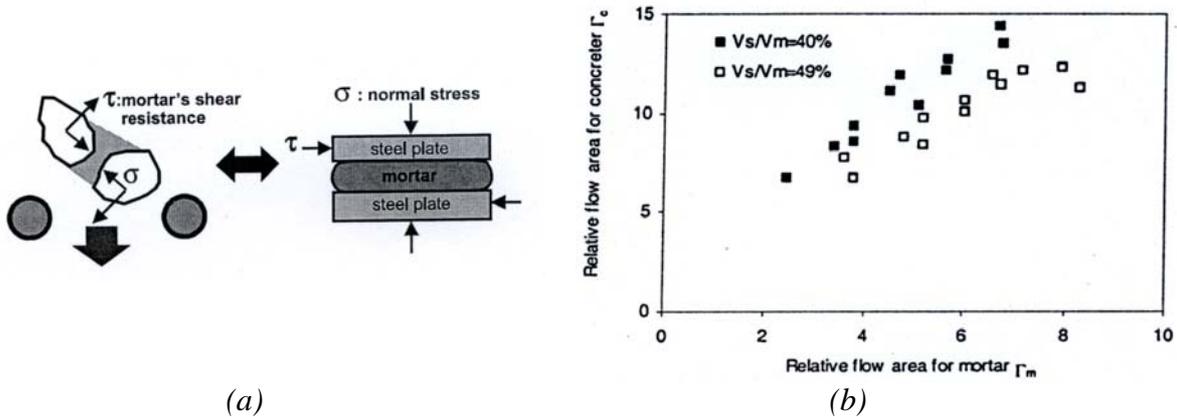


Figure A.II.11 : (a) Mécanisme de déformation du mortier sous l'action du rapprochement des granulats, (b) Comparaison entre l'étalement du béton et celui du mortier en fonction de la fraction volumique de sable contenue dans le mortier [31]

L'étalement relatif (essai au mini-cône) est donné par :  $\Gamma_m = \frac{(d^2 - d_0^2)}{d_0^2}$  et la vitesse

d'écoulement relative (essai au V-funnel) :  $R_m = \frac{k}{t}$ , où  $d^2$  est le diamètre de la galette de mortier,  $d_0$  est le diamètre inférieur du cône,  $k = 10$  et  $t$  est le temps d'écoulement du mortier.

Yen et al. [30] mettent en évidence un phénomène similaire. Pour un même dosage en gros granulat (pour un rapport eau sur liant (E/l) et un dosage en superplastifiant constants) plus la quantité de sable est faible, plus l'étalement du béton est important.

Or certains auteurs ont montré que l'étalement n'est pas uniquement lié à la quantité de pâte. En effet, Pedersen et Smeplass [32] ainsi que Van Bui, Akkaya et Shah [33] ont mis en évidence le fait que plus le seuil de la matrice est faible et moins il faut de pâte pour obtenir un étalement donné (cf. figure A.II.12).

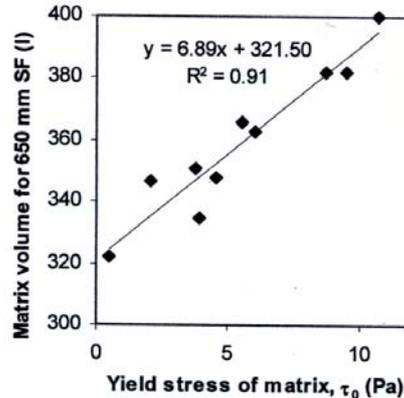
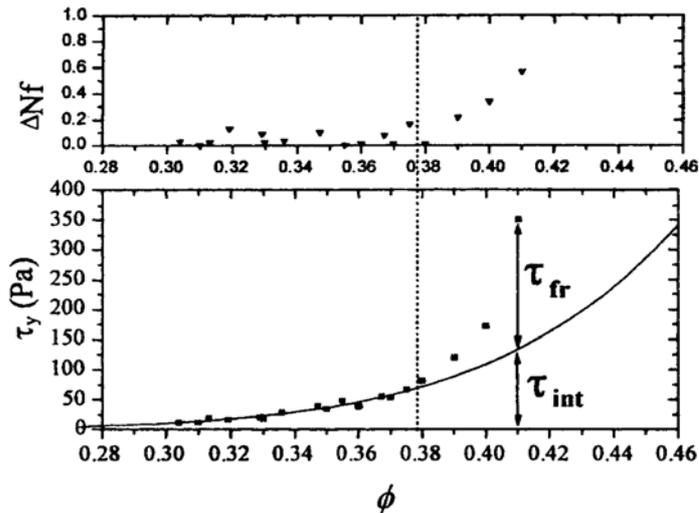


Figure A.II.12 : Relation entre le seuil d'écoulement de la matrice cimentaire et la quantité de pâte requise pour obtenir un étalement de 650 mm [32].

Ainsi l'étalement d'un BAP est non seulement dépendant de la quantité de pâte qui permet de réduire les frottements entre les granulats (sable et gravillons) mais également de la fluidité de la pâte. Or la fluidité de la pâte est elle-même liée à des frottements intergranulaires.

D'après de Larrard [22], le seuil d'écoulement ne serait pas gouverné par la phase liquide, dont le rôle n'est que de définir un espace moyen entre les particules, mais il serait dépendant du nombre et de la nature des contacts entre particules. Il propose une interprétation physique du modèle de Bingham (cf. figure A.II.3) en supposant que le béton est un mélange granulaire suspendu dans l'eau, donc que tous les grains (granulats, sable, ciment) appartiennent à la phase solide. Le terme de seuil,  $\tau_0$ , apparaît comme étant la contribution de la phase solide et le terme  $\eta_{pl}\dot{\gamma}$  comme celle de la phase liquide. L'auteur précise cependant que le degré de défloculation peut varier avec la vitesse de cisaillement et modifier la circulation du fluide. La viscosité est donc dépendante du gradient de vitesse ce qui explique que le comportement généralement observé est non linéaire donc plus proche du modèle de Herschel-Bulkley.

De plus, les travaux de Mansoutre [34], portant sur la caractérisation de pâtes de  $C_3S$ , montrent que la contribution de la phase solide au seuil d'écoulement est liée à deux phénomènes, mis en évidence en fonction de la concentration volumique sur la figure A.II.13 :



Le seuil d'écoulement provient :

- d'une contribution essentiellement physico-chimique  $\tau_{int}$  liée aux forces de surface entre les grains lorsque la fraction volumique est inférieure à 38%.
- à laquelle s'ajoute une contribution granulaire  $\tau_{fr}$  prenant en compte les forces de frottements entre les grains lorsque la fraction volumique augmente.

Figure A.II.13 : Evolution du seuil d'écoulement et du saut de force normale en fonction de la fraction volumique de pâtes de  $C_3S$  [34]

Par analogie avec ces travaux, Toutou [35] a montré que le seuil d'écoulement des mortiers est la somme de deux composantes : une composante physico-chimique liée au potentiel d'interaction entre les particules et de l'interaction des fines avec le liquide saturant, et une composante granulaire liée aux frottements des particules.

Par ailleurs, il existe différentes relations entre le seuil d'écoulement, la viscosité et la fraction volumique solide du fluide [15, 35, 36]. Ces équations ne sont pas applicables au béton du fait de la complexité du matériau, elles ne sont donc généralement utilisées que pour les pâtes de ciment ou les mortiers. Sedran [23] ainsi que de Larrard et Ferraris [17] ont proposé des relations prenant en compte la contribution de tous les constituants d'un béton (cf. paragraphe A.III.3)

Les différents auteurs [22, 23, 34, 35] décrivent donc le seuil d'écoulement comme étant la manifestation macroscopique du frottement entre les grains composant le squelette granulaire du béton. Donc s'il existe une relation entre le seuil d'écoulement et les frottements intergranulaires, il existe une relation entre le seuil et la quantité de fluide suspendant puisque les frottements dépendent de la quantité de pâte. Or nous avons vu que l'étalement dépend également de la quantité de pâte. Il existe donc bien une relation entre l'étalement d'un BAP et son seuil d'écoulement.

Les études précédentes montrent qu'à différentes échelles (pâte de ciment, mortier), il existe une relation entre le seuil d'écoulement et l'étalement et que les frottements intergranulaires jouent un rôle essentiel dans les mécanismes mis en jeu. La question qui se pose alors est de savoir si les études sur pâte ou sur mortier peuvent servir à prédire le comportement du béton. La réalisation d'essais sur pâte de ciment ou sur mortier présente en effet de nombreux intérêts, et notamment ceux de réduire la quantité de matériau à tester, la main d'œuvre et le temps nécessaire pour le caractériser.

## II.1.5 Détermination de la phase fluide d'un BAP

Le béton est généralement considéré comme un mélange bi-phasique, constitué d'une **phase granulaire** et d'une **phase fluide**. Mais comme l'évoque de Larrard [22], il subsiste un problème de distinction entre les phases, laquelle est généralement effectuée sur des considérations granulométriques (la séparation s'établissant aux alentours de 80  $\mu\text{m}$ ) ou sur l'évolution pendant la prise (qui n'affecte en principe que la pâte). On peut se demander quelle est la phase fluide participant à la mobilité du béton.

La prédiction du comportement d'un béton à partir des propriétés de sa pâte de ciment semble difficile. En effet, Nehdi et Rahman [37] et Ferraris et Gaidis [38] ont montré que le comportement rhéologique apparent, mais surtout la valeur du seuil d'écoulement d'une pâte de ciment dépendait de la distance entre les plateaux d'un rhéomètre simulant la distance entre les granulats. Plus les plateaux sont rapprochés, plus la valeur du seuil est élevée. Donc pour prédire le comportement d'un béton à partir de sa pâte de ciment, il faut caractériser la pâte dans les conditions auxquelles elle serait soumise en présence de granulats. Il s'agit donc d'estimer la distance entre les granulats dans un béton, ce qui ne semble pas facilement réalisable. Van Bui et Montgomery [39] ont proposé un calcul fonction du volume de pâte et du diamètre moyen des granulats (ensemble sable et gravillons). Ils obtiennent des distances entre granulats comprises entre 0,3 et 0,4 mm. D'après Ferraris et Gaidis [38], la distance de séparation serait de l'ordre de 0,2 mm.

Par ailleurs, le sable contient une certaine quantité de fines. Le comportement d'une pâte de ciment et le comportement de la phase suspendante d'un mortier (pâte de ciment et fines du sable) ont de fortes chances d'être différents. Ainsi, pour formuler les bétons à hautes performances par la méthode des coulis de l'AFREM [40] tous les éléments inférieurs à 2 mm sont pris en compte. Une étude préliminaire sur pâte peut donc être intéressante pour choisir des constituants et éventuellement appréhender leurs interactions, mais elle ne permettra pas de prédire complètement le comportement du béton car le rôle des grains de sable ne peut être négligé. Une approche sur mortier semble alors plus rationnelle.

Jin [25] a comparé les comportements de BAP et ceux des mortiers directement issus de leur composition, c'est-à-dire formulés en n'enlevant que les gros granulats (5/20 mm). Il obtient une bonne corrélation entre les mesures d'étalements respectifs (cf. figure A.II.14-a). De même, l'étalement et le seuil d'écoulement du mortier sont bien corrélés (cf. figure A.II.14 - b). En revanche, la corrélation est plus faible entre le seuil d'écoulement du mortier et l'étalement du béton (cf. figure A.II.14-c).

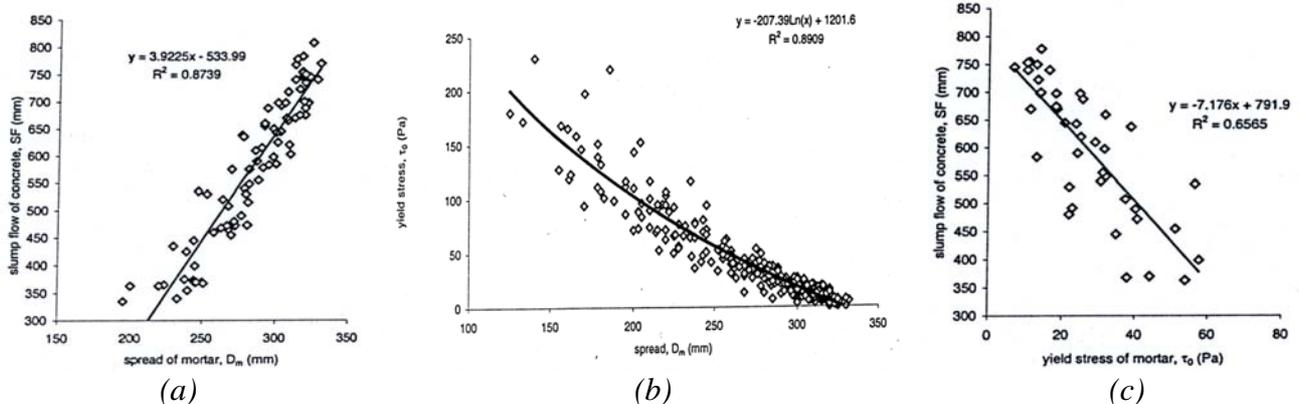


Figure A.II.14 : Corrélation entre l'étalement d'un béton et celui de son mortier, (b) corrélation entre l'étalement du béton et le seuil d'écoulement de son mortier [25].

Cette différence de comportement entre un béton et le mortier qui le compose peut s'expliquer comme dans le cas des pâtes de ciment par le fait que les gros granulats ont une influence sur la réponse rhéologique du matériau et que les gros granulats contiennent une certaine quantité de fines. Un mortier étudié seul et le mortier d'un béton n'ont probablement pas le même comportement.

La technique du **Mortier de Béton Equivalent** apparaît donc comme une alternative particulièrement intéressante [41]. Le principe est de considérer qu'il existe une corrélation simple entre les propriétés rhéologiques du béton et celles du mortier qui le compose (cf. figure A.II.15).

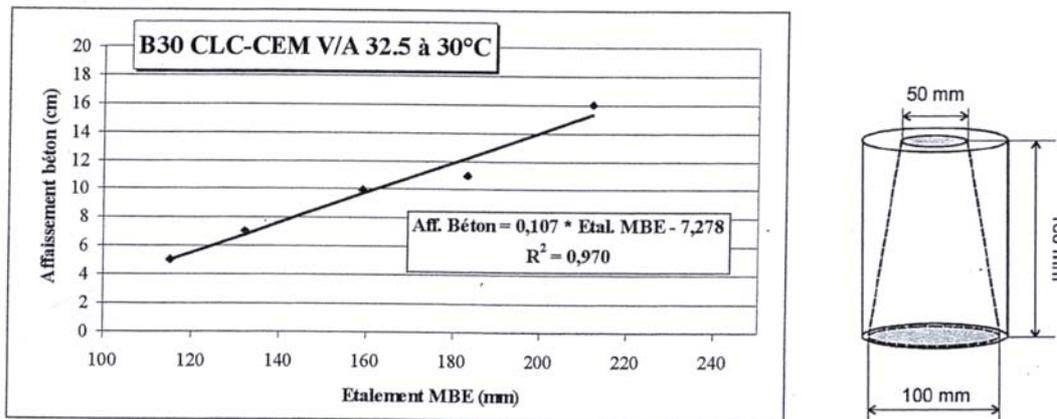


Figure A.II.15 : Corrélation entre l'étalement d'un MBE et l'affaissement du béton et dimensions du cône MBE, homothétique du cône d'Abrams [41]

Mais le mortier jouant un rôle sur la rhéologie du béton n'est pas directement déduit de la formule de béton. En effet, dans un béton, une partie de la pâte et des grains de sable adhèrent aux gravillons et ne participent donc pas à la rhéologie. Le MBE correspond à la partie du mortier participant à la rhéologie. Il est équivalent au mortier qui serait obtenu en tamisant le béton frais au tamis de 5 mm. La composition du MBE, conduisant aux mêmes propriétés que celles du mortier tamisé, est déduite de celle du mortier du béton en corrigeant la quantité de sable afin que la surface granulaire du MBE soit la même que celle du béton. Il reste certaines limites d'emploi pour lesquelles la méthode n'est plus valable ou pour lesquelles des études sont à poursuivre, notamment pour des bétons ayant un affaissement supérieur à 25 mm, ou pour des gravillons présentant une teneur en fines élevée [41].

La question de l'existence d'une méthode permettant de prédire le comportement d'un béton à partir d'une pâte de ciment ou d'un mortier ne semble donc pas totalement résolue. Le principal problème étant que la granulométrie d'un béton est généralement continue et donc que la distinction entre les phases n'est pas simple. Par ailleurs, la contribution des grains de plus grosse taille que les grains de la phase suspendante ne peut être négligée.

## II.1.6 Implication en terme de formulation des BAP

Les différentes études que nous venons d'aborder permettent de mettre en avant un principe simple de formulation pour les BAP : il est nécessaire de réduire les frottements intergranulaires aux différentes échelles de grains (ciment, sable et granulat). Ainsi, le volume de pâte doit être augmenté. Nous avons vu que les frictions interparticulaires entre les différents éléments solides augmentent la résistance interne à l'écoulement en augmentant le seuil et la viscosité. Or les BAP doivent avoir un **seuil d'écoulement faible** pour que l'écoulement s'amorce rapidement et leur **viscosité** doit être **modérée** pour limiter le temps d'écoulement. C'est pourquoi le volume de pâte dans un BAP représente 35 à 45% du volume total, alors que dans un béton traditionnel il est de 20 à 35% [2], et qu'un superplastifiant est employé pour fluidifier la pâte.

### Rôle des superplastifiants

L'apparition des bétons autoplaçants et des bétons Hautes performances (BHP) est fortement liée aux progrès réalisés dans le domaine des adjuvants et plus particulièrement celui des superplastifiants (SP) [42,43]. Les superplastifiants permettent en effet de défloculer les grains de ciment. Ils agissent par répulsion électrostatique en neutralisant les charges électriques présentes à la surface des grains et/ou par répulsion stérique en écartant les grains les uns des autres, grâce à des chaînes moléculaires très longues. L'eau initialement piégée entre les floccs est de nouveau disponible pour l'hydratation ou pour fluidifier le mélange (cf. figure A.II.16). Il devient donc possible de fabriquer des bétons très fluides, même avec moins d'eau qu'il n'en faut pour hydrater le ciment, donc de fabriquer des bétons à faible rapport E/C, faciles à mettre en place [43].

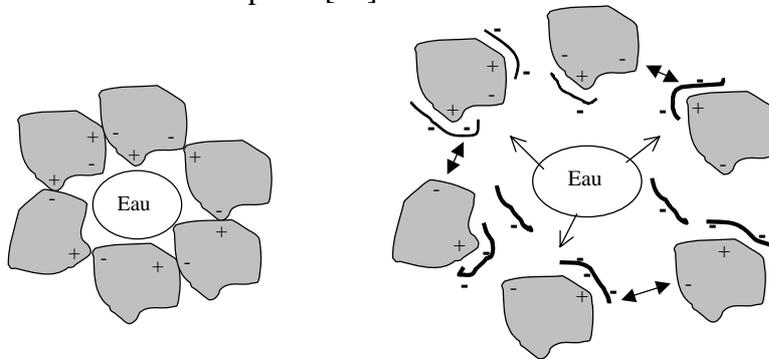


Figure A.II.16 : Action des superplastifiants - Défloculation des grains de ciment.

L'ajout d'un superplastifiant permet ainsi d'augmenter significativement la fluidité des BAP que ce soit du point de vue de leur étalement ou du point de vue de leur seuil d'écoulement. La figure A.II.17 montre par exemple que l'étalement augmente très fortement à partir d'un certain dosage en superplastifiant [44].

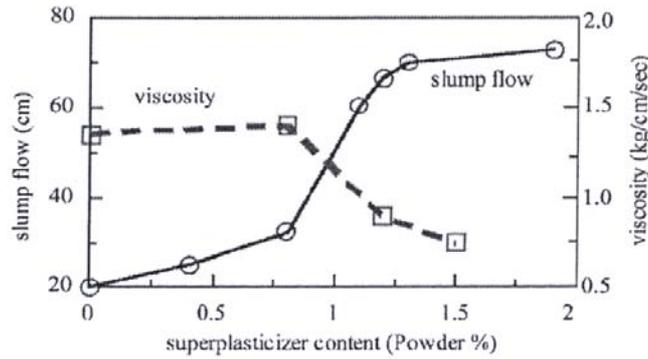


Figure A.II.17 : Influence de la quantité de superplastifiant sur l'étalement et la viscosité d'un béton [44]

Or nous avons vu que l'étalement et le seuil d'écoulement étaient liés. Les superplastifiants permettent donc également de réduire le seuil d'écoulement.

Par ailleurs, l'interprétation physique du modèle de Bingham et du modèle de Herschel-Bulkley [22] montre que le seuil d'écoulement est généré par les frottements intergranulaires et que la viscosité dépend du degré de défloculation. Nous avons vu que la viscosité dépend également de la fraction volumique solide ( $\phi$ ) (cf. paragraphe A.II.1.4).

Les superplastifiants réduisent donc la viscosité du mélange, mais dans une moindre mesure puisqu'ils ne modifient pas la fraction volumique. Différents résultats obtenus par Reknes [45] sont présentés sur la figure A.II.18

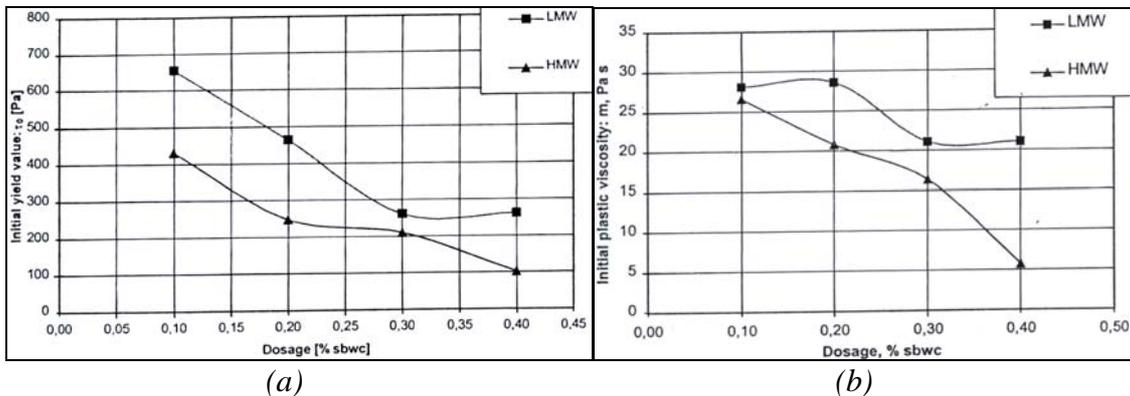


Figure A.II.18 : Evolution du seuil (a) et de la viscosité (b) d'un béton, mesurés au BML-viscosimeter, en fonction du dosage de deux types de superplastifiants (« HMW » superplastifiant à fort poids moléculaire et « LMW » superplastifiant à un faible poids moléculaire) [45]

Les superplastifiants jouent donc un rôle essentiel vis-à-vis de la rhéologie des BAP, mais ce sont des produits complexes.

D'après Jolicoeur et Simard [46], les interactions ciment/superplastifiant peuvent être vues comme une réaction entre deux systèmes chimiques polyphasiques. En effet, les superplastifiants interfèrent avec les interactions entre grains de ciment mais aussi avec le processus d'hydratation. Non seulement, ils peuvent réagir avec le ciment par adsorption sur les charges négatives mais ils peuvent également réagir avec les hydrates [46].

Flatt et Houst [47], décomposent l'action d'un superplastifiant lorsqu'il est introduit dans un mélange selon 3 mécanismes :

- une partie est adsorbée,
- une partie est consommée par les réactions avec les hydrates,
- une partie, en excès, reste en solution.

Ces auteurs [47] montrent qu'une couche de gel ou de monosulfo-aluminate (AFm) peut se former autour du ciment ce qui augmente la surface que doit recouvrir le superplastifiant pour disperser les grains. Donc plus le ciment est réactif plus la quantité de polymère à ajouter sera importante.

La réaction du superplastifiant avec le ciment peut entraîner certains désagréments. D'après Aïtcin et al. [43], certaines combinaisons ciment / superplastifiants sont dites **compatibles** c'est à dire qu'on peut fabriquer un béton ayant un grand affaissement initial qui se conserve dans le temps (de la fabrication jusqu'à la mise en place du béton sur chantier). D'autres combinaisons sont **incompatibles**, c'est à dire que l'affaissement initial élevé obtenu à l'aide du superplastifiant est rapidement perdu. Ce phénomène peut être très pénalisant dans le cas où la fabrication du matériau n'est pas réalisée sur site.

Différentes études ont porté sur l'évolution dans le temps du seuil ou de l'étalement d'un BAP ou de la phase suspendante associée. Le maintien rhéologique dépend de la nature du ciment, du type et du dosage en superplastifiant et du rapport eau sur ciment (E/C).

Concernant le type de ciment, nous avons vu que différentes réactions chimiques peuvent se produire, une modification de la rhéologie est donc possible selon l'intensité de ces réactions et la teneur en ions de la solution. La présence de sulfates conduirait notamment à une plus grande perte de fluidité [48].

Par ailleurs, il semble que plus le dosage en superplastifiant et le rapport E/C sont élevés, plus le comportement rhéologique se maintient dans le temps [30, 49]. La présence de superplastifiant en excès permet en effet de compenser la consommation du polymère par les grains de ciment et ses hydrates [47]. Sugamata et al. [50] ont étudié l'influence de différents superplastifiants et de leurs dosages sur le maintien rhéologique dans le temps d'un mortier. Leurs résultats montrent que l'augmentation du dosage d'un des superplastifiants n'a plus d'influence sur la fluidité du mortier à partir d'une certaine valeur.

Cette caractéristique est maintenant bien connue, il s'agit du dosage à saturation, c'est-à-dire le dosage au-dessus duquel l'adjuvant ne permet plus de modifier de façon significative la rhéologie du mélange. Actuellement, les superplastifiants sont donc utilisés à un dosage proche du dosage à saturation afin de limiter le phénomène de perte de rhéologie dans le temps.

Différents auteurs [25, 27, 50, 51] ont montré que le moment d'introduction du superplastifiant lors du malaxage joue un rôle sur le dosage à saturation. Si l'introduction est retardée, le dosage à saturation est plus faible, i.e. il est obtenu pour une plus faible quantité de superplastifiant. Ceci est en accord avec ce que nous avons vu, car si l'hydratation du ciment est amorcée alors la consommation du superplastifiant par les hydrates sera moins importante [42]. Ainsi, le fait de retarder son introduction, permet au superplastifiant d'être plus efficace et d'obtenir des mélanges plus fluides que s'il avait été introduit en début de malaxage.

Les différentes études présentées jusqu'ici traitaient de la relation superplastifiant-ciment. Or un article de Nakamura et Ogawa [52] et le principe de la méthode des coulis de l'AFREM [40] montrent que le superplastifiant peut également interagir avec le sable. L'adsorption du superplastifiant sur le sable dépendrait de type de matériau utilisé et se produirait principalement sur les particules fines du sable. L'ordre d'introduction des matériaux lors du malaxage a une importance [52]. Si le ciment est introduit après malaxage du sable et du superplastifiant, la fluidité du mélange est plus faible que lorsque sable et ciment sont introduits au même moment. Naoki et al., d'après [25], auraient également remarqué que plus le volume de sable d'un mortier était élevé plus la quantité de superplastifiant nécessaire pour obtenir un étalement donné augmentait.

### **Rôle des fines**

Les superplastifiants permettent donc d'obtenir des bétons très fluides en réduisant les frottements entre grains de ciment et en libérant une certaine quantité d'eau. Leur utilisation n'est pas suffisante dans le cas des BAP. Nous avons vu que la fluidité de la pâte avait une certaine influence sur le comportement du matériau mais que la quantité de pâte jouait également un rôle vis-à-vis la fluidité du mélange. Les interactions entre les plus gros grains doivent aussi être réduites. Pour augmenter la quantité de pâte d'un BAP, on peut alors envisager d'augmenter la quantité de ciment. Or ceci conduirait à une augmentation significative du coût du matériau mais également à des problèmes de retrait dus à l'élévation de la température lors de l'hydratation du ciment. Il est donc nécessaire de remplacer une partie du ciment par des additions minérales. Différentes additions sont citées dans la littérature : cendres volantes, laitiers de hauts fourneaux, fumées de silice et filler calcaire. Ces matériaux peuvent avoir une influence chimique et/ou un rôle physique selon leur nature.

#### *Les cendres volantes*

Le remplacement d'une partie du ciment par des cendres volantes a une faible influence sur le seuil et la viscosité des pâtes de ciment [53]. Certains auteurs remarquent cependant que leur utilisation peut améliorer la fluidité, car leur forme sphérique permet de réduire les frottements entre les grains de ciment. Ferraris et al. [54] montrent par ailleurs que le diamètre moyen des cendres volantes a une légère influence sur la valeur du seuil d'écoulement, les mélanges les plus fluides étant obtenus avec les particules les plus fines (diamètre moyen 3,1  $\mu\text{m}$ ). Associées à un superplastifiant, les cendres volantes permettent de réduire le dosage en adjuvant nécessaire à l'obtention d'une certaine fluidité (seuil de l'ordre de 20 Pa), mais le rapport E/C doit être suffisamment important (équivalent au rapport utilisé pour l'échantillon témoin) sinon la demande en adjuvant augmente fortement.

#### *laitiers de hauts fourneaux*

Le remplacement d'une partie du ciment par des laitiers de hauts fourneaux permet globalement de réduire le seuil et la viscosité des pâtes de ciment [53, 55]. Shi et al. [55] montrent par exemple que les laitiers de hauts fourneaux adsorbent le superplastifiant. Il est donc possible que la demande en superplastifiant soit plus importante pour obtenir une même fluidité ou valeur de seuil.

#### *fumées de silice*

L'influence des fumées de silice doit être clarifiée. Pour certains auteurs [53-55], elles augmentent les valeurs de seuil et de viscosité en augmentant la compacité des mélanges, alors que pour Carlswald [56], par exemple, les fumées de silices ne modifient pas la

viscosité. Par rapport à la rhéologie d'un mélange de référence, Ferraris et al. [54] montrent que l'utilisation de fumées de silice augmente la demande en eau et en superplastifiant que ce soit pour des pâtes de ciment ou pour des bétons.

#### *filler calcaire*

Zhu et Gibbs [57], ont étudié l'influence de différents type de filler calcaire. Dans le cas des pâtes de ciment, le type de filler utilisé ne semble pas avoir d'influence sur l'étalement et ce pour deux superplastifiants différents. En revanche, leur étude sur bétons montre que le type de filler a une forte influence sur la demande en superplastifiant (choisit dans leur étude) pour obtenir un étalement donné. Les fillers à base de craie nécessitent plus d'adjuvant que les fillers calcaires et ceci est particulièrement remarquable dans le cas où le niveau de remplacement est important. Les causes possibles de différences entre les comportements des fillers sont la présence d'impuretés, les différences entre les compacités et les possibles différences d'adsorption entre les matériaux. Malgré cela, quel que soit le type de filler utilisé, leurs résultats montrent que plus il y a de filler en remplacement du ciment, moins il faut de superplastifiant pour atteindre un étalement donné.

### **Conclusion**

Cette partie a été consacrée à la caractérisation de la fluidité des BAP, ainsi qu'à la compréhension des mécanismes mis en jeu. Les frottements intergranulaires jouent un rôle prépondérant que ce soit lors de l'étalement ou vis-à-vis des paramètres intrinsèques du matériau. Pour réduire ces interactions, les BAP contiennent donc une grande quantité de pâte ainsi que du superplastifiant. Par ailleurs, une partie du ciment, nécessaire à l'obtention d'un volume de pâte élevé, est remplacée par des additions minérales. La composition et le comportement à l'état frais des BAP sont donc plus complexes que celle d'un béton traditionnel.

En outre, la grande fluidité des BAP est un de leurs atouts majeurs puisqu'il n'est plus nécessaire de les vibrer pour les mettre en œuvre. Cependant, si cette propriété est nécessaire, elle n'est pas suffisante pour qu'un béton soit considéré comme autoplaçant. La stabilité est également une caractéristique primordiale dans le cas des BAP car l'homogénéité des propriétés de la structure finale en dépend. Elle fait donc l'objet de la partie suivante.

## II.2 HOMOGENEITE

Lors de leur mise en œuvre, les BAP sont soumis à différentes sollicitations. Dans un premier temps, le matériau doit s'écouler et passer à travers des armatures plus ou moins denses. Une fois le remplissage effectué, le matériau est soumis à la gravité jusqu'à la prise. Afin de rester homogène tout au long de ces différentes étapes, le matériau doit répondre à ces sollicitations de différentes manières.

S'il y a instabilité, c'est à dire une séparation entre les gros granulats et la phase suspendante lors de la mise en oeuvre dans le coffrage, on parle de *ségrégation dynamique*. La *ségrégation statique* peut apparaître une fois que le matériau est en place et jusqu'à la prise.

La ségrégation peut être nuisible aux résistances mécaniques mais également à la durabilité de la structure. Or elle n'est pas visible sur les parements sauf si elle s'accompagne de ressuage. Il est donc nécessaire de s'assurer en amont de la stabilité du BAP et de disposer d'essais de vérification avant coulage.

Nous allons dans un premier temps nous intéresser au comportement des BAP lors de l'écoulement. Différents essais de caractérisation seront présentés ainsi que les phénomènes pouvant conduire à une perte d'homogénéité du matériau. Les recommandations en terme de formulation seront abordées.

Dans une deuxième partie, nous étudierons plus précisément la ségrégation statique à travers les essais et les études disponibles pour caractériser ce phénomène. L'implication en terme de formulation sera également prise en compte.

### II.2.1 Ségrégation dynamique

#### Présentation des essais

##### *Capacité d'écoulement à travers des armatures*

Différents essais sont disponibles pour mettre en évidence la capacité d'un BAP à s'écouler à travers un ferrailage plus ou moins dense.

L'**essai à la L-Box** est recommandé par l'AFGC [2]. Il permet de tester la mobilité du béton en milieu confiné et de vérifier que sa mise en place ne sera pas contrariée par des phénomènes de blocage (cf. figure A.II.19).

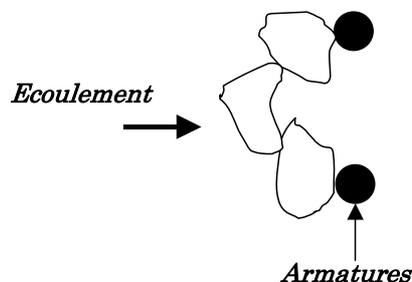


Figure A.II.19 : Risque de blocage au droit des armatures

Le dispositif d'essai est constitué d'une boîte en forme de L (figure A.II.20-a). La partie verticale est séparée de la partie horizontale par une trappe. Des armatures peuvent être

intercalées avant la trappe. L'AFGC [2] recommande l'utilisation de trois barres de 14 mm de diamètre, espacées de 39 mm.

Le mode opératoire de l'essai à la L-Box est le suivant : la partie verticale du dispositif est remplie de béton (volume nécessaire de l'ordre de 13 l). Après arasement, le matériau est laissé au repos pendant 1 min. La trappe est ensuite soulevée afin de laisser s'écouler le béton à travers le ferrailage. A la fin de l'essai, les hauteurs de béton, de la partie verticale et de l'extrémité de la partie horizontale, sont mesurées (respectivement H1 et H2). Le rapport  $\frac{H2}{H1}$  permet de caractériser la dénivellation et doit être supérieur à 0,8. Un mauvais écoulement du béton à travers le ferrailage et un amoncellement de granulats au niveau de la grille sont signes d'un problème de blocage ou de ségrégation.

Un essai proche de celui que nous venons de décrire est **l'essai à la boîte en U (U-Box)** présenté sur la figure (A.II.20-b). Il est utilisé au Japon et en Angleterre mais ne semble pas utilisé en France. Le principe est sensiblement le même que pour la boîte en L. Le béton doit s'écouler à travers des armatures et remonter dans la deuxième partie du U de la boîte. Une hauteur de remplissage supérieure à 300 mm est requise [25]. Différentes versions de la forme de la boîte existent : fond arrondi ou fond aplati.

Afin de vérifier la capacité d'un béton à s'écouler à travers des armatures, le **J-ring test** peut également être employé (figure A.II.20-c). Il s'agit d'un anneau sur lequel différentes armatures peuvent être fixées. Ce matériel est utilisé conjointement avec un essai d'étalement au cône d'Abrams, un essai d'écoulement à l'Orimet-test ou éventuellement un essai au V-funnel. D'après l'EFNARC [14], la combinaison de ces essais est intéressante mais on ne sait pas encore comment interpréter les résultats. Par exemple, il est possible de comparer un essai d'étalement seul et un essai combiné : étalement et J-ring. La différence entre les étalements obtenus ne doit pas être supérieure à 50 mm [14]. Il est également possible de mesurer la différence entre les hauteurs de matériau obtenues à l'intérieur et à l'extérieur du J-Ring. Mais cette opération est délicate à réaliser et peu précise.

D'après la RILEM [58], il serait plus intéressant d'utiliser le J-Ring avec l'Orimet-test (cf. paragraphe B.II.1). En effet, différentes informations seraient recueillies : le temps d'écoulement à l'Orimet-test que l'on peut relier à la viscosité et l'étalement du béton à travers les armatures indiquant un éventuel blocage.

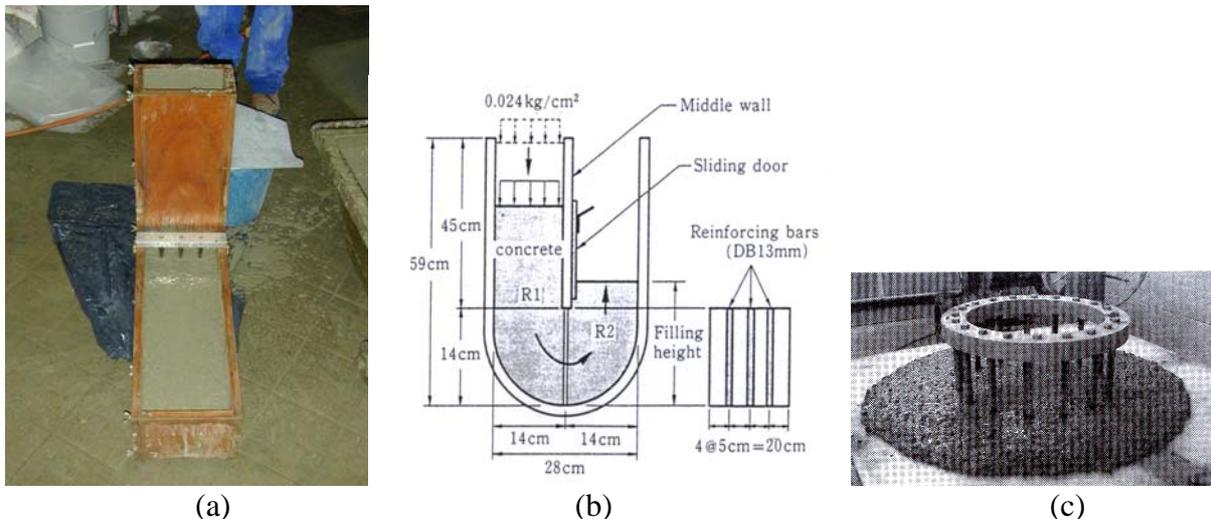


Figure A.II.20 : Essais d'écoulement à travers des armatures (a) L-Box, (b) U-box, (c) J-ring

D'autres essais peuvent éventuellement indiquer que le matériau présente un risque de ségrégation dynamique.

D'après Jin [25], un temps d'écoulement trop long et un flux discontinu lors d'un essai au « V-funnel » (cf. figure A.II.1) peuvent indiquer une séparation des granulats de la matrice et la formation de voûtes bloquant l'écoulement.

De même, l'apparition d'un halo de mortier ou de pâte à la périphérie de la galette de béton, lors d'un essai d'étalement, indique qu'une ségrégation s'est produite. Sedran [23] montre cependant que l'obtention d'une galette homogène n'est pas un critère suffisant pour s'assurer de la stabilité du mélange. Ainsi, en comparant les résultats d'étalement et en observant des sections d'éprouvettes de matériau durci, il a mis en évidence que certains bétons ne présentaient pas de halo alors qu'une ségrégation des gros granulats s'était produite.

### Capacité de remplissage

S'il y a blocage des granulats et formation de voûtes au droit des armatures, le remplissage du coffrage ne se fera pas correctement. Les essais que nous venons de présenter permettent de s'assurer que l'écoulement se fait correctement, mais ils donnent peu d'informations sur le comportement du matériau après le passage à travers les armatures. Le ferrailage d'un coffrage est bien souvent plus complexe que celui utilisé dans les essais et n'est pas unidirectionnel. On peut donc citer l'essai au caisson, également connu sous le nom de « Kajima test », qui permet de s'assurer d'une manière plus réaliste de la capacité de remplissage d'un BAP. Il s'agit d'un caisson contenant 35 obstacles de 20 mm de diamètre. Cet essai est cependant difficilement utilisable sur chantier car il nécessite une grande quantité de matériau (45 l selon l'EFNARC [14]).

Il existe différentes configurations d'essai pour différentes densités de ferrailage et différentes conditions de mise en œuvre. Les différents critères, concernant la capacité d'écoulement à travers des armatures, peuvent cependant être adaptés en fonction de la structure dans laquelle sera utilisée le béton (forme et renforcement). Néanmoins certaines précautions de formulation décrites dans la partie suivante permettent de limiter les risques de blocage quelle que soit la configuration choisie.

### Formulation et risque de blocage

#### Diamètre maximal des granulats ( $D_{max}$ )

Il apparaît que le risque de blocage, pour un ferrailage donné, augmente lorsque le diamètre maximum des granulats augmente. D'après Jin [25], Fujiwara et al. ont calculé, dans le cas d'un ferrailage unidirectionnel (ferrailage vertical uniquement) et dans le cas d'un ferrailage bidirectionnel (ferrailage verticale et horizontale), un espacement minimum au-delà duquel le risque de blocage diminue. Ils obtiennent les critères présentés sur la figure A.II.21 :

$$\text{Cas 1-D : } e_{\min} = \left(1 + \frac{\sqrt{3}}{2}\right)d$$

$$\text{Cas 2-D : } e_{\min} = \left(1 + \frac{\sqrt{2}}{2}\right)d$$

Avec  $d$  : diamètre maximal des granulats

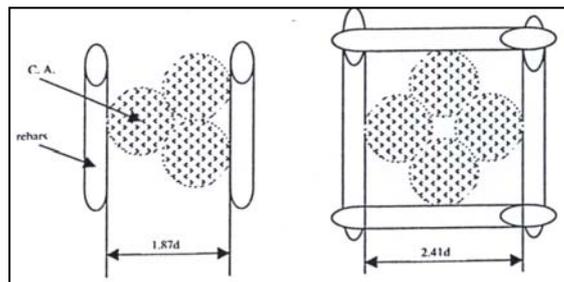


Figure A.II.21 : Critère de blocage et géométrie du calcul, issu de [25].

D'après ce critère, si le diamètre maximal des granulats est de 20 mm et dans le cas d'un ferrailage vertical, l'espacement doit être supérieur à 37,3 mm. On peut remarquer que cette valeur est du même l'ordre de grandeur que l'espacement utilisé dans le cas de la L-Box par exemple.

Afin de limiter le risque de blocage, le diamètre maximal des granulats doit donc être réduit par rapport à celui d'un béton traditionnel. D'après l'AFGC [2], le diamètre maximal des gravillons est compris entre 10 et 20 mm. Le choix d'un diamètre maximal plus important est possible mais ne se justifie que lorsque le confinement et la densité du ferrailage sont faibles.

### ***Volume de gros granulats***

La quantité de gros granulats a une forte influence sur la capacité du béton à passer au travers des armatures [56, 59]. Moins il y a de gros granulats, plus la capacité de remplissage est élevée. Toutefois, les gravillons augmentent la compacité granulaire du squelette ce qui permet de limiter la quantité de liant nécessaire pour obtenir les caractéristiques rhéologiques et mécaniques souhaitées [22]. Il s'agit donc de trouver un compromis lors de la formulation du matériau.

D'après Edamatsu et al., d'après [25], la quantité de sable contenue dans le mortier doit également être contrôlée. Leurs essais montrent que pour un rapport  $\frac{V_{sable}}{V_{mortier}}$  supérieur à 50%, la capacité de remplissage, mesurée à la U-Box, diminue nettement. De nouveau, cela confirme les résultats décrits dans la partie précédente traitant de l'étalement. Moins il y a d'interaction entre les particules, plus le béton s'écoule facilement quelle que soit la configuration d'essai.

Cependant la ségrégation dynamique dépend de la viscosité du matériau. En effet, d'après Noguchi et al. [60], la viscosité du fluide suspendant doit être suffisante pour entraîner les granulats lors de l'écoulement. Or, nous avons vu que la viscosité dépend de la fraction volumique solide (cf. paragraphe A.II.1.4).

Il s'agit donc de trouver un compromis entre les différentes exigences que nous venons d'aborder. La quantité de granulats doit être réduite pour limiter les risques de blocage. De ce fait, la quantité de matériau suspendant est augmentée. Mais la quantité de sable contenue dans le mortier ne doit pas être trop importante puisque cela augmente la résistance à l'écoulement et la viscosité. Par ailleurs, la viscosité doit être relativement faible pour que le BAP s'écoule avec un débit important. Mais nous avons vu qu'elle doit être suffisante pour résister au cisaillement généré par le déplacement des granulats lors de l'écoulement. L'intérêt d'utiliser une quantité de fines élevée apparaît donc de nouveau puisque la viscosité du matériau peut être augmentée (en augmentant la fraction volumique du fluide) tout en limitant le volume de sable.

L'AFGC [2] préconise donc l'utilisation d'un rapport  $\frac{\text{gravillons}}{\text{sable}}$  (G/S) de l'ordre de 1.

Dans le cas des BAP, le diamètre maximal des granulats est limité (de l'ordre de 16 à 20 mm). L'étendue granulaire reste malgré cela relativement importante. Il est donc nécessaire de comprendre l'influence des différentes fractions granulaires les unes par rapport aux autres. Certains auteurs se sont notamment intéressés à l'influence de la distribution granulaire sur la ségrégation.

D'après Powers [28], Weymouth a proposé un modèle d'arrangement de particules dans le cas de mélange binaire (cf. figure A.II.22).

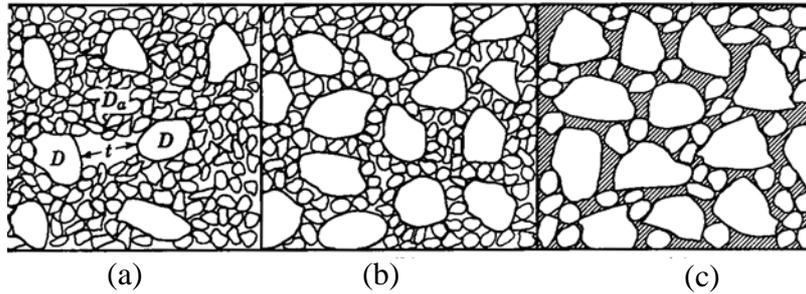


Figure A.II.22: Modèle d'interactions granulaires proposé par Weymouth, d'après [28]

Cette figure représente un mélange de particules de deux tailles différentes ( $D_a$  est le diamètre des petites particules, et  $D$  est le diamètre des grosses particules). Dans le cas (a), l'espace  $t$  entre deux grosses particules est supérieur à  $D_a$ , et dans le cas (b) cet espace est de l'ordre  $D_a$ . Si le mélange est agité, dans ces deux cas, il restera homogène. En revanche dans le cas (c), où l'espace entre les grosses particules est inférieur à la taille des petites particules, il y a un risque de ségrégation si le mélange est agité. Les particules auront tendance à se regrouper selon leurs tailles. D'après Weymouth, tant que les petites particules peuvent se déplacer librement le mélange reste homogène. Lorsque les grosses particules interfèrent avec le déplacement des petites, il a ségrégation et création d'espaces vides. Weymouth propose un critère afin qu'il n'y ait pas d'interférence entre les granulats. Chaque groupe de granulats doit être dispersé de telle sorte que l'espace entre les particules de ce groupe soit au moins égal au diamètre moyen du groupe de plus petite taille suivant :

$$D_{i-1} = t = \left[ \left( \frac{d_0}{d_i} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right] D_i$$

ou

$$\left( \frac{d_0}{d_i} \right)^{\frac{1}{3}} = 1 + \frac{D_{i-1}}{D_i}$$

$t$ : espacement entre deux particules du groupe  $i$   
 $D_i$ : diamètre moyen du groupe de taille  $i$   
 $D_{i-1}$ : diamètre moyen du groupe de taille immédiatement inférieure à  $i$   
 $d_i$ : compacité du groupe  $i$   
 $d_0$ : compacité maximale

En général, on a  $\frac{D_{i-1}}{D_i} = \frac{1}{2}$ , donc  $\left( \frac{d_0}{d_i} \right)_{critique} = 0,296$

De Larrard [22] précise que la distribution granulaire doit être bien équilibrée pour éviter les risques de ségrégation. La figure A.II.23 présente différents diagrammes de remplissage et les risques d'instabilité possible du mélange correspondants.

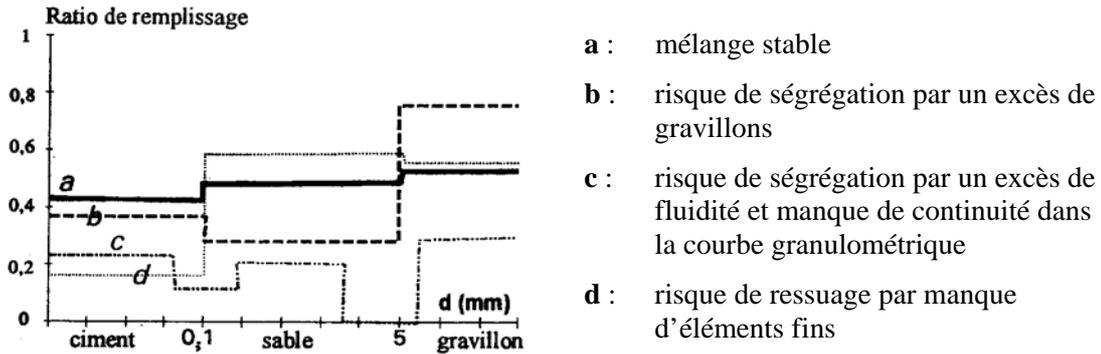


Figure A.II.23 : Diagramme de remplissage et risque de ségrégation [22]

## Conclusion

La ségrégation dynamique est une séparation entre les granulats et la phase suspendante lors de l'écoulement. Certaines précautions de formulation, telles que la réduction du diamètre maximal des granulats, peuvent permettre de limiter les risques de blocage au droit des armatures. Cette ségrégation dépend principalement de la viscosité du matériau qui permet d'entraîner correctement les granulats lors de l'écoulement. Dans la partie A.I.1, nous avons vu que la viscosité dépendait de la fraction volumique. Or cette caractéristique doit être suffisamment faible pour que le matériau s'écoule avec un débit relativement important. Dans cette partie, une nouvelle contrainte est apparue. Non seulement l'étendue granulaire doit être limitée, mais la granulométrie doit également être continue et bien distribuée. La quantité de sable doit donc être ajustée pour obtenir un compromis satisfaisant.

Cependant, l'absence de ségrégation dynamique lors d'un essai à la L-Box ou au V-funnel ne suffit pas à garantir l'homogénéité des propriétés finales du matériau. Une instabilité du matériau peut également s'opérer lors de la phase de repos précédant la prise. Cette ségrégation statique est présentée par la suite.

## II.2.2 Ségrégation statique

Pour l'étude du phénomène de ségrégation statique, on suppose que le matériau s'est correctement mis en place (absence de ségrégation dynamique) et que seule une ségrégation des gros granulats sous l'effet des forces de pesanteur peut apparaître.

La ségrégation statique est problématique car elle n'est pas décelable en surface (sauf si elle s'accompagne de ressuage). Il est donc nécessaire de l'appréhender en amont du coulage. Les essais permettant de mettre en évidence et de mesurer la ségrégation statique sur béton frais seront tout d'abord présentés. Des études portant sur la compréhension des mécanismes du phénomène seront ensuite abordées. Nous verrons qu'elles restent limitées mais qu'elles ouvrent cependant quelques pistes de recherche.

## Essais de ségrégation statique

### *Essai au cylindre*

L'essai de ségrégation au cylindre a été proposé par Van Bui et al. [61]. Il s'agit d'un appareillage assez simple, donc utilisable éventuellement sur chantier (cf. figure A.II.24). L'essai consiste à placer un cylindre (en aluminium ou en plastique) sur la surface de l'échantillon de béton à tester et à le laisser pénétrer dans le matériau. Au bout de 45 s la hauteur de pénétration ( $P_d$ ) est mesurée. Cette manipulation est répétée sur deux côtés diamétralement opposés de l'échantillon.

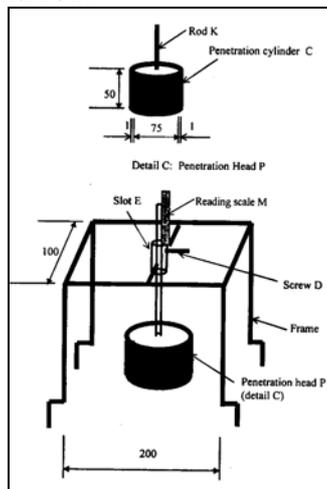


Figure A.II.24 : Essai de stabilité au cylindre [61].

Le critère de stabilité associé à cet essai est le suivant :

- si  $P_d \leq 8$  mm, alors le béton présente une bonne résistance à la ségrégation
- si  $P_d > 8$  mm, le béton offre une faible résistance à la ségrégation.

Cet essai présente l'avantage d'être très simple à réaliser et les résultats sont obtenus directement. De plus, l'appareillage est peu cher et peu encombrant. Mais la surface d'essai doit être parfaitement plane. Par ailleurs, il n'y a pas de données prouvant le caractère répétable et reproductible de cet essai, ni de données concernant la précision de cet essai [58]. Sedran [23] soulevait la question de la représentativité du cylindre utilisé car il ne disposait pas de ses caractéristiques. Une publication récente de Van Bui et al. [61] indique que le cylindre pèse 54 g. En prenant une masse volumique de  $2700 \text{ kg/m}^3$ , on peut alors calculer le diamètre du granulat que représente le cylindre. On obtient :  $D \approx 15,7 \text{ mm}$ . Cependant, on peut mettre en doute la représentativité de la forme du cylindre utilisé et de son état de surface vis-à-vis d'un granulat réel.

### *Essai à la colonne*

Cet essai a été développé indépendamment par le centre ACM de l'Université de Paisley (en 2002) et par l'Université de Ghent (en 2001).

Il s'agit de remplir la colonne présentée sur figure A.II.25 et de laisser le matériau au repos pendant 1 min. Après cette phase de repos, la colonne est vibrée à l'aide d'une table à secousses. Les échantillons des différentes parties de la colonne (haut, milieu, fond) sont prélevés. Chaque prélèvement est lessivé et tamisé afin de ne récupérer que les gros granulats qui sont ensuite pesés.

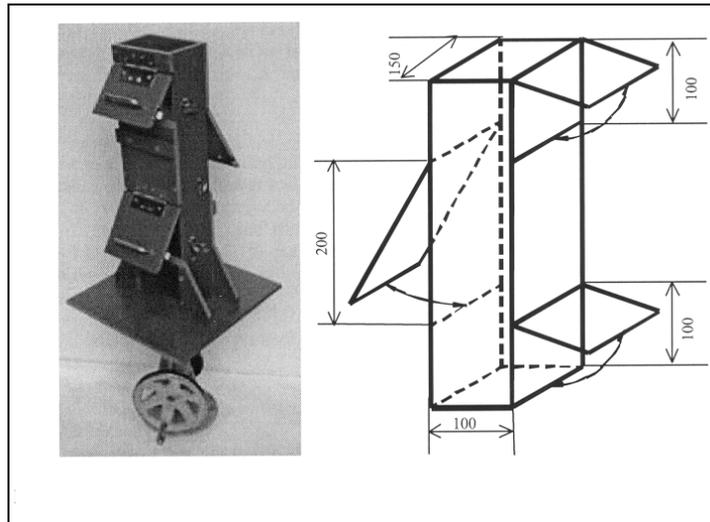


Figure A.II.25 : Essai de stabilité à la colonne [58]

Le critère de stabilité de cet essai est le suivant :

- si le rapport entre la masse de l'échantillon supérieur/ masse de l'échantillon inférieur est supérieur à 0,95 alors le béton a une bonne résistance à la ségrégation
- si ce rapport est inférieur à 0,9 il y a un risque de ségrégation du béton.

Cet essai permet d'obtenir une certaine appréciation de la ségrégation (gradation de la ségrégation). Le principe est simple et les résultats sont obtenus directement. Cependant, la réalisation d'un essai nécessite un appareillage spécifique (colonne et balances pour les pesées) et prend du temps. Il est plus adapté à des essais en laboratoire que sur chantier. Par ailleurs, la répétabilité s'amenuise à mesure que le risque de ségrégation augmente [58]. On peut s'interroger sur le sens physique de cet essai et de sa pertinence dans le cas des BAP puisque la vibration accélère les phénomènes de ségrégation.

### *Essai au tamis*

Cet essai est proposé dans les Recommandations Provisoires de l'AFGC [2] (cf. figure A.II.26). Un échantillon de 10 l de béton est mis au repos pendant 15 min. Il s'agit ensuite de déverser 4,8 kg (tolérance  $\pm 0,2$  kg) de l'échantillon sur un tamis. Après 2 min d'attente, le pourcentage de laitance qui est passée au travers du tamis est calculé selon l'expression :

$$\Pi = \frac{P_{\text{laitance}} \cdot 100}{P_{\text{échantillon}}} \quad (\text{A.II.3})$$



Figure A.II.26 : Essai au tamis

Le critère de stabilité de cet essai est :

- $0 \leq \Pi \leq 15\%$ , alors la stabilité est satisfaisante
- $15 < \Pi \leq 30\%$ , la stabilité est critique
- $\Pi > 30\%$ , la stabilité est très mauvaise.

Lorsque  $0 \leq \Pi \leq 5\%$ , la résistance à la ségrégation est dite « trop importante ». La pâte ou le mortier est trop visqueux pour s'écouler à travers le tamis. Cela peut conduire à une qualité de parements assez mauvaise [62].

Plus récemment, le critère a été adapté en fonction des différentes catégories de BAP [7] (cf. tableau A.I.1). Pour les catégories 1 et 2a, la valeur limite au tamis doit être inférieure à 20%, pour les catégories 2b et 3a, elle doit être inférieure à 15%. Les BAP de la catégorie 3b doivent, quant à eux, présenter une valeur au tamis inférieure à 10% [7].

Ces trois essais (cylindre, colonne et tamis) ont été comparés dans le cadre du projet européen [62]. Il s'agissait dans un premier temps de vérifier la reproductibilité de l'essai. Le programme expérimental a donc été mené en parallèle dans trois laboratoires. Une formule de référence stable a été comparée à quatre autres formules pour lesquelles le dosage en eau ou en superplastifiant a été augmenté afin de provoquer une ségrégation. Il apparaît que la reproductibilité même du béton pose problème (influence du type de malaxeur, du mode opératoire de fabrication et de la température du béton). La quantité d'eau a donc parfois été ajustée pour atteindre l'étalement visé ( $705 \pm 25$  mm dans le cas de la formule de référence). La conclusion de cette étude [62] est que les trois essais sont sensibles aux variations de dosage en superplastifiant ou en eau. Par ailleurs, l'influence du mode opératoire de l'essai au tamis a été étudiée. Deux modes de mise en œuvre sont utilisés (remplissage manuel et remplissage automatique) ainsi que trois vitesses de remplissage. Les résultats indiquent que l'essai ne dépend ni du mode, ni de la vitesse de remplissage [62].

#### ***Essai sur une colonne sans vibration***

Lowke et al. [63] ont proposé récemment un essai assez proche du principe de l'essai à la colonne décrit plus haut, mais sans vibration. Il s'agit de remplir un cylindre métallique, séparable en trois parties, avec un échantillon de 8 l de béton. Après un temps de repos de 30 min (temps beaucoup plus long que celui de l'essai à la colonne), les échantillons provenant des trois parties du dispositif sont récupérés, et pesés. Ils sont ensuite lavés et passés au tamis pour ne conserver que les gravillons supérieurs à 8 mm. La répartition des gravillons 8/16 mm de chacune des parties est étudiée. Comme pour l'essai à la colonne, le principe est simple et assez instinctif mais nécessite un équipement spécifique (tamis et balance). De plus, d'après les auteurs, le temps nécessaire pour réaliser cet essai est de l'ordre de 60 min. Ce dispositif semble donc difficilement utilisable sur chantier sous sa forme actuelle.

#### ***Essai à la bille***

Un essai proche de l'essai au cylindre a été développé au LCPC en collaboration avec l'Université de Sherbrooke par Trudel [64] et repris par Sedran [23]. Il s'agit de mesurer l'enfoncement d'une bille de même dimension que les gros granulats, immergée dans un échantillon de béton (figure A.II.27). La densité apparente de la bille peut être ajustée grâce à un contre-poids et le déplacement de la bille est mesuré par un capteur LVDT relié à un ordinateur. Les résultats sont donc obtenus directement. Le positionnement de la bille avant l'essai est primordial. Trudel [64] remarque que la bille devrait être positionnée avant le coulage du béton pour ne pas perturber l'arrangement du squelette granulaire, mais ceci ne semble pas possible avec son dispositif expérimental. Il fait donc le choix de positionner la bille par enfoncement sous la surface du béton. Par ailleurs, la densité de la bille est plus

élevée que celle des granulats afin d'accélérer le phénomène de ségrégation. Les résultats sont comparés avec ceux obtenus sur éprouvettes durcies analysées par un logiciel de traitement d'image permettant de définir un indice de ségrégation. Une bonne corrélation est mise en évidence. Sedran [23] considère cependant que les paramètres de l'essai doivent être ajustés car le choix d'une densité de bille élevée peut perturber les résultats.

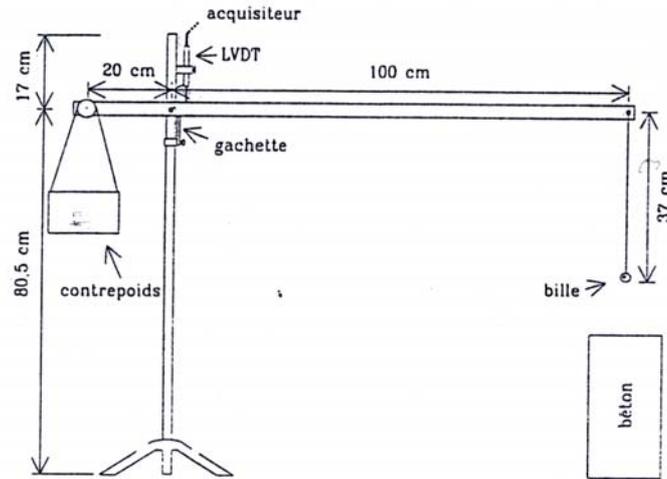


Figure A.II.27 : Essai à la bille développé par Trudel [64]

### Essai à la palette

Tangtermsirikul et al. [65] ont proposé un essai permettant de qualifier l'aptitude d'un mortier à résister au cisaillement d'un gravillon modèle, représenté dans cet essai par une palette métallique (cf. figure A.II.28). Il s'agit de mesurer l'effort nécessaire pour extraire la palette d'un échantillon de mortier et de répéter la mesure à différentes vitesses. Les auteurs font en effet l'hypothèse qu'il existe une relation linéaire entre la vitesse et la force d'extraction. En extrapolant les résultats pour une vitesse d'extraction nulle, ils définissent la force de résistance à la ségrégation. La pente de la droite obtenue correspond à la viscosité apparente du mortier. On peut se poser la question de la représentativité de la palette par rapport à un granulat.

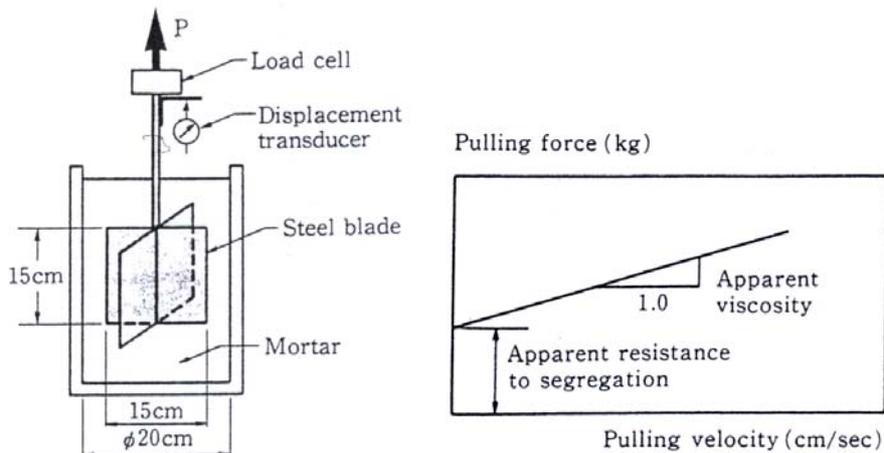


Figure A.II.28 : Essai d'extraction d'une palette métallique [65]

Cet essai ne peut pas être utilisé sur chantier puisqu'il ne permet pas de tester des bétons et qu'un appareillage spécifique est nécessaire. Il présente cependant l'intérêt de fournir une mesure physique de la résistance à la ségrégation ce qui n'est pas le cas des autres essais.

### Conclusion sur les essais disponibles

Le principal inconvénient des différents essais de stabilité statique est de ne pas être toujours répétables et parfois peu reproductibles [62]. Le sens physique de certains essais peut également être mis en doute. Nous n'avons pas présenté dans cette partie les différents essais réalisables sur éprouvettes de béton durci puisqu'ils ne sont pas utilisables dans le cadre d'une réception du béton sur chantier. Ces essais peuvent néanmoins servir de complément à un essai sur béton frais et peuvent éventuellement permettre de valider une approche [23].

Ainsi, avant même de pouvoir imaginer un essai de réception du matériau frais sur chantier, il semble nécessaire de mettre en évidence et de comprendre les mécanismes élémentaires de la ségrégation dans les BAP. Dans un premier temps, nous nous intéresserons au cas élémentaire, c'est à dire au cas d'une seule particule immergée dans un fluide à seuil.

### Mécanismes de ségrégation statique

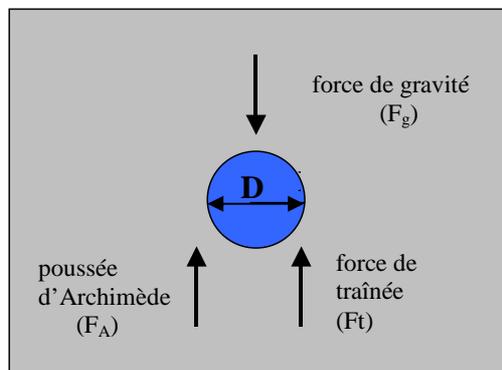
Peu d'auteurs se sont intéressés aux mécanismes de ségrégation statique dans le cas des matériaux cimentaires. On peut citer les travaux de Tangtermsirikul et al. [65] et ceux de Saak et al. [66]. En revanche, on trouve dans la littérature un certain nombre d'articles relatifs à la simulation numérique de chute de sphère(s) dans des fluides modèles. On peut se poser la question de l'application directe de ces études au cas des BAP. La caractérisation du comportement des matériaux cimentaires à l'état frais n'est en effet pas simple. Ceci qui est d'autant plus vrai lorsque la composition fait intervenir un superplastifiant associé à un agent viscosant. Par ailleurs, les modèles de comportement utilisables dans le cas des BAP prêtent encore à discussion (cf. paragraphe A.II.1). Cependant les études numériques ou expérimentales dans des fluides modèles fournissent des pistes pour la compréhension des mécanismes de ségrégation statique. Elles seront donc également présentées. Le comportement d'un granulat sera alors assimilé à celui d'une sphère.

#### *Initiation de la ségrégation statique dans le cas d'une seule particule*

La plupart des données les plus récentes que l'on trouve dans la littérature résultent de simulations numériques de chute de sphère(s) dans des fluides modèles de type Bingham ou Herschel-Bulkley [67-69]. Quelques articles présentent des résultats expérimentaux obtenus sur des fluides modèles de type gel [70, 71] ou sur pâtes de ciment [66].

Nous présenterons tout d'abord les approches expérimentales puis les approches numériques.

Une particule sphérique rigide immergée dans un fluide est soumise à différentes forces : la force de gravité, la poussée d'Archimède, et la force de traînée.



La force de gravité est donnée par  $F_g = mg$

La poussée d'Archimède est  $F_A = m'g$

avec  $m$  =masse du granulat,  $g$  = accélération de la pesanteur,  $m'$  : masse de liquide déplacée par la particule.

La force de traînée dépend quant à elle des caractéristiques du milieu et doit être définie

L'équilibre des 3 forces donne :

$$F_t = F_g - F_A \quad (\text{A.II.5})$$

$$F_t = \rho_s V_p g - \rho_f V_p g \quad (\text{A.II.6})$$

avec  $V_p$  volume de la particule.

Dans le cas d'une sphère, on a :

$$F_t = \frac{4}{3} \Pi R^3 (\rho_s - \rho_f) g \quad (\text{A.II.7})$$

ou encore :

$$F_t = \frac{\Pi}{6} D^3 (\rho_s - \rho_f) g \quad (\text{A.II.8})$$

avec  $R$  : rayon et  $D$  : diamètre de la sphère,  $\rho_s$  :masse volumique de la sphère,  $\rho_f$  :masse volumique du fluide

D'après Saak et al. [66], cette force est proportionnelle au seuil d'écoulement et prend la forme :

$$F_t = \tau_0 A_s \quad (\text{A.II.9})$$

As étant la surface de la sphère,  $\tau_0$  :seuil d'écoulement du fluide.

En combinant les équations (A.II.8) et (A.II.9), ils obtiennent l'expression de la contrainte de cisaillement minimum pour maintenir la sphère en équilibre [66]:

$$\tau_0 \geq \frac{2}{3} g (\rho_s - \rho_f) D \quad (\text{A.II.10})$$

Chhabra [72] a effectué une synthèse des études, parues avant 1993, qui mènent à un critère de stabilité pour une sphère immergée dans un fluide à seuil. Il montre qu'il existe un paramètre adimensionnel caractérisant la stabilité tel que :

$$Y_c = \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho_f) g D} \quad (\text{A.II.11})$$

Les valeurs de ce paramètre obtenues par les différents auteurs couvrent une très large gamme :  $0,04 < Y_c < 0,212$ .

La valeur 0.212 est la valeur la plus sécuritaire que l'on puisse obtenir d'après Chhabra [72]. En effet, elle est calculée en considérant le moment où toute la surface de la particule n'est plus cisailée, donc lorsque la force de résistance devient inférieure à :

$$f_{res} = \frac{\pi^2 D^2}{4} \tau_0 \quad (\text{A.II.12})$$

Chhabra [72] admet cependant que lorsque le mouvement de la particule s'arrête, l'état de contraintes autour de la particule n'est pas connu, donc que ce critère n'est pas forcément adéquat car très sécuritaire.

Jossic et Magnin [71] ont étudié la chute d'objets de différentes formes et orientés de différente manière par rapport à l'axe de l'écoulement d'un gel (Carbopol) dont le comportement est bien représenté par le modèle de Herschel-Bulkley. Ils proposent le critère suivant :

$$Y_{g \max} = \frac{\tau_0}{gd_e \Delta\rho} \quad (\text{A.II.13})$$

où  $d_e$  est le diamètre de la sphère de même volume que la particule étudiée.

Les valeurs de  $Y_{g \max}$  obtenues sont reportées dans le tableau A.II.1 :

Tableau A.II.1: Valeurs de  $Y_{\max}$  pour différents objets [71]

Géométrie	Dimension	Position	Surface	$Y_{g \max}$
sphère	-	-	lisse	<b>0,099</b>
sphère	-	-	rugueuse	0,058
cylindre	H/D = 0,14	horizontale	lisse	0,078
cylindre	H/D = 0,14	horizontale	rugueuse	0,067
cylindre	H/D = 1	horizontale	lisse	0,082
cylindre	H/D = 1	horizontale	rugueuse	0,064

Ce tableau met en évidence le fait que le cylindre montre plus de résistance que la sphère dans le cas de surfaces lisses. Pour reprendre la notation utilisée par Chhabra [72], ces auteurs obtiennent donc :

- Pour une sphère lisse  $Y_c = 0,099$
- Pour une sphère rugueuse  $Y_c = 0,058$

Mekhatria [70] s'est également intéressé à la chute de sphère dans du Carbopol. Il obtient des fourchettes de valeurs pour une sphère lisse, et une sphère rugueuse.

- Pour une sphère lisse  $0,038 < Y_c < 0,041$
- Pour une sphère rugueuse  $0,029 < Y_c < 0,036$

Beris et al. [67] définissent de la même manière un paramètre de seuil :

$$Y_g \equiv \frac{\tau_0 \pi D^2}{2f_m} \quad (\text{A.II.14})$$

soit :

$$Y_g = \frac{3\tau_0}{D(\rho_s - \rho_f)g} \quad (\text{A.II.15})$$

Par la méthode des éléments finis, Beris et al. [67] montrent que la sphère est stable lorsque le paramètre  $Y_g < Y_{g \max} = 0,143$ .

Pour homogénéiser les expressions, on peut poser  $Y_{g \max} = 3Y_c$ , donc le critère proposé par Beris et al. [67] est :  $Y_c = 0,047$ .

Atapattu et al. [68] ont également calculé la valeur du paramètre par simulation numérique et obtiennent :  $Y_c = 0,061$ .

Stokes a résolu, en 1851, l'équation différentielle d'ordre 4 permettant de déterminer la force traînée dans le cas où les effets d'inertie sont négligeables (soit pour un nombre de Reynolds<sup>3</sup>  $Re \ll 1$ ) et a obtenu la force résultante suivante pour un fluide newtonien (d'après Chhabra [72]) :

$$F_{stokes} = 3\pi D \mu v \quad (A.II.16)$$

He et al. [69] proposent une modification de cette expression afin de prendre en compte le seuil d'écoulement d'un fluide complexe de type Bingham. Ils posent :

$$\eta_a = \eta_{pl} + \frac{\tau_0}{D_b} \quad (A.II.17)$$

avec

$$D_b = \frac{kv}{D} \quad (A.II.18)$$

La viscosité absolue définie dans le cas d'un fluide newtonien est remplacée par la viscosité apparente définie par l'expression (A.II.17). L'équation de Stokes (A.II.16) devient donc pour un fluide de Bingham :

$$Ft = 3\pi D v \left( \eta_{pl} + \frac{\tau_0}{D_b} \right) \quad (A.II.19)$$

$$Ft = 3\pi D v \left( \eta_{pl} + \frac{\tau_0}{\frac{v}{D}} \right)$$

$$Ft = 3\pi D^2 \left( \frac{\eta_{pl} v}{D} + \tau_0 \right) \quad (A.II.20)$$

En combinant les équations (A.II.8) et (A.II.20), He et al [69] obtiennent :

$$\frac{\eta_{pl} v}{D} + \tau_0 = \frac{(\rho_s - \rho_f) g D}{18} \quad (A.II.21)$$

Cette équation permet de trouver le diamètre minimum  $D_c$  de la sphère nécessaire pour dépasser le seuil d'écoulement  $\tau_0$  lorsque la sphère n'est pas en mouvement, c'est à dire quand  $v \rightarrow 0$ .

---

<sup>3</sup> Le nombre de Reynolds est défini par  $Re = \frac{\rho_f v D}{\mu}$ ,  $\mu$  étant la viscosité absolue.

On a donc 
$$D_c = \frac{18\tau_0}{(\rho_s - \rho_f)g} \quad (A.II.22)$$

Ce qui mène à :  $Y_c = 0,055$ .

He et al. [69] remarquent que l'exactitude du calcul du diamètre critique  $D_c$  **dépend de la précision de la mesure du seuil.**

Or le seuil d'écoulement déterminé expérimentalement n'est pas obtenu directement lorsqu'on utilise un viscosimètre à vitesse de rotation imposée. Il est estimé à vitesse de cisaillement nulle. Il existe donc une certaine erreur qui dépend du nombre de points de mesure et qui dépend également de l'appareillage. Par ailleurs, les modèles qui permettent de déterminer le seuil de contrainte du fluide suspendant ne donnent généralement pas une même valeur. Lorsque le fluide est rhéofluidifiant, le seuil d'écoulement extrapolé par le modèle de Bingham est généralement sous-estimé par rapport au seuil d'écoulement déterminé à partir du modèle de Herschel-Bulkley. Ceci peut donc expliquer en partie le fait que la valeur de la constante de stabilité  $Y_c$  diffère selon les auteurs. Cependant, la fourchette des valeurs est assez étroite à une exception près comme le montre le tableau suivant.

Tableau A.II.2 : Synthèse des critères de stabilité issus de la littérature

Auteurs	Approche	Etude	Modèle rhéologique	Matériau d'étude	Etat de surface	Valeur de $Y_c$
Saak et al. [66]	Statique	Expérimentale	Fluide à seuil	Pâtes de ciment	-	0,66
Mekhatria [70]	Statique	Expérimentale	Hershel-Bulkley	Carbopol	rugueux	0,039 *
					<i>lisse</i>	<i>0,032 *</i>
Jossic et Magnin [71]	Quasi-statique	Expérimentale	Hershel-Bulkley	Carbopol	rugueux	0,058
					<i>lisse</i>	<i>0,099</i>
He et al. [69]	Quasi-statique	Théorique	Fluide de Bingham	-	-	0,055
Atappattu [68]	Quasi-statique	Numérique	Hershel-Bulkley	-	-	0,061
Beris et al. [67]	Quasi-statique	Numérique	Fluide de Bingham	-	-	0,048

*\*moyenne*

L'étude bibliographique a donc permis de dégager différentes valeurs de la constante  $Y_c$  pour une sphère immergée dans un fluide à seuil de contrainte, sans toutefois en associer une au problème posé. En effet, seule l'étude de Saak et al. [66] portait sur une pâte de ciment. Or leur critère est très inférieur à ceux trouvés par les approches numériques ou expérimentales sur matériau modèle. On peut remarquer que Saak et al. [66] n'ont pas défini le critère de manière expérimentale mais de manière théorique. Puisqu'il semble être vérifié par leurs essais, on peut alors penser qu'il s'agit d'un critère « sécuritaire » trop restrictif. Plus précisément, pour un certain seuil d'écoulement, ils définissent un diamètre critique 10 à 12 fois plus petit que celui défini par les autres auteurs. Par ailleurs, ils considèrent que la contrainte maximale est atteinte au même moment tout autour de l'inclusion alors que Chhabra [72], par exemple, met en doute cette hypothèse. De plus, leurs conditions

expérimentales sont discutables. En effet, la bille est placée à la surface d'un échantillon de pâte de ciment. On peut donc imaginer que les tensions de surface modifient le phénomène de ségrégation. Enfin, la gamme de seuils de cisaillement que ces auteurs ont étudié n'est pas représentative des BAP (même si leur pâtes sont issues de la composition d'un BAP). Les valeurs sont relativement élevées (17,34 et 82 Pa) et seule une valeur est proche de 0 (0,02 Pa).

Une première piste de recherche apparaît donc ici. Le critère de stabilité doit être déterminé dans le cas des matériaux cimentaires dont le comportement diffère probablement de celui des matériaux modèles. L'étude de Saak et al. [66] est intéressante mais nécessite quelques modifications.

En terme de formulation, il s'agit de trouver un compromis entre la nécessité de réduire le seuil d'écoulement pour que l'écoulement s'amorce rapidement et celle d'avoir un seuil suffisant pour supporter le poids des gros granulats. Nous avons vu que la réduction du seuil d'écoulement est obtenue par ajout de superplastifiant. Il s'agit donc de contrôler le dosage en superplastifiant [2, 48]. De plus, pour un seuil d'écoulement donné, le risque de ségrégation est d'autant plus élevé que le diamètre augmente. Comme pour le risque de blocage (cf. paragraphe A.II.2.1), le diamètre maximal des granulats doit donc être limité.

### *Mouvement d'une particule dans un fluide à seuil*

Dans le cas d'un fluide newtonien, on peut introduire un coefficient de traînée  $C_d$  permettant d'adimensionner la force de traînée,  $F_{stokes}$ , tel que :

$$F_{stokes} = C_d \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{1}{2} \rho_f v^2, \text{ avec } C_d = \frac{24}{Re} \quad (\text{A.II.23})$$

Cette équation n'est valable que pour les fluides newtoniens. Certains auteurs ont donc proposé différentes expressions du coefficient de traînée lorsque la sphère est en mouvement dans un fluide de Bingham ou de Herschel-Bulkley. Chhabra [72] donne une revue de ces équations et il apparaît que les différents auteurs arrivent à une même conclusion : dans le cas d'un fluide à seuil, **la traînée d'une sphère dépend de deux paramètres : la viscosité et le seuil d'écoulement du fluide.**

Ainsi, pour prendre en compte les effets visqueux mais également les effets dus au seuil d'écoulement, les différentes études de chute de particule dans un fluide complexe font intervenir en plus du nombre de Reynolds, le nombre de Bingham :  $B_n \equiv \frac{\tau_0 D}{\eta_{pl} v}$  [67].

Toutefois, les modèles de Bingham et de Herschel-Bulkley ne permettent pas de rendre compte du caractère thixotrope des matériaux cimentaires, comportement que l'on peut définir comme étant une évolution des propriétés rhéologiques et plus particulièrement une évolution de la viscosité dans le temps. Ainsi, Ferroir, Huynh et Coussot [73] proposent un modèle permettant de prendre en compte la thixotropie des matériaux cimentaires, et de son influence sur la chute de sphère. A partir d'un état de structuration du matériau (caractérisé par le paramètre  $\lambda$ ), ils définissent les équations A.II.24 :

$$\mu = \eta_0 (1 + \lambda^n) \quad (\text{A.II.24})$$

$$\frac{d\lambda}{dt} = \frac{1}{\theta} - \alpha\gamma\lambda \quad (\text{A.II.25})$$

où  $n$  est une constante  $\geq 1$ ,  $\eta_0$  est la valeur limite de la viscosité correspondant à une déstructuration complète du matériau ( $\lambda \rightarrow 0$ ),  $\theta$  est le temps caractéristique de l'évolution de la microstructure,  $\alpha$  est une constante dépendant du système.

Lorsque la particule est en mouvement, une partie du fluide est sollicitée. D'après Atapattu [68], la première visualisation de l'écoulement faite par Bulina (1967), suggérait l'existence de régions apparemment non déformées (ou stagnantes) liées à l'objet se déplaçant dans le milieu viscoplastique. **Beris et al.** [67] ont prédit numériquement l'allure de la zone entourant une sphère en mouvement dans un fluide de Bingham comme présenté sur la figure A.II.29:

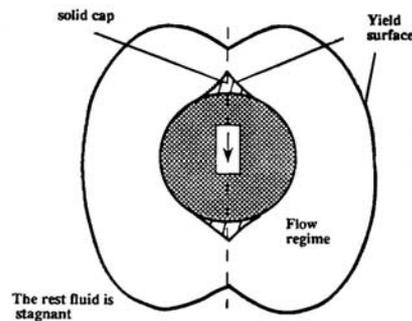


Figure A.II.29 : Champ d'écoulement autour d'une sphère immergée dans un fluide à seuil [66]

Beris et al. [67] déclarent que Ansley et Smith supposaient que cette zone était une ellipse centrée à la surface de la particule et de rayon  $R\sqrt{2}$ , avec  $R$  rayon de la sphère, et montrent que leurs résultats concordent avec cette hypothèse.

D'après Chhabra [72], les parois du récipient contenant le fluide peuvent avoir une influence sur la chute de la sphère lorsqu'elles interfèrent avec la zone cisailée. D'après Briscoe et al. [74], la vitesse de chute serait ralentie lorsque les parois sont proches.

L'étude de la forme des champs d'écoulement autour de la sphère donne une indication complémentaire pour le critère de stabilité. La présence de zones non cisillées autour de la particule modifie la surface apparente de la sphère. La valeur maximale du paramètre  $Y_c$  (cf. relation A.II.11) sera donc inférieure à 0,212, ce qui va dans le sens d'une plus grande stabilité.

### **Cas de plusieurs particules sphériques**

L'étude du comportement de plusieurs sphères immergées dans un fluide à seuil a fait l'objet de quelques publications, principalement issues du domaine numérique. Peu d'auteurs ont approché le problème de manière expérimentale et le nombre de particules étudié est généralement limité à deux sphères.

**Daugan et al.** [75] ont mis en évidence expérimentalement l'existence d'une distance critique en dessous de laquelle les particules vont s'agréger (cas de deux particules sphériques). Cette étude est faite sur des particules en céramique de rayon  $r=380 \pm 5 \mu\text{m}$  et de masse volumique  $\rho = 3,76 \text{ g/cm}^3$ . Le fluide utilisé est une solution de Xanthane (fluide rhéofluidifiant).

La figure A.II.30 montre les résultats obtenus.

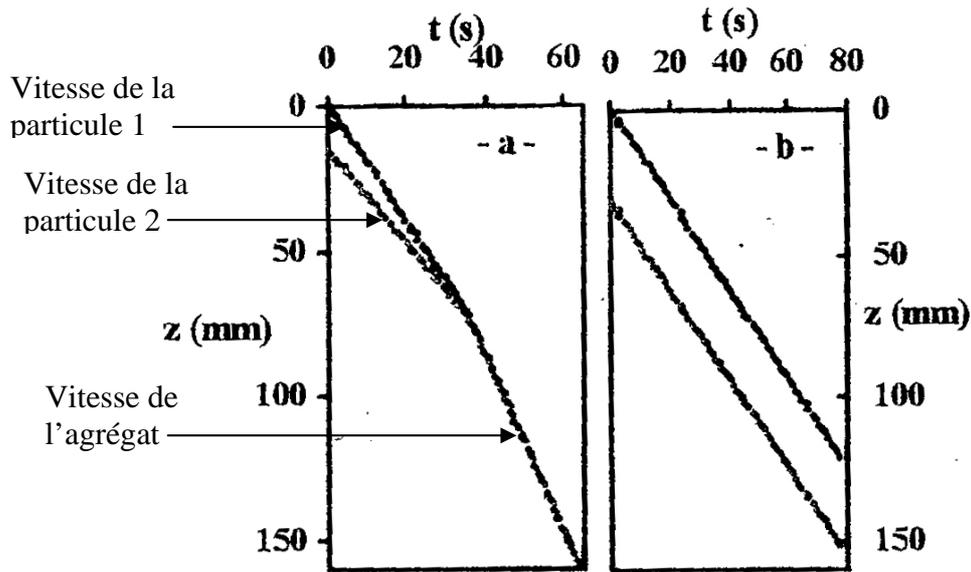


Figure A.II.30 : Evolution de la trajectoire de 2 sphères en fonction de leur distance verticale initiale de séparation [75]

Cette figure montre bien qu'il y a interaction entre les particules si elles sont proches l'une de l'autre à l'instant initial. Les auteurs définissent une distance de séparation minimale  $l_c$  telle

$$\text{que : } \frac{l_c}{D} = 35 \pm 6$$

Par ailleurs, l'agrégation des particules lorsque leur distance de séparation est inférieure à  $l_c$  reflète la création d'un corridor de viscosité réduite dans le sillage d'une particule se déplaçant dans un fluide rhéofluidifiant. Lorsque la distance de séparation initiale est supérieure à la distance critique, les particules chutent à la même vitesse et leurs trajectoires restent parallèles.

Sidky et al. [76] ont montré que les frottements intergranulaires influencent la vitesse de chute des granulats (ségrégation) par la relation suivante :

$$v' = kv \quad (\text{A.II.42})$$

avec  $v'$  : vitesse réelle de chute,  $v$  : vitesse de chute sans interaction entre les granulates, et  $k$  : coefficient de vitesse dépendant de la concentration en granulates à un moment donné ( $\Gamma$ ) et ne dépendant pas de la concentration initiale ( $\Gamma_0$ ).

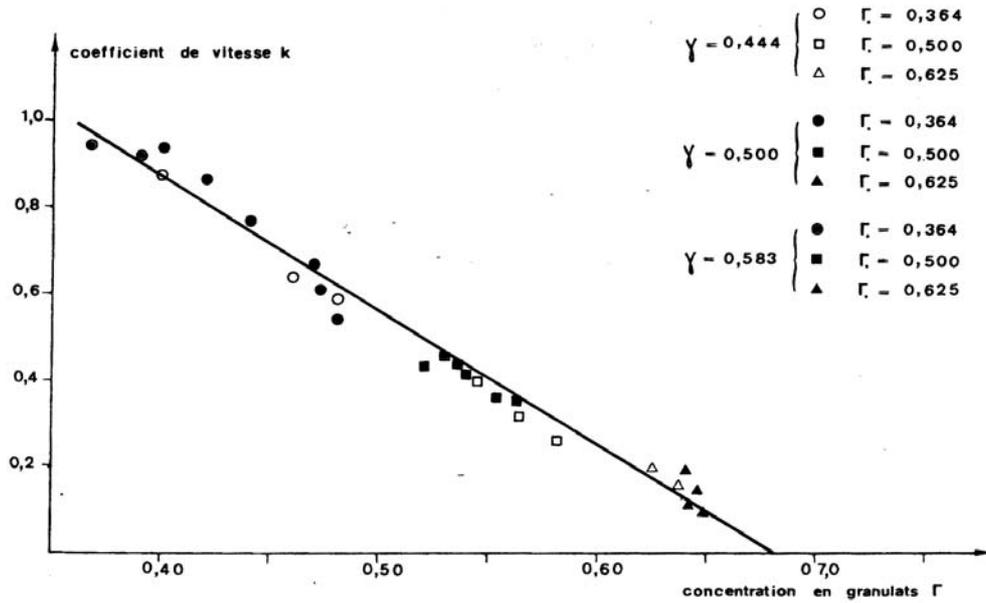


Figure A.II.31 : Variation du coefficient de vitesse en fonction de la concentration en granulats [76]

Roussel [77] a récemment proposé un critère permettant de prédire la compacité finale d'un mélange après ségrégation. Il montre non seulement que le seuil d'écoulement est à prendre en compte, mais également que les interactions entre granulats ont un rôle essentiel.

Les différentes études présentées ci-dessus indiquent que la vitesse de chute est influencée par les interactions entre particules. Certains auteurs, tels que Wallevik [19], Powers [28], et de Larrard [22] mentionnent également l'existence d'un phénomène d'interaction entre granulats modifiant le comportement de chacune des particules, sans apporter d'éléments de réponse. Indépendamment du fait que le seuil d'écoulement est une caractéristique essentielle, on peut imaginer que le réseau granulaire a lui-même une influence sur la stabilité des BAP. Or aucunes des différentes études ne traitaient de la stabilité ou de l'initiation de la ségrégation du groupe de particules. Une deuxième piste de recherche s'ouvre donc ici.

## II.3 ROBUSTESSE

### II.3.1 Définition

La formulation des BAP est une étape délicate nécessitant de trouver un compromis entre différentes caractéristiques éventuellement contradictoires. Cependant des variations de qualité de constituants ou de composition peuvent perturber cet équilibre et ainsi modifier les propriétés des BAP à l'état frais en générant des phénomènes de ségrégation. La « robustesse » d'un béton est sa capacité à tolérer certaines variations et notamment des variations de teneur en eau. Pour appréhender la sensibilité d'un BAP aux écarts de composition et aux variations d'eau, des formules dérivées, en terme de quantité d'eau, doivent être réalisées. La formule dérivée haute doit présenter une stabilité satisfaisante et la formule dérivée basse doit conduire à un taux de remplissage correct. L'usage montre que beaucoup de formulations de BAP ne tolèrent pas, à l'instar des BHP, les variations d'eau de  $\pm 10 \text{ l/m}^3$ . Les écarts admissibles sont en général de  $\pm 5 \text{ l/m}^3$  [2].

### II.3.2 Rôle des agents viscosant

L'utilisation d'agent viscosant permet d'obtenir des BAP moins sensibles aux variations de teneur en eau, comme le montrent la figure A.II.31 [78].

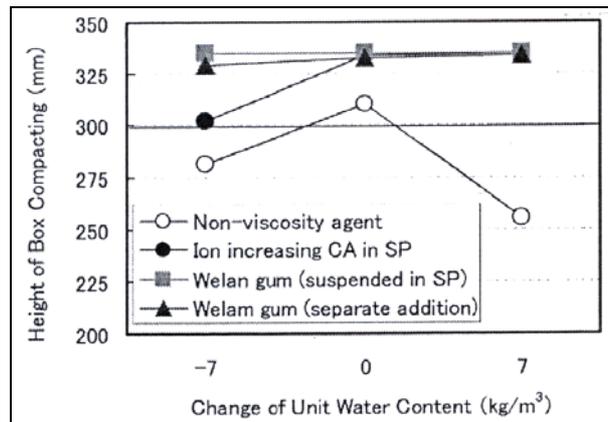


Figure A.II.31 : Influence d'un agent viscosant sur la robustesse (variation du dosage en eau) et sur les résultats de l'essai à la U-Box [78].

L'utilisation d'un agent viscosant aurait pu être intéressante dans le cas d'une étude présentée par Aarre et Domone [79]. Il s'agissait d'évaluer différentes méthodes d'essais dans le cadre du projet européen « Testing SCC ». Les différents partenaires de l'étude utilisaient les mêmes matériaux dans les mêmes proportions. Malgré cela, les différents étalements obtenus présentaient de grandes variations. La cause d'une telle dispersion proviendrait de la quantité d'eau apportée par les granulats. Certains laboratoires utilisaient des granulats secs et d'autres des granulats humides.

Les agents viscosant sont des polymères qui ont été développées pour éviter le « délavement » à l'état frais des bétons coulés sous l'eau. Ils sont de différentes natures et peuvent être classés selon 3 catégories en fonction de leurs mécanismes d'action [80] :

- **Adsorption** : La longue chaîne de polymère adhère à la périphérie des molécules d'eau. Cela a pour effet d'adsorber et de fixer une partie de l'eau d'ajout. Il y a augmentation de la viscosité de l'eau d'ajout et donc de la pâte de ciment.
- **Association** : Les molécules au contact de la chaîne de polymère développent des forces d'attraction. Le mouvement de l'eau est ainsi bloqué par la création d'un gel et sa viscosité est augmentée.
- **Entrelacement** : Pour un faible taux de cisaillement et particulièrement pour une forte concentration, la chaîne des polymères peut s'entrelacer et s'enchevêtrer ce qui augmente la viscosité apparente. L'enchevêtrement peut se délier lorsque la vitesse de cisaillement augmente. La chaîne de polymère s'oriente alors dans le sens de l'écoulement ce qui diminue la viscosité apparente

L'incorporation d'agent viscosant permet d'augmenter la valeur du seuil et la viscosité apparente [25, 27, 65, 80] et ce quels que soient le rapport eau sur ciment, le type et la quantité de superplastifiant contenu dans la pâte (cf. figure A.II.32).

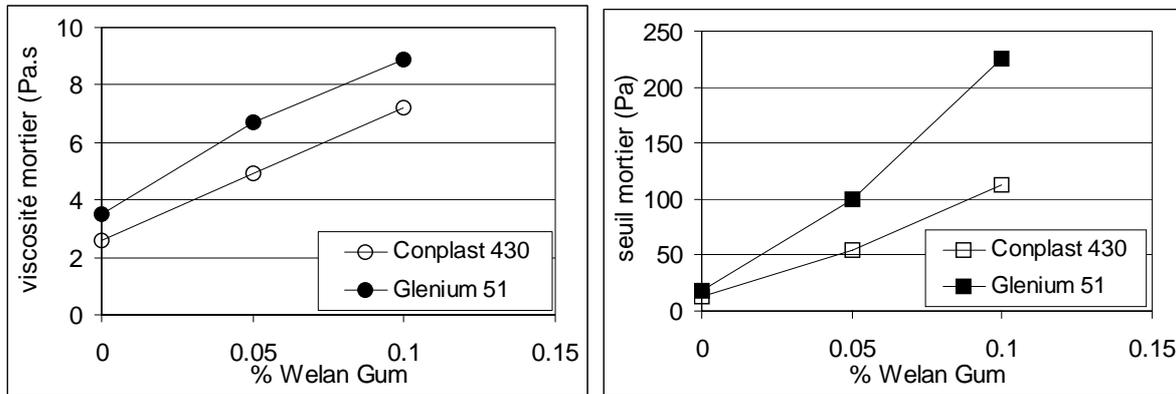


Figure A.II.32 : Evolution du seuil d'écoulement et de la viscosité d'un mortier en fonction du type et du dosage en agent viscosant repris d'après [25].

Cependant, l'utilisation d'un agent viscosant peut modifier l'action du superplastifiant. En générale, pour obtenir une certaine fluidité, la demande en superplastifiant augmente avec l'augmentation du dosage en agent viscosant. La figure A.II.33 présente l'évolution de la viscosité apparente et du seuil d'écoulement en fonction des dosages en agent viscosant et en superplastifiant.

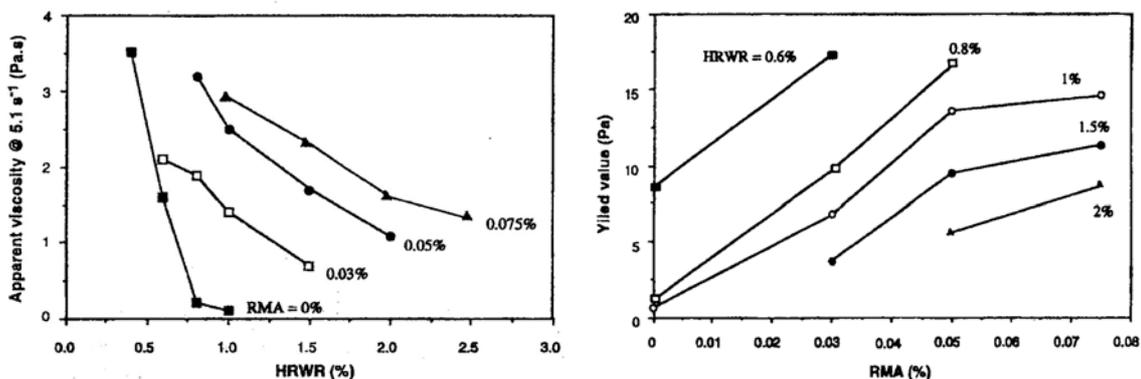


Figure A.II.33 : Variation de la viscosité apparente (a) et du seuil d'écoulement (b) en fonction du dosage en superplastifiant et en agent viscosant [80].

Il est important de noter que l'ordre d'introduction des adjuvants modifie certainement leur influence sur les divers composants de la pâte. En effet, c'est généralement l'agent viscosant qui est introduit en premier dans le mélange. Le superplastifiant n'est introduit que pendant la dernière partie du malaxage.

L'agent viscosant va donc être le premier à agir sur l'eau de gâchage. Mais agit-il sur les grains de ciment ? On peut donc se demander dans ce cas si le superplastifiant peut agir totalement ou si sa place n'est déjà partiellement prise par l'agent viscosant.

Tangtermsirikul et al., d'après [23], donnent une courbe de remplissage au test du U en fonction du dosage en superplastifiant ajusté à celui de l'agent viscosant. L'optimum de cette courbe est obtenu pour un dosage en agent viscosant de 0,6% et en superplastifiant de 1,4% (cf. figure A.II.34).

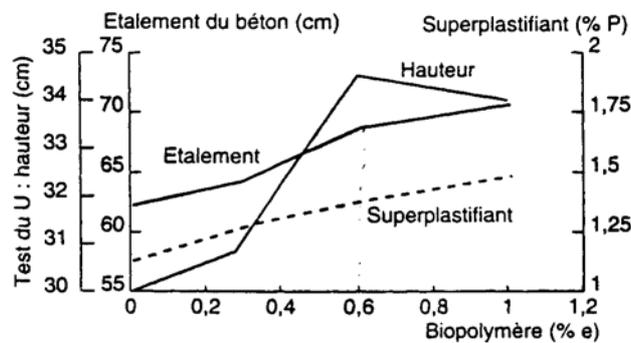


Fig. 10 - Propriétés du béton optimisé pour différentes teneurs en agent de viscosité [12].

Figure A.II.34 : Propriétés du béton optimisé pour différentes teneurs en agent viscosant, d'après [23].

Ceci met de nouveau en évidence le paradoxe de la formulation des BAP puisqu'on utilise un agent viscosant alors qu'on cherche à fluidifier le mélange par adjonction de superplastifiant. Cette courbe montre bien que la demande en superplastifiant croît lorsque le dosage en agent viscosant augmente. De plus, elle semble suggérer l'existence d'un optimum du dosage en agent viscosant.

On suppose généralement que la ségrégation statique s'opère dans une matrice cimentaire stable, i.e. seuls les plus gros granulats peuvent ségréger. Cependant, la matrice peut également être sujette à des instabilités telles que le ressuage du fait de sa fluidité. L'utilisation d'agent viscosant permet d'améliorer la capacité du béton à résister au ressuage comme présenté sur la figure A.II.35.

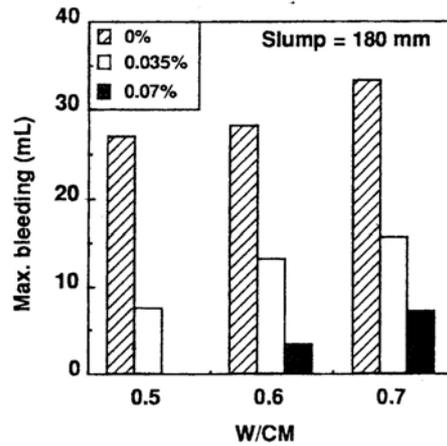


Figure A.II.35 : Influence de la teneur en agent viscosant et du rapport eau/ciment vis à vis du ressuage d'un béton [80]

D'après l'AFGC [2], l'utilisation des agents viscosant se justifie dans le cas des bétons ayant des rapports eau/liant élevés car les fines ne seraient pas suffisantes pour fixer l'eau dans le béton.

De nouveau, la complexité des propriétés visées et des matériaux employés démontrent la nécessité de trouver un compromis lors de la formulation d'un BAP. Différents auteurs se sont intéressés à cette étude et ont proposé des méthodes de formulation de BAP présentées dans la partie suivante.

### III. METHODES DE FORMULATION

Lors de la présentation des principales caractéristiques des BAP, nous avons mis en évidence l'influence des différents constituants et établi certains critères permettant d'obtenir les propriétés visées. Les gammes de valeurs généralement employées sont issues des recommandations provisoires de l'AFGC et présentées ci-dessous [2] :

- une quantité de pâte élevée (de l'ordre de 40% du volume total)
- une quantité de fines élevée (de l'ordre de 500 kg/ m<sup>3</sup>)
- utilisation d'un superplastifiant ( à un dosage proche du dosage à saturation)
- un faible volume de gravillons (rapport G/S de l'ordre de 1)
- un diamètre maximal réduit
- éventuellement utilisation d'un agent viscosant

Les auteurs [25, 81] s'accordent sur le fait qu'il n'existe pas de méthode de formulation unique car les matériaux employés et leurs qualités diffèrent selon les régions ou les pays. Quelques méthodes de formulation sont cependant présentées ci-dessous.

#### III.1 OPTIMISATION DU MORTIER

Okamura et Ozawa sont les précurseurs en matière de formulation des BAP. Les caractéristiques requises sont une capacité de déformation élevée de la pâte et du mortier, ainsi qu'une résistance à la ségrégation lors de l'écoulement en milieu confiné. Leur méthode de formulation se base sur les critères suivants [1] :

- Une quantité de gravillons limitée
- Un rapport eau/poudre faible
- Utilisation d'un superplastifiant

Les quantités de gravillons et de sable sont fixées de manière à obtenir facilement les caractéristiques des BAP en n'ajustant que le rapport eau/poudre et le dosage en superplastifiant. Ainsi, la quantité de gravillons est limitée à 50% de leur compacité (qui est le rapport entre le volume de grains sur le volume total du système grains+vides) afin de minimiser les risques de blocage. Il semblerait que ce rapport soit sécuritaire [8, 23]. La quantité de sable est par ailleurs limitée à 40% du volume du mortier. Les propriétés de la pâte (rapport eau/poudre et quantité de superplastifiant) sont ensuite optimisées et caractérisées à l'aide d'essais sur mortiers. Un étalement relatif ( $\Gamma_m$ ) est déterminé à l'aide de l'essai au mini-cône et une vitesse d'écoulement relative ( $R_m$ ) est déterminée par un essai au V-funnel pour mortier :

$$\Gamma_m = \frac{(d^2 - d_0^2)}{d_0^2} \tag{A.III.1}$$

$$R_m = \frac{10}{t}$$

$d^2$  est le diamètre de la galette de mortier,  $d_0$  est le diamètre inférieur du cône, et  $t$  est le temps d'écoulement du mortier.

Les auteurs ont montré qu'il existait une relation linéaire entre  $\Gamma_m$  et  $R_m$  pour un dosage en superplastifiant donné et quand le rapport eau/poudre varie. Pour formuler un BAP acceptable, il faut obtenir simultanément  $\Gamma_m = 5$  et  $R_m = 1$  [23, 25].

Edamatsu et al. [81] proposent une méthode pour évaluer les interactions entre le sable ou les poudres du mortier et les gros granulats. Ils montrent qu'en faisant varier les paramètres  $\Gamma_m$  et  $R_m$  dans une certaine gamme, le rapport  $\frac{R_{mb}}{R_m}$  est constant.  $R_{mb}$  est la vitesse d'écoulement

relative du béton modèle composé du mortier étudié ainsi que 20% de billes de verre de 10 mm de diamètre. A partir de ce rapport, les auteurs déclarent qu'il est possible d'évaluer les interaction entre les gravillons et les particules du mortier (sable ou poudre).

### III.2 OPTIMISATION DE LA QUANTITE DE PATE

Van Bui et Montgomery [39] présentent une méthode de formulation basée sur l'optimisation de la quantité de pâte. Ils montrent que :

- il existe une quantité de pâte minimum pour éviter les blocages lors de l'écoulement
- il existe une quantité de pâte minimum pour assurer la maniabilité du mélange.

La quantité de pâte minimum pour éviter les risques de blocage, soit la quantité de granulat maximum est calculée selon l'expression :

$$Vab_{\max} = \frac{\rho_g + (\rho_s - \rho_g)Nga}{\sum \frac{Pvg_m \cdot Nga \cdot \rho_s}{Vab_m} + \sum \frac{Pvs_n \cdot (1 - Nga) \cdot \rho_g}{Vab_n}} \quad (\text{A.III.2})$$

avec  $\rho_g$  masse volumique des gravillons,  $\rho_s$  masse volumique du sable,  $Nga$  pourcentage de gros gravillons,  $Pvg_m$  et  $Pvg_n$  rapport entre le volume des gros granulats de classe  $m$  (respectivement des granulats fins de classe  $n$ ) sur le volume total de granulats,  $Vab_m$  et  $Vab_n$  respectivement les volumes bloqués des granulats de classe  $m$  et  $n$ .

Ils prennent en compte la distance entre armatures ( $c$ ) et le diamètre d'une fraction granulaire  $d_i$  tel que :

$$Dca = \frac{c}{d_i}, \quad (\text{A.III.3})$$

avec  $d_i = M_{i-1} + \frac{3}{4}(M_i - M_{i-1})$

$M_i$  et  $M_{i-1}$  sont les dimensions des tamis encadrant la classe granulaire  $i$ .

Par ailleurs, la quantité de pâte minimum requise pour obtenir une certaine fluidité est calculée par :

$$Vpd_{\min} = Vt - \frac{Vt - Void}{\left(\frac{Dss_{\min}}{Dav} + 1\right)^3} \quad (\text{A.III.4})$$

### III.3 OPTIMISATION DU SQUELETTE

Le principe de formulation proposé par de Larrard [22] se base sur le fait que la rhéologie du béton dépend de l'arrangement de son squelette granulaire. L'optimisation de la compacité du béton permet de réduire la teneur en eau à ouvrabilité constante. Les modèles développés permettent d'étudier des mélanges de grande étendue granulaire et ainsi de prendre en compte la contribution des différents constituants des bétons.

Dans un empilement, si tous les grains sont arrangés de manière optimale, la compacité maximale ( $\gamma_i$ ) est atteinte (paramètre également appelé compacité virtuelle dont nous ne donnerons pas l'équation ici). Or dans la pratique, un empilement ne peut pas atteindre cette compacité virtuelle. Un paramètre a été calculé afin de rendre compte de la compactabilité des mélanges, c'est à dire la capacité des bétons à se mettre en place dans un moule donné, selon un procédé donné. Il est exprimé selon la forme :

$$K' = \sum_i K'_i = \sum_i \frac{y_i / \beta_i}{\frac{1}{\varphi} - \frac{1}{\gamma_i}} \quad (\text{A.III.5})$$

avec  $K'_i$  indice de serrage de chacune des classes granulaires,  $y_i$  est la proportion volumique des grains de diamètre  $d_i$ ,  $\beta_i$  est la compacité virtuelle des grains de classe  $i$ ,  $\varphi$  est la compacité réelle du mélange,  $\gamma_i$  est la compacité virtuelle lorsque la classe  $i$  est dominante.

En se basant sur ce concept et après validation expérimentale, de Larrard et Ferraris [17], proposent également des modèles pour décrire le seuil d'écoulement et la viscosité des bétons. Dans le cas d'un dosage en superplastifiant au dosage à saturation, les expressions obtenues sont les suivantes :

$$\tau_0 = \exp(2.537 + 0.540K'_g + 0.854K'_s + 0.224K'_c) \quad (\text{A.III.6})$$

$$\mu = \exp\left(26.75\left(\frac{\varphi}{\varphi^*} - 0.7448\right)\right) \quad (\text{A.III.7})$$

Où  $\varphi^*$  est la compacité maximale du mélange et les indices  $g$ ,  $s$  et  $c$  correspondent respectivement au granulat, au sable, et au ciment.

Sedran [23] obtient des constantes légèrement différentes donnant une meilleure description des faibles viscosités :

$$\mu = \exp\left(45.88\left(\frac{\varphi}{\varphi^*} - 0.8512\right)\right) \quad (\text{A.III.8})$$

Les différentes données sont ensuite insérées dans un logiciel calculant les différentes propriétés du béton. Ce logiciel permet également d'optimiser la formule de béton à partir d'un cahier des charges précis.

La formulation des BAP ne se base pas sur une optimisation du squelette granulaire, mais sur l'optimisation d'autres propriétés. De Larrard [22] et Sedran [23] ont ainsi défini un cahier des charges reporté dans le tableau A.III.1 :

Tableau A.III.1 : cahier des charges d'un BAP [22]

critère	Paramètre	Cahier des charges
Auto-compactibilité	$K'$	$\leq 7$
Prévention de la ségrégation des gros grains	$K'_c$	$\geq 3.4$
Prévention du blocage des gros grains (ferraillage dense)	$K'_g$	$\leq 1$
Prévention de la ségrégation (stabilité générale)	$S^*$	$\leq 0.8$
Aptitude à l'auto-nivellement	$\tau_0$	$\leq 500 Pa$
Pompabilité	$\mu$	$\leq 200/300 Pa.s$
Coût	-	minimum

$$* S = \max S_i, \text{ et } S_i = 1 - \frac{\varphi}{\varphi^*}$$

Bien qu'il n'existe pas de méthode de formulation unique, quelques auteurs ont proposé des approches se basant sur une optimisation du mortier, une optimisation de la quantité de pâte ou une approche granulaire.

## IV. CONCLUSION PARTIE A

Les BAP constituent une véritable alternative au béton traditionnel, comme l'ont montré un certain nombre d'exemples. Cependant, leur formulation et le contrôle de leurs propriétés lors de la mise en œuvre nécessitent une attention particulière. Les propriétés des BAP ont été abordées dans cette partie en détaillant trois de leurs caractéristiques : la fluidité, l'homogénéité et la robustesse.

L'essai de référence pour caractériser la fluidité des BAP est l'essai au cône d'Abrams. La mesure d'étalement permet de s'assurer de la capacité du matériau à s'écouler sans obstacles. Elle n'est cependant pas suffisante pour appréhender le comportement du matériau. Une étude rhéologique des paramètres intrinsèques est nécessaire. A l'heure actuelle, un mode opératoire adéquat pour la réalisation d'essais rhéologiques, ainsi que l'utilisation de modèles représentatifs pour le dépouillement des mesures, sont des points qui restent à améliorer dans le cas des BAP. La question de la définition de la phase fluide d'un BAP a également été abordée dans cette partie. Des études complémentaires sont nécessaires pour déterminer dans quelle mesure les pâtes de ciment, les mortiers ou les mortiers de béton équivalent peuvent être représentatifs de cette phase fluide, que nous appellerons par la suite « phase suspendante » pour l'étude de la ségrégation.

En terme de mécanismes, l'étalement mais également le seuil d'écoulement du matériau dépendent des frottements intergranulaires. L'utilisation de superplastifiant et d'une grande quantité de pâte sont alors nécessaires pour obtenir un matériau très fluide. Afin de limiter le coût de la formulation et d'éviter une élévation excessive de la température lors de l'hydratation, une partie du ciment est remplacée par des additions minérales.

Les formules de BAP très fluides et riches en pâte permettent d'obtenir, en l'absence de ressuage, de bonnes qualités de parement. Cependant, ces qualités ne sont pas garanties d'une absence de ségrégation. Il est donc nécessaire de s'assurer, en amont, de la stabilité du matériau frais afin de garantir l'homogénéité des caractéristiques mécaniques de la structure finale. Deux types de ségrégations peuvent survenir : une ségrégation dite dynamique lors de la mise en œuvre du BAP dans le coffrage et une ségrégation dite statique une fois que le matériau a été mis en place.

La ségrégation dynamique peut se traduire par un blocage des granulats au droit des armatures et peut être mise en évidence par l'essai à la L-Box par exemple. Pour limiter l'apparition de ce phénomène, il est préconisé de réduire le diamètre et la quantité des plus gros granulats. Ceci conduit à augmenter le volume de mortier, mais le volume de sable doit rester modéré.

La ségrégation statique se caractérise par une séparation entre les granulats et la matrice suspendante sous l'effet des forces de pesanteur. Peu d'essais permettent de vérifier la résistance à la ségrégation statique du béton frais L'AFGC [2] recommande l'essai au tamis, mais on peut également citer l'essai au cylindre et l'essai à la colonne. Même s'ils sont relativement simples à utiliser, leur pertinence, leur répétabilité et leur reproductibilité sont encore à l'étude.

Par ailleurs, la fluidité et la stabilité sont des propriétés apparemment contradictoires. La formulation des BAP est donc relativement complexe et nécessite de trouver un bon compromis. Or des variations de teneurs en eau peuvent perturber l'équilibre obtenu. Ainsi, des agents viscosants peuvent être employés pour augmenter la robustesse des BAP.

Différentes méthodes de formulation ont été proposées à partir d'une optimisation du mortier, une optimisation de la quantité de pâte ou une optimisation du squelette granulaire.

L'objectif de ce travail est de mettre en évidence et de comprendre les mécanismes élémentaires mis en jeu lors de l'initiation de la ségrégation dans les BAP. En effet, on trouve dans la littérature plusieurs articles relatifs à la simulation numérique de chute de sphère(s) dans des fluides modèles. Mais on peut se poser la question de leur application au cas des matériaux cimentaires et plus particulièrement à celui des BAP. L'existence d'un critère de stabilité a été mise en évidence. Il permet de déterminer un diamètre critique au-delà duquel le granulat, assimilé à une sphère, présente un risque de ségrégation. Cependant, les critères proposés par les différents auteurs sont globalement assez dispersés et les résultats de la seule étude sur pâtes de ciment sont très éloignés des autres. Ce critère doit donc être défini dans le cas des matériaux cimentaires.

Par ailleurs, il n'y a que peu d'informations concernant le comportement d'un groupe de granulats ou de sphères. Or il semble nécessaire de prendre en compte les interactions entre particules pour comprendre plus précisément les mécanismes d'initiation de la ségrégation dans les bétons autoplaçants.

## B- ETUDE PRELIMINAIRE : SEGREGATION D'UNE PARTICULE ISOLEE DANS DES MATRICES CIMENTAIRES FLUIDES

Comme le suggèrent les données bibliographiques, le critère de stabilité d'une bille, immergée dans un fluide à seuil, s'écrit sous une forme unique faisant intervenir une grandeur adimensionnelle. La synthèse de l'étude bibliographique montre que différentes valeurs sont obtenues selon l'approche ou la méthode de calcul employées. La seule étude expérimentale sur pâte de ciment menait à une constante de stabilité très éloignée de la fourchette de valeurs définie par les autres approches. Il nous a donc semblé nécessaire de clarifier ce point afin d'appréhender au mieux les mécanismes d'initiation de la ségrégation dans les matériaux cimentaires.

Les résultats de l'étude de stabilité d'une particule isolée immergée dans un milieu suspendant sont présentés dans cette partie. Trois approches complémentaires sont utilisées : un calcul analytique, une étude numérique et enfin une étude expérimentale<sup>4</sup>.

Le calcul analytique des contraintes produites par le déplacement d'une particule rigide dans un milieu élastique peut être mené en 2D, c'est-à-dire pour une particule cylindrique. En supposant que le comportement d'un matériau à seuil est élastique avant la phase d'écoulement, on peut alors utiliser ce calcul, associé à un critère de Von Mises, pour dégager un critère de stabilité. Le problème analytique n'a pas été résolu dans le cas 3D (cas d'une sphère). Des simulations numériques ont donc été réalisées afin de mettre en évidence les différences induites par le passage 2D à 3D. Enfin, une étude expérimentale a été menée afin d'approcher la valeur de la constante de stabilité dans le cas de pâtes de ciment issues de la composition d'un BAP.

### I. CALCUL ANALYTIQUE 2D

#### I.1 HYPOTHESES

On considère une inclusion cylindrique rigide dans un milieu élastique infini (cf. figure B.I.1). Il s'agit d'un problème plan et il n'y a pas de forces volumiques. Une densité linéique de force  $f$  est exercée sur l'inclusion et l'état de contrainte résultant est à déterminer.

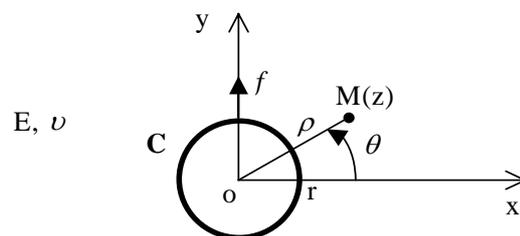


Figure B.I.1 : Hypothèses du calcul analytique 2D.

Soient :

- C le contour du cylindre de rayon  $r$ ,
- E le module d'Young et  $\nu$  le coefficient de Poisson du milieu,
- M un point du milieu repéré par son affixe  $z$  telle que  $z = \rho e^{i\theta}$ .

<sup>4</sup> Certains résultats de la partie B ont fait l'objet d'une publication [82]

## I.2 RESOLUTION ANALYTIQUE DU PROBLEME

Les équations du problème sont celles de Mouskhélichvili [83]. On peut montrer qu'il existe deux fonctions  $\varphi$  et  $\psi$  de  $z$  telles que :

$$\begin{cases} 2\mu(u + iv) = \chi\varphi(z) - z\overline{\varphi'(z)} - \overline{\psi(z)} \\ \sigma_{\rho\rho} + \sigma_{\theta\theta} = 2(\varphi'(z) + \overline{\varphi'(z)}) \\ \sigma_{\theta\theta} - \sigma_{\rho\rho} + 2i\sigma_{\rho\theta} = 2(\overline{z}\varphi''(z) + \psi'(z))e^{2i\theta} \end{cases} \quad (\text{B.I.1})$$

Avec :

$(u, v)$  : les composantes cartésiennes du déplacement du point M,

$(\sigma_{\theta\theta}, \sigma_{\rho\rho}, \sigma_{\rho\theta})$  : les composantes du tenseur des contraintes en coordonnées polaires,

$$\chi = \begin{cases} \frac{3-\nu}{1+\nu} & : \text{état de contraintes planes} \\ 3-4\nu & : \text{état de déformations planes} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} : \text{coefficient de Lamé.}$$

Le système d'équations peut être résolu par la méthode des intégrales de Cauchy. Le champ de contraintes solution prend alors la forme suivante :

$$\begin{cases} \sigma_{\rho\rho} = \frac{-f}{2\pi(\chi+1)\rho} \left[ \chi + 3 - 2\frac{r^2}{\rho^2} \right] \sin\theta \\ \sigma_{\theta\theta} = \frac{-f}{2\pi(\chi+1)\rho} \left[ -\chi + 1 + 2\frac{r^2}{\rho^2} \right] \sin\theta \\ \sigma_{\rho\theta} = \frac{-f}{2\pi(\chi+1)\rho} \left[ \chi - 1 + 2\frac{r^2}{\rho^2} \right] \cos\theta \end{cases} \quad (\text{B.I.2})$$

On considère  $\underline{s}$  le déviateur des contraintes et on pose  $\eta = \frac{\rho}{r} > 1$ . Dans le cas d'un état de déformations planes, le champ de contraintes présenté par les équations (B.I.2) se met sous la forme :

$$\begin{cases} s_{\rho\rho} = \frac{-f}{4\pi(1-\nu)r} \cdot \frac{\sin\theta}{\eta} \left[ \frac{7-8\nu}{3} - \frac{1}{\eta^2} \right] \\ s_{\theta\theta} = \frac{-f}{4\pi(1-\nu)r} \cdot \frac{\sin\theta}{\eta} \left[ \frac{-5+4\nu}{3} + \frac{1}{\eta^2} \right] \\ s_{zz} = \frac{-f}{4\pi(1-\nu)r} \cdot \frac{\sin\theta}{\eta} \left[ \frac{-2+4\nu}{3} \right] \\ s_{\rho\theta} = \frac{-f}{4\pi(1-\nu)r} \cdot \frac{\cos\theta}{\eta} \left[ 1 - 2\nu + \frac{1}{\eta^2} \right] \end{cases} \quad (\text{B.I.3})$$

### I.3 CALCUL DU CRITERE DE STABILITE

Un critère de Von Mises peut être appliqué au champ de contraintes solution du problème donné par le système d'équations (B.I.3). On calcule donc :

$$\sqrt{\frac{1}{2}tr(s^2)} = \frac{f}{4\pi(1-\nu)r} \cdot \frac{1}{\eta} \left( \left[ \frac{10-16\nu+4\nu^2}{3} + (-6+8\nu)\frac{1}{\eta^2} \right] \sin^2\theta + \left[ (1-2\nu) + \frac{1}{\eta^2} \right]^2 \right)^{1/2} \quad (\text{B.I.4})$$

Le maximum est atteint en un point de la surface du cylindre (pour  $\theta = 0$  et  $\eta = 1$ ) et vaut :

$$\text{Max} \left( \sqrt{\frac{1}{2}tr(s^2)} \right) = \frac{f}{2\pi r}. \quad (\text{B.I.5})$$

La figure B.I.2 présente la distribution des contraintes normalisées (contrainte de Von Mises / contrainte de Von Mises maximale) autour du cylindre immergé dans un milieu élastique incompressible ( $\nu = \frac{1}{2}$ ).

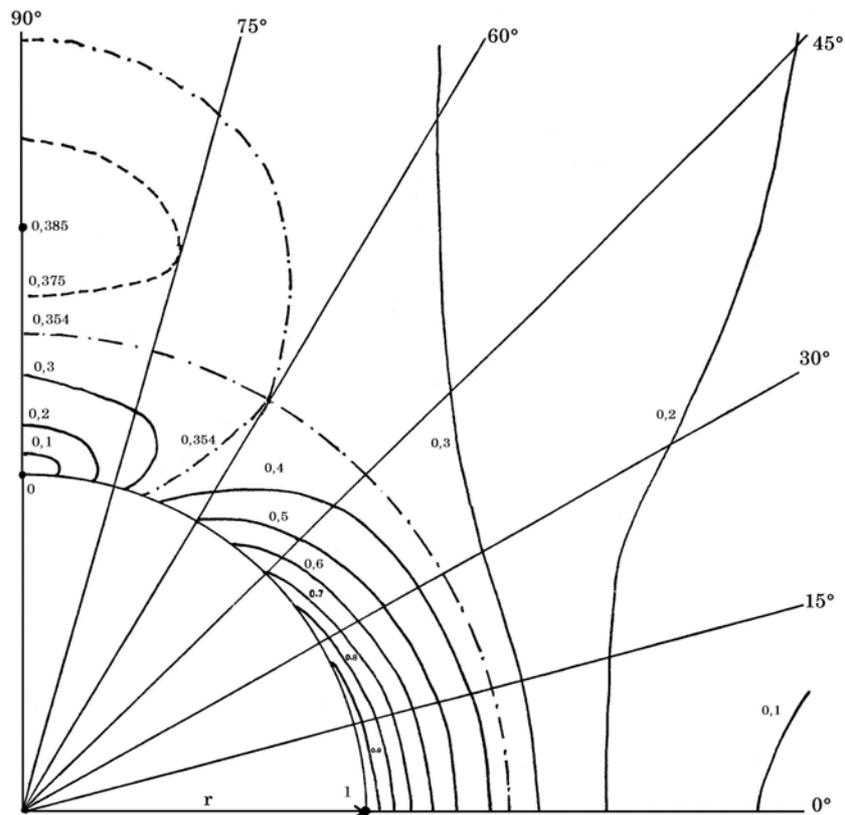


Figure B.I.2 : Isovaleurs des contraintes de Von Mises normalisées autour du cylindre [82].

On cherche ensuite à définir un critère de stabilité dans le cas d'un fluide à seuil. En supposant que le comportement de ce type de fluide est élastique avant d'atteindre le seuil de contrainte, comme le suggère Liddell et Boger [84], on peut reprendre le calcul précédent en introduisant le seuil d'écoulement ( $\tau_0$ ). Le cylindre de diamètre  $d$  sera donc stable si :

$$f < \pi d \tau_0. \quad (\text{B.I.6})$$

Dans le cas d'un cylindre soumis uniquement aux forces de pesanteur, l'expression de  $f$  est :

$$f = (\rho_c - \rho_f) g \pi \frac{d^2}{4} \quad (\text{B.I.7})$$

Avec  $(\rho_c - \rho_f)$  : différence entre les masses volumiques du cylindre et du fluide,  $g$  : accélération de la pesanteur.

En combinant les équations (B.I.6) et (B.I.7), on obtient donc la condition suffisante de stabilité :

$$d < 4 \frac{\tau_0}{(\rho_c - \rho_f)g} \quad (\text{B.I.8})$$

Tant que cette inégalité est vérifiée, le cylindre est stable. Mais, dès qu'un des points du fluide entre dans le domaine plastique, le calcul analytique n'est plus valable. On peut néanmoins supposer qu'il y a alors une nouvelle répartition des contraintes autour du cylindre mais pas nécessairement mouvement de l'inclusion. Il existe donc une constante  $K_{cyl}$  **supérieure à 4** telle qu'un cylindre immergé dans un fluide élastique est stable si et seulement si :

$$d < K_{cyl} \frac{\tau_0}{(\rho_c - \rho_f)g} \quad (\text{B.I.9})$$

Le calcul analytique n'a pu être mené qu'en 2D. Afin d'étudier le cas d'une particule sphérique, des simulations numériques sont nécessaires. Cette étude est présentée au paragraphe suivant.

## **II. SIMULATIONS NUMERIQUES 2D ET 3D**

Afin de mettre en évidence les différences induites par le passage du problème 2D (cas d'un cylindre) au problème 3D (cas d'une sphère), des simulations numériques ont été réalisées avec le logiciel **CASTEM 2000** [85].

Les hypothèses de calcul sont les mêmes que celles utilisées dans le calcul analytique (milieu élastique, particule rigide).

### **II.1 HYPOTHESES**

Les hypothèses des simulations numériques sont présentées sur la figure B.II.1. Deux types d'inclusions ont été considérés : inclusion cylindrique et inclusion sphérique.

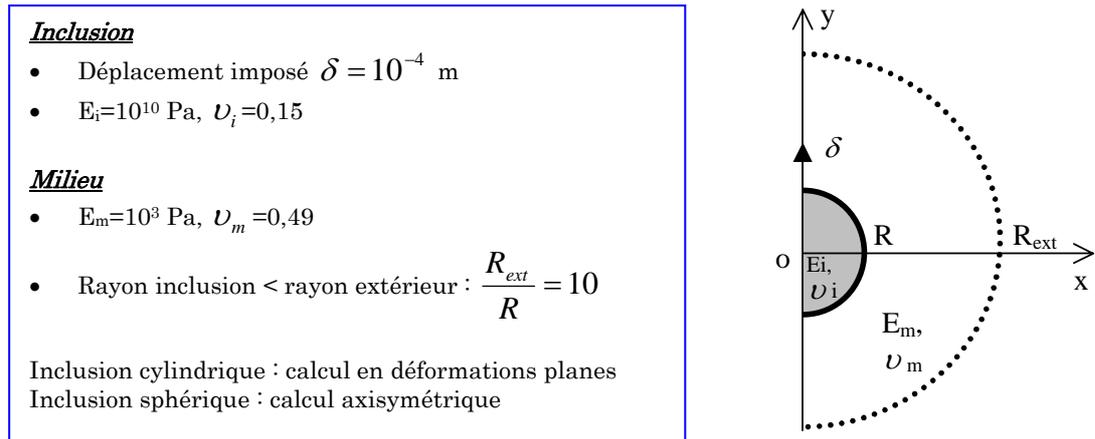


Figure B.II.1 : Hypothèses des calculs numériques

## II.2 RESULTATS

La figure B.II.2 présente les résultats des calculs des champs de contraintes normalisées (contrainte de Von Mises sur contrainte de Von Mises maximale :  $\sigma_{VM} / \sigma_{VM_{max}}$ ) obtenus autour des deux types d'inclusion.

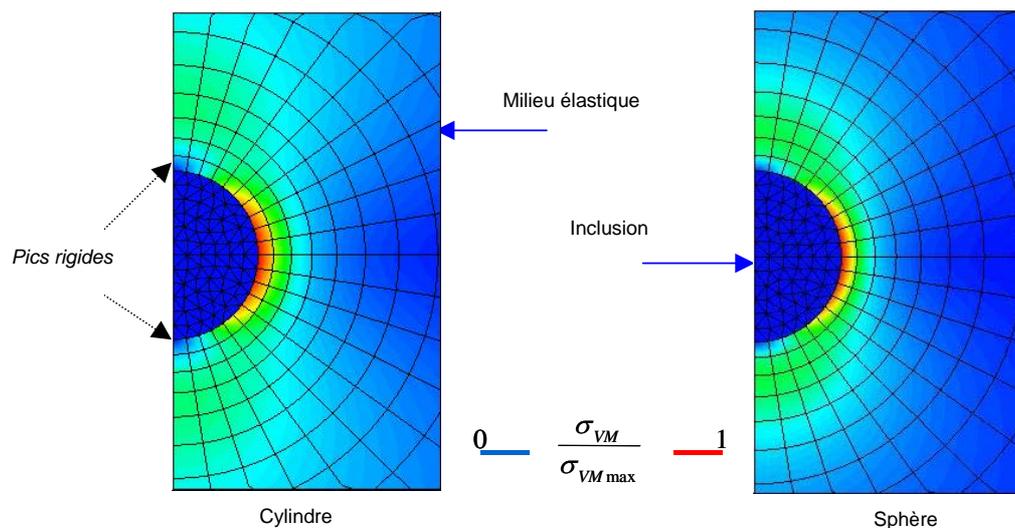


Figure B.II.2 : Champs de contraintes normalisées dans le cas d'un cylindre et d'une sphère

Différentes zones apparaissent sur cette figure. On peut notamment remarquer :

- une zone de contrainte maximale au voisinage des inclusions (zone rouge),
- la présence de zones peu sollicitées au-dessous et au-dessus des inclusions (en bleu), ce qui est en accord avec les résultats de la littérature [67].

Dans le cas de l'inclusion cylindrique, les résultats numériques concordent avec ceux du calcul analytique (cf figure B.I.2). La comparaison des deux simulations numériques montre que le passage 2D à 3D modifie l'étendue des différentes zones de contraintes bien que l'emplacement des contraintes maximales reste le même.

Les simulations numériques permettent également de mettre en évidence l'influence des effets de paroi. Les résultats sont présentés au paragraphe suivant.

### II.3 EFFETS DE PAROI

La figure B.II.2 présentait les champs de contraintes de Von Mises normalisées pour un milieu de rayon dix fois plus grand que celui de l'inclusion ( $R_{ext}/R = 10$ ). Le rapport choisi correspond aux valeurs généralement rencontrées en rhéologie [38]. Or les données de la littérature indiquent que l'influence des parois ne peut être négligée en dessous d'un rapport de l'ordre de 50 [86]. Les résultats de nos simulations présentées sur les figures suivantes montrent en effet que la répartition des contraintes est modifiée par la présence des parois<sup>5</sup>.

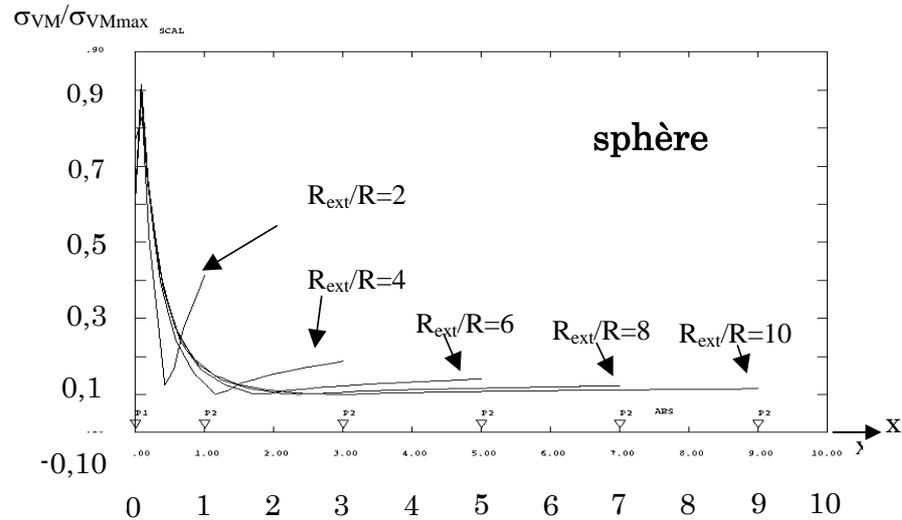


Figure B.II.3 : Calculs 3D. Evolution de la contrainte de Von Mises normalisée en fonction de l'éloignement par rapport à la surface de la **sphère** (le long de l'axe  $x$ ) et pour différents rapports rayon extérieur sur rayon de l'inclusion.

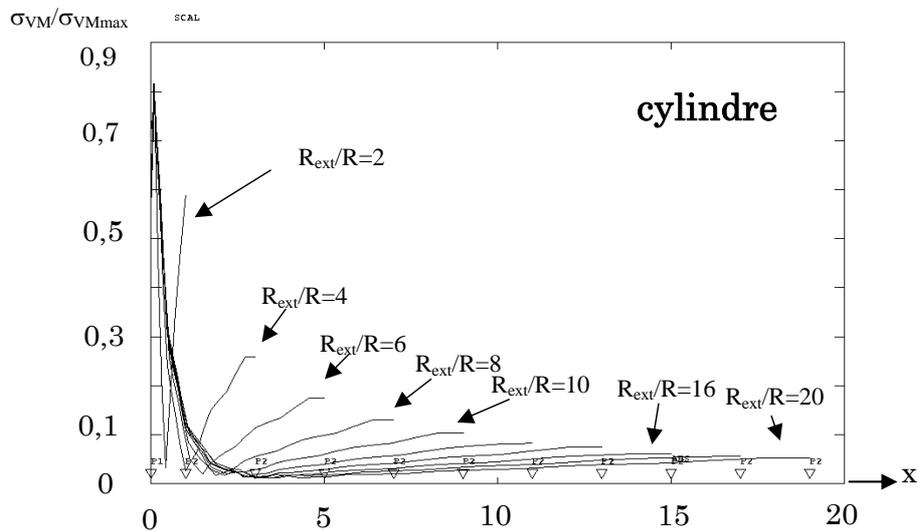


Figure B.II.4 : Calculs 2D. Evolution des contraintes normalisées en fonction de l'éloignement par rapport à la surface du **cylindre** (le long de l'axe  $x$ ), pour différents rapports rayon extérieur sur rayon de l'inclusion.

<sup>5</sup> Remarque : la valeur de la contrainte normalisée est inférieure à 1 en  $x=0$  du fait de la discrétisation choisie pour des raisons de temps de calcul

En poursuivant les calculs jusqu'à des rapports  $R_{ext}/R$  supérieurs à 50, on s'aperçoit que l'influence des parois s'estompe plus rapidement pour la sphère que pour le cylindre (cf. figure B.II.5).

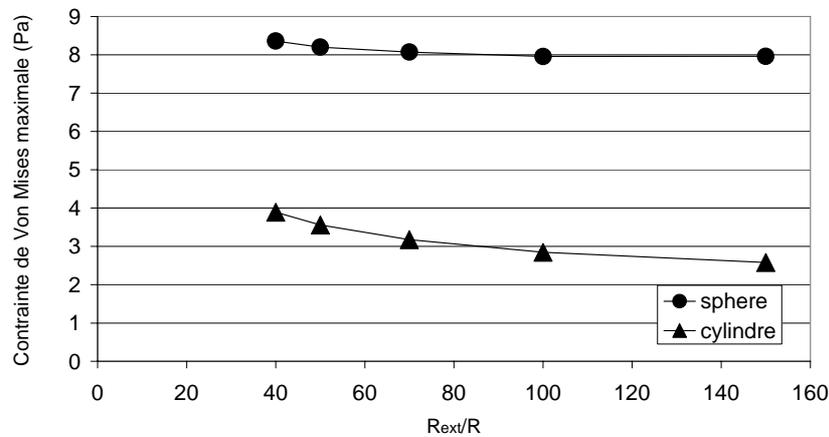


Figure B.II.5 : Evolution de la contrainte de Von Mises maximale en fonction du rapport rayon du milieu sur rayon de l'inclusion ( $R_{ext}/R$ ).

Plus le rayon du milieu est grand par rapport au rayon de l'inclusion et moins la contrainte de Von Mises maximale est élevée. Donc plus les parois sont proches de l'inclusion, plus le cisaillement autour de la particule est important. Par ailleurs, la contrainte de Von Mises maximale obtenue pour une sphère est supérieure à celle du cylindre de même rayon et pour un même déplacement (cf. figure B.II.6).

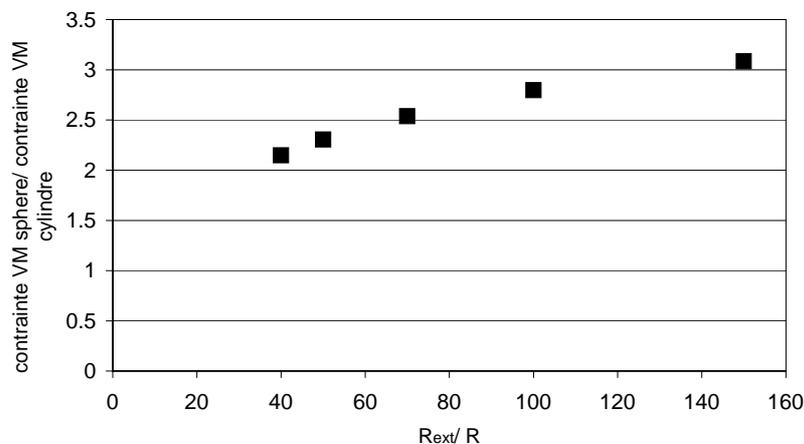


Figure B.II.6 : Evolution du rapport contrainte de Von Mises maximale obtenue pour une sphère sur la contrainte de Von Mises maximale obtenue pour un cylindre en fonction du rapport rayon du milieu sur rayon de l'inclusion ( $R_{ext}/R$ ).

Les simulations numériques en 2D et en 3D menées avec des hypothèses similaires ont permis de comparer les champs de contraintes produits par le déplacement d'un cylindre et celui d'une sphère. Les différentes zones de cisaillement autour des inclusions ont une localisation analogue, mais leurs proportions diffèrent légèrement. Par ailleurs, les simulations menées en 2D et en 3D ont montré l'influence des parois sur la répartition des contraintes autour des inclusions.

Avant de présenter l'étude expérimentale de chute de bille dans des pâtes de ciment, l'existence du critère de stabilité est démontrée au moyen de l'analyse dimensionnelle du problème présentée au paragraphe suivant.

### III. EXISTENCE D'UN CRITERE DE STABILITE FONCTION DU SEUIL D'ECOULEMENT

On peut montrer par l'analyse dimensionnelle que le critère de stabilité d'une sphère immergée dans un fluide à seuil existe et se met sous une forme unique.

Les forces agissant sur une sphère immergée dans un fluide à seuil sont les suivantes :

- **une force motrice ( $f_m$ )** qui correspond à la différence entre la force de pesanteur et la poussée d'Archimède ;
- **une force de résistance ( $f_{res}$ )** liée aux caractéristiques rhéologiques du milieu suspendant et plus particulièrement au seuil d'écoulement  $\tau_0$ , puisqu'on cherche une situation d'équilibre. La viscosité n'intervient que lorsque le mouvement a été amorcé.

Les paramètres du problème sont donc :

- $D$  : diamètre de la sphère,
- $f_m$  : force motrice agissant sur la sphère,
- $\tau_0$  : seuil de contrainte du fluide.

La matrice paramètres/unités (masse, longueur, temps) est alors :

	M	L	T
$D$	0	1	0
$f_m$	1	1	-2
$\tau_0$	1	-1	-2

Cette matrice est de rang 2. Donc, le nombre de variables adimensionnelles et indépendantes décrivant le problème est :  $3 - 2 = 1$ . Une telle variable est :  $\frac{\tau_0 D^2}{f_m}$ .

D'où :

$$\frac{\tau_0 D^2}{f_m} = \text{constante} \quad \text{à l'état critique} \quad (\text{B.III.1})$$

Sachant que l'inclusion n'est soumise qu'aux efforts de pesanteur, la force motrice  $f_m$  correspond à son poids déjaugé. Soit :

$$f_m = (\rho_s - \rho_f) g \pi \frac{D^3}{6} \quad (\text{B.III.2})$$

avec  $\rho_s$  : masse volumique de la sphère,  $\rho_f$  : masse volumique du fluide,  $g$  : accélération de la pesanteur.

Le problème conduit donc à une forme unique :

$$\frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho_f) g D} = \text{constante} \quad (\text{B.III.3})$$

Le critère de stabilité d'une sphère dans un fluide à seuil peut donc être défini de la manière suivante :

$$D < K_0 \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho_f)g} = D_c \quad (\text{B.III.4})$$

où  $K_0$  : constante,  $D_c$  : diamètre critique de la sphère.

On peut tout d'abord noter que la relation B.III.4 et l'expression B.I.9 définie dans le cas d'un cylindre sont de la même forme et que les critères issus de la bibliographie peuvent également être présentés sous cette forme. La valeur de  $K_0$  reste cependant à déterminer. La synthèse bibliographique ne permet pas de dégager une valeur pour notre étude car la seule approche expérimentale menée sur pâte de ciment de Saak et al. [66] fournit une valeur très éloignée du groupe de valeurs obtenues expérimentalement ou numériquement sur fluides modèles à seuil.

De plus, la constante déterminée par ces auteurs ( $K_0 = \frac{1}{Y_g} = 1,5$ ) n'entre pas dans la fourchette de valeurs proposée par Chhabra [72] :  $4,7 < K_0 = \frac{1}{Y_c} < 25$  (cf. relation A.II.11)

Le tableau B.IV.1 donne une synthèse des valeurs de  $K_0$  calculées à partir de critères proposés par différents auteurs.

Tableau B.IV.1 : Synthèse des critères de stabilité issus de la littérature

Auteurs	Approche	Etude	Modèle rhéologique	Matériau d'étude	Etat de surface	Valeur de la constante
Saak et al. [66]	Statique	Expérimentale	Fluide à seuil	Pâtes de ciment	-	<b>1,5</b>
Mekhatria [70]	Statique	Expérimentale	Hershel-Bulkley	Carbopol	rugueux	<b>30</b>
					<i>lisse</i>	<b>25</b>
Jossic et Magnin [71]	Quasi-statique	Expérimentale	Hershel-Bulkley	Carbopol	rugueux	<b>17,2</b>
					<i>lisse</i>	<b>10</b>
He et al. [69]	Quasi-statique	Théorique	Fluide de Bingham	-	-	<b>18</b>
Atappattu [68]	Quasi-statique	Numérique	Hershel-Bulkley	-	-	<b>16,4</b>
Beris et al. [67]	Quasi-statique	Numérique	Fluide de Bingham	-	-	<b>21</b>

Une campagne expérimentale a donc été engagée afin de vérifier l'ordre de grandeur de la constante dans le cas de pâtes de ciment issues de la composition d'un BAP type en tenant compte de leurs seuils de cisaillement initiaux (obtenus en fin de malaxage). Cette étude est présentée ci-dessous.

## IV. ETUDE EXPERIMENTALE SUR PATES DE CIMENT

Le principe de l'essai utilisé est simple et fait intervenir des billes de verre de différents diamètres ainsi que des pâtes de ciment formulées de telle sorte que leurs seuils de cisaillement couvrent une large gamme. Cette étude constitue une première étape dans la compréhension des mécanismes de ségrégation statique.

### IV.1 PRINCIPE DE L'ESSAI

Une bille, suspendue au moyen d'un fil de Nylon, est placée sur l'axe d'un moule en carton cylindrique (70x140 mm) et à 10 mm sous le plan supérieur (cf. figure B.IV.1-a). Le récipient est ensuite entièrement rempli de pâte. La bille se trouve donc complètement immergée avant l'essai, ce qui permet d'éviter les problèmes liés à la pénétration de la bille dans le milieu et d'assurer une vitesse nulle à l'instant initial. Une fois le fil sectionné, la bille peut se déplacer librement dans la pâte<sup>6</sup>. Les éprouvettes de matériau durci sont sciées afin de repérer la position finale de la bille (cf. figure B.IV.1-b). On peut ainsi mesurer la distance parcourue par la bille ( $h$ ) et la rapporter au déplacement maximal possible ( $h_{\max}$ ).

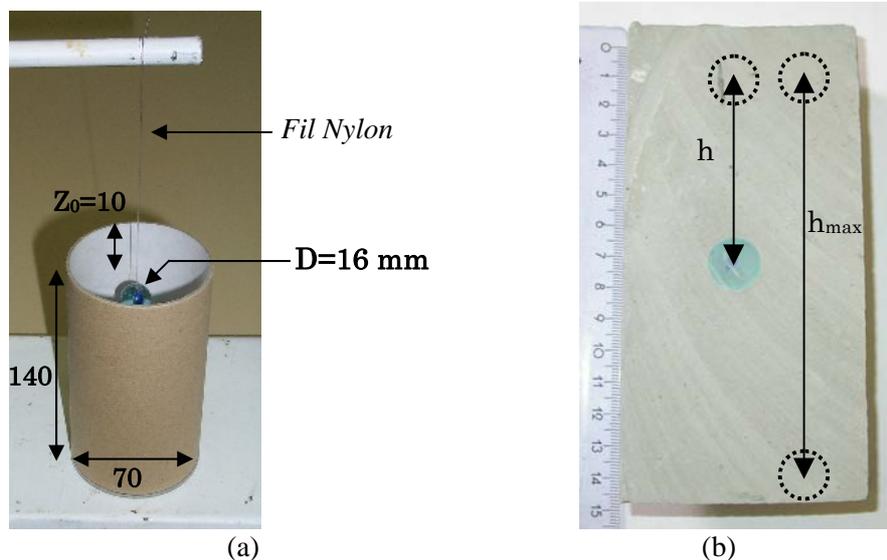


Figure B.IV.1 : (a) Principe de l'essai de chute de bille, (b) Repérage de la distance parcourue par la bille et de son déplacement maximal

Connaissant les caractéristiques rhéologiques de chacune des pâtes et le diamètre de la bille utilisée, il est possible de vérifier la relation (B.III.4) et d'approcher la valeur de la constante  $K_0$ .

### IV.2 MATERIAUX

Les matériaux utilisés dans cette étude sont des pâtes de ciment dont la composition est issue d'une formule de BAP type comprenant : du ciment CEMI 52,5, du filler calcaire, du superplastifiant et un agent viscosant. Leur formulation et leur caractérisation rhéologique ont été réalisées lors d'une étude précédente [27] et sont présentées dans le tableau B.IV.2.

<sup>6</sup> Les frottements sur le fil de Nylon sont supposés négligeables.

L'objectif était d'obtenir des pâtes de ciment ayant des caractéristiques rhéologiques couvrant une large gamme, et plus particulièrement des seuils de cisaillement allant de 0 à 100 Pa. Les mesures ont été réalisées avec une géométrie VANE. Nous présentons ici les résultats des essais réalisés dans les pâtes les plus fluides, notées F0 à F4.

Elles contiennent le même dosage en agent viscosant (AV) et des dosages en superplastifiant (SP) décroissant de F0 jusqu'à F4. Ces teneurs sont exprimées en pourcentage d'extrait sec par rapport à la quantité de ciment et de filler (% es / (C+F)). La masse volumique des pâtes est de l'ordre de 1900 kg/m<sup>3</sup>.

Le tableau suivant donne les compositions des différentes pâtes.

Tableau B.IV.2 : Composition des différentes pâtes utilisées dans l'essai à la bille

Pâte	F0	F1	F2	F3	F4
Fraction volumique	0,44				
Rapport filler/ciment	0,37				
% es AV/(C+F)	0,104				
% es SP/ (C+F)	0,255	0,2	0,15	0,1	0,05
Seuil (Pa) *	0,7	1	2	4	16

\* seuil à  $\pm 0,5$  Pa obtenu en fin de malaxage

Les billes sont en verre de masse volumique proche de celle des granulats (soit 2500 kg/m<sup>3</sup>). Les diamètres utilisés vont de 5 à 16 mm, ce qui est représentatif de la taille des gros granulats utilisés dans les BAP.

### IV.3 RESULTATS

La figure B.IV.2 montre l'évolution du rapport déplacement effectif sur déplacement maximal possible pour les différents diamètres de bille et les différents seuils de cisaillement.

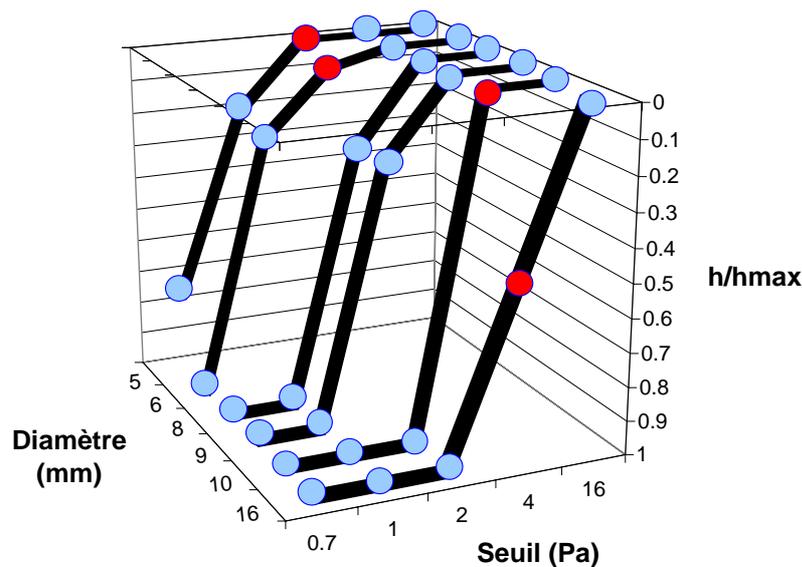


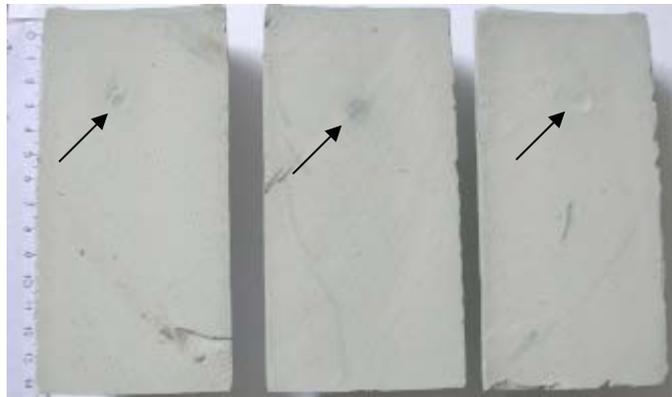
Figure B.IV.2 : Résultats de l'essai à la bille. Evolution du rapport position finale sur déplacement possible en fonction du diamètre de la bille et du seuil d'écoulement de la pâte de ciment mesuré au VANE.

On constate que selon leur diamètre et le seuil d'écoulement de la pâte (cf. figure B.IV.2) :

- - certaines billes atteignent le fond du récipient ( $\frac{h}{h_{\max}} = 1$ ),
- - certaines billes chutent mais s'arrêtent avant d'atteindre le fond du récipient,
- - certaines billes ne se déplacent pas ( $\frac{h}{h_{\max}} = 0$ ).

Ceci permet tout d'abord de vérifier que le seuil d'écoulement de la pâte et le diamètre de la bille sont bien deux paramètres clés du problème. En effet, plus le diamètre de la bille augmente, plus le seuil d'écoulement doit être élevé pour assurer la stabilité.

La répétabilité de l'essai n'a pas été évaluée, mais quelques exemples montrent qu'elle semble correcte (cf figure B.IV.3).



*Figure B.IV.3 : Répétabilité de l'essai. Bille de 9 mm immergée dans une pâte de seuil d'écoulement de 2 Pa.*

On peut estimer la valeur de  $K_0$  à partir de l'expression B.III.4. Cependant, les résultats de cet essai ne permettent de donner qu'un encadrement assez large de la constante. La précision est néanmoins suffisante pour déterminer si sa valeur est plus proche de celle définie par Saak et al. [66] ou de celle définie par les autres auteurs [67-71].

En effet, si l'on utilise les résultats repérés sur la figure B.IV.2, on voit que pour le seuil d'écoulement de 2 Pa, la bille de 5 mm est restée en position alors que la bille de 6 mm s'est déplacée. Le calcul de la constante de stabilité est effectué à partir de ces deux diamètres. On obtient dans ce cas :  $14,7 < K_0 < 17,6$ .

Pour le seuil de 4 Pa, le même calcul est effectué en utilisant les billes de 10 et 16 mm de diamètre. On obtient alors moins de précision vu l'écart entre les diamètres :  $14,7 < K_0 < 23,5$ .

Ces résultats se situent donc dans la gamme des valeurs les plus élevées et ne concordent pas avec les résultats de Saak et al. [66]. Une comparaison plus détaillée est présentée dans la partie suivante.

#### IV.4 COMPARAISON DES RESULTATS EXPERIMENTAUX AVEC LES CRITERES ISSUS DE LA LITTERATURE

Les résultats expérimentaux sont donc en accord avec la majorité des critères de stabilité de particule sphérique rigide immergée dans un fluide à seuil cités précédemment, bien qu'ils n'aient pas été obtenus sur pâte de ciment. Les seuils de cisaillement des différentes pâtes de ciment de l'étude sont utilisés pour calculer les valeurs du diamètre critique selon les différentes constantes issues de la littérature. Ces valeurs sont reprises dans le tableau B.IV.3 et comparés aux résultats expérimentaux obtenus.

Tableau B.IV.3 : Diamètre critique  $D_c$  (mm) calculé en fonction de la constante proposée par chacun des auteurs (cf. tableau B.IV.1) et comparaison avec les résultats de cette étude obtenus pour chaque pâte de ciment

Seuil (Pa)		0,7	1	2	4	16	$K_0$
Auteurs	Etat de surface						
Saak et al. [66]	-	0,18	0,25	0,51	1,02	4,08	<b>1,5</b>
Mekhatria [71]	rugueux	3,57	5,10	10,19	20,39	81,55	<b>30</b>
	lisse	2,5	3,57	7,14	14,27	57,08	<b>25</b>
Jossic et Magnin[70]	rugueux	2,05	2,92	5,84	11,69	46,76	<b>17,2</b>
	lisse	1,19	1,7	3,4	6,8	27,18	<b>10</b>
He et al. [69]	-	1,95	2,79	5,57	11,15	44,58	<b>18</b>
Atapattu et al. [68]	-	2,14	3,06	6,12	12,23	48,93	<b>16,4</b>
Beris et al. [67]	-	2,5	3,57	7,14	14,27	57,08	<b>21</b>
<b>Résultats expérimentaux</b>	<b>lisse</b>	<b>&lt;5</b>	<b>&lt;5</b>	<b>5&lt; &lt;6</b>	<b>10&lt; &lt;16</b>	<b>&gt;16</b>	<b>15&lt;. &lt;23,5</b>

Les résultats expérimentaux sont proches des valeurs calculées à partir des critères issus de l'approche quasi-statique. La constante de stabilité  $K_0$  est vraisemblablement comprise entre 16 et 25 dans le cas d'une sphère immergée dans un fluide à seuil. Le critère issu de l'approche statique proposé par Saak et al. [66] est vraisemblablement trop sécuritaire. On peut aussi constater que, dans notre étude, la bille a été immergée dans la pâte avant l'essai alors que ces auteurs plaçaient la bille à la surface du matériau, ce qui n'assure pas les mêmes conditions initiales.

On peut reprendre le critère de stabilité d'une bille immergée dans un fluide à seuil défini par l'expression B.III.4 et poser :

$$D_c = K_0 \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho_f)g}, \text{ avec } 16 < K_0 < 25 \quad (\text{B.IV.1})$$

Les expressions de la force motrice de la bille ( $f_m$ ) et de la force de résistance du fluide ( $F$ ) menant à ce critère sont alors :

$$f_m = (\rho_s - \rho_f)g\pi \frac{D^3}{6}$$

$$F = K\pi D^2 \tau_0, \text{ avec } 2,5 < K = \frac{K_0}{6} < 4 \quad (\text{B.IV.2})$$

Par ailleurs, l'arrêt du déplacement de certaines billes en cours d'essai apporte un élément de réflexion supplémentaire. En effet, même si le critère de stabilité dépendant du seuil d'écoulement n'est pas respecté, une modification des propriétés du milieu peut ralentir, voire arrêter, la chute de la particule. Certains essais ont montré que ce phénomène pouvait se produire avec la bille de diamètre le plus élevé, représentatif d'un gros granulat de BAP (cf. figure B.IV.4).

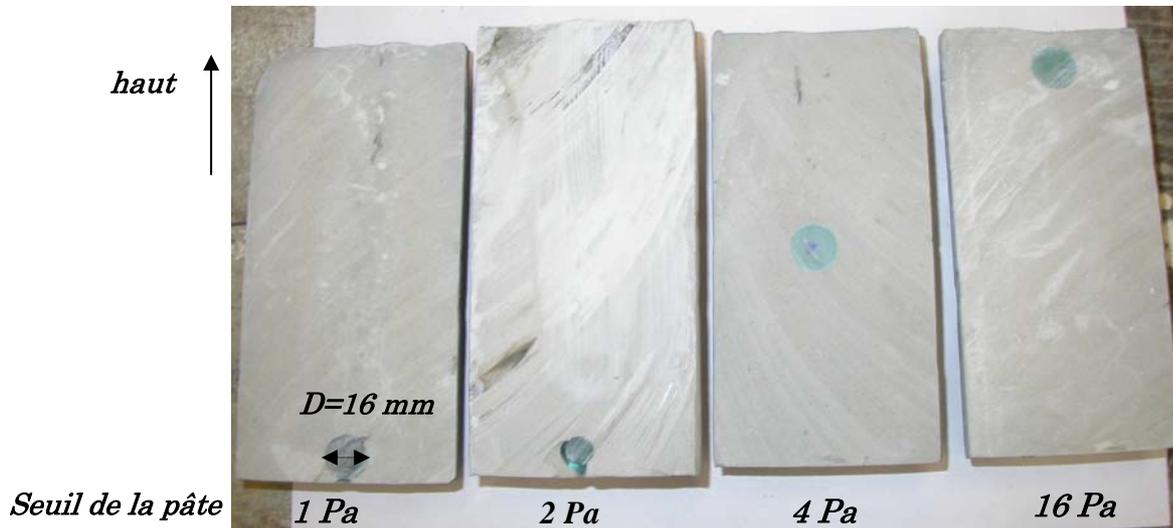


Figure B.IV.4 : Illustration de l'arrêt du déplacement de la bille de 16 mm immergée dans une pâte de seuil d'écoulement proche de 4 Pa - 3<sup>ème</sup> éprouvette à partir de la gauche.

Des informations sur la vitesse de cheminement des billes sont cependant nécessaires pour décrire complètement ce phénomène qui n'est pas uniquement lié au temps de prise du matériau. En effet, puisqu'il y a mouvement de la bille, l'influence de la viscosité du matériau est à prendre en compte (paragraphe A.II.2). D'autre part, la thixotropie et/ou le vieillissement des pâtes de ciment issues des BAP sont généralement suffisamment marqués pour jouer un rôle et limiter les effets de ségrégation.

## V. CONCLUSIONS

Différentes approches permettant d'appréhender la stabilité d'une seule particule dans un fluide suspendant ont été présentées. Le calcul analytique de ce problème n'a été résolu qu'en 2D, c'est-à-dire pour une inclusion cylindrique. Le calcul ayant été conduit pour un milieu élastique, le critère obtenu a été étendu et un critère de stabilité a été défini dans le cas d'un fluide à seuil. L'analyse dimensionnelle a par ailleurs confirmé la forme de ce critère, faisant intervenir une constante, qui prend la forme :

$$D_c = K_0 \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho_f)g} \quad (\text{B.IV.1})$$

Des simulations numériques ont été réalisées afin de comparer les champs de contraintes produits par le déplacement d'un cylindre et celui d'une sphère. Les différentes zones de cisaillement autour des inclusions ont une localisation analogue, mais leurs proportions diffèrent légèrement. La contrainte de Von Mises maximale semble plus élevée pour une

sphère que pour un cylindre. Une inclusion cylindrique est donc plus stable qu'une sphère. Ce résultat est en accord avec les résultats expérimentaux de Jossic et Magnin [71].

Par ailleurs, la synthèse des données bibliographiques indique une dispersion dans les critères de stabilité proposés par les différents auteurs. Ces variations peuvent s'expliquer par le fait que les résultats sont obtenus par le biais de simulations numériques ou d'expériences, mais aussi par le choix du modèle rhéologique permettant de déterminer le seuil d'écoulement. Des essais de chute de bille ont donc été menés afin de situer le critère dans le cas de pâtes de ciment. Les résultats montrent que la constante de stabilité  $K_0$  est vraisemblablement comprise entre 16 et 25 dans le cas d'une sphère immergée dans un fluide à seuil. Cette valeur dépend de la forme et de la rugosité de la particule, comme le montrent Mekhatria [70] ou Jossic et Magnin [71].

Les essais de chute de billes ont également montré que l'étude de l'initiation de la ségrégation dans les matériaux cimentaires se limitait aux effets liés au seuil d'écoulement. Il existe en revanche une possibilité de réduire, voire d'arrêter les déplacements, comme le suggèrent certains résultats des figures B.IV.2 et B.IV.4.

D'autre part, ces essais ont montré qu'aucune des billes n'était stable dans la pâte F0. Or cette pâte est celle d'un BAP type présentant une stabilité satisfaisante à l'essai au tamis. Comment expliquer dans ce cas que l'on arrive à mettre au point des BAP très fluides mais néanmoins stables ?

L'étude d'une seule particule immergée dans un fluide à seuil n'est qu'une première étape vers la compréhension des mécanismes de ségrégation. Certaines études issues de la littérature indiquent que le comportement d'une particule est modifié en présence d'autres particules (le nombre de particules total étant généralement limité à deux ou trois). Par ailleurs, nous avons remarqué qu'aucune étude ne portait sur la stabilité ou l'initiation du mouvement d'un groupe de particules.

Un nouveau dispositif d'essai a donc été développé afin d'intégrer l'influence des interactions entre particules, et notamment les effets de groupe des granulats grossiers, à la description des mécanismes d'initiation de la ségrégation dans les BAP. Ce dispositif permet de mesurer l'effort de résistance d'un réseau granulaire modèle, immergé dans une matrice cimentaire de seuil d'écoulement variable. La mise au point, le fonctionnement et les résultats obtenus avec ce nouvel outil expérimental font l'objet de la partie C.

## **C- STABILITE D'UN RESEAU GRANULAIRE : MISE AU POINT D'UN DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET PROTOCOLE D'ESSAI**

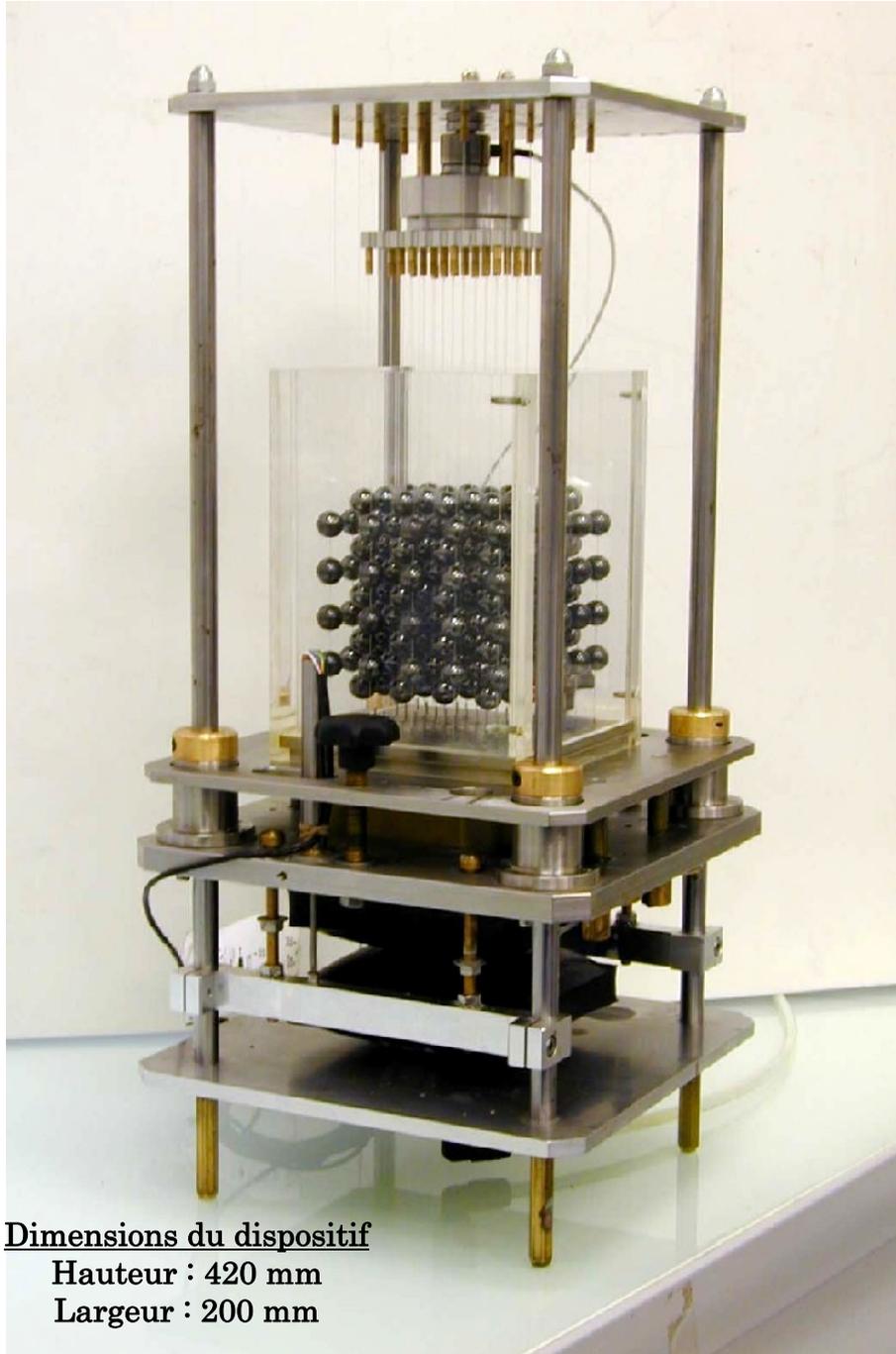
---

Nous avons défini dans la partie précédente différentes expressions permettant d'appréhender la stabilité d'une seule particule immergée dans un fluide à seuil. La question qui se pose est de savoir quelles formes prennent ces expressions lorsque la phase granulaire est composée de plusieurs particules de même diamètre. La force motrice d'une particule contenue dans un groupe monodisperse correspond à la force motrice d'une particule isolée (cf. équation B.III.2). En effet, si les particules sont de même diamètre, de même masse volumique et si le fluide est homogène, alors leurs chutes sont initiées au même moment sous l'effet des forces de pesanteur. En revanche, l'expression de la force de résistance d'une bille contenue dans un réseau ne correspond pas à la force individuelle (cf. équation B.IV.2) s'il existe des interactions à distance entre particules. Il nous faut définir la forme de cette expression et déterminer l'influence de la fraction volumique solide du réseau granulaire.

Pour étudier les phénomènes de groupe et répondre à ces questions un nouvel outil expérimental a été développé. Il permet de mesurer l'effort nécessaire pour extraire un réseau granulaire « modèle » d'un fluide à seuil, les granulats étant assimilés à des sphères. Il s'agit d'un essai original qui a nécessité une étude complète, de la conception à la réalisation. Une description détaillée du dispositif et de son fonctionnement sont présentés dans cette partie.

### **I. DESCRIPTION DU DISPOSITIF EXPERIMENTAL**

Le dispositif expérimental permet d'étudier la stabilité d'un réseau granulaire modèle immergé dans une matrice cimentaire. Le principe d'un essai est de mesurer l'effort exercé sur le réseau de billes, fixe, lors du dégonflement progressif d'un vérin pneumatique sur lequel est placée une cuve contenant le fluide. Le choix des différents éléments du dispositif sera détaillé dans cette partie. Une vue d'ensemble du montage expérimental est présentée sur la figure C.I.1.



Dimensions du dispositif  
Hauteur : 420 mm  
Largeur : 200 mm

*C.I.1 : Dispositif expérimental*

## I.1 ELEMENTS RELATIFS AU RESEAU DE BILLES

Le réseau de particules est l'élément clé de l'étude. Il s'agit d'un groupe de sphères monodisperses, organisées en réseau cubique centré. Cette géométrie simple a été choisie afin de répondre aux impératifs de mise en œuvre de l'essai et d'avoir une répartition homogène des particules dans l'espace sans corridor de libre circulation du fluide. La caractéristique principale du réseau est sa fraction volumique qui dépend du diamètre des billes et de leur espacement. L'organisation du réseau est essentielle et doit être maîtrisée tout au long de l'essai. Les éléments composants les réseaux ont été choisis afin de répondre au mieux à cette attente.

Afin de maintenir les particules et de les agencer dans l'espace, un certain nombre de liaisons ont été matérialisées. Toutefois, seules les liaisons parallèles à l'axe de l'écoulement ont été conservées. Les liaisons horizontales sont inutiles et elles perturberaient les mécanismes de mise en écoulement du fluide. En effet, dans la partie traitant du cas d'une seule sphère, nous avons vu que le cisaillement était maximum à l'équateur de la particule. Cette zone critique ne pouvait donc pas être perturbée par la présence d'un fil. En revanche, le fait d'utiliser des chapelets de billes, donc d'avoir des liaisons verticales semi-rigides entre les particules, ne change pas les phénomènes mis en jeu lors de l'initiation du processus de ségrégation. Si les particules sont de même diamètre et si elles se trouvent dans un milieu homogène, alors leur chute est amorcée au même instant.

Une fois la configuration choisie, les billes sont donc collées sur des fils suffisamment fins pour ne pas générer d'obstacles trop importants. Cependant, le fil doit pouvoir être manipulé sans conséquence pour l'organisation du réseau. Un fil trop rigide peut en effet garder en mémoire les pliures ou déformations subies. En revanche, le fil ne doit pas être trop élastique et s'allonger lors d'un essai par exemple. C'est pourquoi nous avons choisi d'utiliser des fils en Nylon qui offrent un bon compromis entre rigidité et flexibilité.

Les billes utilisées sont en hématite. Il s'agit d'un minerai de fer dont la densité est proche de  $5 \text{ g/cm}^3$ . Le poids des billes n'intervient cependant pas dans l'essai puisque le réseau est suspendu et fixe. L'utilisation d'un matériau lourd présente l'avantage de permettre la réalisation d'essais dans des fluides à seuils de cisaillement élevés. Même dans ce cas, les fils seront tendus et le réseau organisé.

La géométrie cubique centrée est obtenue par combinaison de trois types de chapelets (cf. figure C.I.2) :

- Des chapelets (1), composés de  $n$  billes, composant les centres des mailles cubiques centrées,
- Les chapelets (2), composés de  $n+1$  billes, formant les sommets des mailles,
- Les chapelets (3) de type « centrés », formant un anneau de garde.

Ces derniers sont utilisés pour s'affranchir des effets de parois. Les efforts qui leurs sont appliqués ne sont pas pris en compte dans la mesure.

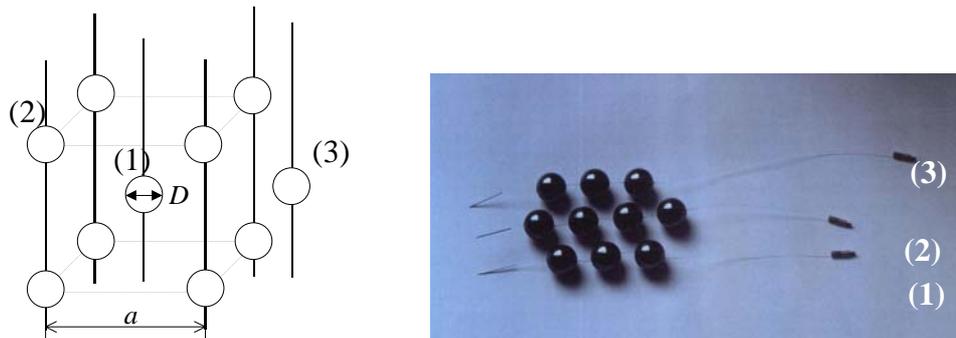


Figure C.I.2 : Organisation en maille cubique centrée des chapelets de billes.

Les chapelets de l'anneau de garde (type 3) entourent le réseau cubique centré. La figure C.I.3 présente un réseau complet formé par combinaison des différents chapelets.

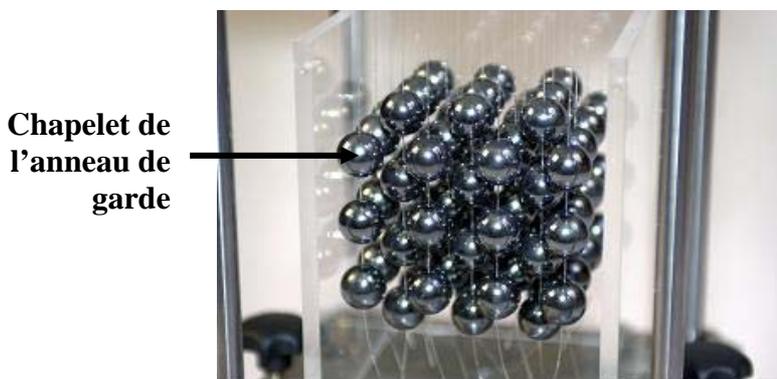


Figure C.I.3 : Réseau complet de billes de 16mm de diamètre, espacées de 24 mm.

La suspension des chapelets se fait au moyen d'embouts filetés que l'on peut visser dans les différentes plaques percées en fonction des espacements possibles des réseaux. La plaque supérieure permet de maintenir les chapelets extérieurs formant l'anneau de garde, ainsi que le capteur de force (cf. tableau C.I.1) mesurant l'effort de résistance développé par le réseau lors d'un essai. Une plaque située sous le capteur de force permet de positionner les chapelets de billes du réseau pris en compte dans la mesure. La figure C.1.4 présente le principe de fixation des différents chapelets :

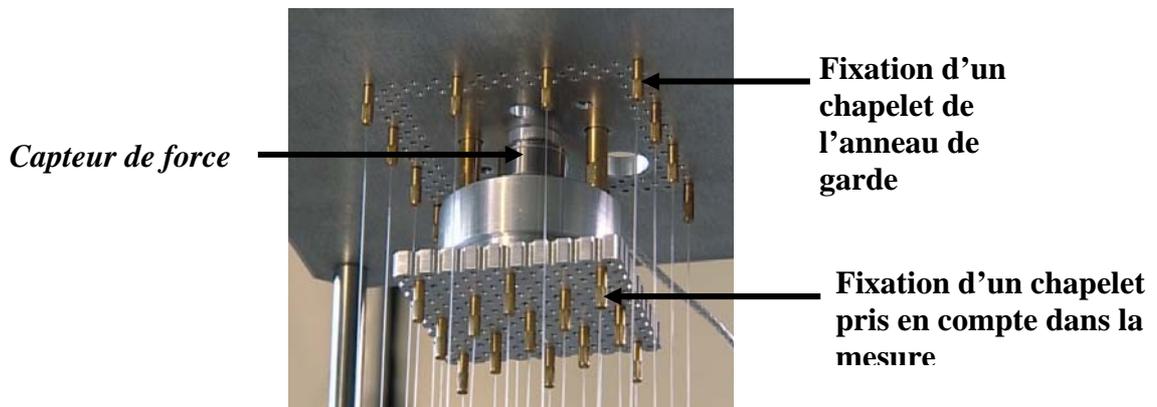


Figure C.I.4 : Principe de fixation des chapelets de billes.

Cette figure présente la plaque supérieure, le capteur de force et la plaque située sous le capteur de force. Les plaques sont percées de manière à pouvoir installer des réseaux de différentes configurations (espacement = 12, 18 ou 24 mm)

## I.2 AUTRES ELEMENTS

Afin de recréer des conditions réalistes en terme de sollicitation du fluide, mais également afin d'obtenir un maximum d'informations au moment de la transition entre la stabilité et la mise en écoulement du fluide, le vérin ne pouvait être piloté en déplacement. La solution choisie comporte donc un vérin pneumatique souple associé à une vanne permettant de créer un débit de fuite par un ajustage calibré. Un accumulateur a été ajouté afin d'augmenter la réserve d'air du vérin.

Lorsque le vérin se gonfle, il entre en contact avec une plaque mobile. Elle est équipée de douilles à billes ce qui lui permet de coulisser le long des 4 tiges verticales du dispositif. Les roulements assurent le guidage en limitant les frottements sur les colonnes. Des bagues placées sur chacune des tiges permettent de limiter l'élévation de la plaque mobile en la positionnant en butée haute et permettent ainsi d'obtenir des conditions initiales répétables. Les essais sont réalisés en dégonflant le vérin par débit d'air. La course possible de la plaque mobile est de l'ordre de 25 mm. Cette course est suffisante puisque qu'elle est supérieure à la déformation élastique des matériaux cimentaires (D'après Nachbaur [87], la déformation élastique d'une pâte de  $C_3S$  est en effet de 0,03%). De plus, notre étude ne porte que sur **l'initiation du phénomène de ségrégation**.

L'utilisation d'un vérin pneumatique présente l'avantage de produire un déplacement régulier, puisqu'il se dégonfle de manière continue. D'autre part, le dégonflement n'engendre aucun frottement qui pourrait perturber la descente de la cuve et donc la mesure de la force, ce qui aurait été le cas avec un vérin « classique » à piston. De plus, le poids de la plaque mobile, et de ce qu'elle supporte, est suffisamment important pour qu'elle repose sur le vérin tout au long du dégonflement. L'utilisation des douilles à billes permet d'obtenir un déplacement régulier et sans à-coups. Un **capteur de déplacement** (cf. tableau C.I.1), positionné entre la plaque mobile et des traverses fixes, permet de s'en assurer.

La figure C.I.5 présente les différents éléments cités ci-dessus : plaque mobile, butées mécaniques, douilles à billes, et vérin.

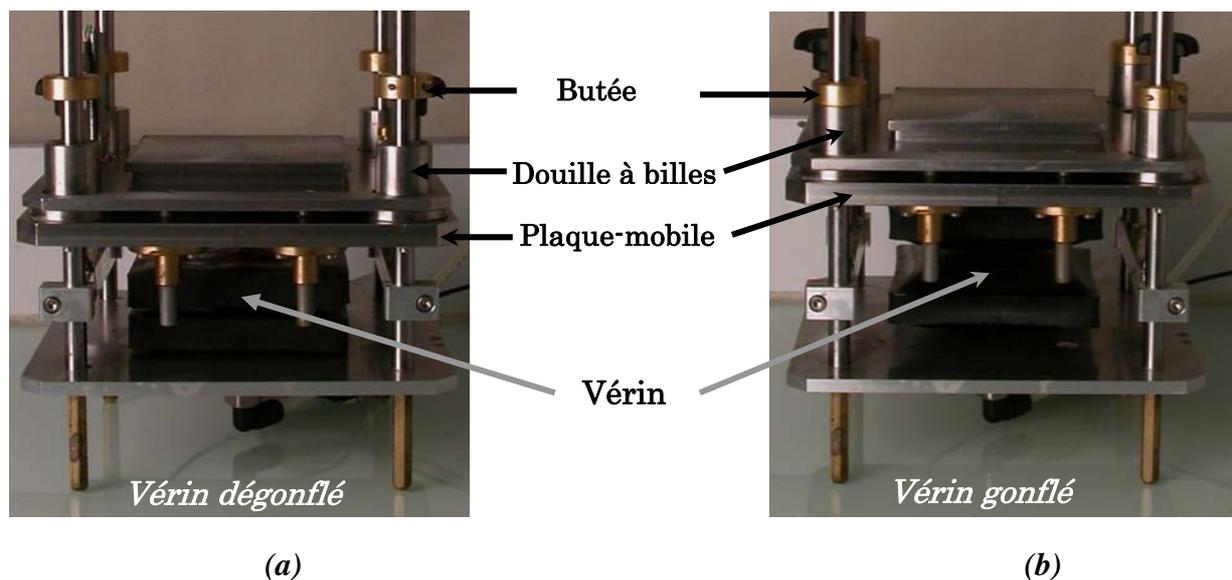


Figure C.I.5 : Premières étapes de mise en place d'un essai. (a) Position initiale: le vérin est dégonflé. Les butées mécaniques sont visibles sur les axes du dispositif. (b) Après gonflement du vérin : la plaque mobile est en butée par le biais des douilles à billes.

Une fois que le vérin a été mis sous pression et que la plaque mobile est en butée haute, une contre-plaque, située au-dessus de la plaque mobile, est surélevée au moyen de deux molettes (cf. figure C.I.6). La face supérieure de cette contre-plaque est saillante et perforée de manière à couvrir l'ensemble des espacements possibles des réseaux. Sa face inférieure est, quant à elle, munie d'une membrane élastique (cf. figure C.I.7).

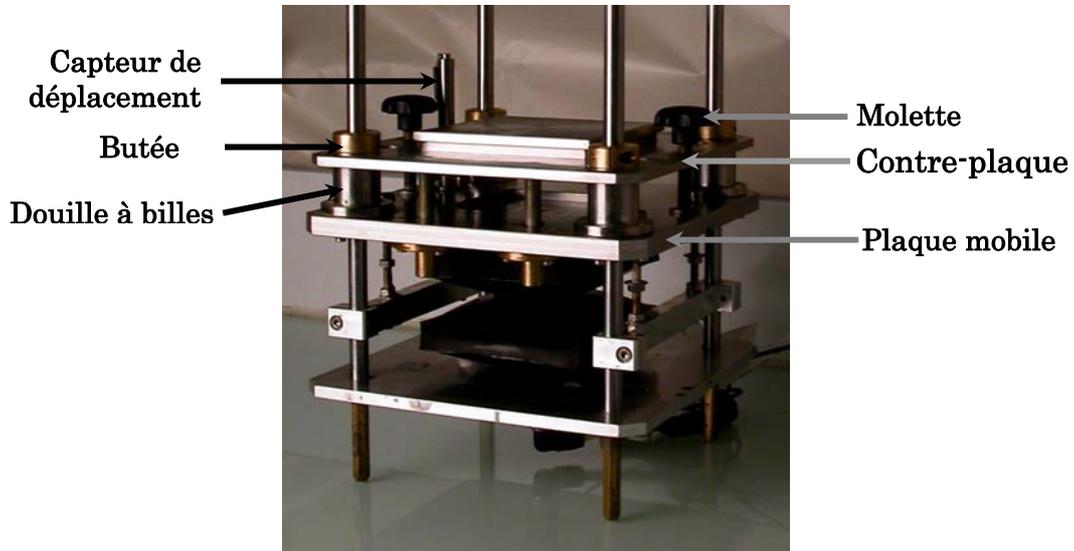


Figure C.I.6 : Contre-plaque surélevée

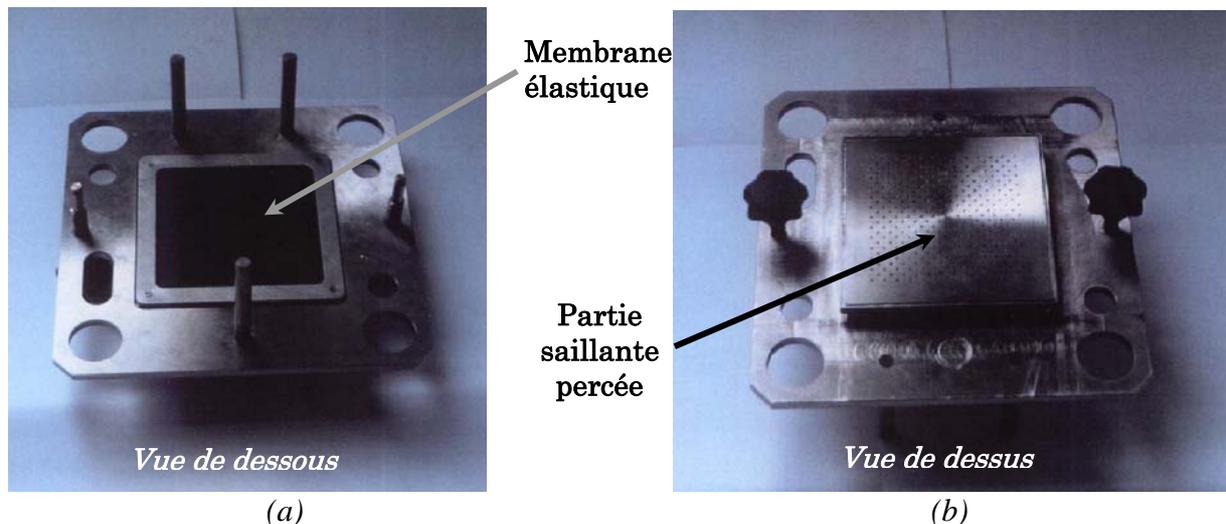


Figure C.I.7 : Détail de la contre-plaque : (a) en vue de dessous, (b) en vue de dessus

Le rôle de la contre-plaque est d'assurer le positionnement des chapelets lors du coulage du fluide autour du réseau. Pour ce faire, les chapelets fixés au moyen de leurs embouts filetés sur la plaque supérieure ou sous le capteur de force, sont tendus grâce à une aiguille collée sur leur extrémité inférieure passant à travers la contre-plaque et sa membrane élastique (cf. figure C.1.8).

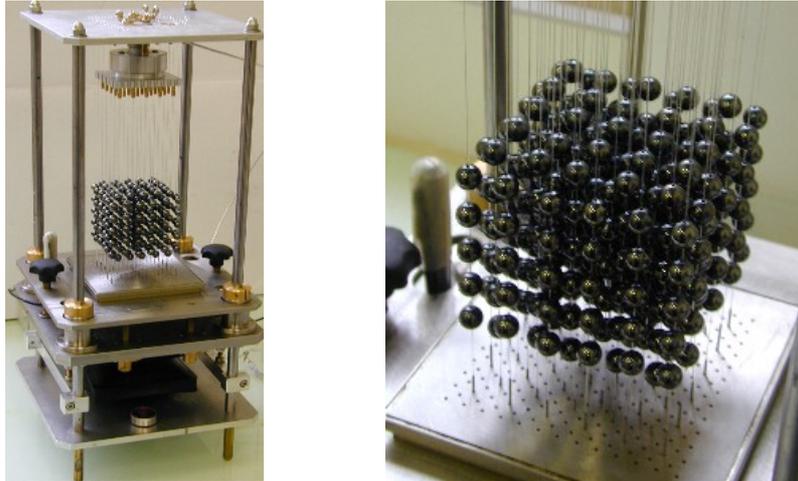
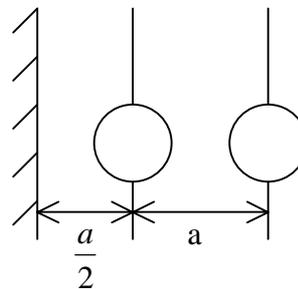


Figure C.I.8 : Fixation des chapelets en partie haute par leur embout fileté et en partie basse par leur aiguille.

Une fois les chapelets mis en place, une cuve en Plexiglas est positionnée autour du réseau. Elle est constituée d'une partie en U, couissant dans le décrochement de la contre-plaque, et d'une face-avant qui sera vissée pour former un récipient étanche (cf. figure C.I.9-a). Afin de conserver les proportions, trois dimensions de cuves sont possibles en fonction des différents espacements des réseaux (cf. figure C.I.9-b). Pour notre étude trois espacements ont été retenus : 12, 18 et 24 mm. Les capacités des différentes cuves sont respectivement de 0,8, 1,1 et 1,3 l.



(a)



(b)

Figure C.I.9 : (a) Cuve en Plexiglas en 2 parties. (b) Principe du dimensionnement des différentes cuves en fonction de l'espacement des réseaux.

Lors des essais de mise au point, la transparence de fluides modèles associée à celle de la cuve a permis de s'assurer que les différents éléments du dispositif étaient bien positionnés.

Une fois que le fluide a été versé dans la cuve, et avant de démarrer l'essai, la contre-plaque est abaissée afin de libérer les aiguilles (cf. figure C.I.10).



Figure C.I.10 : Aiguilles libérées avant l'essai.

Différents gabarits ont été nécessaires pour réaliser le collage des chapelets et assurer le positionnement des billes selon l'espacement défini (12, 18 ou 24 mm). Par ailleurs, ces plaques permettent de coller tous les éléments composant les chapelets (embouts filetés, billes et aiguilles) au même moment, ce qui assure leur parfait positionnement. La figure C.I.11 présente un gabarit servant au collage.



Figure C.I.11 : Plaque de collage dont l'espacement entre les axes des billes est de 24 mm. Le positionnement des billes est assuré par un trou usiné dans la plaque.

### I.3 CAS DES ESSAIS SUR UNE BILLE UNIQUE

Des essais sur une bille isolée peuvent également être réalisés avec le dispositif. Un autre capteur de force est alors utilisé. Il est positionné sous le capteur de force employé pour les essais sur réseaux de billes. Les fournisseurs de ces deux capteurs de force n'étant pas les mêmes et pour des raisons de pérennité des réglages, le positionnement du deuxième capteur se fait en série, comme présenté sur la figure C.I.12 :

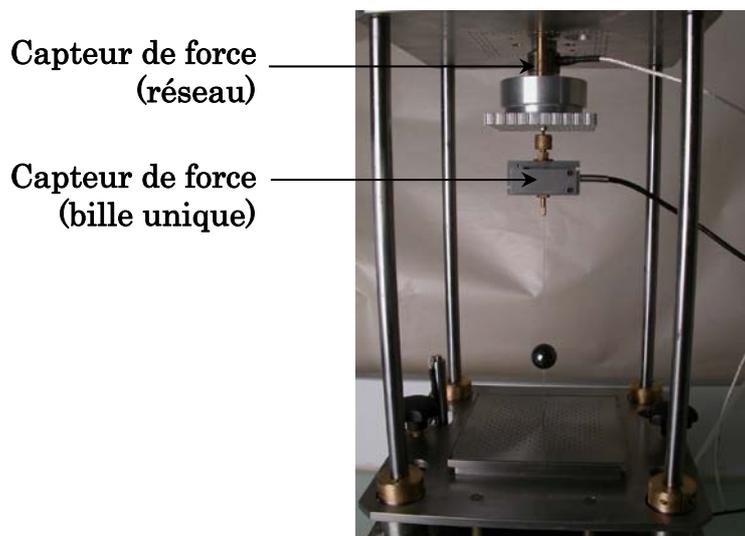


Figure C.I.12 : Disposition en série des deux capteurs de force pour un essai sur une bille unique.

Le dispositif permet donc de réaliser aussi bien des essais sur une bille unique que sur un réseau. Les mesures sont ainsi réalisées dans les mêmes conditions et avec les mêmes artefacts.

## I.4 INSTRUMENTATION

Deux paramètres sont mesurés lors d'un essai : la force exercée sur le réseau (ou sur une bille) et le déplacement de la cuve contenant le fluide. Les différents capteurs employés sont présentés dans le tableau C.I.1 :

Tableau C.I.1 : caractéristiques des différents capteurs du dispositif

	Capteur de force ENTRAN	Capteur de force TME	Capteur de déplacement LVDT SOLARTRON
Etendue de Mesure (EM)	0 – 25 N	0 – 5 N	± 12,5 mm
Sensibilité	0,3% de l'EM	0,15% de l'EM	6 µm
Conditionneur	ENTRAN MM40	TEMODEL	OD5

Le capteur de force ENTRAN d'étendue de mesure 0 – 25 N est utilisé pour les essais sur réseau de billes. Le problème qui s'est posé lors du choix du capteur était de savoir quel allait être l'ordre de grandeur des efforts développés au sein des réseaux. En effet, la précision d'un capteur dépend de son étendue de mesure. Il a donc fallu trouver un compromis. L'étendue de mesure a été choisie en utilisant le critère de stabilité, défini pour une seule particule, en fonction du seuil du matériau et plus particulièrement en considérant l'expression de la force de résistance du fluide définie par la relation (B.IV.2) :

$$F = K\pi D^2 \tau_0$$

La constante  $K$  étant comprise entre 2,5 et 4.

En considérant un matériau dont le seuil d'écoulement serait de l'ordre de 150 Pa (valeur très supérieure au seuil d'écoulement d'une pâte issue de BAP), un réseau composé de 48 billes de 16 mm développerait un effort compris entre 14,5 et 23 N s'il n'y a pas d'effets de groupe, c'est à dire si chaque particule se comporte comme une sphère isolée. L'étendue de mesure choisie (0-25 N) paraît donc suffisante pour réaliser des essais sur réseau de billes dans divers matériaux issus de la composition d'un BAP sachant que les seuils de cisaillement des matériaux étudiés seront inférieurs à 150 Pa.

Un système de blocage mécanique a été mis au point afin d'éviter toute détérioration du capteur lors de la mise en place des chapelets et des différentes phases de montage avant l'essai.

Pour les essais sur une seule particule, le capteur choisi a une étendue de mesure allant jusqu'à 5 N. Ce capteur présente une des plus faibles étendues de mesure disponibles sur le marché. En effet, vu les faibles efforts développés dans le cas d'une seule particule, il était nécessaire d'avoir une précision élevée et donc de réduire l'étendue de mesure du capteur. Comme pour les réseaux de billes, on peut estimer l'effort appliqué à une seule sphère de 10 mm de diamètre, immergée dans un fluide dont le seuil est de l'ordre de 5 Pa. En prenant

une constante comprise entre 2,5 et 4, l'effort estimé est alors compris entre  $4.10^{-3}$  N et  $6.10^{-3}$  N. La sensibilité du capteur doit donc être au minimum de l'ordre de  $1.10^{-3}$  N. Par ailleurs, le déplacement de la cuve est mesuré au moyen d'un capteur SOLARTRON dont la précision est de l'ordre de 6  $\mu$ m. Il est fixé entre la plaque mobile et les traverses fixes placées entre deux tiges du dispositif.

## II. PRINCIPE DES ESSAIS

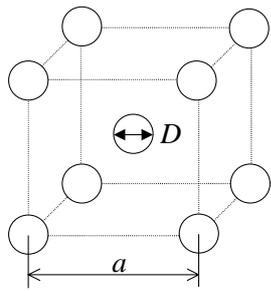
Le but de cette étude est de comparer le comportement d'un groupe de particules et celui d'une seule particule dans un fluide à seuil. L'étude d'une sphère isolée, présentée dans la partie bibliographique A et complétée dans la partie B, a montré qu'il existait un critère de stabilité unique reliant le diamètre de cette particule au seuil d'écoulement du fluide. L'expression de la force de résistance du fluide vis-à-vis de la chute de la bille menant à ce critère fait intervenir une constante dont la valeur n'a pu être définie précisément par l'étude bibliographique ou par repérage du positionnement de la bille après durcissement des pâtes de ciment (cf. paragraphe B.IV.4). Une gamme de valeurs relativement restreinte a été dégagée mais sans toutefois être réellement satisfaisante. Deux objectifs apparaissent donc ici :

- cas d'une seule particule : compléter les données sur le comportement d'une seule particule en définissant précisément la valeur de la constante de stabilité.
- cas d'un groupe de particules : étudier les effets de groupe.

### II.1 CARACTERISTIQUES DES RESEAUX DE BILLES UTILISES

Un des principaux paramètres de cette étude est la fraction volumique du réseau ( $\varphi = V_{solide} / V_{total}$ ). Pour faire varier cette caractéristique, nous avons choisi de faire varier le diamètre des particules ( $D$ ) en conservant un espacement ( $a$ ) donné. Des réseaux supplémentaires ont cependant été réalisés afin d'étudier l'influence de la fraction volumique à partir de différentes combinaisons de diamètres et d'espacements. Le tableau C.II.1 présente les configurations possibles.

Tableau C.II.1 : configurations et fractions volumiques des réseaux de billes



Espacement $a$ (mm)	24	18	12
Diamètre $D$ (mm)			
16	0,31		
15	0,25	0,61	
14	0,21	0,5	
12	0,13	0,31	
11,3	0,11	0,26	
10,5	0,09	0,21	
8	0,04	0,09	0,31
7	0,03	0,06	0,21
<i>Nombre de billes sous le capteur</i>	48	116	230

Les cases grisées correspondent aux réseaux disponibles. Les fractions volumiques des réseaux vont de 0,03 à 0,31. La fraction volumique 0,31 peut être obtenue avec des billes de 16 mm espacées de 24 mm, des billes de 12 mm espacées de 18 mm ou des billes de 8 mm espacées de 12 mm. De la même manière, la fraction volumique 0,21 est obtenue avec trois configurations différentes.

L'objectif de cette étude est de comprendre les mécanismes de ségrégation dans les BAP. Certaines fractions volumiques ont donc été choisies afin de représenter les coupures granulaires grossières de ces bétons. On peut calculer par exemple la fraction volumique des granulats dont le diamètre est compris entre 6,3 et 20 mm d'un BAP type (cf. annexe C). Pour fabriquer 1 m<sup>3</sup> de ce béton, on a utilisé 742 kg de granulats 6,3/20 dont la masse volumique est proche de 2580 kg/m<sup>3</sup>. Le volume solide représenté par ces granulats par rapport au volume total est donc de l'ordre de :  $\frac{742}{2580} \approx 0,29$ . Par ailleurs, on peut calculer un diamètre

moyen représentatif de cette coupure granulaire à partir de la répartition des différents granulats obtenue par tamisage :  $D_{\text{moyen}} = \frac{\sum d_{\text{tamis}} * \% \text{ passant}_{\text{tamis}}}{\sum \% \text{ passant}_{\text{tamis}}}$ . Pour cet exemple on obtient

un diamètre moyen proche de 15 mm.

La fraction granulaire 6,3/20 mm est relativement étendue. Le risque de ségrégation étant d'autant plus important que le diamètre augmente, on peut envisager de réduire la coupure considérée et de ne prendre par exemple que la partie 12,5/20 mm. Les calculs du diamètre moyen et de la fraction volumique représentatifs de cette nouvelle coupure donnent :  $D_{\text{moyen}}^{12,5/20} = 17$  mm et  $\varphi_{\text{moyen}}^{12,5/20} = 0,25$ .

Les différents calculs de caractéristiques moyennes ( $D_{\text{moyen}}$  et  $\varphi_{\text{moyen}}$ ) d'un BAP indiquent que les fractions volumiques choisies pour réaliser les essais sur réseaux de billes couvrent la gamme réaliste.

## II.2 TYPE DE FLUIDE UTILISE

Des essais sur une bille isolée et un réseau de bille ont été réalisés dans des fluides modèles. Non seulement le temps de structuration peut dans certains cas être de l'ordre du temps d'essai (cas des fluides très concentrés), mais la réponse même du matériau pose problème pour notre essai. En effet, la phase élastique des gels modèles est bien plus importante que celle des pâtes de ciment (cf. annexe B). Il semble difficile de les utiliser pour simuler le comportement des matrices cimentaires.

La définition de la phase suspendante d'un BAP reste problématique du fait de la continuité du squelette granulaire et de la taille des grains. Bien que l'on puisse s'interroger sur la représentativité des pâtes de ciment vis-à-vis de la phase suspendante, nous avons fait le choix de mener les différents essais sur réseau de bille dans ce type de fluide. Il s'agit en effet de comprendre certains mécanismes élémentaires mis en jeu lors de l'initiation de la ségrégation. Le comportement du fluide suspendant utilisé dans les essais doit alors être maîtrisé et sa caractérisation pertinente.

La formulation des différentes pâtes de ciment est issue de celle de BAP types. Afin de faire varier leurs caractéristiques rhéologiques, différents adjuvants ou additions minérales ont été utilisés et leurs dosages ajustés (cf. annexe C).

## II.3 DEROULEMENT D'UN ESSAI

De nombreux essais ont été nécessaires pour mettre au point le protocole d'essai. Les paramètres choisis seront discutés dans la partie C.III. Le protocole choisi est le suivant :

- 1- Gonflement du vérin
- 2- Mise en place des éléments du dispositif (chapelets de billes, cuve)
- 3- Remplissage de la cuve (immersion du réseau)
- 4- Abaissement de la contre-plaque (libération des aiguilles)
- 5- Mise à zéro du capteur de force
- 6- Dégonflement du vérin par débit de fuite

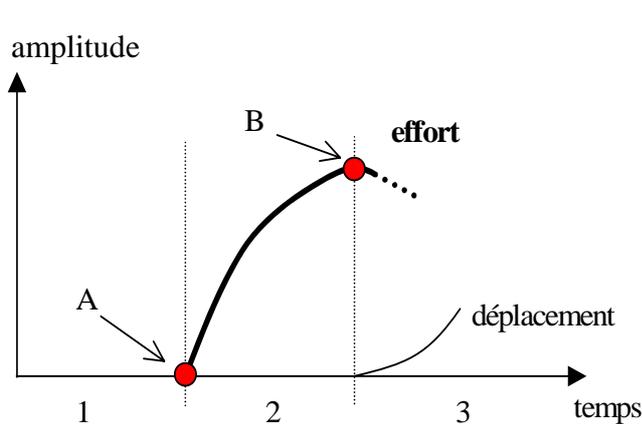
En parallèle :

- 7- Mise en place d'un échantillon de pâte dans le bol du rhéomètre
- 8- Mesure du seuil d'écoulement (au moment du déplacement de la plaque mobile).

Une fois que le débit de fuite a été amorcé, les essais sont décomposés en plusieurs phases (cf. figure C.II.1).

Au début de l'essai, la pression dans le vérin permet de supporter les différents éléments. La pression dans le vérin diminue ensuite progressivement jusqu'à ce que l'équilibre entre la poussée du vérin et le poids des différents éléments soit atteint.

Quand la pression dans le vérin n'est plus suffisante pour supporter le poids des éléments, le réseau de billes reprend les efforts supplémentaires. Le capteur de force enregistre alors une augmentation d'effort jusqu'à un pic. Il n'y a pas encore déplacement de la cuve. Lorsque le réseau ne maintient plus l'équilibre, l'effort diminue et le capteur de déplacement fournit une valeur significative.



**Phase 1** : L'effort dans le vérin est supérieur au poids propre de l'ensemble.

**Point A** : Après ouverture du débit de fuite, l'effort de poussée du vérin et le poids propre de l'ensemble s'équilibrent.

**Phase 2** : Le réseau maintient l'équilibre. Il n'y a pas de déplacement.

**Phase 3** : Le réseau ne reprend plus les efforts supplémentaires. Le capteur enregistre un maximum d'effort (**point B**), le vérin se déplace.

Figure C.II.1 : Déroulement d'un essai. Evolutions prévues de l'effort et du déplacement en fonction du temps.

## II.4- INTERPRETATION DES RESULTATS

### II.4.1 Identification des phases d'essai

En conservant une représentation en fonction du temps d'essai, les résultats obtenus se présentent sous la forme suivante (cf. figure C.II.2) :

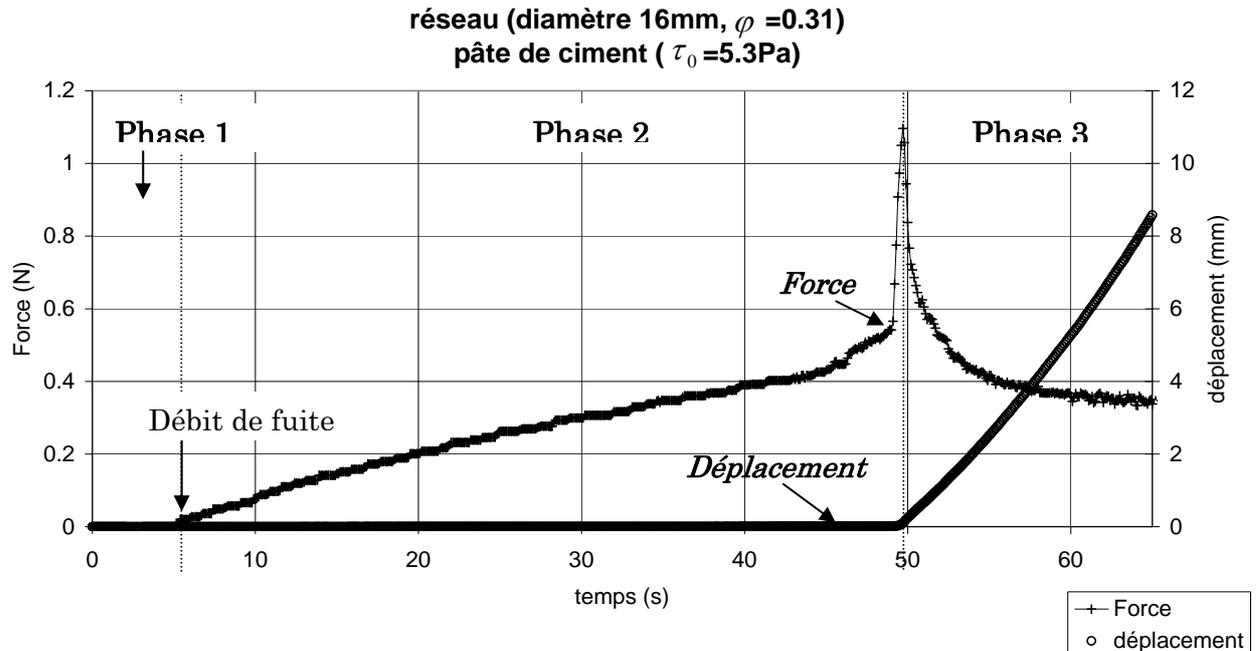
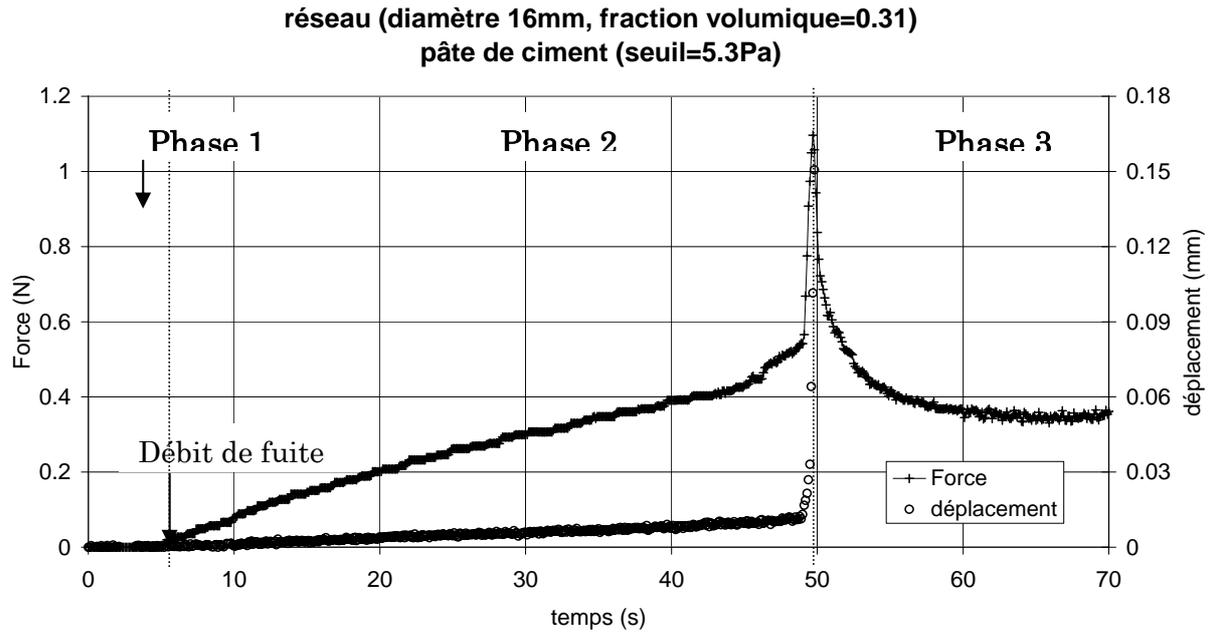


Figure C.II.2 : Evolution de la force et du déplacement en fonction du temps d'essai.

On observe bien une augmentation d'effort sans déplacement notable jusqu'à un pic (le pic correspond au point B de la figure C.II.1). Dès que le déplacement est significatif (phase 3), l'effort mesuré décroît et le réseau s'extrait de la phase suspendante. L'évolution de l'effort durant cette étape semble correspondre à ce qui était prévu : après ouverture du débit de fuite, le réseau reprend les efforts pour maintenir l'équilibre.

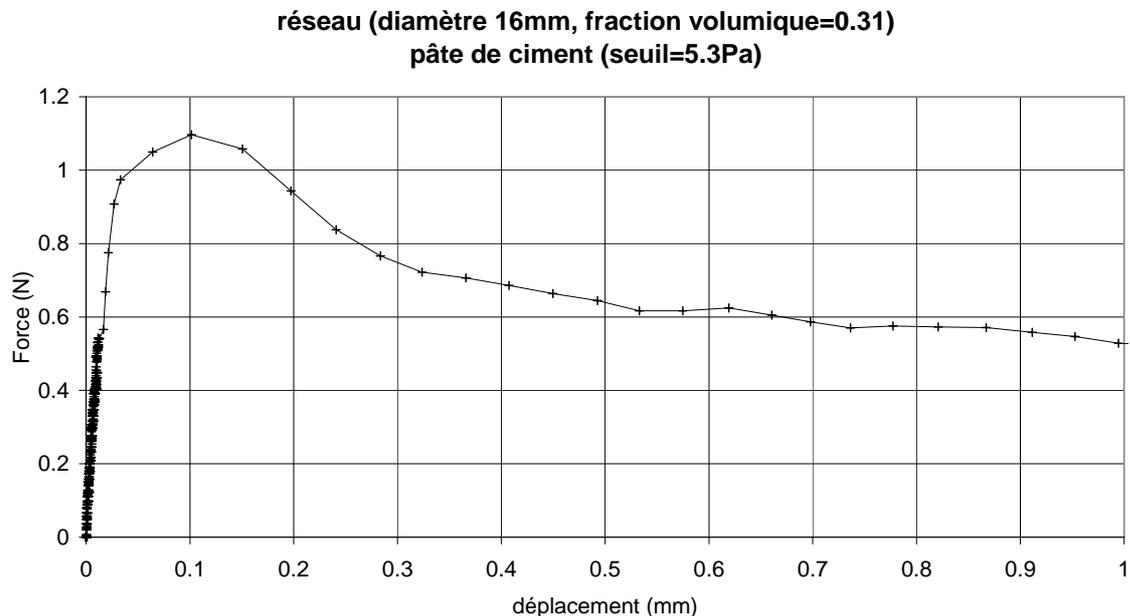
On remarque cependant que l'augmentation de l'effort avant le pic s'amorce dès l'ouverture du débit de fuite et qu'elle change de régime avant que le pic ne soit atteint.

En étudiant plus précisément l'évolution du déplacement durant cette période pré-pic (entre 5 et 50 s d'essai), on s'aperçoit que le déplacement n'est pas tout à fait nul comme le montre la figure C.II.3 :



*Figure C.II.3 : Evolution de la force et du déplacement en fonction du temps d'essai.  
Agrandissement de l'échelle du déplacement.*

Le déplacement n'est pas nul avant le pic d'effort, c'est-à-dire avant que la plaque-mobile ne se sépare des butées. De plus, l'évolution de la force tracée en fonction du déplacement (cf. figure C.II.4) montre que le pic d'effort est atteint pour un déplacement de l'ordre de la centaine de microns :



*Figure C.II.4 : Evolution de la force en fonction du déplacement.*

Deux points sont à étudier plus précisément avant de poursuivre l'analyse des résultats :

- **origine du déplacement (avant pic)**
- **origine de l'augmentation d'effort (avant pic)**

## II.4.2 Analyse du déplacement (avant pic)

Afin de comprendre l'origine de ce déplacement, des essais ont été réalisés dans différentes pâtes de ciment et pour différentes configurations de réseau. Un essai dans l'eau a également été réalisé pour des raisons décrites au paragraphe C.II.4.3.

L'amplitude du déplacement, obtenu entre l'ouverture du débit de fuite ( $d=0$ ) et le moment où un déplacement significatif est observé, a été calculée pour chaque essai. Les variations de ce déplacement ( $\Delta d$ ) sont reportées sur la figure C.II.4 :

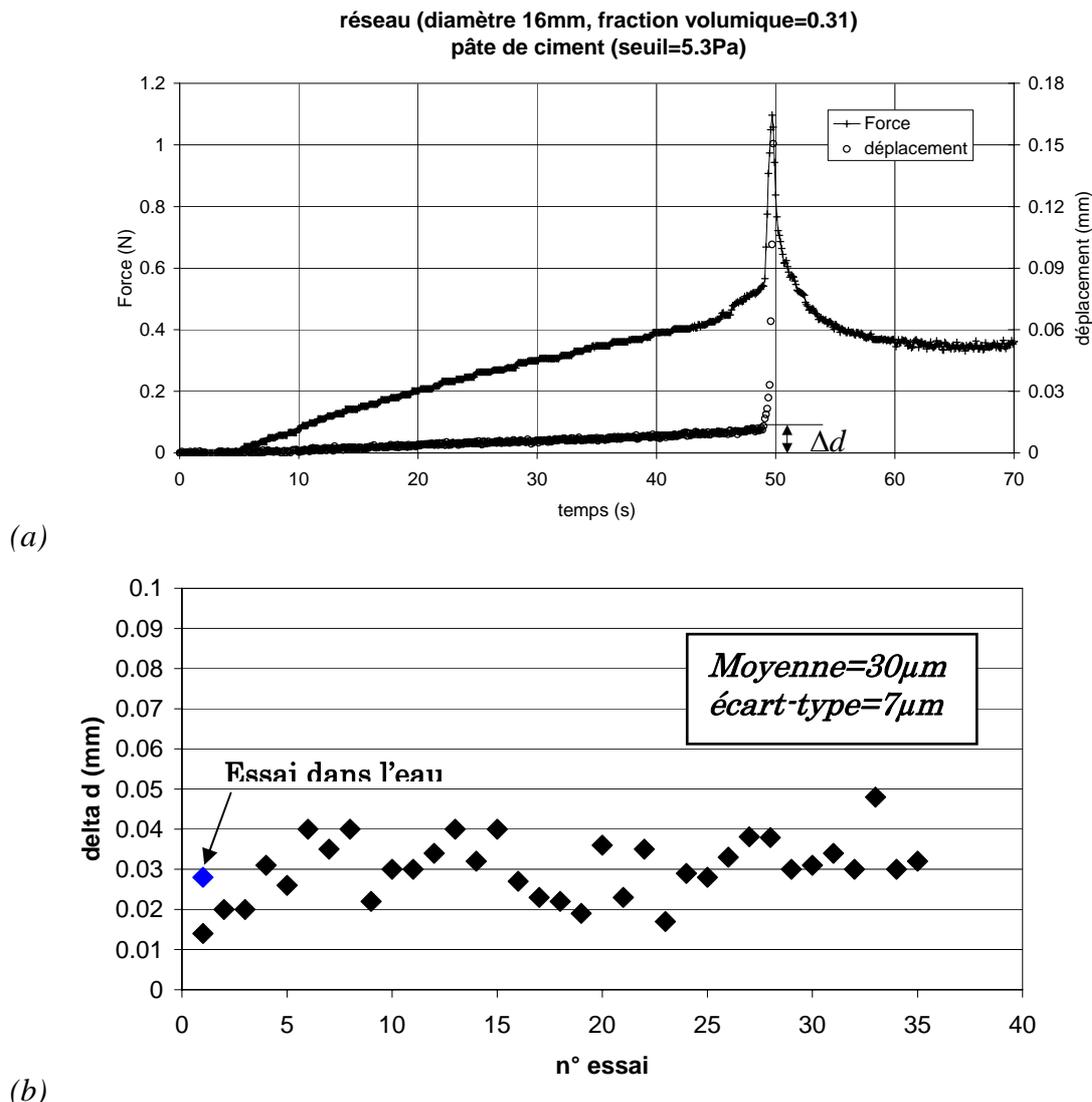


Figure C.II.4 : (a) Point utilisé pour le calcul du déplacement entre l'ouverture du débit de fuite et avant le pic d'effort, (b) calcul de la variation de ce déplacement sur 35 essais (différentes configurations de réseaux et différentes pâtes de ciment).

L'origine du déplacement  $\Delta d$ , obtenu avant le démarrage supposé de l'essai (c'est-à-dire au moment du décollement des butées), est donc d'ordre mécanique. En effet, la comparaison des différents essais sur pâte de ciment et la réalisation d'un essai dans l'eau (premier point de la figure C.II.4-b) montre que ce **déplacement est systématique et d'une amplitude quasiment constante**. L'écart-type calculé est de l'ordre de la précision du capteur de déplacement. Il s'agit donc d'un artefact lié aux pièces mécaniques, c'est-à-dire à la planéité des bagues de butée et très probablement à leur état de surface. Bien que le contact entre la

plaque et les bagues de butées soit supposé parfaitement plan, il est possible qu'une des butées ne soit pas parfaitement positionnée ou que sa surface ne soit pas parfaitement lisse (défaut de rectification).

Un essai de dégonflement-regonflement du vérin a par ailleurs été réalisé afin de vérifier le repositionnement en butée haute de la plaque mobile (cf. figure C.II.6).

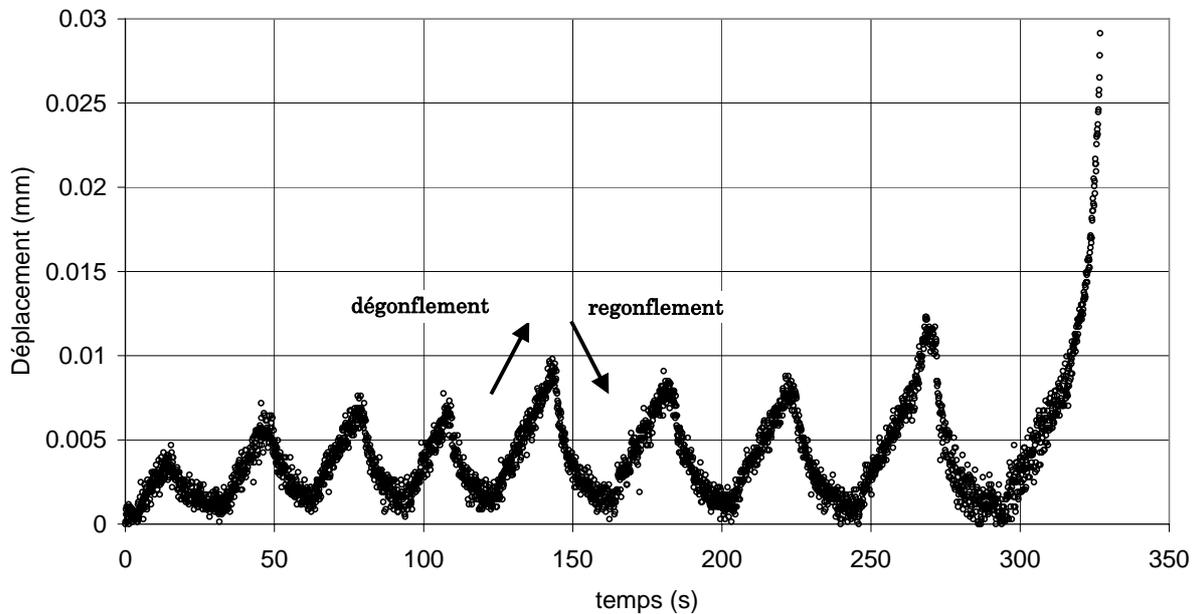


Figure C.II.6 : Essai de dégonflement-regonflement du vérin. Evolution du déplacement dans le temps

Cette figure montre bien que le système revient à sa position initiale lorsque le vérin est regonflé. La quantité d'air nécessaire pour remplir l'ensemble vérin+accumulateur est assez importante. Les premiers cycles de dégonflement-regonflement ont donc été un peu trop courts pour que le déplacement revienne à zéro. Mais les cycles suivants montrent que le repositionnement s'effectue correctement.

Ainsi les différents essais menés pour comprendre l'origine du déplacement observé avant le pic ont montré qu'il s'agit d'un phénomène propre au dispositif d'essai. Ce déplacement est en effet systématique et observé aussi bien lors d'un essai dans l'eau que lors d'essais sur pâte de ciment. Puisque nous allons nous intéresser plus particulièrement à l'effort développé par le réseau dans une pâte, il s'agit d'identifier l'impact de ce déplacement sur la mesure de l'effort.

### II.4.3 Analyse de l'effort à prendre en compte

#### Contrôle métrologique

Il nous a semblé nécessaire de vérifier dans un premier temps que l'augmentation d'effort avant pic n'était pas liée à l'instrumentation (dérive du capteur de force dans le temps par exemple). Un essai dans l'eau a donc été réalisé et les résultats obtenus sont présentés sur la figure C.II.7.

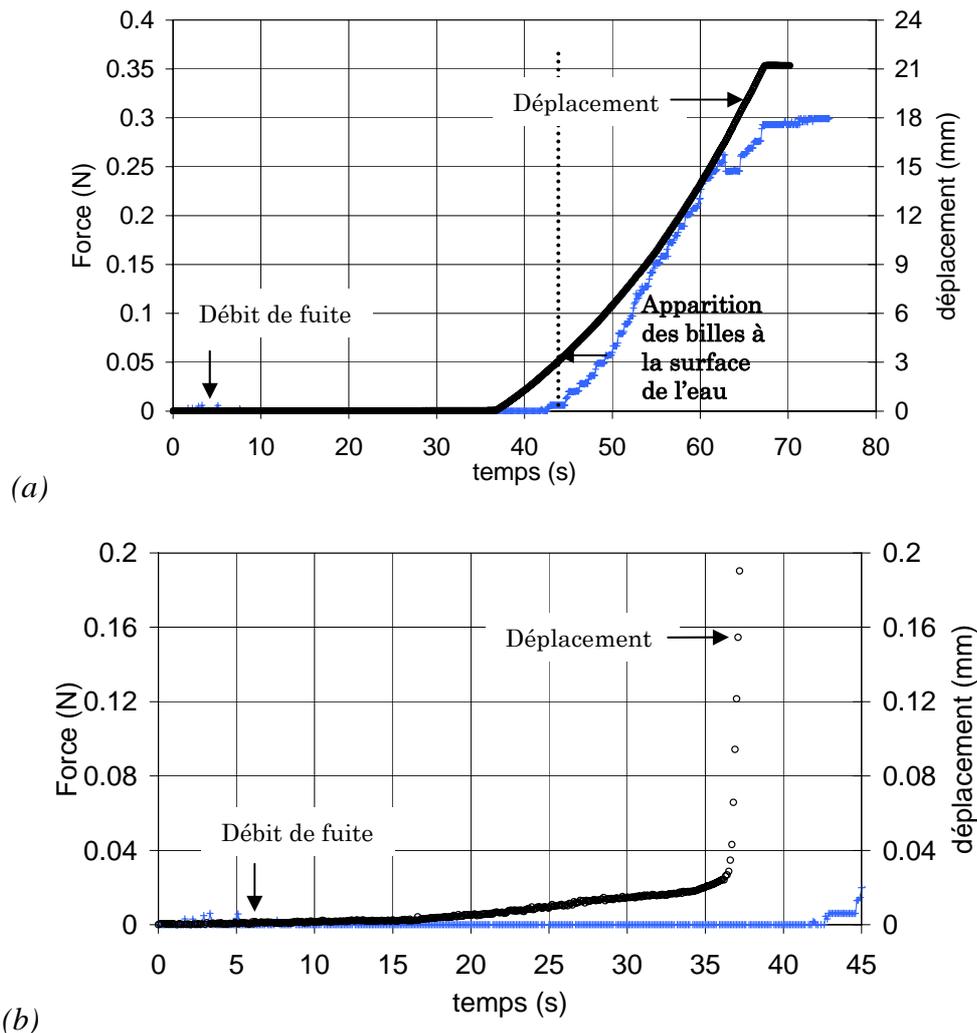
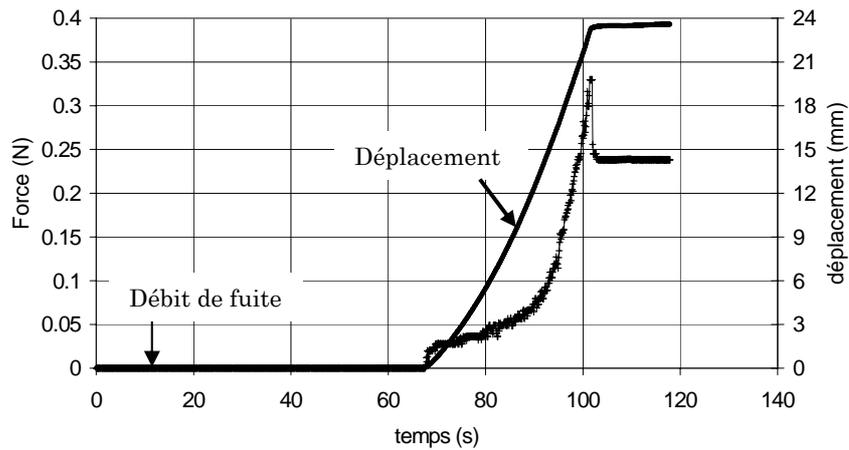
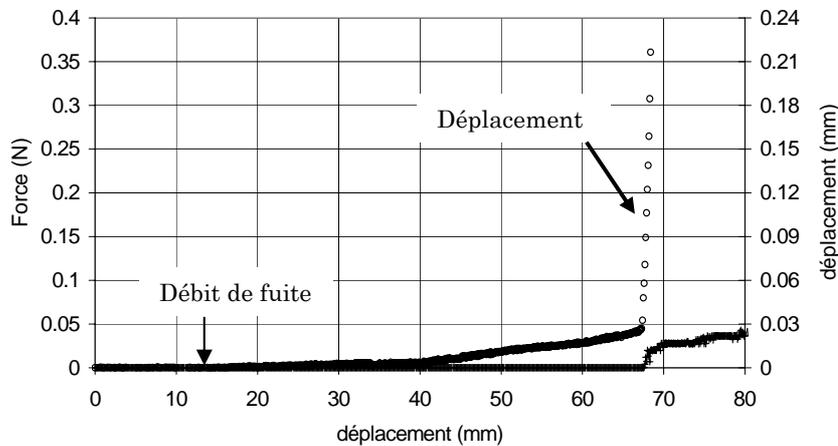


Figure C.II.7 : Résultats d'un essai dans l'eau. (a) Evolution de la force et du déplacement en fonction du temps. (b) agrandissement de l'échelle du déplacement.

Lorsque le réseau est immergé dans de l'eau, il n'y a pas d'augmentation d'effort pendant le déplacement micrométrique, ni lorsque le déplacement devient plus significatif (entre 35 et 45s d'essai sur la figure C.II.7). Le capteur de force utilisé ne subit donc **pas de dérive pendant le temps d'essai**. Par ailleurs, l'augmentation de l'effort visible pour un déplacement de l'ordre de quelques millimètres correspond à une modification du poids apparent des billes supérieures du fait de leur apparition progressive à la surface de l'eau. De plus, la présence de perforations dans la partie centrale de la contre-plaque ne permet pas de conserver un volume de fluide constant. Ainsi, on voit sur la figure C.II.7 que les billes sont rapidement proches de la surface. Un essai dans du glycérol a donc été mené afin de limiter les perturbations liées à l'évacuation du fluide pendant l'essai. Cette huile, de comportement newtonien, a une viscosité de l'ordre de 1,5 Pa.s. Les résultats obtenus sont présentés sur la figure C.II.8 :



(a)



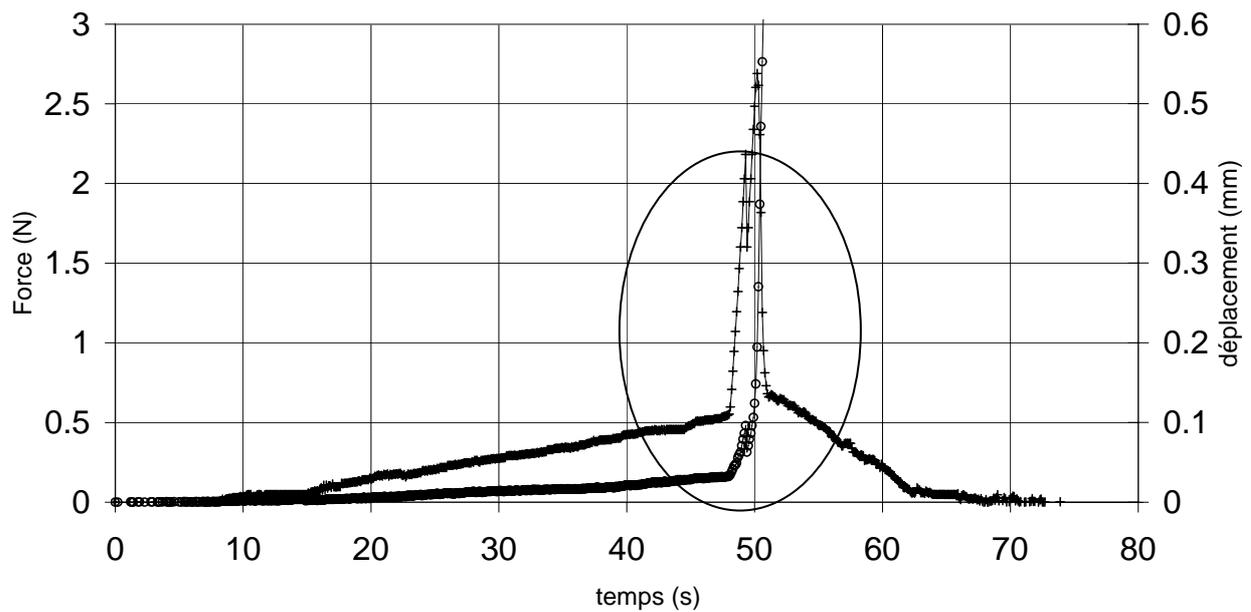
(b)

Figure C.II.8 : Résultats d'un essai dans du glycérol. (a) Evolution de la force et du déplacement en fonction du temps. (b) Zoom sur les premières secondes d'essai.

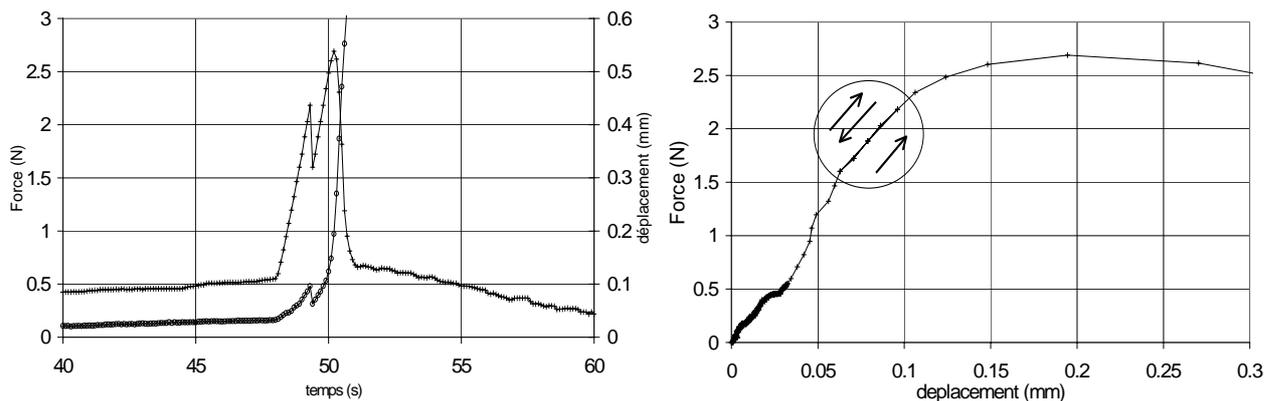
Cet essai confirme ce qui était obtenu avec de l'eau : il n'y a pas de dérive du capteur de force pendant l'essai. L'augmentation d'effort mesurée dès l'ouverture du débit de fuite n'est donc pas liée à l'instrumentation mais bien aux propriétés rhéologiques des pâtes de ciment. Un essai réalisé dans une pâte de ciment nous a permis de nous en assurer comme le montre le paragraphe suivant.

### Mise en évidence du comportement élastique des pâtes de ciment (avant pic)

Les pâtes de ciment ont un comportement élastique avant le seuil d'écoulement [84]. Cette propriété est effectivement bien mise en évidence dans l'essai présenté sur la figure C.II.9 :



(a)



(b)

(c)

Figure C.II.9 : Influence du déplacement sur l'évolution de la force : (a) Evolution de la force et du déplacement en fonction du temps, avec une rupture dans l'évolution du déplacement pendant l'essai. (b) Zoom sur le pic d'effort au moment de la discontinuité de déplacement, (c) évolution de la force en fonction du déplacement : mise en évidence de l'élasticité du matériau

Ces figures montrent effectivement que l'évolution du déplacement et de la force sont liés avant le pic d'effort. Lors de cet essai, une réduction brutale (et inopinée) du déplacement s'est produite avant l'obtention du pic d'effort. La décroissance du déplacement a provoqué une réduction simultanée de l'effort mesuré. Mais comme l'indique la figure (C.II.9-c), la reprise du déplacement a été suivie d'une augmentation d'effort confondue avec l'augmentation initiale. Ceci montre bien que le matériau est sollicité dans sa phase élastique jusqu'au pic d'effort qui correspond à l'extraction du réseau.

### Cas particulier : augmentation d'effort durant la phase de repos

Dans certains cas, une augmentation d'effort a été observée, avant même que le débit de fuite ne soit initié, comme le montre la figure C.II.10.

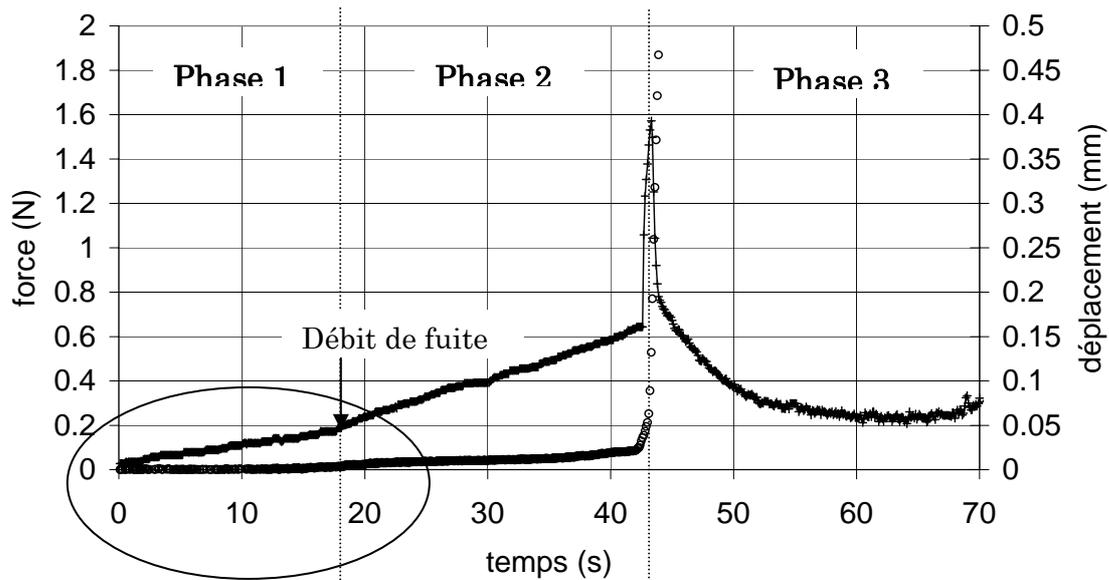


Figure C.II.10 : Evolution de la force et du déplacement en fonction du temps. Apparition d'augmentation d'effort durant les premières secondes d'essai.

Un phénomène similaire a été observé par Gelade [88] dans le cadre d'une étude sur la stabilité des coulis d'injection. Les mesures, réalisées sur une plaque métallique reliée à une balance et immergée dans un coulis, ont montré une augmentation de la masse apparente de cette plaque dans le temps. Les échelles de temps considérées dans cette étude sont bien plus élevées que celles de l'essai sur réseau de billes puisque les mesures dureraient 350 à 400 minutes. Cependant une augmentation d'effort était observée dès les premiers instants (de l'ordre de 5 g après 5 min d'immersion). Gelade [88] interprète ce phénomène comme étant une reprise des contraintes par les parois.

Dans notre cas, plusieurs hypothèses se présentent : il peut s'agir soit d'un fluage des fils, soit d'un phénomène dépendant du comportement des pâtes de ciment (contraction du fluide, évolution des caractéristiques rhéologiques dans le temps).

Un essai, réalisé dans un gel modèle (Carbopol), montre qu'il n'y pas d'augmentation d'effort si le système est laissé au repos (cf. figure C.III.10).

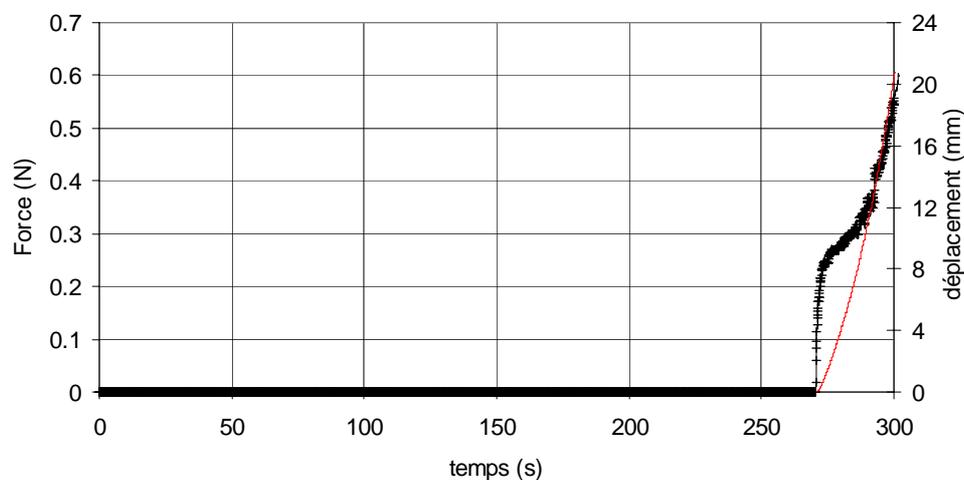


Figure C.III.10 : Mesure de l'effort et du déplacement dans un gel modèle

La caractérisation rhéologique de ce fluide indique qu'il s'agit d'un fluide à seuil dont le comportement suit le modèle de Herschel-Bulkley. Toutefois, son temps de structuration n'est pas de l'ordre du temps d'essai. On peut donc considérer qu'à l'échelle d'un essai sur réseau de bille ce fluide n'est pas thixotrope.

Par ailleurs, nous avons tenté de réaliser des mesures de contraction Le Chatelier. Les essais ont été menés sur une pâte dans laquelle il n'y a pas d'augmentation d'effort au repos et sur la pâte F4 pour laquelle une augmentation d'effort est mesurée. Le protocole utilisé consiste à placer un échantillon de pâte dans un récipient étanche surmonté d'un capillaire. De l'eau est ajoutée afin de remplir le volume restant. La contraction du matériau est observée par abaissement du niveau d'eau dans le capillaire [89]. Nos essais n'ont pas montré de différence de comportement entre les pâtes.

Il est peu probable que le fluage éventuel des fils soit en cause, puisque dans ce cas on aurait mesuré une augmentation d'effort, assimilable à une force de traînée (fonction de la viscosité), dans toutes les pâtes de ciment, dans le Carbopol et probablement dans le glycérol.

Il semble raisonnable de penser que l'augmentation d'effort observée lors des temps de repos (même très courts) réalisés avec certaines pâtes est liée aux propriétés physico-chimiques de ces matrices cimentaires et plus particulièrement à leur structuration. Il est dans ce cas nécessaire de prendre en compte l'effort global car s'il s'agit bien d'une structuration du fluide, les phénomènes vont dans le sens de la stabilité, c'est à dire une plus grande résistance au cisaillement.

#### **II.4.4 Conclusion**

Nous avons mis en évidence le fait qu'un déplacement apparaît dès que le débit de fuite est amorcé et qu'il ne s'agit pas d'une dérive du capteur de déplacement. Le déplacement mesuré est systématique et atteint quelques dizaines de microns au moment où la plaque mobile se décolle des butées mécaniques. D'autre part, des essais réalisés dans de l'eau ou dans du glycérol ont montré qu'il n'y avait pas de dérive du capteur de force durant le temps d'essai. Un essai sur pâte de ciment a montré que le matériau était sollicité dans sa phase élastique jusqu'au pic d'effort. Les évolutions de la force et du déplacement sont donc liées. Par ailleurs, l'effort maximal est atteint pour un déplacement de l'ordre de la centaine de microns. Le changement de régime observé dans l'évolution de la force (durant la phase 2) est bien lié au déplacement de la plaque mobile (donc au déplacement du fluide), qui s'effectue en deux temps. Dans certaines pâtes, une augmentation d'effort a cependant été mesurée alors que le système était au repos. Il pourrait s'agir d'une évolution des caractéristiques rhéologiques des pâtes employées.

**Nous considérons donc que la globalité de l'effort mesuré est à prendre en compte dans l'analyse des résultats.**

### III. DETERMINATION DU PROTOCOLE D'ESSAI

Certaines caractéristiques de l'essai ont été présentées et leur choix justifié dans la partie précédente : configuration des réseaux, déplacement généré par débit de fuite, caractéristiques des capteurs, etc. Deux paramètres doivent encore être étudiés : l'influence de la géométrie utilisée pour les mesures du seuil d'écoulement, réalisées en parallèle d'un essai, et l'influence du temps d'essai, qui dépend du débit de fuite permettant de dégonfler le vérin.

La réalisation d'essais rhéologiques sur béton est difficile notamment du fait de leur étendue granulaire (cf. partie A.II). Bien que la taille des échantillons représentatifs soit bien plus petite pour une pâte de ciment que pour un béton, la caractérisation rhéologique des pâtes de ciment n'en demeure pas moins problématique. La taille des échantillons de pâtes leur permet de bénéficier de tout un panel de géométries développées pour l'étude des fluides complexes, en vitesse de cisaillement imposée ou en contrainte imposée. Cependant, ces deux modes de fonctionnement et ces géométries multiples posent la question du choix de l'appareillage et de celui de la géométrie adéquate pour la mesure du seuil d'écoulement.

Pour réaliser la mesure du seuil d'écoulement en parallèle d'un essai sur réseau, nous disposons d'un rhéomètre à vitesse de cisaillement imposée, sur lequel une géométrie VANE ou une géométrie de type cylindres coaxiaux (couette) peut être adaptée. Une campagne d'essais sera présentée dans la première partie afin de comparer les résultats obtenus en vitesse de cisaillement imposée avec ceux obtenus en contrainte imposée. Les mesures, réalisées en contrainte imposée, peuvent être considérées comme une référence puisque le seuil d'écoulement ainsi déterminé correspond bien au sens physique le définissant (le matériau ne peut s'écouler que lorsque la contrainte appliquée dépasse une contrainte seuil).

Le choix de la géométrie la plus appropriée pour mesurer le seuil d'écoulement en parallèle d'un essai sur réseau de billes fera l'objet d'une discussion.

Une étude de l'évolution temporelle des caractéristiques rhéologiques des pâtes de ciment sera également présentée. Nous aborderons enfin la question du débit de fuite employé dans l'essai sur réseau de billes.

#### III.1 CARACTERISATION DES PATES DE CIMENT

Bien que son existence conceptuelle ait été remise en question par Barnes [90], nous considérerons que le seuil d'écoulement représente bien une réalité en ingénierie et qu'il permet de modéliser les résultats de mesures classiques [36, 91].

##### III.1.1 Présentation de différents modes de mesure et géométries

###### Rhéomètres à vitesse de cisaillement imposée : cylindres coaxiaux et VANE

Le LCPC dispose d'un rhéomètre HAAKE VT550 fonctionnant à vitesse de cisaillement imposée. Deux géométries peuvent être adaptées sur ce rhéomètre : une géométrie cylindres coaxiaux (entrefer mince pour l'étude des pâtes de ciment) et une géométrie VANE (aillette).

Afin de s'affranchir du phénomène de glissement aux parois [88, 92], les cylindres intérieur et extérieur sont recouverts de papier de verre (rugosité 180  $\mu\text{m}$ ) dont la taille des grains est proche de la taille des particules de ciment (de l'ordre de 100  $\mu\text{m}$ ). Par ailleurs, l'entrefer de 1,4 mm est suffisant pour satisfaire l'hypothèse d'un milieu continu puisqu'il est 10 fois plus

grand que la taille caractéristique de la suspension [88]. La géométrie VANE, quant à elle, ne pose pas la problème de glissement aux parois [36, 84, 93]. Les dimensions de l'ailette et du bol utilisés respectent les critères<sup>7</sup> proposés par Dzuy et Boger [94]. Les dimensions de ces deux géométries sont présentées sur la figure C.III.1

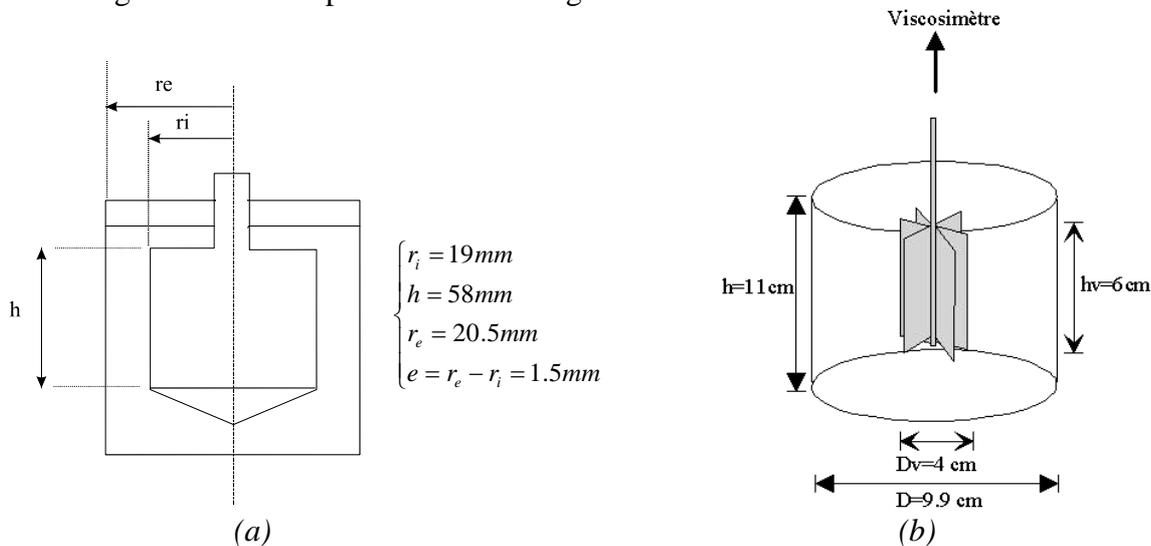


Figure C.III.1 : Dimensions des géométries de mesures (a) cylindres coaxiaux, (b) VANE.

Les protocoles de cisaillement sont différents pour ces deux géométries ; la détermination ne s'effectue donc pas de la même manière.

Dans le cas de la géométrie cylindres coaxiaux, le seuil est déterminé à partir des courbes d'écoulement par extrapolation à  $\dot{\gamma} = 0$ . Il s'agit donc d'une mesure de seuil dynamique (selon Keating d'après [36]). Un précisaillement précède chaque rampe de montée en vitesse (ou chaque temps de repos le cas échéant). Cette étape permet de déstructurer le matériau et d'obtenir un état de référence identique. Un exemple de protocole utilisé dans le cas d'une géométrie en cylindres coaxiaux est présenté sur la figure C.III.2 :

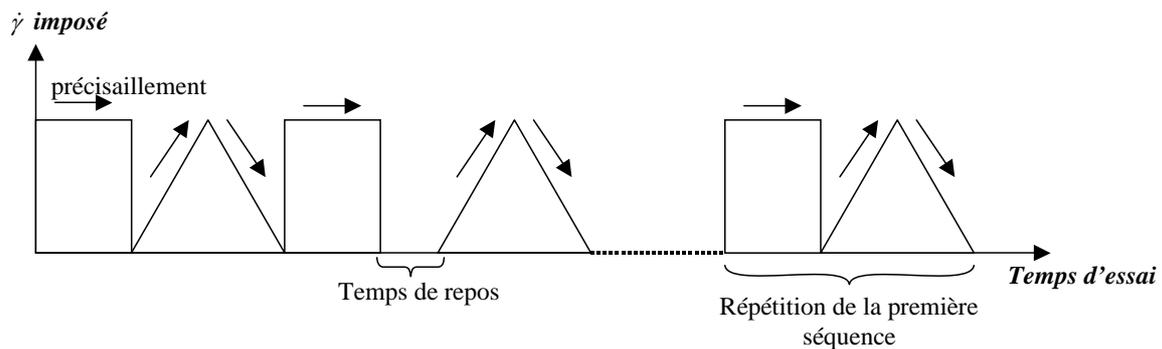


Figure C.III.2 : Exemple de protocole utilisé avec un rhéomètre en vitesse de cisaillement imposée et pour une géométrie cylindres coaxiaux [88].

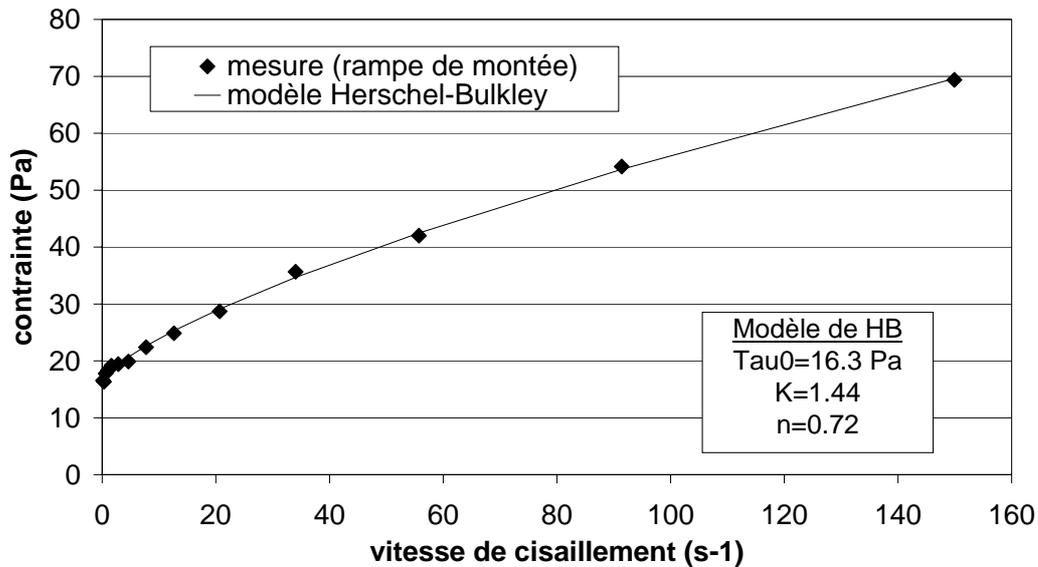
Les durées et amplitudes de chaque segment du protocole (précisaillement, rampe de montée ou rampe de descente) sont à déterminer en fonction du matériau étudié. Par exemple, la

<sup>7</sup> Dimensionnement de la géométrie VANE [94] :  $h/D_v < 3,5$ ,  $D/D_v > 2$ , positionnement par rapport à la surface de l'échantillon :  $(h-h_v)/D > 1$ , positionnement par rapport au fond du récipient :  $(h-h_v)/D > 0,5$

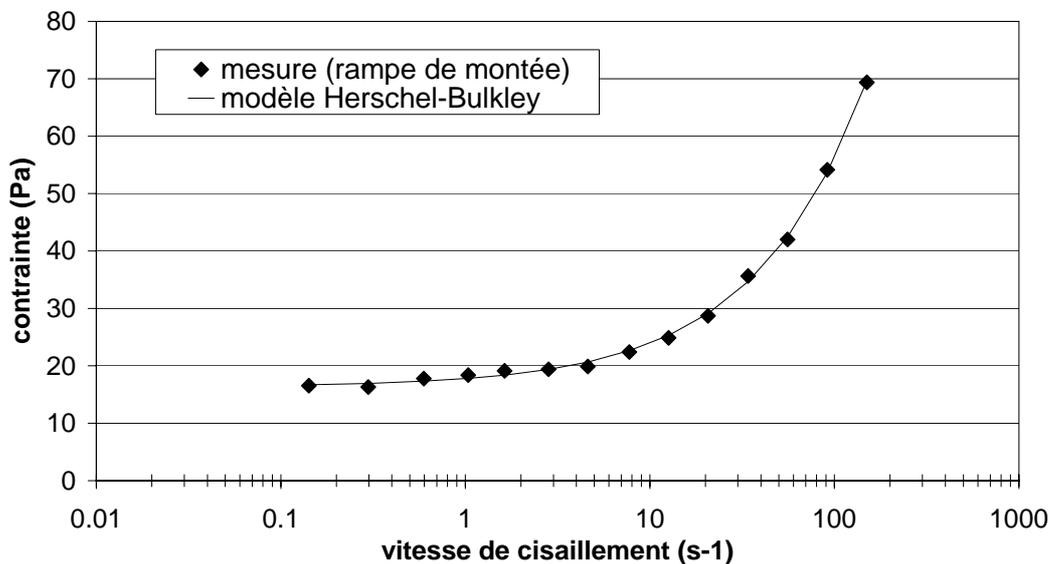
vitesse de cisaillement maximale du protocole sera limitée par le couple maximal de l'appareil d'autant plus rapidement que la viscosité est élevée.

Ce type de protocole permet de mesurer l'évolution du seuil d'écoulement en fonction du temps de repos sur un même échantillon. La répétition de la première séquence du protocole (précisaillement, rampe de montée en contrainte et rampe de descente, sur la figure C.III.2) permet de s'assurer du non vieillissement du matériau durant l'essai [88].

Un exemple de résultats du protocole de mesure sur pâtes de ciment obtenus avec les cylindres coaxiaux durant la première rampe de montée en vitesse de cisaillement est présenté sur la figure C.III.3.



(a)



(b)

Figure C.III.3 : Exemple de résultats obtenus avec une géométrie en cylindres coaxiaux. (a) échelle linéaire, (b) échelle semi-logarithmique.

Le seuil d'écoulement est extrapolé par le modèle de Herschel-Bulkley, qui est bien adapté au comportement des pâtes de ciment. Le modèle de Herschel-Bulkley est de la forme :  $\tau = \tau_0 + K\dot{\gamma}^n$ . Dans le cas des bétons le choix d'un modèle est moins évident (cf. partie A.II).

Dans le cas de la géométrie VANE, le protocole n'est composé que d'un palier à vitesse de cisaillement fixée très faible. Le choix de la vitesse de cisaillement a été effectué suite à une étude interne. Les mesures au VANE présentées par la suite sont réalisées à  $\dot{\gamma} = 0,0836 \text{ s}^{-1} = 0,4 \text{ tr/min}$ . Un exemple de résultat est reporté sur la figure C.III.4.

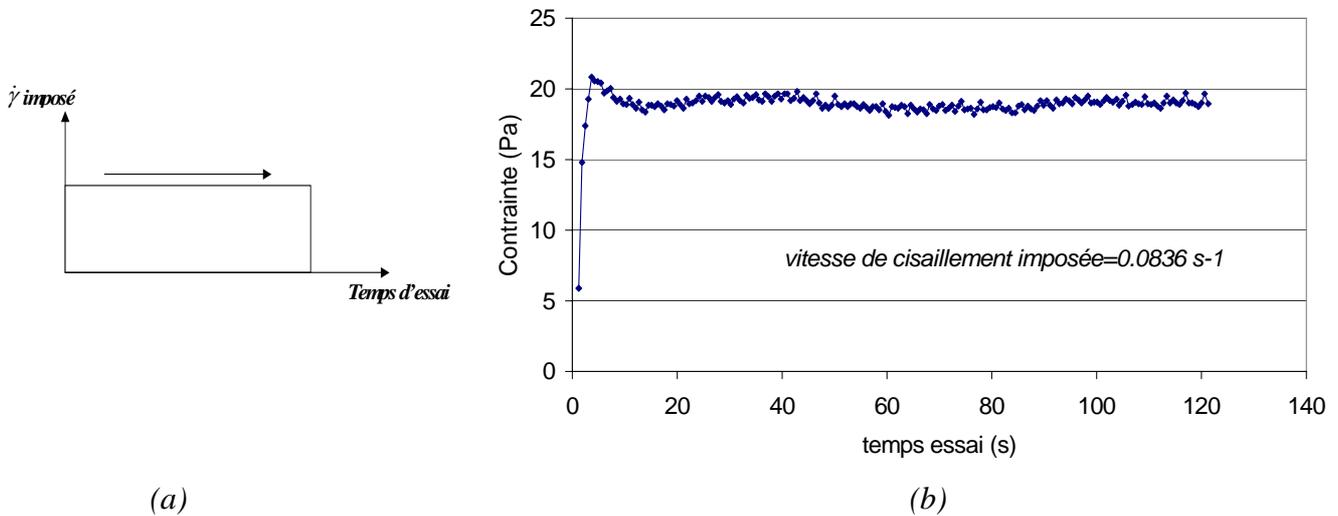


Figure C.III.4 : (a) Protocole de cisaillement dans le cas d'une géométrie VANE, (b) exemple de résultat obtenu avec la géométrie VANE.

L'interprétation des résultats obtenus avec une géométrie VANE peut varier d'un auteur à l'autre. Schématisons une courbe type de la manière suivante :

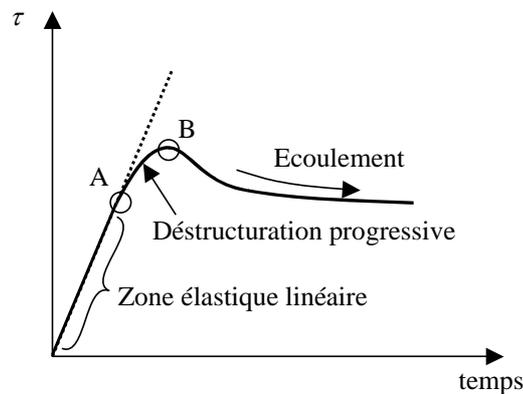


Figure C.III.5 : Courbe type d'un essai en géométrie VANE

Selon Liddel et Boger [84], la première région linéaire (jusqu'au point A de la figure C.III.5) est liée aux déformations élastiques du réseau de particules. Lorsque la limite d'élasticité est atteinte (point A), des ruptures apparaissent au sein du réseau et une perte de linéarité est observée (entre les points A et B). Certains auteurs considèrent que le seuil d'écoulement correspond à cette transition, donc utilisent la valeur obtenue au point A (cf. [36]). Plus généralement, le seuil d'écoulement est déterminé à partir du pic de contrainte (point B) qui correspond à la déstructuration macroscopique de la structure de la suspension. Certains auteurs qualifient ce seuil d'écoulement de dynamique car l'écoulement est amorcé [84]. D'autres considèrent qu'il s'agit d'un seuil statique car le matériau est initialement au repos [36]. Quelle que soit la dénomination choisie, il est généralement considéré comme étant le « vrai » seuil d'écoulement du matériau car toutes les liaisons entre particules sont rompues [84, 93]. Pour reprendre les résultats présentés sur la figure C.III.4, le seuil d'écoulement mesuré lors de cet essai est  $\tau_0 = 20,8 \text{ Pa}$ .

### Rhéomètre à contrainte imposée : géométrie plan-plan

Dans le cadre d'une collaboration avec le Laboratoire de Biorhéologie et d'Hydrodynamique Physico-chimique (LBHP) de Paris VII, des mesures ont été réalisées à l'aide un rhéomètre à contrainte imposée. Différentes géométries de mesure peuvent être employées. Comme dans le cas de la géométrie cylindres coaxiaux, le risque de glissement aux parois doit être pris en compte car ces outils sont généralement lisses. Pour la réalisation des mesures en contrainte imposée, une géométrie plan-plan a donc été choisie afin de pouvoir facilement y adapter une rugosité.

Par ailleurs, nous avons vérifié que les mesures ne dépendaient pas de l'entrefer car d'après Gelade [88], l'importance des effets de glissement peut également être évaluée en réalisant des mesures à différentes distances de séparation entre les plateaux de la géométrie Plan-Plan. La figure C.III.6 présente les résultats d'essais réalisés à différents entrefers, pour des plateaux recouverts de papier rugueux, obtenus avec une pâte de ciment.

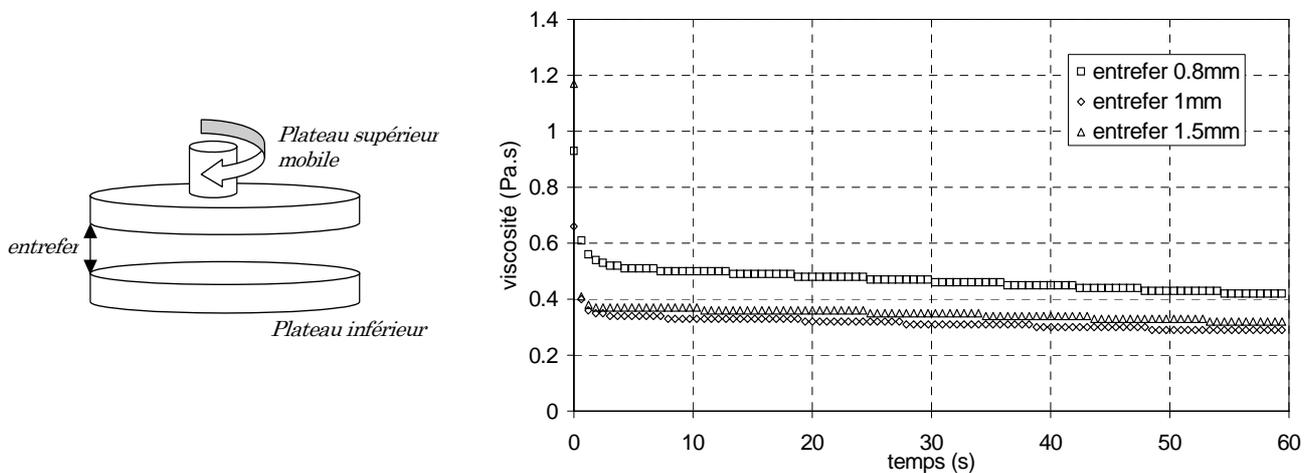


Figure C.III.6 : Evolution de la viscosité pendant le précisaillement en fonction de l'entrefer.

Trois gâchées différentes ont été nécessaires pour réaliser ces essais. Bien que la question de la reproductibilité des pâtes se pose, les résultats sont satisfaisants et sont en accord avec ceux obtenus par différents auteurs [38, 88]. Les essais réalisés avec les entrefers les plus larges permettent de mesurer la même viscosité apparente. Dans le cas de l'entrefer le plus mince (0,8 mm), le comportement de l'échantillon n'est pas le même que celui du matériau fabriqué car l'espacement entre les plateaux est suffisamment faible pour générer des frottements entre grains de ciment initialement défloculés. Les caractéristiques rhéologiques de l'échantillon sont alors surestimées [88].

Les différents essais en contrainte imposée, présentés par la suite, ont été réalisés avec un entrefer de 1 mm.

Par ailleurs, vu la faible quantité de matériau utilisée pour les essais, des précautions ont été prises vis-à-vis de l'évaporation. De l'eau est ajoutée dans la rigole de l'élément permettant de serrer le plateau inférieur et deux demi plaques en Plexiglas sont positionnées autour du plateau mobile de la géométrie plan-plan. (cf. figure C.III.7).

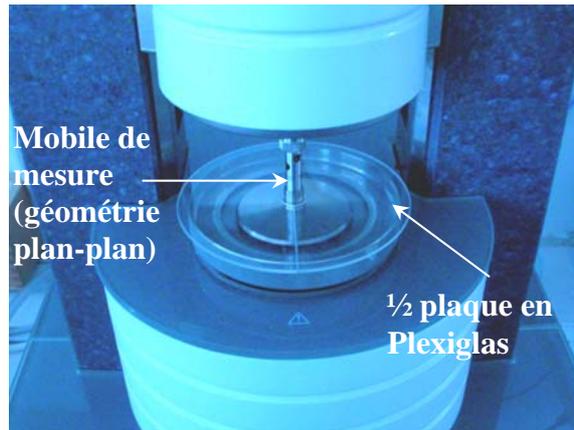


Figure C.III.7 : Système anti-évaporation adapté sur le rhéomètre du LBHP.

Le protocole de cisaillement prend la même forme que celui effectué avec des cylindres coaxiaux (cf. figure C.III.2), mais dans ce cas la contrainte est imposée et c'est donc la vitesse de cisaillement qui est mesurée.

Les résultats obtenus avec un rhéomètre en contrainte imposée et en géométrie plan-plan sont de la forme suivante (cf. figure C.III.8) :

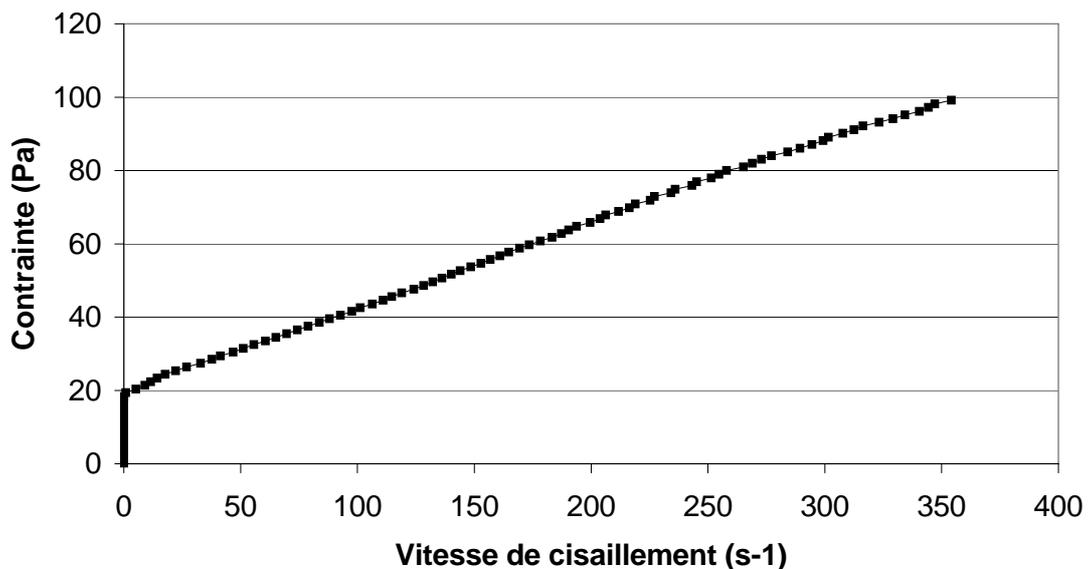


Figure C.III.8 : Exemple de résultat obtenu en géométrie Plan-Plan lors de la première rampe de montée d'un protocole en contrainte imposée.

Le sens physique du seuil d'écoulement est bien représenté par cette courbe. On voit qu'en dessous d'une certaine contrainte, il n'y a pas d'écoulement, la vitesse de cisaillement est nulle. A partir de cette contrainte limite, l'écoulement s'amorce, le plateau supérieur peut tourner, une vitesse de cisaillement est donc enregistrée.

Les résultats peuvent également être représentés en échelle semi-logarithmique comme indiqué sur la figure C.III.9 :

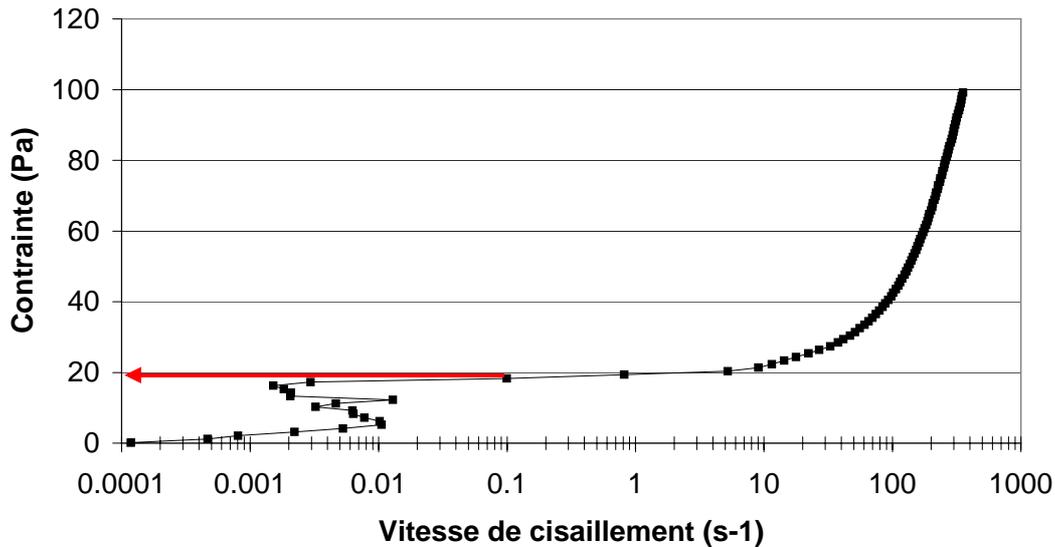


Figure C.III.9 : Représentation en échelle semi-logarithmique des résultats d'un protocole en contrainte imposée

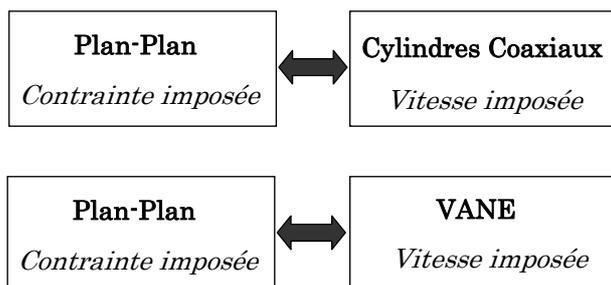
Avec cette représentation, la valeur du seuil d'écoulement est moins nette que sur la figure C.III.8. Nous prendrons, de la même manière que Rastoul et al. [95], la valeur du premier point du plateau correspondant au début de l'écoulement. Il est repéré par une flèche sur la figure. Les premiers points de mesure sont probablement le signe d'une déstructuration progressive du matériau comme dans le cas de la géométrie VANE.

Les modes de mesures disponibles ainsi que les géométries que l'on peut adapter sont sensiblement différents. On peut donc s'attendre à obtenir, dans le cas des pâtes de ciment, des valeurs de seuils de cisaillement différentes selon la méthode et l'appareillage employés. Cyr [36] fait remarquer que dans le cas de matériaux présentant une dépendance temporelle, le seuil statique (mesuré avec une géométrie VANE) et le seuil dynamique (mesuré avec une géométrie de type cylindres coaxiaux et extrapolé à vitesse de cisaillement nulle) ont peu de chance d'être égaux. Ses résultats indiquent cependant qu'il existe une certaine corrélation entre les mesures. Afin de déterminer cette relation dans le cas des matériaux de notre étude et pour les appareils dont nous disposons, une campagne expérimentale a été entreprise. Les résultats sont présentés dans le paragraphe suivant.

### III.1.2 Caractérisation ponctuelle des pâtes de ciment

Les conditions expérimentales du LCPC et du LBHP étant très différentes et puisque les échantillons de pâte ne sont pas réutilisables, il s'est avéré nécessaire de réaliser les mesures simultanément avec les deux types de rhéomètres. Les comparaisons ont donc été effectuées sur deux échantillons caractérisés avec :

- la géométrie plan-plan et les cylindres coaxiaux
- la géométrie plan-plan et la géométrie VANE.



Trois pâtes de ciment ont été étudiées. Leurs seuils de cisaillement couvrent la gamme 0- 30 Pa. Le tableau C.III.1 présente leur teneur en adjuvants, exprimée en pourcentage d'extrait sec par rapport à la quantité de liant (ciment et filler) (% es/(C+F)).

Tableau C.III.1 : Teneurs en adjuvants des pâtes étudiées

	F2	F4	F8
Sp (% es/(C+F))	0,15	0,05	0,05
AV (%es/(C+F))	0,104	0,104	0,416

Les différents protocoles utilisés pour chaque géométrie sont reportés dans le tableau C.III.2.

Tableau C.III.2 : Protocoles de cisaillement pour chaque géométrie et pour les différentes pâtes de ciment testées.

Pâte	F2	F4	F8
Géométrie			
Cylindres coaxiaux			
VANE			
Plan-plan			

Les amplitudes des contraintes imposées (géométrie plan-plan) ont été ajustées en fonction de la pâte étudiée suite à certains problèmes expérimentaux, notamment lorsque le plateau supérieur tournait trop vite.

Un temps de repos de 120 s a été intercalé entre le précisaillement et les rampes de montée-descente pour les essais en cylindres coaxiaux et en plan-plan. En effet, si l'on considère que le précisaillement correspond à la phase de remplissage de la cuve lors d'un essai sur réseau de billes, le temps de repos est représentatif du temps nécessaire pour mettre en place et démarrer un essai sur réseau.

Afin de solliciter de la même manière les échantillons placés dans chacun des rhéomètres, il était nécessaire de faire coïncider les différentes étapes des protocoles.

Les protocoles en géométrie plan-plan et cylindres coaxiaux étaient lancés au même instant puisque leurs programmations sont similaires. En revanche, dans le cas de l'essai au VANE,

le temps de repos ne pouvait être préprogrammé. Le remplissage de la cuve du VANE était donc effectué pendant le précisaillement de l'essai en plan-plan afin d'initier les temps de repos au même instant. Le protocole de l'essai au VANE était alors amorcé au moment de la rampe de montée. Le schéma suivant détaille les différentes étapes de mise œuvre des deux protocoles :

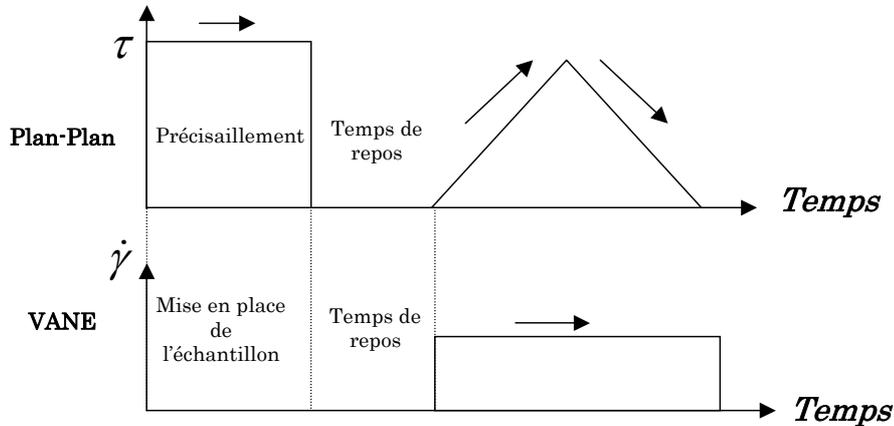


Figure C.III.10 : Mise en œuvre simultanée d'une mesure en géométrie Plan-Plan et d'une mesure au VANE

On peut donc considérer que les deux échantillons étudiés simultanément à l'aide des deux rhéomètres étaient dans un état assez proche du point de vue de leur structuration au moment de l'essai.

Les corrélations obtenues entre les résultats des différentes géométries sont présentées sur les figures C.III.11 et C.III.12.

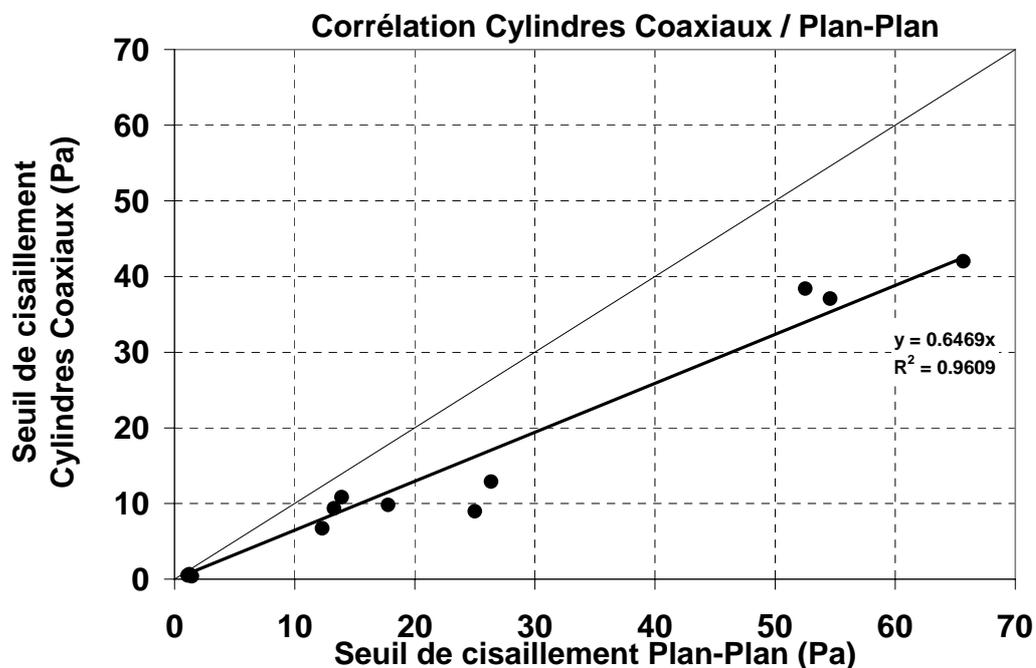


Figure C.III.11 : Relation obtenue entre les mesures de seuil d'écoulement réalisées avec une géométrie plan-plan et une géométrie en cylindres coaxiaux.

Les seuils de cisaillement obtenus avec la géométrie cylindres coaxiaux sont extrapolés à vitesse de cisaillement nulle par le modèle de Herschel-Bulkley.

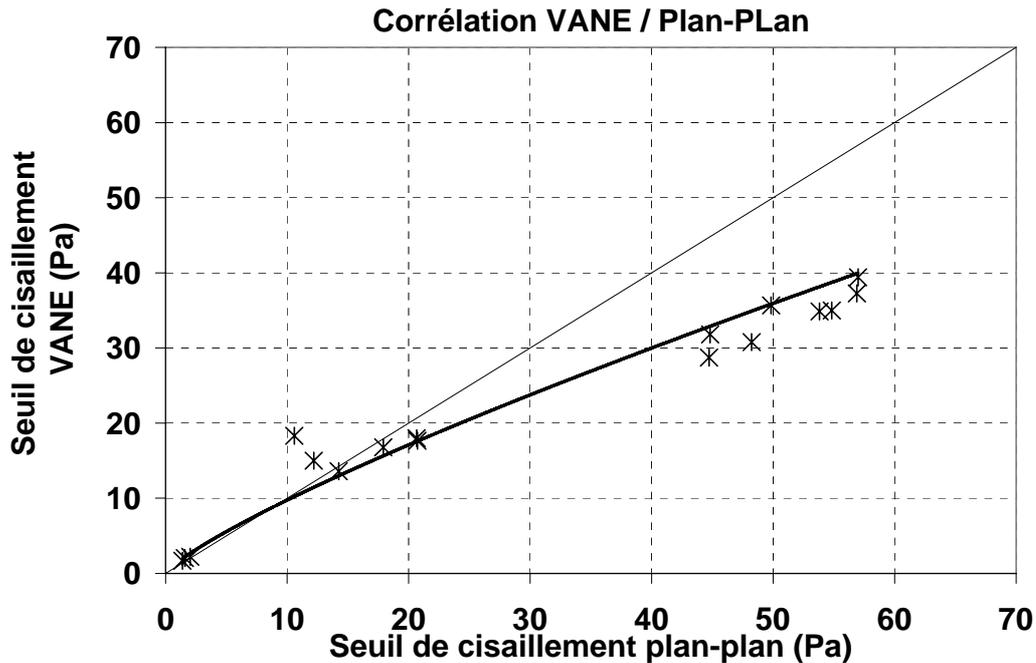


Figure C.III.12 : Relation obtenue entre les mesures de seuil d'écoulement réalisées avec une géométrie plan-plan et une géométrie VANE.

Afin d'être comparés, les résultats des deux figures précédentes sont reportés sur un même graphique (cf. figure C.III.13).

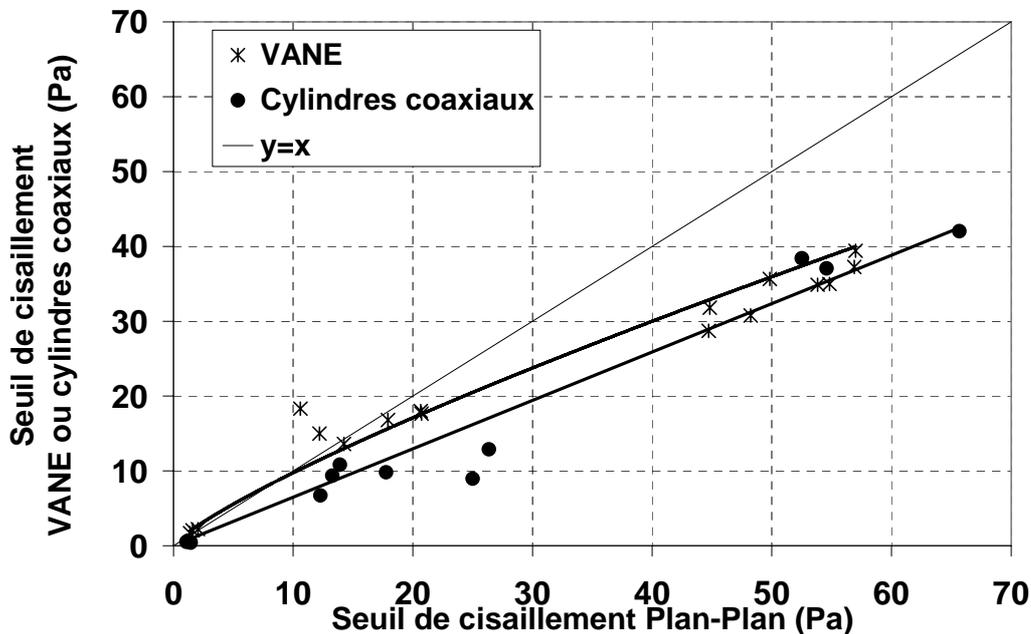


Figure C.III.13 : Mesures de seuil d'écoulement, réalisées avec une géométrie de type cylindres coaxiaux et une géométrie VANE, comparées aux mesures réalisées avec une géométrie plan-plan.

Nous n'attendons pas de corrélation parfaite entre les mesures réalisées en vitesse de cisaillement imposée et celles réalisées en contrainte imposée. Les résultats de la figure C.III.11 sont en accord avec ceux de Cyr [36] dans le cas de la comparaison entre les

géométries plan-plan et cylindres coaxiaux. Il obtenait en effet des valeurs de seuils plus élevées dans le cas d'une détermination statique, ce qui correspond dans notre cas aux essais réalisés en plan-plan, par rapport aux valeurs déterminées de manière dynamique à partir des courbes d'écoulement.

Les figures C.III.11 à C.III.13 montrent qu'il existe une certaine dispersion entre les valeurs de seuils de cisaillement obtenus pour une même formulation de pâte. Les variations obtenues sont notamment dues au fait que les essais ont été réalisés sur plusieurs journées. Ceci met en évidence la nécessité de mesurer systématiquement le seuil d'écoulement en parallèle d'un essai sur réseau de billes pour s'affranchir de l'incertitude liée à la répétabilité des gâchées.

### III.1.3 Choix d'une géométrie pour la mesure du seuil en parallèle d'un essai sur réseau

Les résultats obtenus lors de cette campagne d'essai montre qu'il existe une certaine corrélation entre les mesures réalisées en cylindres coaxiaux et celles réalisées en plan-plan. La mesure du seuil d'écoulement en cylindres coaxiaux présente cependant quelques inconvénients. Selon Coussot et Ancey [92], le gradient de vitesse n'est pas homogène dans l'intervalle entre les outils. Toutefois cette hétérogénéité reste faible dans le cas d'un entrefer mince, c'est à dire si  $r_e - r_i \ll r_i$  [92] ou  $\frac{r_e}{r_i} < 1,15$  [96].

Dans le cas de notre étude sur pâte de ciment(cf. figure C.III.1), ce critère est satisfait, puisque  $r_i = 19,18 \text{ mm}^*$ ,  $r_e = 20,32 \text{ mm}^*$  (\* prise en compte de la rugosité de  $180 \mu\text{m}$ ). On a donc  $\frac{r_e}{r_i} = 1,06 < 1,15$ .

Toutefois, dans le cas d'une étude sur mortier fin ou sur un matériau dont le diamètre des grains est plus élevé que celui d'une pâte de ciment, on ne pourra plus utiliser cette géométrie en entrefer mince et les conditions d'homogénéité du cisaillement ne seront plus respectées. De plus, il existe avec la géométrie cylindres coaxiaux un risque de sédimentation sous cisaillement.

En revanche, l'utilisation de la géométrie VANE présente différents intérêts : non seulement la réalisation d'un essai est très simple mais la mesure du seuil d'écoulement est plus pertinente. Dans la gamme 0 et 20 Pa, une bonne corrélation est en effet obtenue entre les seuils de cisaillement mesuré en Plan-Plan et ceux mesurés au VANE. Par ailleurs, la réalisation d'un essai est simple, rapide et différents matériaux peuvent être testés (large gamme de seuils de cisaillement et étendue granulaire élevée) sans avoir à modifier les dimensions de l'ailette. De plus, l'insertion de l'ailette cause moins de dommages à la structure de la suspension que la géométrie en cylindres coaxiaux. Ce facteur devient important pour les matériaux à mémoire ou thixotropes dont les propriétés dépendent des sollicitations antérieures [36, 84].

Nous avons donc choisi **d'utiliser la géométrie VANE pour réaliser les mesures de seuil d'écoulement en parallèle d'un essai sur réseau de billes.**

## III.2 PRISE EN COMPTE DES EFFETS TEMPORELS POUR LA DEFINITION DU PROTOCOLE

Nous avons présenté dans le paragraphe précédent une étude ponctuelle, c'est à dire pour un temps de repos donné, des caractéristiques rhéologiques de pâtes de ciment mises au point pour l'essai sur réseau de billes. Or les pâtes de ciment adjuvantées sont des matériaux complexes qui se structurent dans le temps [88, 97]. Afin de mettre en évidence ce phénomène dans le cas des matériaux de notre étude, différents essais ont été réalisés et sont présentés ci dessous.

### III.2.1 Caractérisation des pâtes de ciment issues de BAP

#### Matériaux

L'évolution des caractéristiques rhéologiques de différentes pâtes a été étudiée. Il s'agit des pâtes les plus fluides de notre étude. Leur dosage en adjuvants, exprimé en pourcentage d'extrait sec par rapport à la quantité de ciment et de filler (% es/(C+F)), sont donnés dans le tableau C.III.3 :

Tableau C.III.3 : Teneur en adjuvants des différentes pâtes

	F0	F2	F3	F4
Sp (% es/(C+F))	0,255	0,15	0,1	0,05
AV (%es/(C+F))	0,104			

Dans le cas de ces pâtes de ciment, le dosage à saturation du superplastifiant est de 0,2% (%es/(C+F)).

#### Malaxage

Le protocole de malaxage pour une gâchée de 2,4 l est le suivant :

L'eau et l'agent viscosant sont placés dans le bol du malaxeur.

**t0 :**                    **début du malaxage**

t0 → t0+4 min : introduction progressive du ciment puis du filler calcaire

t0+6 min :            introduction du superplastifiant

**t0+9 min :**        **fin du malaxage**

Le volume de matériau préparé pour ces essais correspond au volume nécessaire pour réaliser simultanément un essai sur réseau de billes et une mesure du seuil d'écoulement au VANE. Notons que le volume de gâchée a une influence sur les caractéristiques rhéologiques mesurées.

#### Protocole

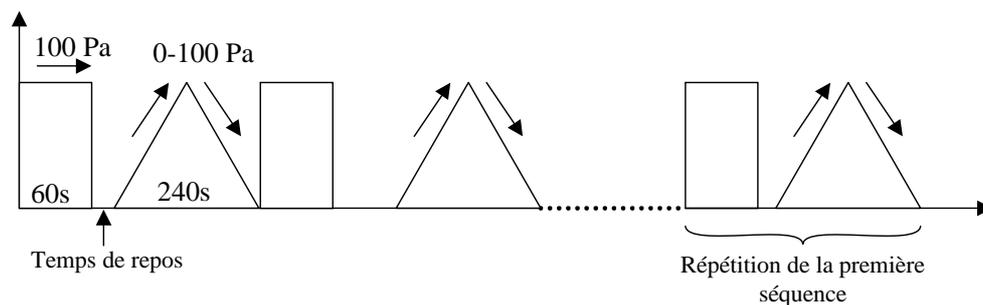
Différentes méthodes permettent de caractériser l'évolution des pâtes dans le temps. Les protocoles ainsi que les résultats obtenus avec la géométrie VANE et la géométrie plan-plan sont présentés ci-dessous.

Le protocole des essais en géométrie **VANE** est simple. Après remplissage du bol et mise en place de l'ailette, le matériau est laissé au repos pendant une durée donnée. Une vitesse de cisaillement est ensuite appliquée (cf. figure C.III.2).

En revanche, on ne peut pas réitérer le protocole sur le même échantillon. En effet, D'aloia et al. [27] ont montré que des malaxages successifs appliqués sur un même échantillon de pâte ne permettaient pas toujours de replacer le matériau dans son état initial. Des mesures en géométrie VANE réalisées après chaque remalaxage montraient en effet une augmentation du seuil d'écoulement de la pâte. Ceci peut être dû à une énergie de malaxage insuffisante ou un effet du superplastifiant.

Pour réaliser une mesure pertinente de l'influence du temps de repos, chaque essai doit donc être conduit sur une nouvelle gâchée. On ne peut alors s'affranchir d'un éventuel problème de répétabilité de la fabrication des pâtes lors d'une étude de structuration.

Pour les essais en géométrie **Plan-Plan**, le protocole consiste à appliquer un pré-cisaillement, un temps de repos, puis une rampe de montée en contrainte suivie d'une descente pour revenir à une contrainte nulle (nous nommerons « séquence » la combinaison de ces quatre segments). Pour étudier l'évolution du seuil d'écoulement dans le temps, cette séquence est réitérée un certain nombre de fois en faisant varier le temps de repos. Afin de vérifier qu'il n'y a pas eu d'évolution irréversible du matériau, la première séquence est répétée en fin d'essai. On obtient ainsi un protocole de la forme présentée sur la figure C.III.14 :



**Temps de repos étudiés : 5 s, 1 min, 5 min, 10 min.**

Figure C.III.14 : Protocole de cisaillement pour évaluer l'influence du temps de repos sur les caractéristiques d'une pâte de ciment.

Les mesures de seuils de cisaillement réalisées en Plan-Plan à différents temps de repos sont présentées sur la figure C.III.15.

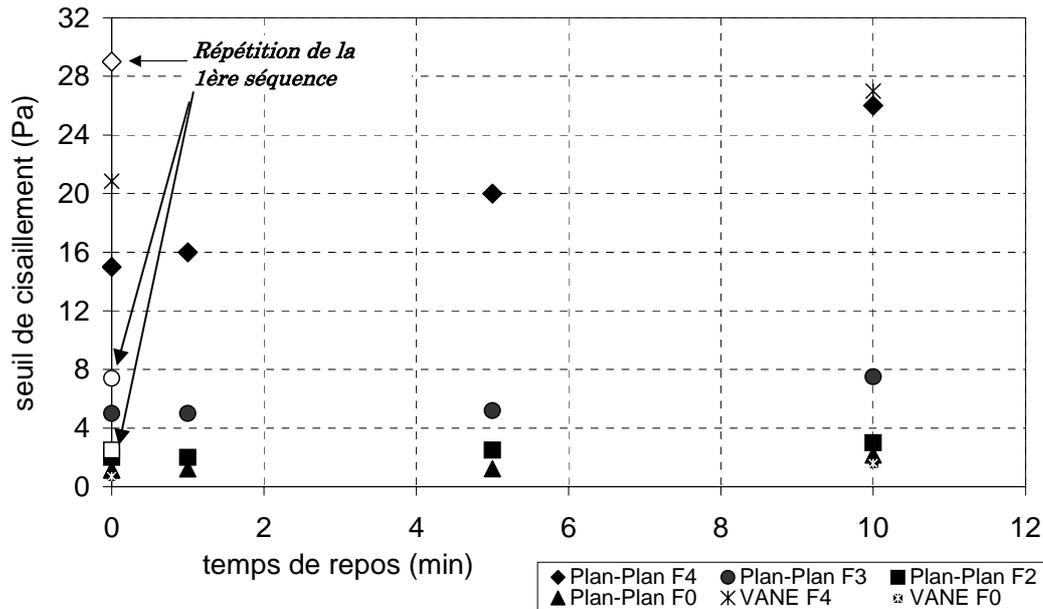


Figure C.III.15 : Evolution du seuil d'écoulement mesuré en plan-plan, ou en géométrie VANE, en fonction du temps de repos pour différentes pâtes de ciment. Les symboles vides représentent les mesures réalisées en fin de protocole.

Les mesures du seuil d'écoulement réalisées en géométrie plan-plan et pour différents temps de repos montrent que les différentes pâtes évoluent dans le temps. La comparaison avec quelques mesures réalisées en VANE indique le même phénomène. Les seuils de cisaillement de certaines pâtes sont pratiquement deux fois plus élevés après un temps de repos de 10 min qu'au début du protocole. On peut cependant se demander si les précisaillements appliqués (durée ou niveau) sont suffisants pour déstructurer le matériau ou s'il y a un vieillissement des pâtes. En effet, pour les pâtes F3 et F4, les mesures réalisées en fin de protocole (répétition de la première séquence) se situent au même niveau que la mesure précédente (temps de repos de 10 min), or dans ce cas le temps de repos n'est que de 5 s. Ceci ne se retrouve pas pour la pâte F0, puisque les mesures en début et en fin de protocole se superposent. Gelade [88] observait le même phénomène dans le cas de coulis faiblement adjuvantés ne contenant que du ciment (sans fumées de silice ou de nanosilice), et déclarait qu'il s'agissait d'un phénomène irréversible.

Afin de comprendre plus précisément les phénomènes mis en jeu avec les pâtes de ciment, on peut observer l'ensemble d'un essai, en considérant sa durée globale. On peut s'intéresser par exemple à l'évolution de la vitesse de cisaillement tout au long d'un essai en géométrie plan-plan dans le cas de la pâte F4, pour laquelle l'évolution est assez marquée, et dans le cas de la pâte F2 qui évolue moins.

Les figures C.III.16 et C.III.17 présentent l'évolution de la vitesse de cisaillement  $\dot{\gamma}$  de la pâte F4 en fonction du temps d'essai pour deux protocoles différents (respectivement avec des précisaillements à 100 Pa et avec des précisaillements à 200 Pa).

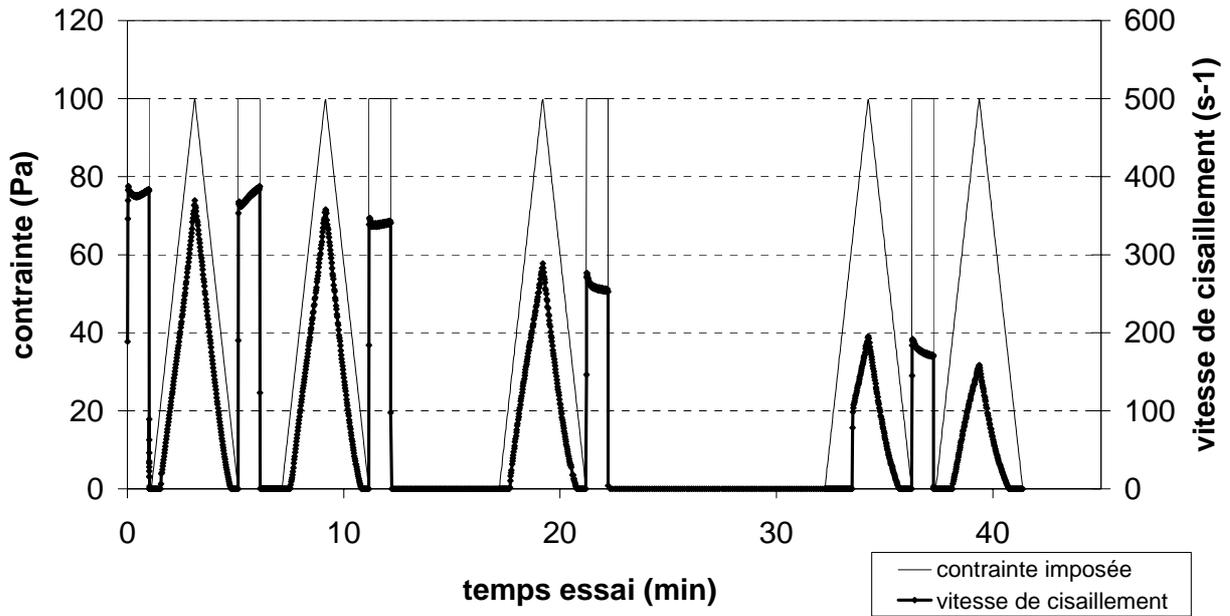


Figure C.III.16 : Evolution de la vitesse de cisaillement en cours d'essai pour la pâte F4. La contrainte imposée lors du précisaillement est dans ce cas de 100 Pa.

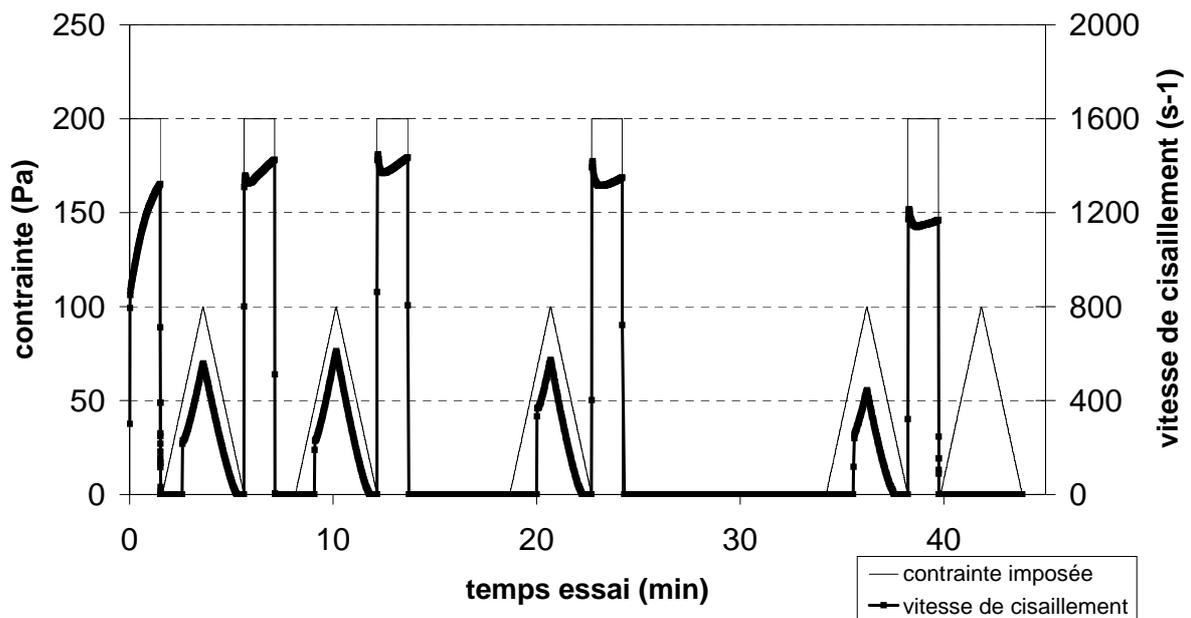


Figure C.III.17 : Evolution de la vitesse de cisaillement en cours d'essai pour la pâte F4. La contrainte imposée lors du précisaillement est de 200 Pa.

Les figure C.III.18 et C.III.19 donnent le détail de l'évolution de la vitesse de cisaillement lors des différents précisaillements pour chaque protocole.

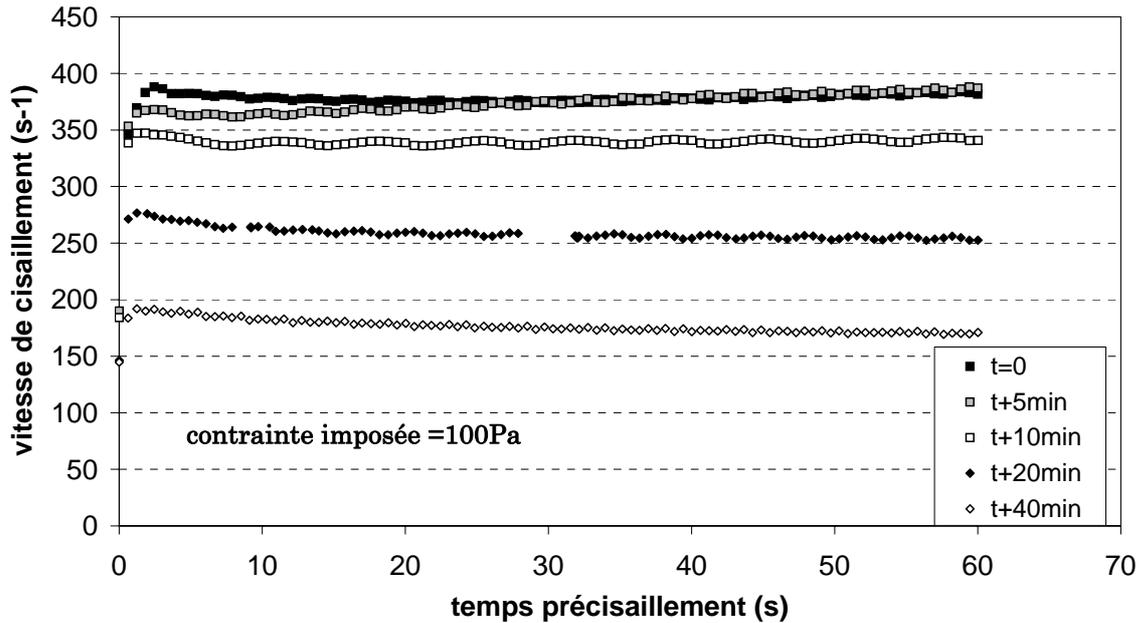


Figure C.III.18 : Evolution de la vitesse de cisaillement au cours des différents précisaillements du protocole pour la pâte F4 (contrainte imposée de 100 Pa)

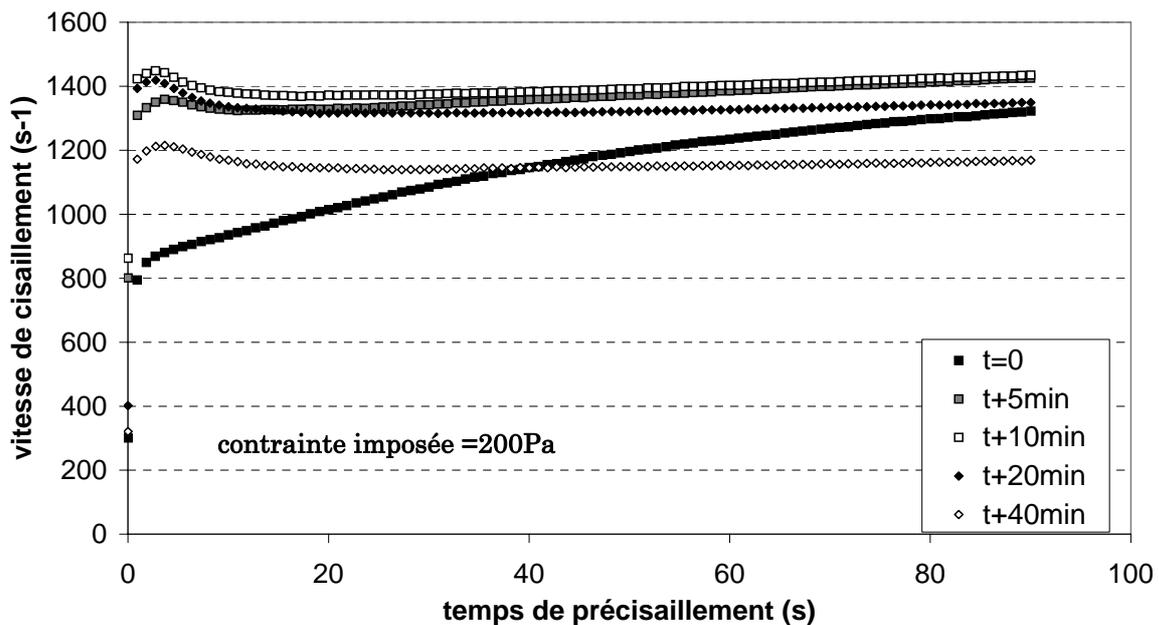


Figure C.III.19 : Evolution de la vitesse de cisaillement au cours des différents précisaillements du protocole pour la pâte F4 (contrainte imposée de 200 Pa)

La figure C.III.16 montre que la contrainte imposée de 100 Pa n'est probablement pas suffisante pour déstructurer totalement le matériau, bien que cette valeur soit très supérieure à la contrainte seuil. L'influence d'un vieillissement éventuel n'est cependant pas clairement mise en évidence par rapport à celle de la thixotropie, que l'on peut définir comme étant une évolution réversible des propriétés rhéologiques dans le temps. En revanche, les figures C.III.17 ou C.III.18 indiquent qu'il y a une évolution irréversible du matériau. Lors des premiers précisaillements, les niveaux de vitesse de cisaillement ( $\dot{\gamma}$ ) sont similaires mais

après une vingtaine de minutes d'essai, le précisaillement à 200 Pa n'est plus suffisant pour déstructurer le matériau, son évolution est irréversible.

Nous allons nous intéresser à la pâte F2 pour laquelle l'évolution semblait moins marquée (cf. figure C.III.15). Les figures C.III.20 et C.III.21 représentent respectivement l'évolution de  $\dot{\gamma}$  tout au long du protocole et l'évolution du  $\dot{\gamma}$  pendant les précisaillements pour la pâte F2.

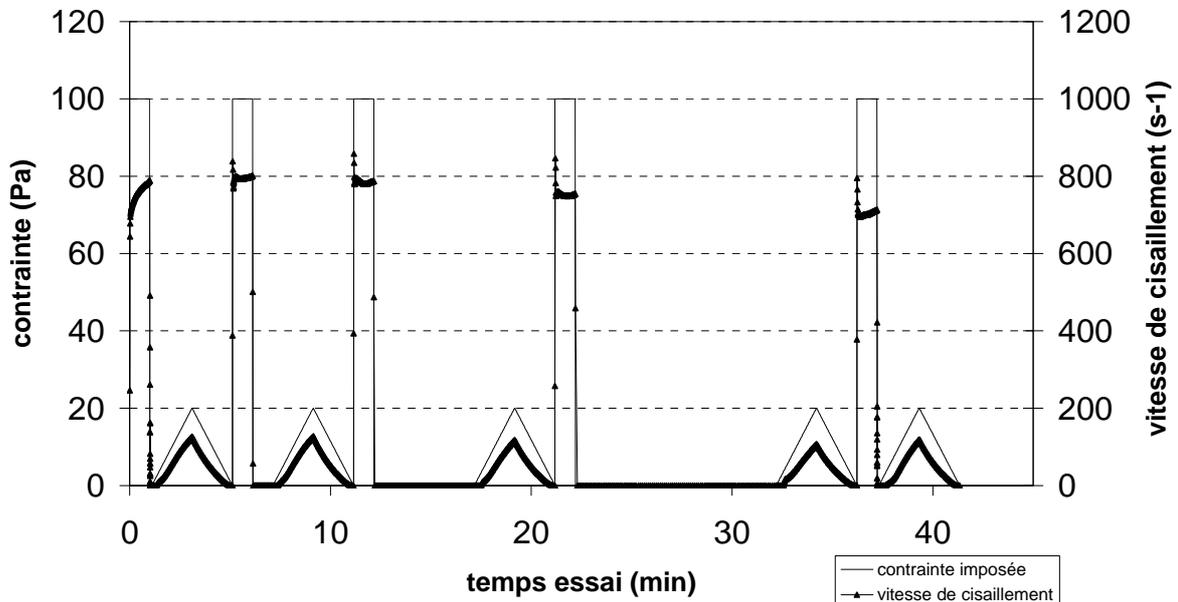


Figure C.III.20 : Evolution de la vitesse de cisaillement en cours d'essai pour la pâte F2. La contrainte imposée lors du précisaillement est de 100 Pa.

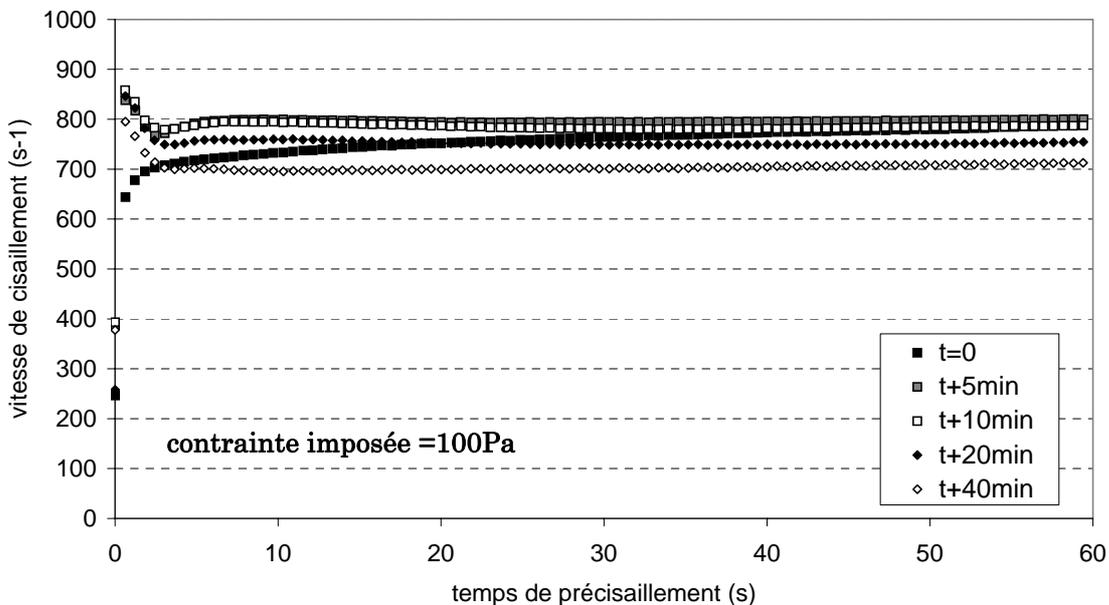


Figure C.III.21 : Evolution de la vitesse de cisaillement au cours des différents précisaillement du protocole pour la pâte F2 (contrainte imposée de 100 Pa)

On voit que la vitesse de cisaillement diminue également après une vingtaine de minutes d'essai. La pâte s'est structurée mais de manière moins importante que la pâte F4 puisque la valeur du seuil d'écoulement augmente moins significativement (cf. figure C.III.15).

La seule différence entre ces pâtes est leur dosage en superplastifiant qui est, dans les deux cas, inférieur au dosage à saturation (cf. paragraphe A.II.5). Or, différentes études de caractérisation de bétons montrent qu'une perte de fluidité dans le temps peut se produire lorsque le dosage en superplastifiant est faible [30, 48, 50]. Par ailleurs, Flatt et Houst [47] ont mis en évidence l'existence de certaines réactions chimiques limitant l'action du superplastifiant (consommation du superplastifiant par le ciment ou par les hydrates).

Nous avons donc mené différents essais sur la pâte F4, afin de vérifier si le phénomène à l'origine de la structuration des pâtes de ciment de notre étude était lié à une éventuelle consommation du superplastifiant. Leur principe est simple et schématisé sur la figure C.III.22 :

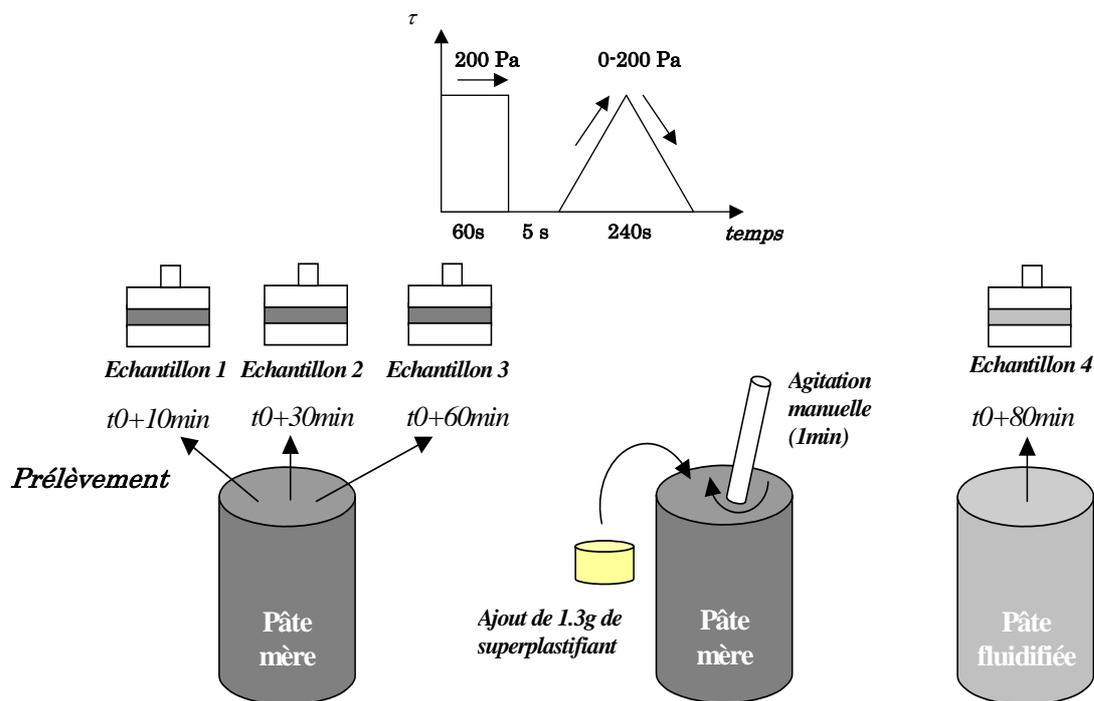


Figure C.III.22 : Principe des essais de vieillissement de la pâte F4 et protocole utilisé.

Le protocole de cisaillement est composé d'un précisaillement à 200 Pa pendant 1 min, suivi d'un temps de repos de 5 s et enfin d'une rampe de montée-descente entre 0 et 200 Pa effectuée en 4 min. Les résultats obtenus sont reportés sur la figure C.III.23 :

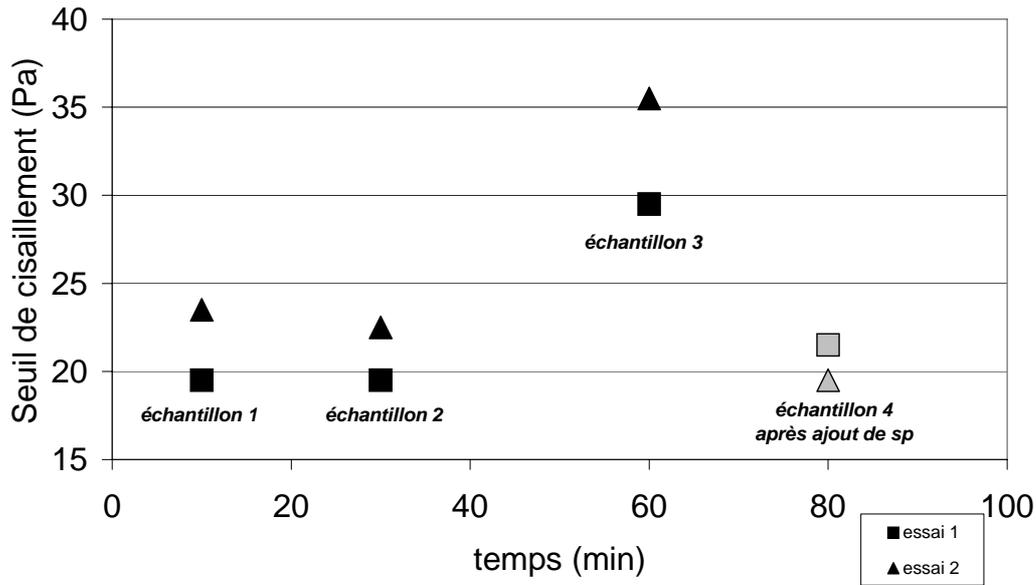


Figure C.III.23 : Evolution du seuil d'écoulement, mesuré en géométrie Plan-Plan, de différents échantillons prélevés dans la pâte mère (formulation F4) et d'un échantillon obtenu après ajout de superplastifiant (sp).

Les résultats de la figure C.III.23 indiquent que l'évolution des propriétés rhéologiques dans le temps provient bien de la pâte elle-même. On voit qu'après 50 min d'essai, le matériau s'est structuré, la valeur du seuil d'écoulement est bien plus élevée qu'en début d'essai. L'ajout de superplastifiant (échantillon 4) permet de retrouver une fluidité similaire à celle obtenue en fin de malaxage.

Les essais présentés sur la figure C.III.23 mettent ainsi en évidence qu'il y a une consommation du superplastifiant dans le cas de la pâte F4, ce qui explique l'augmentation rapide de la valeur du seuil d'écoulement au cours du temps.

Les essais rhéologiques montrent que les différentes pâtes se structurent plus ou moins rapidement. Dans certains cas, cette évolution est irréversible à partir d'une dizaine de minutes après le malaxage (cas de la pâte F4).

Or l'objectif de notre étude sur réseau de billes est de caractériser le phénomène d'initiation de la ségrégation statique. La phase suspendante utilisée doit être dans un état proche de son état initial, c'est-à-dire obtenu en fin de malaxage.

**Nous avons ainsi choisi de ne laisser qu'un temps d'attente minimal (une dizaine de seconde) entre la mise en place d'un essai et l'initiation du débit de fuite.**

### III.2.2 Influence du débit de fuite

Les essais réalisés afin d'étudier la structuration des pâtes de ciment nous mènent à nous interroger sur le choix du débit de fuite le plus adapté pour l'essai sur réseau de billes. La durée d'un essai doit en effet être suffisamment courte pour s'affranchir, le cas échéant, des phénomènes de structuration de la phase suspendante. D'autre part, le dégonflement ne doit pas être trop rapide afin d'être en adéquation avec la fréquence d'acquisition de l'effort. Des essais à différents débits de fuite ont été réalisés et sont présentés sur la figure C.III.24 :

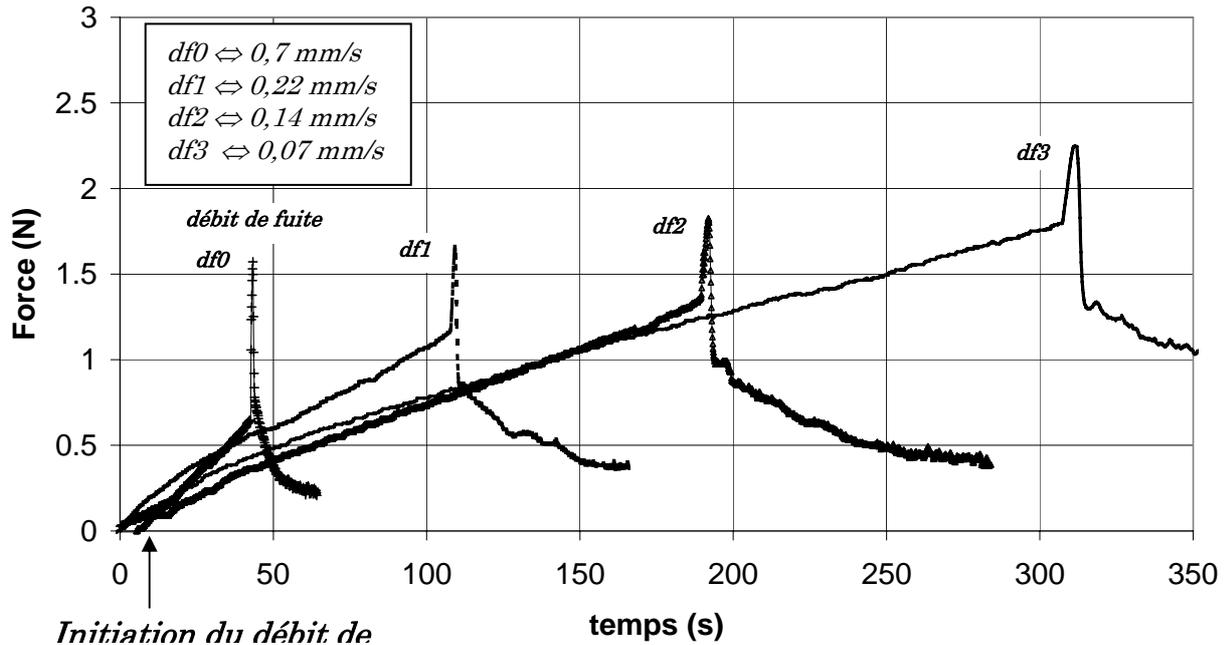


Figure C.III.24 : Evolution de la force en fonction du temps pour des essais réalisés à différents débits de fuite ( $df$ ) dans le cas du réseau de fraction volumique 0,31 (diamètre des billes : 16 mm) immergé dans une pâte de formulation F4.

Les courbes de déplacement ne sont pas indiquées sur la figure pour simplifier la lecture. Les débits de fuite sont amorcés au même moment. Une vitesse équivalente est indiquée pour chaque débit de fuite. Elle est calculée à partir des courbes de déplacement obtenues en fonction du temps lorsqu'un déplacement significatif est observé, i.e. durant la phase 3 d'un essai (cf. figure C.II.2) .

On voit sur cette figure que plus le débit de fuite est lent et plus l'effort maximal mesuré est important. Cette augmentation graduelle de la force quand la vitesse d'essai diminue est logique car nous avons vu que les pâtes de ciment se structurent, donc que le seuil d'écoulement augmente dans le temps. Le tableau suivant donne les valeurs du seuil d'écoulement et l'effort maximal mesuré pour chaque essai :

Tableau C.IV.4 : Seuil d'écoulement et effort mesuré par des essais à différents débits de fuite

Débit de fuite	Seuil (Pa)	Fmax (N)
df0	9,5	1,57
df1	9,6	1,66
df2	9,8	1,82
df3	14	2,24

Il convient de rappeler ici que la mesure du seuil d'écoulement en géométrie VANE s'effectue au moment où le pic d'effort est obtenu, l'échantillon étant mis en place dans le bol du rhéomètre dès que le débit de fuite de l'essai sur réseau est initié. Dans le cas de l'essai réalisé avec le débit de fuite df3, le seuil d'écoulement de 14 Pa correspond donc au seuil d'écoulement mesuré après un temps de repos de 5 min. La pâte F4 s'est donc structurée (cf. figure C.III.15). Or nous avons vu dans le paragraphe C.II.4 qu'un déplacement apparaît dès le débit de fuite, la pâte de ciment utilisée dans l'essai sur réseau est alors sollicitée dès les premières secondes d'essai.

Il est fort probable que la sollicitation liée au déplacement de la cuve gêne la structuration de la pâte. Si c'est le cas, le seuil d'écoulement que « voient » les billes du réseau et le seuil d'écoulement mesuré au VANE ne sont pas similaires. Le débit de fuite df3 n'est alors pas approprié.

De plus, les mesures au VANE sont réalisées à vitesse de cisaillement constante :  $\dot{\gamma} = 0,0836 \text{ s}^{-1}$ . On peut estimer par exemple la vitesse de cisaillement autour d'une bille de 12 mm de diamètre à partir de chaque débit de fuite, en utilisant la relation :  $\dot{\gamma} = v/D$  (cf. tableau C.III.5).

Tableau C.III.5 : Estimation de la vitesse de cisaillement pour une bille de 12 mm de diamètre

Vitesse équivalente (mm/s)	$\dot{\gamma} (\text{s}^{-1})$
0,7 (df0)	0,058
0,22 (df1)	0,012
0,14 (df2)	0,018
0,07(df3)	0,006

La vitesse de cisaillement la plus proche de celle imposée au VANE est la vitesse équivalente générée par le débit de fuite df0.

Afin de s'assurer que le seuil mesuré au VANE correspond bien au seuil d'écoulement du matériau entourant les billes du réseau et pour limiter les effets de structuration de certaines pâtes de ciment, nous faisons le choix d'utiliser le **débit de fuite df0** qui est le plus rapide.

### III.3 CONCLUSIONS ET CHOIX D'UN PROTOCOLE D'ESSAI

Les différents essais que nous avons présentés dans cette partie permettent de déterminer un protocole adapté au comportement complexe des pâtes de ciment issues de la composition d'un BAP. Nous avons vu que la structuration des pâtes de ciment dont nous disposons dépend de la formulation et plus particulièrement de la teneur en superplastifiant. Afin de limiter cette structuration pendant un essai sur réseau et d'employer des matériaux dans leur état initial, nous avons fait le choix de ne pas laisser de temps de repos entre la mise en place de l'essai (après abaissement de la contre-plaque) et l'ouverture du débit de fuite.

Pour les mêmes raisons, le débit de fuite doit être suffisamment rapide pour que le temps d'essai soit court. Dans le cas d'un essai lent, la structuration du matériau et la sollicitation due au déplacement de la cuve apparaissent simultanément. Il devient donc difficile de déterminer quel est le seuil d'écoulement s'opposant au déplacement des billes du réseau. Or cette mesure est essentielle pour le calcul de la constante de stabilité. Cette considération nous

a par ailleurs menés à choisir une géométrie VANE pour réaliser les mesures de seuil d'écoulement en parallèle d'un essai sur réseau. D'une part cet essai est simple et rapide à mettre en œuvre. Ce gain de temps est bénéfique car l'essai sur réseau est quant à lui particulièrement complexe à mettre en place et nécessite une attention soutenue. D'autre part, nous avons vu que par rapport à une mesure en contrainte imposée, le seuil mesuré au VANE est plus pertinent qu'un seuil déterminé par extrapolation à vitesse de cisaillement nulle en cylindres coaxiaux (dans la gamme de seuil étudiée).

Le protocole choisi est repris ci-dessous :

- 1-Gonflement du vérin (mise en butée de la plaque mobile)
- 2-Mise en place des éléments du dispositif (chapelets de billes, cuve)
- 3-Remplissage de la cuve (immersion du réseau)
- 4-Abaissement de la contre-plaque (pour libérer les aiguilles des chapelets)
- 5-Mise à zéro du capteur de force
- 6-Ouverture du débit de fuite  $df_0$  (vitesse équivalente : 0,7 mm/s)
- 7-Mise en place d'un échantillon de pâte dans le bol du rhéomètre
- 8-Mesure du seuil d'écoulement avec une géométrie VANE (au moment du déplacement de la plaque mobile).

## D- STABILITE D'UN RESEAU GRANULAIRE : RESULTATS

---

Avant d'aborder les résultats obtenus sur réseaux de billes, des mesures réalisées sur une bille unique avec le dispositif d'essai sont présentées. En effet, la question de la détermination de la constante de stabilité pour une seule particule sphérique, soulevée dans la partie bibliographique et la partie B, n'a pas été réellement résolue. Bien que la littérature contienne un certain nombre d'études numériques ou expérimentales et qu'une étude de chute de bille ait été menée, seule une fourchette de valeurs a pu être dégagée (cf. B.IV.2). L'étude d'une seule particule avec le dispositif d'essai permet donc de compléter les données disponibles et sert par ailleurs de référence pour l'analyse des résultats d'essais sur réseaux de billes.

Les essais sur réseaux de billes sont présentés dans un second temps. L'influence de différents paramètres est étudiée : configurations d'essai, fraction volumique du réseau, nature et composition des pâtes de ciment. Des résultats de simulations numériques, présentés en parallèle des essais, apportent des éléments permettant de mieux comprendre certains mécanismes.

### I. DETERMINATION D'UNE VALEUR DE REFERENCE : STABILITE D'UNE BILLE UNIQUE

L'objectif de cette étude est de déterminer la constante de stabilité  $K$  d'une bille unique à partir de la relation (B.IV.2) rappelée ici :  $F = K\pi D^2 \tau_0$ .

La synthèse bibliographique et les essais de chute de billes, comparés dans la partie B, ne permettent pas de fixer précisément une valeur de  $K$  car les approches employées ou les fluides suspendants utilisés sont très variables. Une fourchette de valeurs a cependant été obtenue :  $2,5 < K < 4$ .

Pour cette étude, différents diamètres de bille ont été utilisés. Il s'agissait de vérifier la proportionnalité de  $F$  à  $D^2$  et  $\tau_0$ . Or les efforts mesurés sont très faibles, parfois de l'ordre de la précision du capteur. On obtient par exemple un effort de 0,010 N pour une bille de 16 mm de diamètre immergée dans une pâte de ciment de seuil proche de 4 Pa. Les seuils de cisaillement des pâtes utilisées incluent donc des valeurs assez élevées afin d'obtenir des efforts supérieurs à la précision du capteur.

Les différentes pâtes ont été mises au point à partir de la formulation d'un BAP type, noté BAP40 (cf. annexe C) [27]. Pour obtenir différents seuils de cisaillement, seuls les dosages en superplastifiant (à base de polycarboxylate modifié) et en agent viscosant (de type polysaccharide) ont été ajustés. Les rapports eau sur ciment, et filler sur ciment sont constants, ainsi que la fraction volumique de la pâte. Ces dosages sont reportés dans le tableau D.I.1.

Tableau D.I.1 : composition des pâtes issues du BAP40

	sp (%es /C+F)	av (%es /C+F)	E/C	F/C	$\varphi_{p\grave{a}te}$
dosages	0,05→0,15	0,104→0,416	0,37	0,55	0,45

Les résultats des essais réalisés avec une bille isolée immergée dans ces différentes pâtes sont présentés sous la forme  $F / \pi D^2$  en fonction du seuil d'écoulement  $\tau_0$  sur la figure C.IV.1.

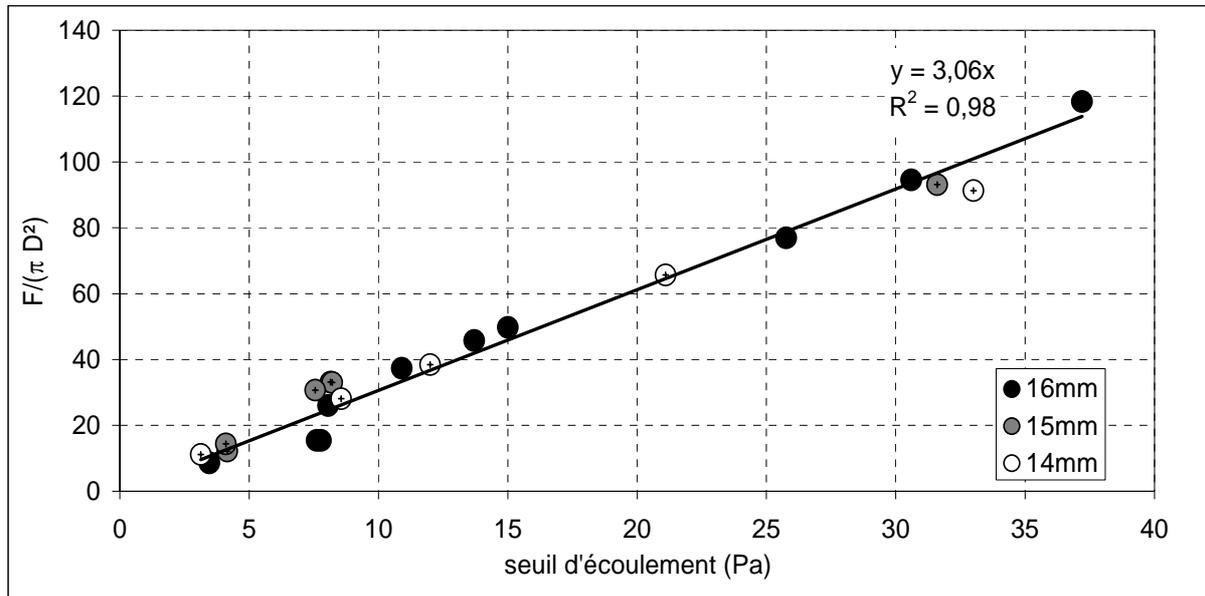


Figure D.I.1 : Résultats des essais sur une bille isolée. Evolution du rapport  $F / \pi D^2$  en fonction du seuil d'écoulement des pâtes de ciment.

La force  $F$  est l'effort maximal mesuré lors d'un essai,  $D$  est le diamètre de la bille et  $\tau_0$  est le seuil d'écoulement de la pâte mesuré au VANE en parallèle d'un essai.

On voit d'une part que les points obtenus avec différents diamètres de bille appartiennent à la même droite. L'effort est donc bien proportionnel à  $D^2$  et  $\tau_0$ . A partir de la droite de régression<sup>8</sup> obtenue sur la figure D.I.1, on peut déterminer la constante de stabilité  $K$  d'une bille isolée. Au regard des résultats, il paraît raisonnable de considérer que **la constante de stabilité d'une seule particule est de 3**, ce qui est en accord avec la fourchette de valeur obtenue lors de l'étude préliminaire (cf. paragraphe B.IV.4).

On peut ainsi poser que la force de résistance d'une particule isolée immergée dans une pâte de ciment fluide est :

$$\boxed{F = 3\pi D^2 \tau_0} \quad (\text{D.I.1})$$

Cette constante  $K = 3$  servira par la suite de référence et permettra de mettre en évidence les effets de groupe des réseaux de billes dont l'étude est présentée dans le paragraphe suivant.

<sup>8</sup> Régression linéaire  $y=ax+b$ . On impose  $b=0$  dans toute l'analyse des résultats de la partie D.

## II. ESSAIS SUR RESEAU GRANULAIRE MODELE

### II.1 MISE EN EVIDENCE DE L'EFFET DE GROUPE

Le dispositif d'essai permet de mesurer l'effort de résistance d'un réseau granulaire modèle immergé dans un fluide à seuil. On peut donc, comme pour une particule isolée, déterminer la constante de stabilité d'une bille contenue dans un réseau granulaire modèle mais en divisant cette fois l'effort mesuré par le nombre ( $n$ ) de billes reliées au capteur de force. S'il n'y a pas d'effet de groupe, l'effort de résistance du réseau sera  $n$  fois l'effort d'une bille isolée :

$$F_{res} = n F = n K \pi D^2 \tau_0, \quad \text{avec } K=3. \quad (\text{D.II.1})$$

En revanche, s'il existe un effet de groupe, une nouvelle constante pourra être définie telle que :

$$F_{res} = n K_{res} \pi D^2 \tau_0. \quad (\text{D.II.2})$$

La première question à laquelle nous devons répondre est la suivante : il y a-t-il ou non un effet de groupe ? La figure D.II.1 permet de comparer les résultats obtenus avec une bille isolée et les résultats d'essais effectués avec les différents réseaux. Ils sont représentés sous la forme  $F_{res} / n \pi D^2$  en fonction de  $\tau_0$ . La force  $F_{res}$  correspond à l'effort maximal mesuré lors de l'essai,  $n$  est le nombre de billes du réseau (et vaut 1 dans le cas d'une bille isolée),  $D$  est le diamètre des ou de la bille,  $\tau_0$  est le seuil d'écoulement de la pâte mesuré en parallèle d'un essai sur réseau avec une géométrie VANE.

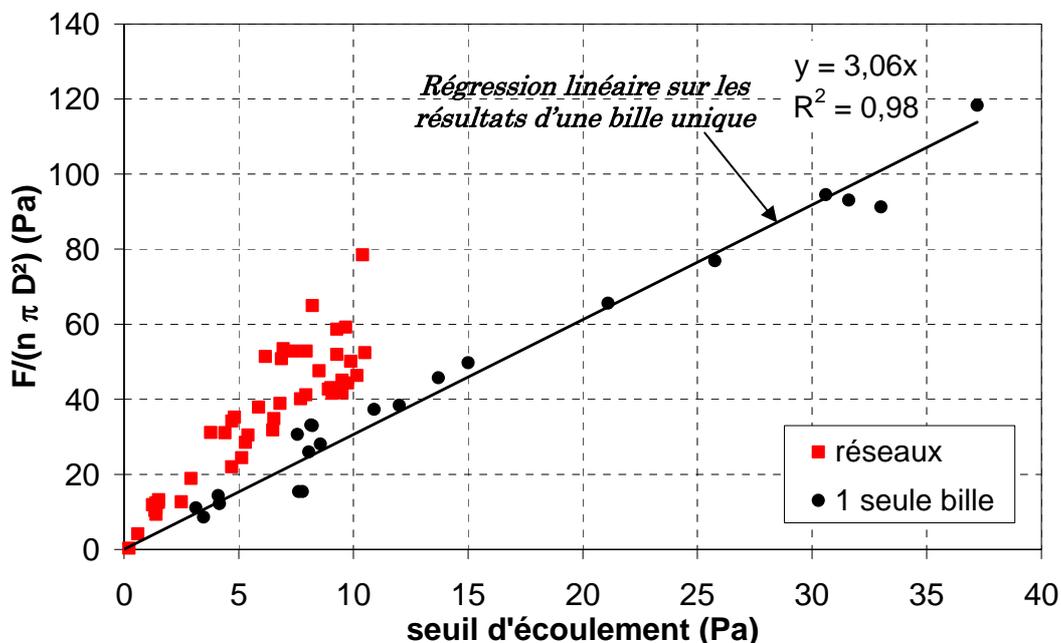


Figure D.II.1 : Comparaison entre le comportement d'une bille unique et le comportement d'une bille contenue dans un réseau. Ensemble des essais réalisés dans des pâtes de ciment issues du BAP40.

La figure D.II.1 met en évidence le fait que les billes isolées et les billes contenues dans un réseau ne résistent pas de la même manière. La présence du groupe augmente la résistance de chacune des billes du réseau dans la gamme des faibles seuils de cisaillement (0-10 Pa).

Les résultats obtenus entre 0 et 10 Pa montrent donc qu'il y a bien un effet de groupe. La constante de stabilité d'une bille contenue dans un réseau se met sous la forme définie par la relation D.II.2, rappelée ici :

$$F_{res} = nK_{res}\pi D^2\tau_0 \quad (D.II.2)$$

**En revanche, il ne faut pas tenir compte des résultats obtenus dans des pâtes issues du BAP40 de seuils plus élevés.** En effet, une modification du déroulement des essais a été observée lorsque des pâtes très fermes étaient utilisées. Il n'y avait pas d'écoulement au sein du réseau, mais formation d'un bloc entre le fluide et les billes. La rupture s'effectuait alors aux parois avant que le réseau n'ait pu s'extraire de la pâte. L'effort mesuré ne correspond pas à l'effort de résistance du réseau.

On peut penser que ce phénomène est un artefact lié au dispositif d'essai et notamment au fait que les parois des cuves sont lisses. Ce problème n'a par exemple pas été rencontré lors des essais sur bille unique. Nous avons donc fait le choix de limiter la gamme des seuils de cisaillement des pâtes issues du BAP40 à l'intervalle 0-10 Pa. Ceci n'est pas pénalisant puisque cette gamme de seuil d'écoulement est bien représentative de la phase suspendante d'un BAP.

Afin de mieux appréhender les mécanismes mis en jeu lors d'un essai sur réseau, des simulations numériques ont été réalisées et sont présentées dans le paragraphe suivant.

## II.2 EFFETS DE PAROIS (MODELISATION)

Des simulations ont été réalisées<sup>9</sup> sous le code éléments finis CESAR-LCPC [98]. Il s'agit de modéliser le comportement d'un réseau de particules cylindriques (calcul 2D), de fraction volumique 0,31, immergé dans un milieu élastoplastique de type Von Mises. Cette approche permet de visualiser le comportement global du réseau avant écoulement. Le calcul a été mené en déformations planes.

### Conditions aux limites:

La surface supérieure est libre, les déplacements des surfaces latérale et inférieure sont bloqués selon x. Les déplacements des centres des billes sont quant à eux bloqués selon x et y. Le chargement est effectué par déplacement imposé au fluide sur les surfaces inférieure et latérale de la cuve considérées comme rigides (selon y).

### Caractéristiques physiques

Les paramètres pris en compte dans le modèle sont :

- un milieu élastoplastique incompressible (module d'Young de 3000 Pa, coefficient de Poisson proche de 0,5, et seuil de 10 Pa)
- les billes sont considérées comme rigides ( $E=10^5$  Pa,  $\nu=0,3$ ).

Les modules « élastiques » de différentes pâtes de ciment ont été mesurés en mode dynamique (mode oscillatoire). La valeur du module d'Young utilisée dans la modélisation

<sup>9</sup> avec l'aide de Jean-Louis Taihlan de la division BCC du LCPC

correspond à la partie réelle du module complexe  $G^*$  d'une pâte de ciment utilisée dans les essais présentant un seuil d'écoulement proche de 10 Pa (cf. annexe D).

Le réseau est composé de cylindres de 10,5 mm de diamètre, espacés de 24 mm. Le poids propre du fluide est pris en compte dans la modélisation.

Le résultat des simulations est présenté sur la figure D.II.2 :

### Réseau de cylindres fraction volumique = 0,31

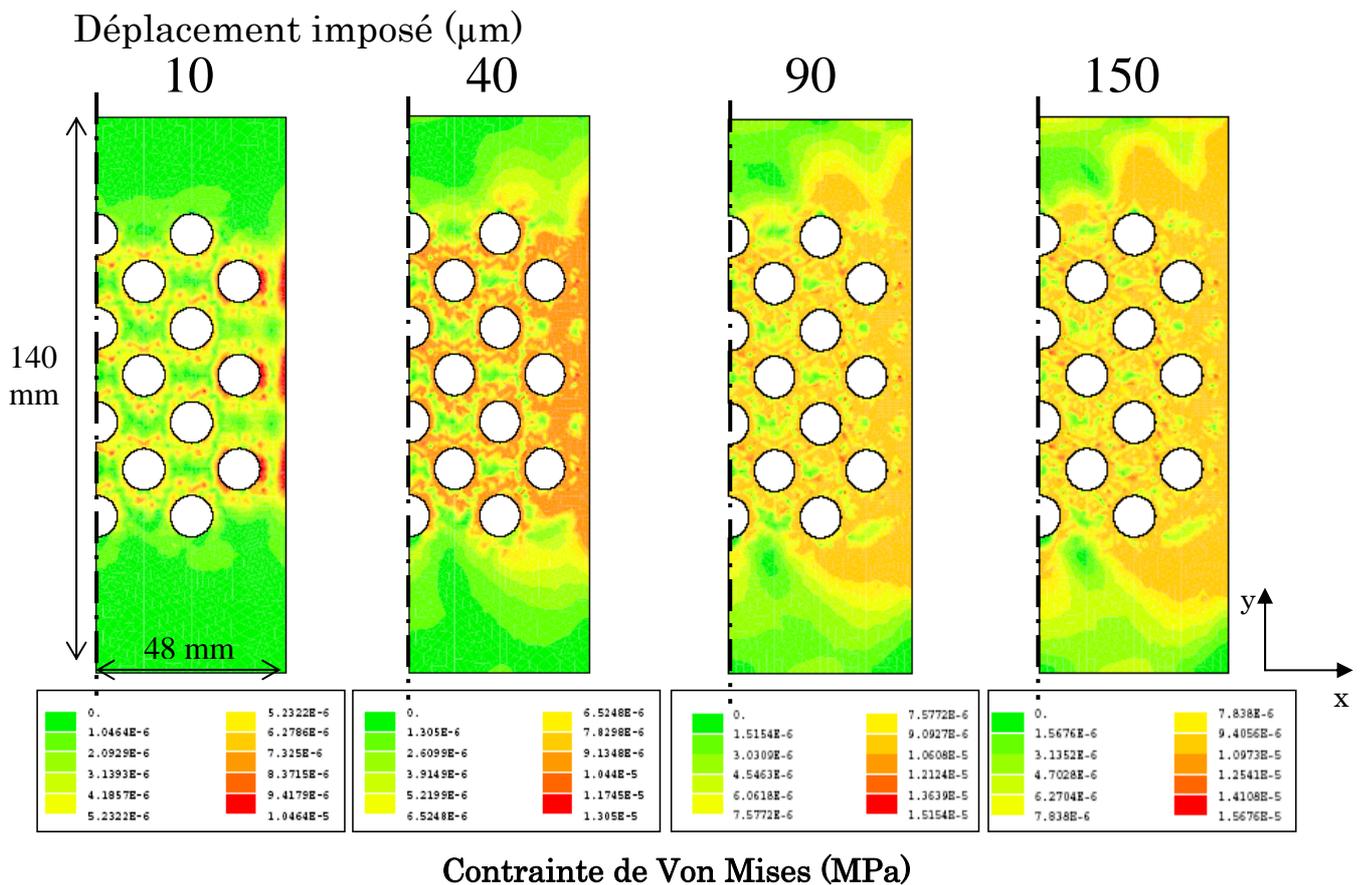


Figure D.II.2 : Modélisation 2D d'un réseau de cylindres de fraction volumique 0,31 immergé dans un milieu élastoplastique (seuil de 10 Pa). Evolution de la répartition des contraintes de Von Mises en fonction du déplacement imposé à la cuve.

La figure D.II.2 montre que le cisaillement maximal est tout d'abord atteint entre les billes de l'anneau de garde (cf. paragraphe C.I) et la paroi. Les résultats des simulations numériques permettent de mieux comprendre le déroulement des essais réalisés dans les pâtes du BAP40. Si l'adhérence entre le matériau et la surface de la cuve est faible, l'écoulement se fera de manière privilégiée au droit des parois de la cuve et non plus au sein du réseau. L'effort qu'il faut appliquer pour extraire le réseau de la pâte est alors sous-estimé. Ceci montre que, dans le cas des pâtes issues du BAP40, les résultats obtenus pour des seuils très élevés ne sont donc pas à prendre en compte.

Les simulations numériques ont permis de mieux comprendre le déroulement d'un essai et de mettre en évidence le fait que les conditions expérimentales ne permettent pas d'étudier les pâtes issues du BAP40 dans une gamme de seuils très élevée.

Par ailleurs, les résultats expérimentaux obtenus entre 0 et 10 Pa montrent qu'il y a bien un effet de groupe. La force de résistance d'une sphère contenue dans un réseau est donc de la forme:  $F_{res} = nK_{res} \pi D^2 \tau_0$ . Il reste à montrer que la constante de stabilité  $K_{res}$  ne dépend ni du diamètre des billes, ni de la composition de la pâte de ciment, mais qu'elle ne dépend que des caractéristiques rhéologiques de la phase suspendante et de la fraction volumique du réseau. Cette étude fait l'objet du paragraphe suivant.

### II.3 INFLUENCE DU DIAMETRE DES BILLES DU RESEAU A FRACTION VOLUMIQUE CONSTANTE

Lors de la présentation des paramètres d'essai nous avons évoqué le cas de deux des fractions volumiques étudiées qui peuvent être créées à partir de différents arrangements de réseau (cf. tableau D.I.1). La fraction volumique 0,31 est notamment obtenue avec un réseau cubique centré composé de :

- 48 billes de 16 mm de diamètre, espacées de 24 mm,
- 116 billes de 12 mm de diamètre, espacées de 18 mm
- 230 billes de 8 mm de diamètre, espacées de 12 mm.

A partir de ces mêmes espacements et le même nombre de billes associé, la fraction volumique 0,21 est obtenue avec des billes de diamètre 14, 10,5 et 7 mm.

Les résultats obtenus pour chaque fraction volumique avec les trois arrangements différents sont présentés sur les figures D.II.3 et D.II.4 (respectivement réseaux de fraction volumique = 0,31 et réseaux de fraction volumique = 0,21), avec  $F_{res}$  l'effort mesuré pour tout le réseau,  $n$  le nombre de billes dont il est composé,  $a$  l'espacement entre les axes de deux particules et  $D$  le diamètre d'une bille.

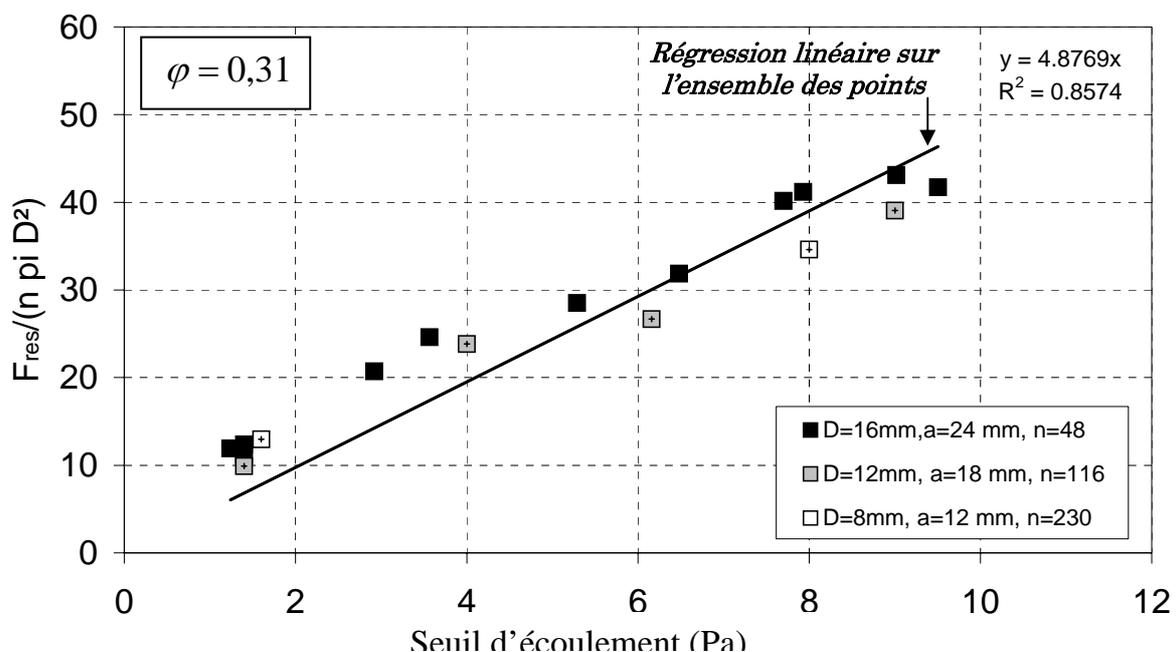


Figure D.II.3 : Evolution du rapport  $F_{res} / n\pi D^2$  en fonction du seuil d'écoulement pour trois configurations de réseaux menant à une fraction volumique de 0,31. Essais réalisés dans des pâtes issues du BAP40.

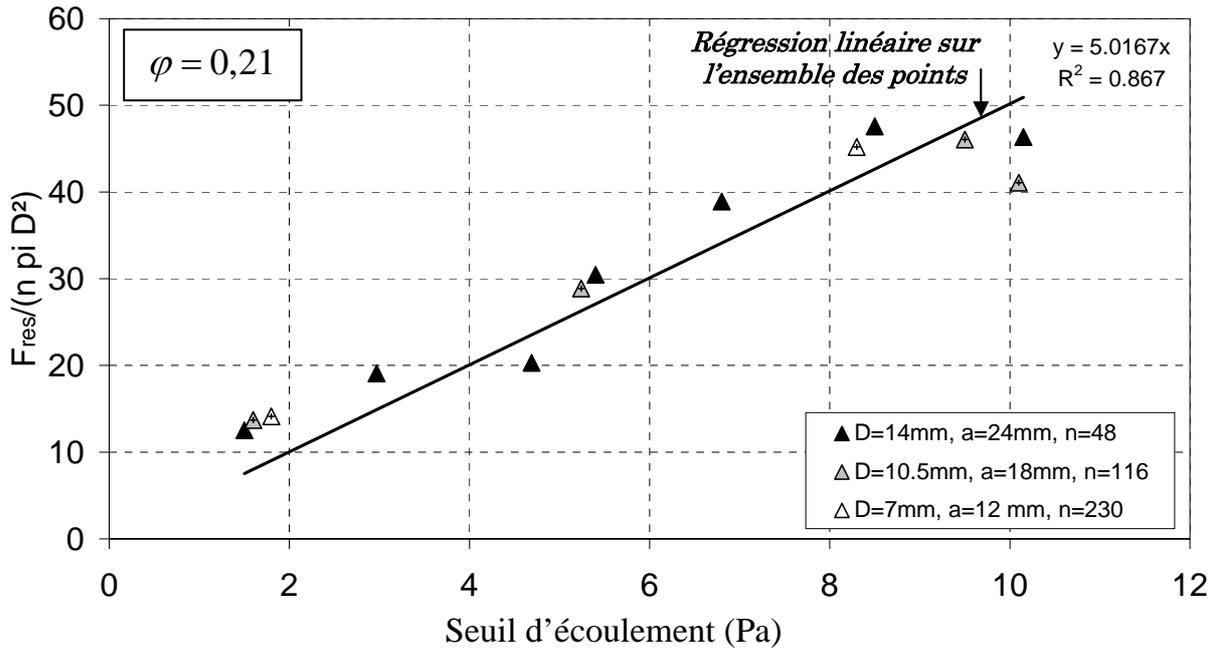


Figure D.II.4 : Evolution du rapport  $F_{res} / n\pi D^2$  en fonction du seuil d'écoulement pour trois configurations de réseaux menant à une fraction volumique de 0,21. Essais réalisés dans des pâtes issues du BAP40.

Ces deux figures montrent que l'arrangement (variation du diamètre et de l'espacement) n'a pas d'influence, le paramètre principal est bien la fraction volumique. La constante de stabilité est donc de la forme :  $K_{res} = K_{res}(\phi)$ .

L'étude quantitative de l'influence de la fraction volumique sur la constante de stabilité présentée dans le paragraphe suivant a été réalisée dans des pâtes issues du BAP40 pour des seuils de cisaillement allant de 0 à 10 Pa.

## II.4 INFLUENCE DE LA FRACTION VOLUMIQUE DU RESEAU

Pour cette étude, des réseaux de fractions volumiques couvrant une large gamme de valeurs ont été utilisés. Les différentes fractions volumiques de ces réseaux cubiques centrés peuvent être obtenues en ne faisant varier que le diamètre des billes (espacement identique). Le nombre de billes reliées au capteur est alors le même. Si le diamètre et l'espacement varient, le nombre de billes reliées au capteur augmente (cf. paragraphes C.II.1 et D.II.1). Pour comparer les résultats, nous n'utiliserons que des réseaux de même configuration. Nous présentons donc ici les résultats obtenus pour des réseaux de fractions volumiques comprises entre 0,03 et 0,31, dont l'espacement est de 24 mm et composés de 48 billes placées sous le capteur. Ces données, présentées dans la partie C.II.1, sont rappelées dans le tableau D.II.1 :

Tableau D.II.1 : Configurations des réseaux utilisés pour l'étude de l'influence de la fraction volumique  $\phi$ , espacement (a) et nombre de billes (n) fixes

D	16	15	14	11.3	8	7
$\phi$	0,31	0,25	0,21	0,11	0,04	0,03

a=24 mm, n=48

Les résultats obtenus avec des réseaux de différentes fractions volumiques sont présentés sur le graphique D.II.5 sous la forme  $F_{res} / n\pi D^2$  en fonction du seuil d'écoulement  $\tau_0$  des pâtes de ciment.

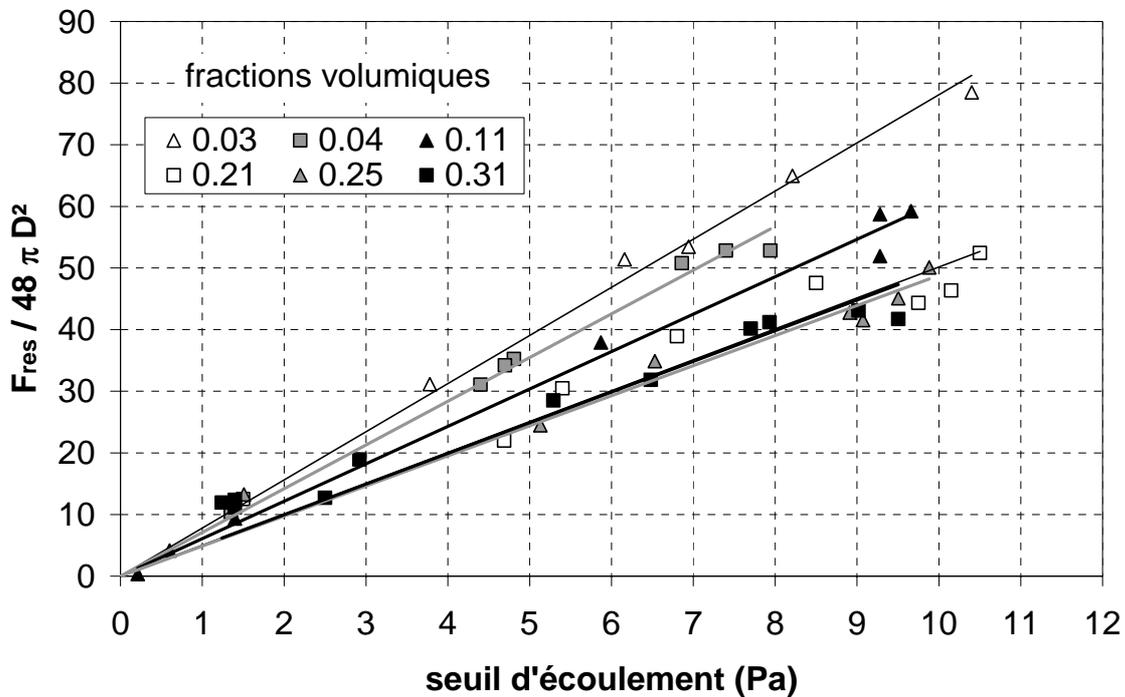


Figure D.II.5 : Détermination de la constante de stabilité  $K_{res}$  pour des billes contenues dans des réseaux de différentes fractions volumiques

Les fractions volumiques sont obtenues par variation du diamètre des billes, l'espacement est constant (24 mm), de même que le nombre de billes (48 billes par réseau). Les essais ont été réalisés dans des pâtes issues du BAP40 dont les seuils de cisaillement sont compris entre 0 et 10 Pa.

Les pentes des droites de régression correspondent à la constante de stabilité  $K_{res}(\varphi)$  d'une bille contenue dans des réseaux de différentes fractions volumiques. Leurs valeurs sont reportées dans le tableau D.II.2 :

Tableau D.II.2 : Constantes de stabilité obtenues en fonction de la fraction volumique des réseaux de billes

$\varphi$	0,31	0,25	0,21	0,11	0,04	0,03
$K_{res}$	4,98	4,88	5,02	6,07	7,09	7,81
Coefficient de corrélation $R^2$	0,92	0,94	0,91	0,99	0,99	0,98
Nombre de points	11	7	7	7	7	5
R	0,959	0,969	0,954	0,994	0,994	0,989
$\alpha$	0,01					

Les résultats montrent que la constante de stabilité d'une bille contenue dans un réseau granulaire monodisperse **dépend de la fraction volumique du réseau**. L'évolution de la

constante de stabilité en fonction de la fraction volumique décrite le tableau D.II.2 peut également être représentée sous la forme suivante (cf. figure D.II.6) :

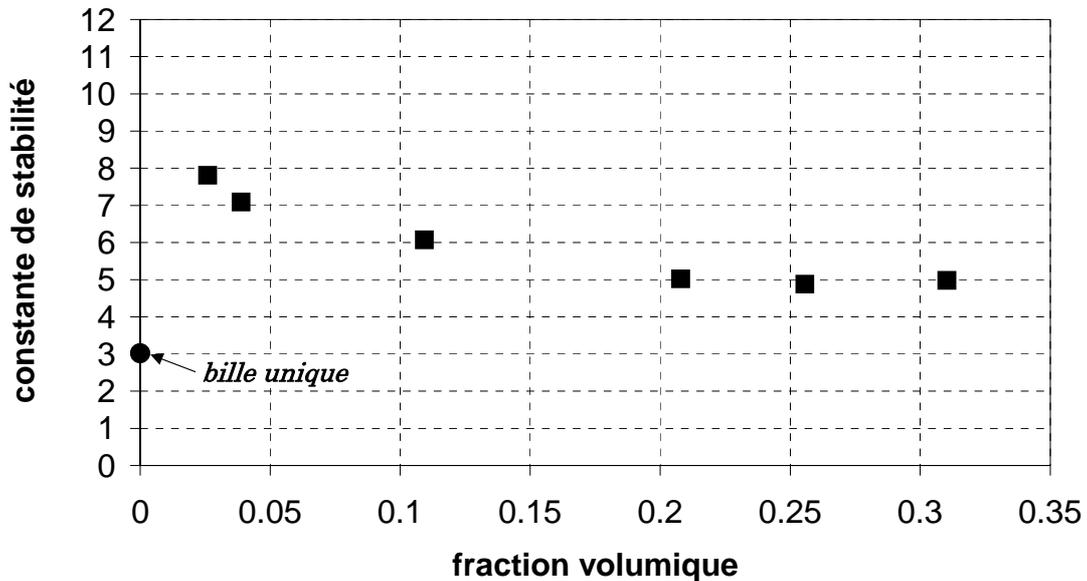


Figure D.II.6 : Evolution de la constante de stabilité d'une bille contenue dans un réseau en fonction de la fraction volumique solide du réseau et comparaison avec la constante de stabilité déterminée pour une bille isolée.

La figure D.II.6 montre que plus la fraction volumique est faible et plus la constante de stabilité moyenne des différentes billes d'un réseau est élevée. Il existe à priori un optimum compris entre 0 et 0,05. Pour les fractions volumiques élevées (0,21, 0,25 et 0,31), la constante se stabilise vers une valeur proche de 5, ce qui reste supérieur à la constante de stabilité définie pour une bille isolée ( $K = 3$ ). Il y a donc atténuation de l'effet de groupe lorsque l'espacement entre les particules diminue, mais cet effet reste positif vis-à-vis de la stabilité. Par ailleurs, une analyse des incertitudes liées aux différentes mesures permet de considérer que l'influence de la fraction volumique sur l'effet de groupe est significative (cf. annexe E).

L'existence d'un optimum est également rencontrée dans d'autres domaines, tels que les bétons de fibres par exemple. Dans ces bétons, il existe un dosage de fibres, appelé seuil de saturation, au-delà duquel les caractéristiques du matériau n'augmentent plus voire diminuent [99].

La modélisation 2D d'un réseau de cylindres de fraction volumique 0,03 a été réalisée. La comparaison des contraintes de Von Mises obtenues avec cette configuration et celles obtenues avec un réseau de cylindres de fraction volumique 0,31, pour un même déplacement, est présentée sur la figure D.II.7.

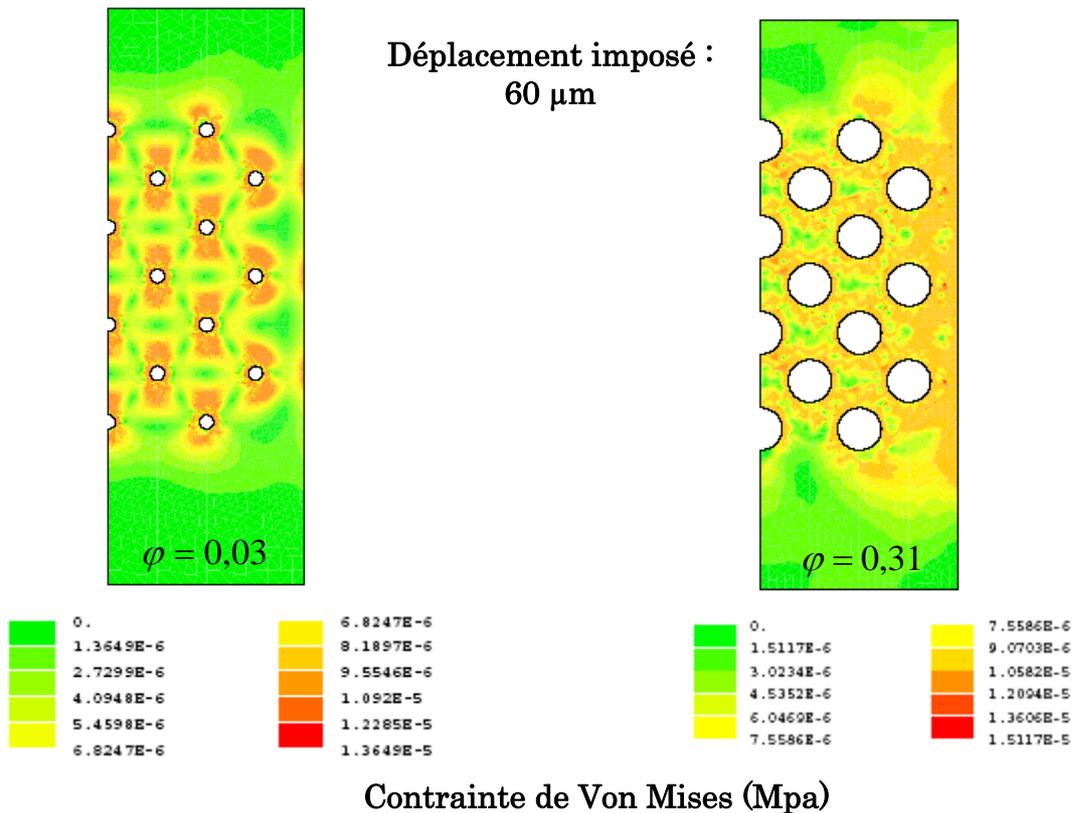


Figure D.II.7 : Contraintes de Von Mises obtenues pour un déplacement de 60 $\mu\text{m}$  dans le cas d'un réseau de cylindres de fraction volumique 0,03 et d'un réseau de fraction 0,031.

La répartition des contraintes de Von Mises n'est donc pas la même. L'effort moyen appliqué sur les billes de chaque réseau a été calculé et comparé à l'effort appliqué sur un cylindre de 10,5 mm de diamètre (ce qui correspond au diamètre des billes du réseau de fraction volumique 0,31). On retrouve la même tendance que celle déterminée expérimentalement : l'effort moyen, rapporté au diamètre au carré, des cylindres de chaque réseau est plus important que celui appliqué au cylindre isolé. En d'autres termes la constante de stabilité des particules contenues dans un réseau est plus importante que celle d'un cylindre isolé. Par ailleurs, la constante est plus élevée dans le cas des cylindres du réseau de fraction volumique 0,03 que celle des cylindres du réseau de fraction volumique 0,31.

**La présence de plusieurs particules au voisinage d'une autre modifie donc les mécanismes d'écoulement (ou de mise en écoulement) du fluide, et ce même dans le cas d'un réseau de faible fraction volumique.**

En revanche, lorsque les particules sont très proches les unes des autres, c'est à dire **lorsque la fraction volumique augmente, le cisaillement autour des inclusions augmente**. On retrouve ce phénomène lorsque les parois sont très proches d'une inclusion isolée (cf. paragraphe B.II.3).

Ceci permet d'expliquer les résultats obtenus sur la figure D.II.6. Lorsqu'une bille est contenue dans un réseau, son champ de contrainte est modifié par la présence des autres billes. Ceci caractérise l'effet de groupe. Lorsque la distance entre les billes du réseau diminue, le cisaillement augmente, l'effet de groupe s'atténue.

Deux phénomènes ont été mis en évidence dans les paragraphes précédents :

- existence d'un effet de groupe favorable à la stabilité,
- cet effet dépend de la fraction volumique du réseau granulaire.

Afin de s'assurer que ces résultats ne dépendent pas du jeu de constituants employés, différentes compositions de pâtes ont été mises au point. Cette étude est présentée ci-dessous.

## II.5 INFLUENCE DE LA COMPOSITION DES PATES DE CIMENT

Des essais ont été réalisés sur une série de pâtes de ciment formulées à partir d'un autre BAP que le BAP40 (cf. annexe C). Cette formulation, notée BAP25, se distingue du BAP40 par une nature de ciment et de superplastifiant différentes.

Comme pour l'étude sur pâtes issues du BAP40, les différents seuils de cisaillement ont été obtenus en faisant varier le dosage en superplastifiant et éventuellement le dosage en agent viscosant. Les rapports eau sur ciment (E/C) et filler sur ciment (F/C) sont constants. La fraction volumique des pâtes du BAP25 est par ailleurs plus élevée que celle du BAP40. Les compositions des deux types de pâtes sont reportées dans le tableau D.II.3.

Tableau D.II.3 : Composition des pâtes issues du BAP40 et du BAP25

	sp (%es / (C+F))	av (%es / (C+F))	E/C	F/C	$\varphi_{p\grave{a}te}$
BAP40	0,05→0,15	0,104	0,55	0,37	0,45
BAP25	0,08→0,28	0,152 ou 0,61	0,58	0,68	0,50

Les résultats obtenus pour trois réseaux de fractions volumiques différentes sont présentés et comparés avec les résultats des essais réalisés dans les pâtes issues du BAP40 sur les figures D.II.8 à D.II.10. La gamme de seuil d'écoulement a été limitée à 0-10 Pa.

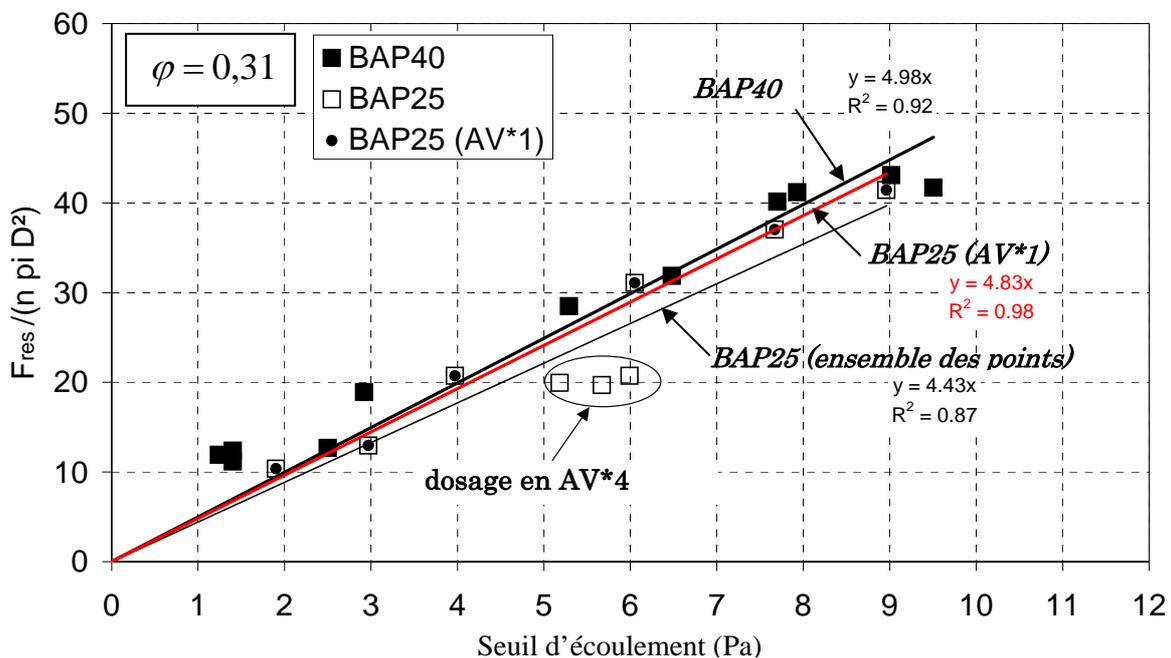


Figure D.II.8 : Influence de la composition des pâtes de ciment sur l'évolution du rapport  $F_{res} / n\pi D^2$  en fonction du seuil d'écoulement pour un réseau de fraction volumique 0,31.

Les essais ont été réalisés dans des pâtes issues du BAP40 et du BAP25 avec le réseau de fraction volumique 0,31, composé de 48 billes de 16 mm de diamètre et espacées de 24 mm. La figure D.II.7 montre que les résultats obtenus dans les pâtes issues du BAP25 sont cohérents avec ceux obtenus pour des pâtes issues du BAP40. Une exception apparaît

cependant. Il s'agit de trois essais réalisés dans une pâte pour laquelle le dosage en agent viscosant a été quadruplé afin d'atteindre la valeur de seuil visée. Ces trois points se situent en dessous de la droite de régression obtenue avec les mesures sur les pâtes du BAP40. S'ils sont pris en compte, la corrélation linéaire des mesures réalisées dans les pâtes du BAP25 indique une constante de 4,43. S'ils ne sont pas considérés, la corrélation est plus forte et indique une constante égale à 4,82, plus proche de celle obtenue avec les pâtes du BAP40.

Or un phénomène similaire a été observé avec les pâtes du BAP40. En effet, les pâtes du BAP40 formulées pour obtenir des seuils de cisaillement supérieurs à 30 Pa contenaient également un dosage en agent viscosant plus élevé que celui de la pâte directement issue de la composition du béton. L'effet de bloc observé, attribué au fait qu'il y a une sollicitation plus importante au niveau des parois, peut également provenir du fait que les pâtes contenant un dosage élevé en agent viscosant ont un comportement particulier.

D'après Khayat [100], le mode d'action des agents viscosant dépend de leur type et de leur concentration. Dans le cas de dosages élevés et pour une vitesse de cisaillement faible, les chaînes de polymère peuvent s'entrelacer ce qui augmente la viscosité apparente du mélange. Lorsque la vitesse de cisaillement augmente, les enchevêtrements se désagrègent, alignant ainsi les chaînes de polymère dans le sens de l'écoulement, Le mélange a alors un comportement rhéofluidifiant. Par ailleurs, Saric-Coric et al. [101], ont observé la présence d'un gel organique dans la microstructure de pâte contenant un agent viscosant et un superplastifiant, ce qui indiquerait que les adjuvants interagissent entre eux ou qu'ils forment éventuellement un produit agissant sur les hydrates du ciment.

Afin de limiter l'effet de l'agent viscosant, les essais réalisés avec des réseaux de fractions volumiques différentes (0,21 et 0,11) ont été menés dans des pâtes du BAP25 pour lesquelles seul le dosage en superplastifiant a été ajusté. Les figures D.II.9 et D.II.10 présentent les résultats obtenus, respectivement avec un réseau de fraction volumique 0,21 et avec un réseau dont la fraction volumique est de 0,11.

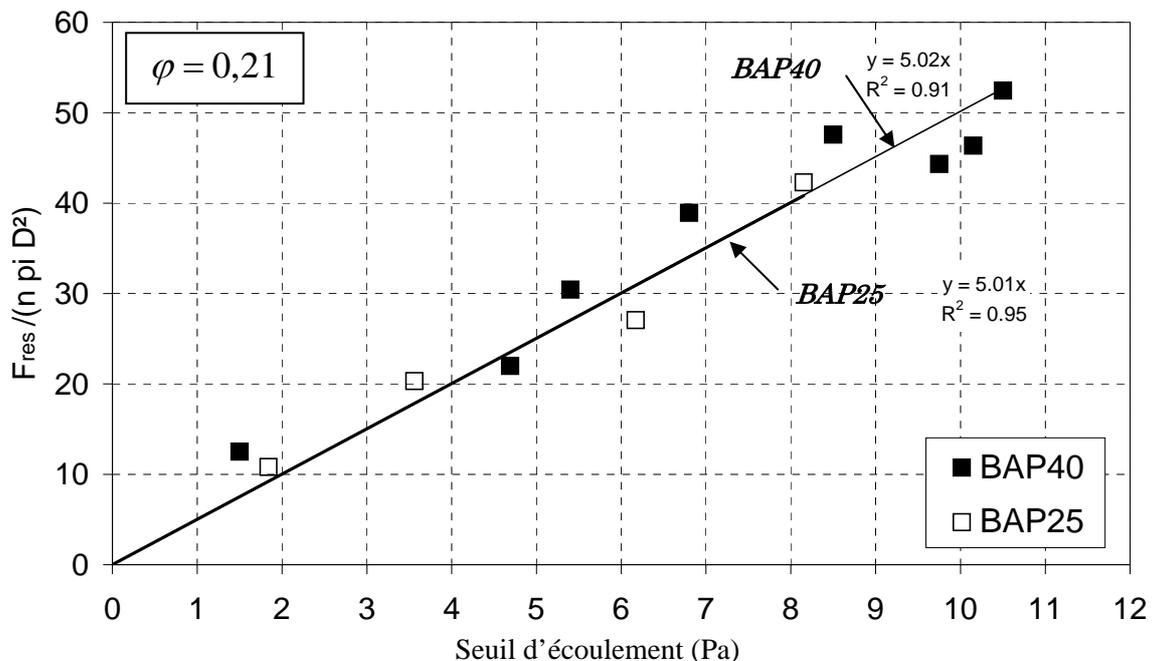


Figure D.II.9 : Influence de la composition des pâtes de ciment sur l'évolution du rapport  $F_{res} / n \pi D^2$  en fonction du seuil d'écoulement des pâtes, pour un réseau de fraction volumique 0,21.

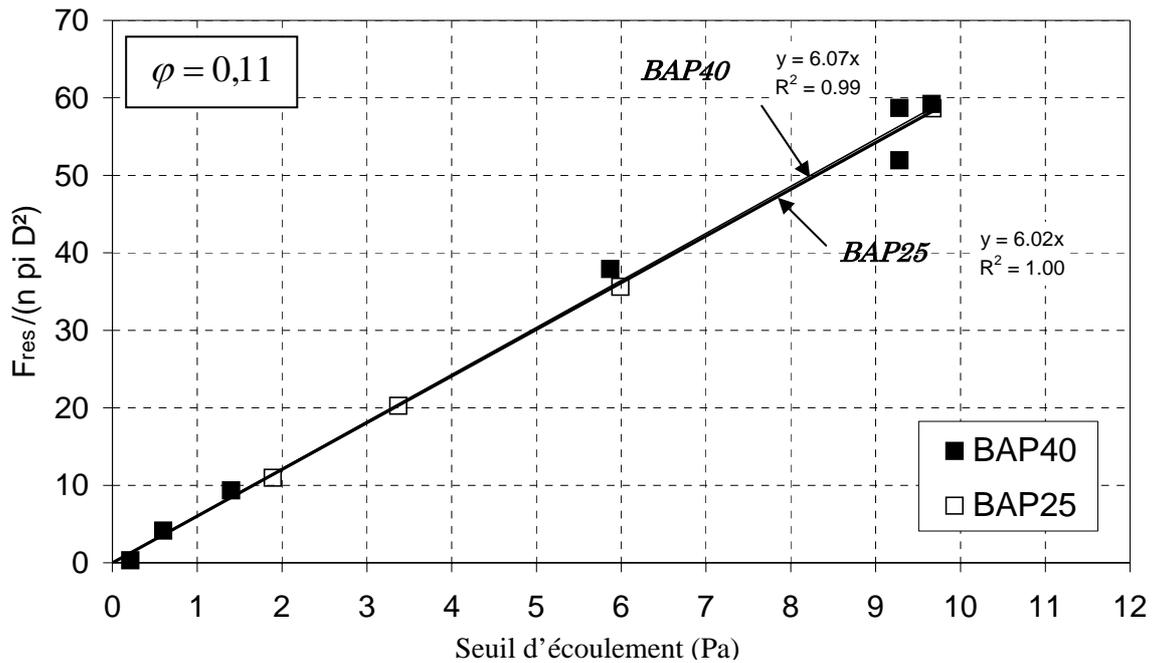


Figure D.II.10 : Influence de la composition des pâtes de ciment sur l'évolution du rapport  $F_{res} / n\pi D^2$  en fonction de  $\tau_0$ , pour un réseau de fraction volumique 0,11.

Sur les figures D.II.9 et D.II.10, les résultats obtenus avec les pâtes issues du BAP25 sont bien corrélés à ceux obtenus dans les pâtes du BAP40 dans une gamme de seuil d'écoulement allant de 0 à 10 Pa et pour un faible dosage en agent viscosant.

Les différents résultats présentés sur les figures D.II.8 à D.II.10 permettent d'aboutir à la même conclusion : **ni la nature, ni la composition de la pâte de ciment n'influencent la constante de stabilité des réseaux de sphères**. En effet, la prise en compte des résultats obtenus avec les pâtes du BAP25 ne modifie pas la pente de la droite de régression, alors que les ciments et les superplastifiants employés pour formuler les deux jeux de pâtes sont différents. Par ailleurs, les fractions volumiques des pâtes du BAP40 et des pâtes du BAP25 sont respectivement de l'ordre de 0,45 et de 0,5.

La capacité de résistance d'un granulat ne semble donc dépendre que du **seuil cisaillement** de la pâte.

On peut néanmoins s'interroger sur l'influence de l'agent viscosant vis-à-vis des liaisons formées lors de la structuration de la pâte et de son interaction avec le superplastifiant.

Une troisième composition de pâte, dénommée BAPHP, a été étudiée afin de compléter l'étude de l'influence de la nature de la phase suspendante (cf. annexe C). La formulation de ce BAP fait intervenir un type de ciment différent de celui utilisé pour les pâtes du BAP40. De plus, il n'y a pas d'agent viscosant mais des fumées de silice (FS) et un autre superplastifiant a été employé. Les compositions des pâtes issues du BAP40 et du BAPHP sont présentées dans le tableau D.II.4.

Tableau D.II.4 : composition des pâtes issues des trois formules de BAP

	sp (%es /(C+F))	av (%es /(C+F))	E/C	F/C	FS/C	$\varphi_{p\grave{a}te}$
BAP40	0,15→0,05	0,104→0,416	0,55	0,37	-	0,45
BAP25	0,08→0,28	0,152 ou 0,61	0,58	0,68	-	0,50
<b>BAPHP</b>	<b>0,43→0,30</b>	-	<b>0,32</b>	-	<b>0,1</b>	<b>0,53</b>

Les résultats obtenus avec trois réseaux de fractions volumiques différentes (obtenues en ne faisant varier que le diamètre des billes) et pour des pâtes issues de la composition des trois BAP types sont présentés sur les figures D.II.11 à D.II.13.

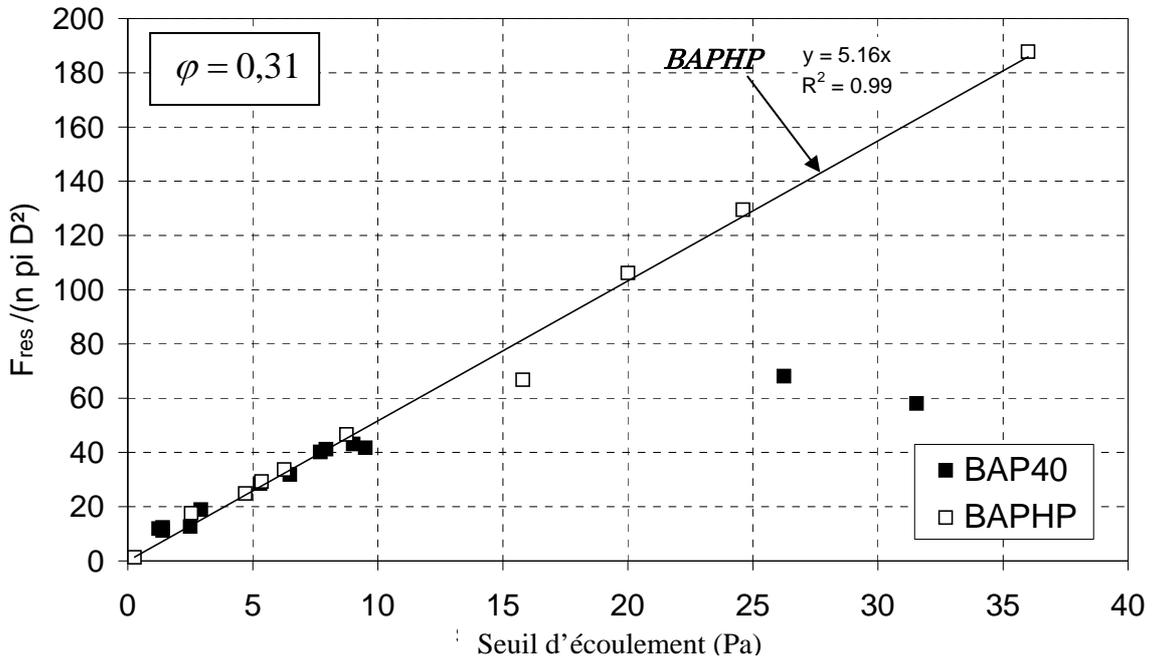


Figure D.II.11 : Influence de la composition des pâtes de ciment sur l'évolution du rapport  $F_{res} / n\pi D^2$  en fonction du seuil d'écoulement réseau de fraction volumique 0,31.

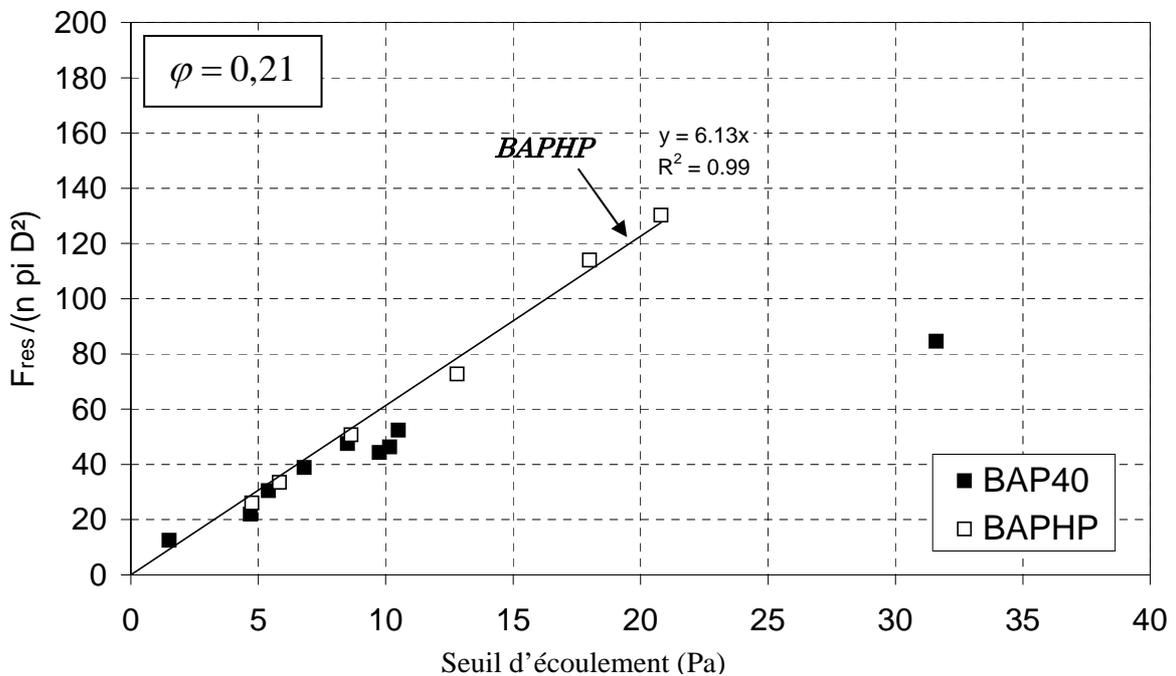


Figure D.II.12 : Influence de la composition des pâtes de ciment sur l'évolution du rapport  $F_{res} / n\pi D^2$  en fonction du seuil d'écoulement.

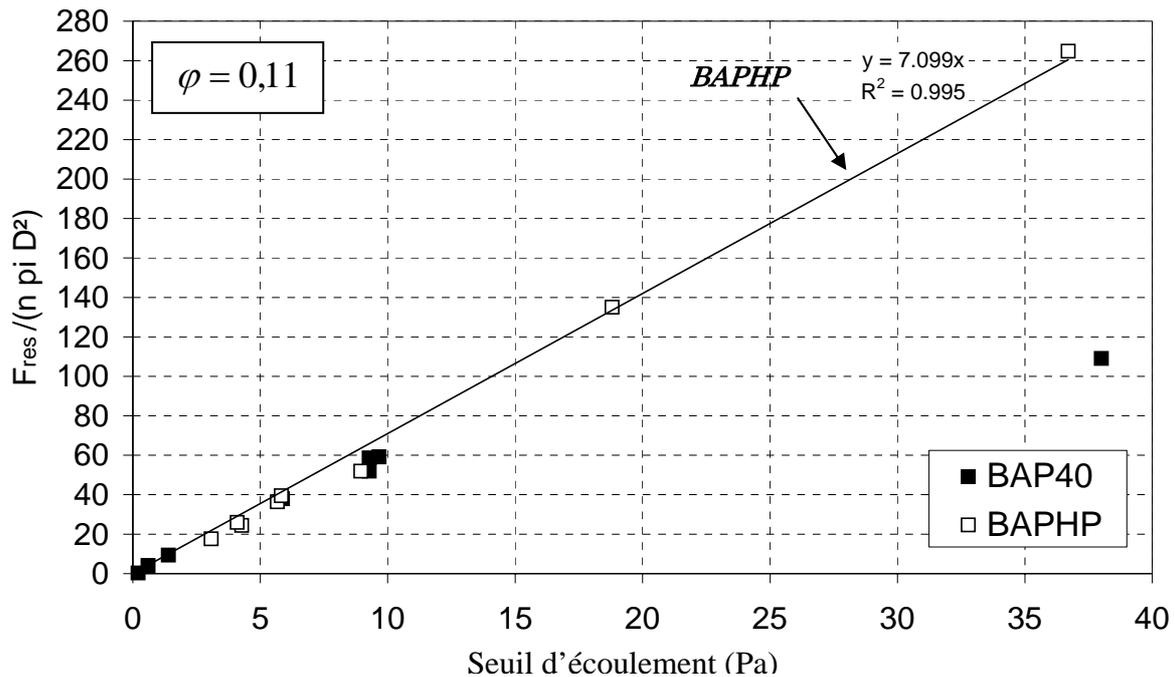


Figure D.II.13 : Influence de la composition des pâtes de ciment sur l'évolution du rapport  $F_{res} / n\pi D^2$  en fonction du seuil d'écoulement

Les essais réalisés dans les pâtes issues de la formulation d'un BAPHP mettent en évidence un phénomène inattendu. Contrairement aux résultats obtenus dans les pâtes du BAP40, la résistance ne plafonne pas lorsque le seuil d'écoulement augmente. La corrélation obtenue est linéaire sur une gamme de seuil plus importante (entre 0 et 40 Pa).

Ceci pourrait provenir du fait que les pâtes du BAPHP contiennent des fumées de silice. En effet, la taille des fumées de silice étant très faible (quelques dizaines de nanomètre), elles peuvent remplir les vides entre les grains de ciment (effet filler). Elles peuvent ainsi combler les vides entre les parois de la cuve et les grains de ciment les plus proches. Or la cuve, lisse à l'échelle des grains de ciment, peut apparaître comme étant rugueuse à l'échelle des fumées de silice. Les effets de glissements aux parois observés avec des pâtes issues du BAP40 sont donc réduits (voire annulés) dans le cas des pâtes du BAPHP par la présence des fumées de silice.

Cependant pour l'étude de l'influence de la composition des pâtes de ciment sur la constante de stabilité d'une bille contenue dans un réseau, les résultats sont comparés sur un domaine commun, c'est-à-dire entre 0 et 10 Pa.

Les régressions linéaires obtenues à partir des essais menés dans les pâtes du BAP40 et du BAPHP sont présentées les figures D.II.14 à D.II.16 :

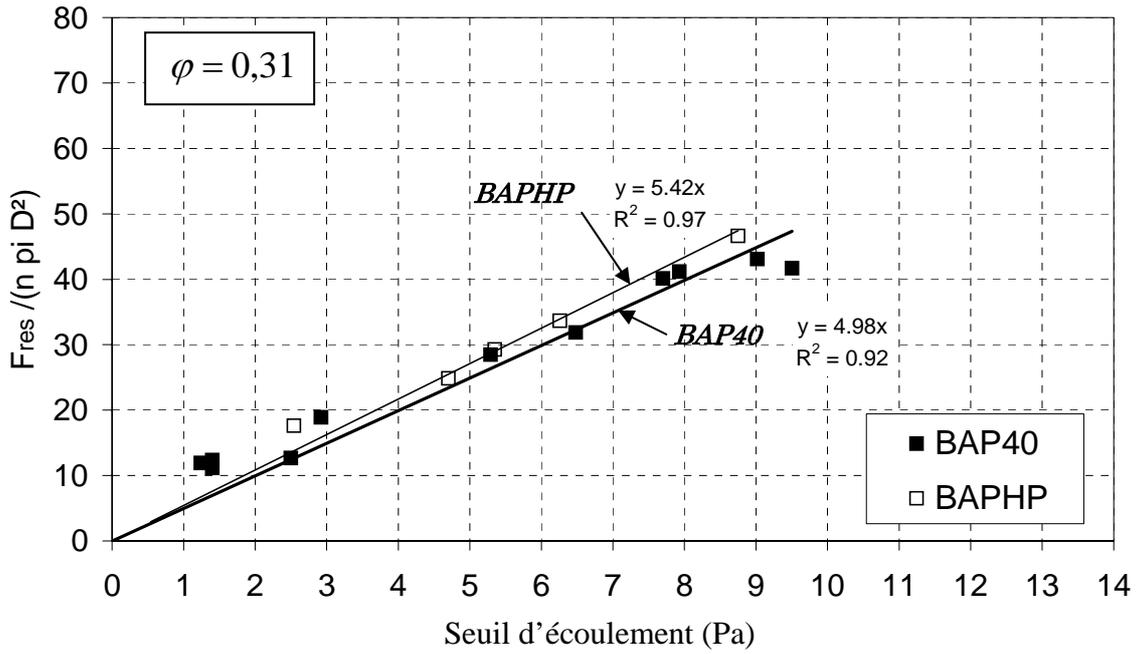


Figure D.II.14 : Evolution du rapport  $F_{res} / n \pi D^2$  en fonction de  $\tau_0$  dans la gamme 0-10 Pa. Pâtes issues du BAP40 et d'un BAPHP et réseau de fraction volumique 0,31 (48 billes de 16 mm de diamètre espacées de 24 mm).

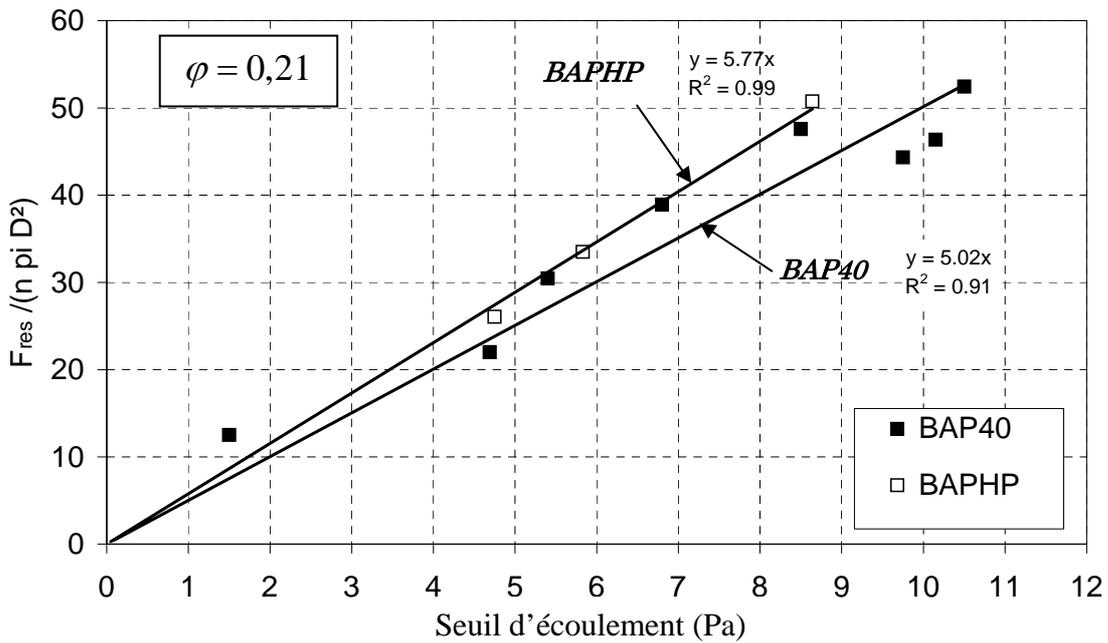


Figure D.II.15 : Evolution du rapport  $F_{res} / n \pi D^2$  en fonction de  $\tau_0$  dans la gamme 0-10 Pa. Pâtes issues du BAP40 et d'un BAPHP et réseau de fraction volumique 0,21 (48 billes de 14 mm de diamètre espacées de 24 mm).

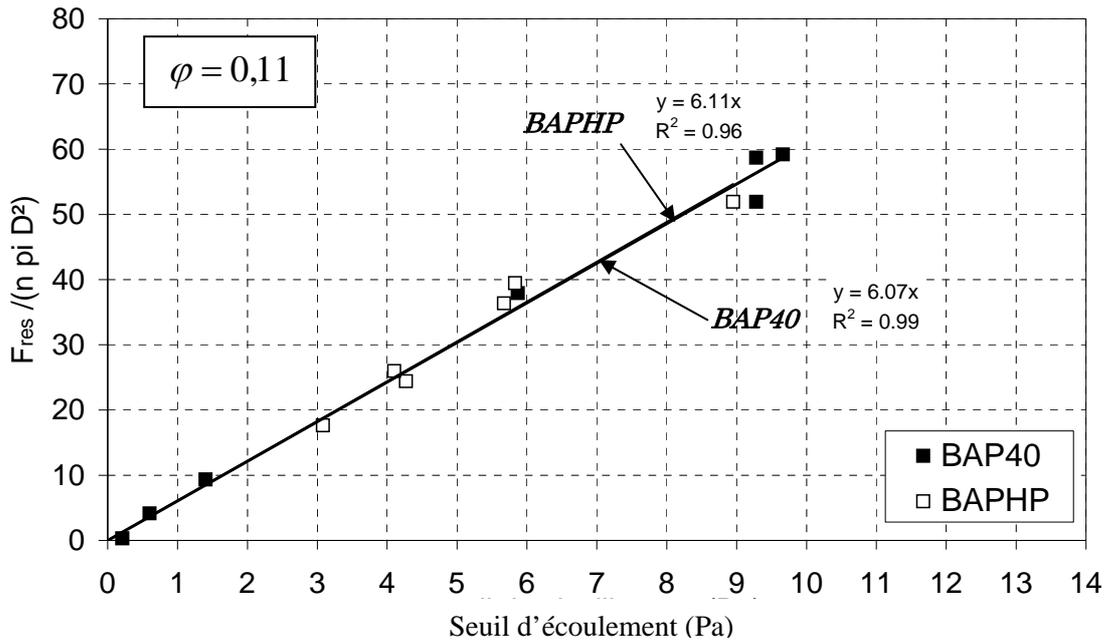


Figure D.II.16 : Evolution du rapport  $F_{res} / n\pi D^2$  en fonction de  $\tau_0$  dans la gamme 0-10 Pa. Pâtes issues du BAP40 et d'un BAPHP et réseau de fraction volumique 0,11 (48 billes de 11 mm de diamètre espacées de 24 mm).

De nouveau, les différents résultats montrent qu'il n'y a pas d'influence de la composition de la pâte sur la constante de stabilité des sphères contenues dans un réseau. Les droites de régression obtenues pour les essais réalisés dans les pâtes du BAP40 et du BAPHP sont similaires.

Une synthèse des constantes de stabilité obtenues dans les trois types pâtes pour des réseaux de différentes fractions volumiques est présentée sur la figure D.II.17.

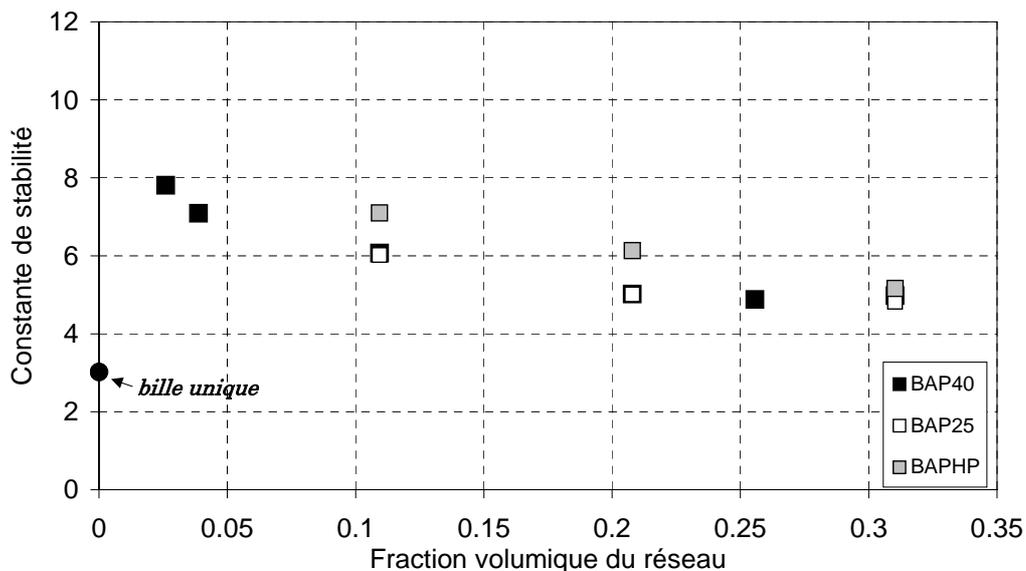


Figure D.II.17 : Synthèse des constantes de stabilité obtenues dans des pâtes de ciment de compositions différentes, dans la gamme de seuil 0-10 Pa et pour des réseaux composés de 48 billes espacées de 24 mm.

Les constantes de stabilité déterminées dans les pâtes du BAPHP sont celles issues des régressions linéaires obtenues dans la gamme de seuil d'écoulement allant de 0 à 40 Pa. Le nombre de points est en effet plus élevé que dans la gamme 0-10 Pa et les corrélations sont meilleures.

Les essais réalisés dans des pâtes de compositions différentes montrent qu'il n'y a pas d'influence de la nature et du dosage en ciment ou en superplastifiant, ni de la fraction volumique de la pâte. Ceci indique que le seuil d'écoulement est le seul paramètre régissant la résistance à l'extraction des billes.

En revanche, l'influence de la fraction volumique du réseau granulaire sur la valeur de la constante de stabilité est bien mise en évidence sur les figures D.II.6 et D.II.17. Plus la fraction volumique est faible et plus la constante de stabilité définie pour une bille contenue dans un réseau est élevée. Les particules des réseaux de fractions volumiques les plus fortes présentent néanmoins une résistance à la ségrégation plus importante que celle d'une sphère isolée. L'évolution de la constante de stabilité suit la même tendance quel que soit le type de pâte étudié.

Une constante de stabilité peut également être calculer dans le cas d'un écoulement à travers un plan réticulaire horizontal. On peut alors comparer l'évolution des constantes en fonction de la fraction volumique obtenues par ce calcul et par l'étude expérimentale. Cette approche est présentée ci-dessous.

## II.6 ANALOGIE AVEC LES MECANISMES D'ECOULEMENT D'UN FLUIDE A SEUIL DANS UNE CONDUITE

Le calcul du gradient hydraulique nécessaire à la mise en écoulement d'un fluide à seuil dans une conduite rectiligne de section circulaire ou annulaire mène à la condition suivante :

$$|\text{grad } h| > \frac{4\tau_0}{\rho_f g D_H} \quad (D.II.3)$$

Avec  $\tau_0$  seuil d'écoulement,  $\rho_f$  masse volumique du fluide et  $D_H$  diamètre hydraulique.

La pression, dans notre configuration d'essai, est :

$$p = p_0 - (\varphi \rho_s + (1 - \varphi) \rho_f) g z + \nu f z \quad (D.II.4)$$

avec  $\varphi$  la fraction volumique solide des granulats,  $\nu$  le nombre de granulats par unité de volume et  $f$  l'effort ascendant exercé sur un granulat.

La charge hydraulique est alors :

$$h = \frac{p}{\rho_f g} + z \quad (D.II.5)$$

et le calcul du gradient hydraulique :

$$gradh = -\frac{\varphi\rho_s + (1-\varphi)\rho_f}{\rho_f} + \frac{vf}{\rho_f g} + 1 = -\varphi \frac{\Delta\rho}{\rho_f} + \frac{vf}{\rho_f g} = \frac{v\Delta f}{\rho_f g} \quad (D.II.6)$$

avec  $\Delta\rho = \rho_s - \rho_f$  : différence entre les masse volumiques du granulat et du fluide et  $\Delta f = f - \frac{\pi D^3}{6} \Delta\rho g = f - \frac{\varphi}{v} \Delta\rho g$  : différence entre la force ascendante exercée sur le granulat et son poids déjàugé.

En admettant la validité de l'expression (D.II.3), on peut considérer qu'il n'y a pas d'écoulement si  $gradh \leq \frac{4\tau_0}{\rho_f g D_H}$ , c'est à dire si :

$$\boxed{v\Delta f \leq \frac{4\tau_0}{D_H}} \quad (D.II.7)$$

En considérant que le blocage de l'écoulement est régi par la section la plus réduite, on utilisera pour  $D_H$  le diamètre hydraulique relatif à un plan réticulaire, avec  $a$  désignant le coté d'une maille :

$$D_H = \frac{4(a^2 - \frac{\pi D^2}{4})}{\pi D} = \frac{1 - \frac{\pi D^2}{4a^2}}{\frac{\pi D^2}{4a^2}} D \quad (D.II.8)$$

De plus, on a :  $\varphi = \frac{\pi D^3}{6a^3}$  et  $v = \frac{6\varphi}{\pi D^3}$ .

Donc en remplaçant, dans l'équation (D.II.6),  $D_H$  par son expression (D.II.8), on obtient :

$$\Delta f \leq \frac{2\sqrt[3]{9\pi}}{3\varphi^{1/3} (4 - \sqrt[3]{9\pi}\varphi^{2/3})} \pi D^2 \tau_0 \quad (D.II.9)$$

En posant  $\sqrt[3]{9\pi} \approx 3$ , il n'y a donc pas d'écoulement si :

$$\boxed{\Delta f \approx \frac{2}{\varphi^{1/3} (4 - 3\varphi^{2/3})} \pi D^2 \tau_0} \quad (D.II.10)$$

On peut comparer cette expression aux valeurs de la constante de stabilité obtenues expérimentalement avec le dispositif d'essai (cf. figure D.II.6 ou D.II.17). Toutefois, le calcul ayant été mené pour un écoulement à travers un plan réticulaire, un facteur correctif doit être ajusté afin de prendre en compte la tortuosité de la configuration des réseaux granulaires modèles. En prenant un coefficient de **4,44**, on obtient alors la courbe présentée sur la figure D.II.18 :

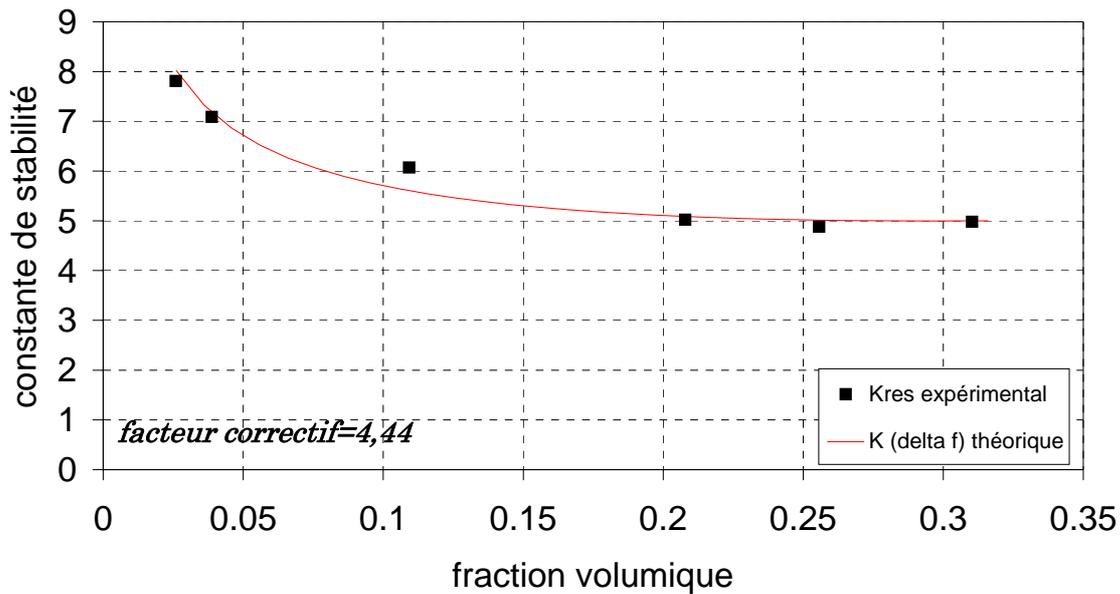


Figure D.II.18 : Comparaison du calcul théorique d'écoulement dans une conduite et des résultats expérimentaux de stabilité d'une bille contenue dans un réseau granulaire modèle.

L'expression théorique de mise en écoulement d'un fluide à seuil d'écoulement à travers un plan réticulaire mène à des résultats très proches de ceux obtenus avec des réseaux granulaires modèles. On peut remarquer qu'un unique facteur correctif a été nécessaire pour caler la courbe théorique aux résultats expérimentaux.

En revanche, pour les fractions volumiques très faibles, les couches réticulaires d'épaisseur  $D$  se disjoignent et les pertes de charges s'y concentrent. Le facteur  $\frac{2D}{a} \approx 2\phi^{1/3}$  doit être appliqué à l'expression (D.II.10) qui ne diverge donc pas.

## II.7 CONCLUSION

La première partie de la campagne expérimentale a été consacrée à l'étude d'une bille unique immergée dans une matrice cimentaire fluide. Il s'agissait de déterminer la constante de stabilité d'une sphère isolée au moyen du nouveau dispositif d'essai. Cette étude présente deux intérêts. D'une part, la constante de stabilité a été définie à partir d'une mesure et non pas d'une manière discrète comme dans le cas des essais de chute de billes. D'autre part, cette constante a servi de référence pour l'étude de stabilité d'un réseau granulaire modèle puisque les mesures ont été réalisées avec le même dispositif d'essai. La constante de stabilité d'une bille unique obtenue lors de la campagne expérimentale nous permet de définir la force de résistance d'une particule isolée immergée dans un fluide à seuil de la manière suivante :  $F = 3\pi D^2 \tau_0$

L'influence des effets de groupe a ensuite été mise en évidence. Elle s'avère positive vis-à-vis de la stabilité des particules du réseau. La constante de stabilité d'une bille contenue dans un réseau est en effet supérieure à la constante définie pour une particule isolée. Les essais réalisés avec différentes combinaisons de diamètre et d'espacement menant à une même fraction volumique montrent que la constante de stabilité d'une bille contenue dans un réseau ne dépend que de la fraction volumique du réseau. Par ailleurs, différentes pâtes de ciment ont

été mises au point, en faisant varier le type ciment, le type et le dosage de superplastifiant et la nature des additions minérales. Les résultats montrent que la composition de la pâte n'a pas d'incidence sur la valeur de la constante, sauf cas particuliers. En effet, certains essais ont montré qu'un dosage trop élevé en agent viscosant peut conduire à une réduction de la résistance à la ségrégation des billes du réseau, probablement du fait d'un changement de conditions aux parois. Certains aspects physico-chimiques doivent être étudiés plus précisément pour comprendre le rôle joué par l'agent viscosant lors de la structuration (plus précisément vis-à-vis du temps de déstructuration) des matériaux cimentaires. En revanche, l'utilisation de fumées de silice permet de limiter le phénomène de glissement aux parois. Des essais ont pu ainsi être menés jusqu'à des seuils de cisaillement très élevés par rapport aux seuils des matériaux directement issus de la composition d'un BAP.

Des simulations numériques ont été menées afin de comparer les zones sollicitées autour d'une bille unique et autour d'une bille contenue dans un réseau. Les calculs ont notamment montré d'importantes modifications du champ de contrainte autour des billes du réseau par rapport au cas unitaire.

La constante de stabilité d'une bille contenue dans un réseau granulaire ne dépend donc que de la fraction volumique du réseau et du seuil d'écoulement de la pâte. La force de résistance d'une particule contenue dans un réseau est alors de la forme :

$$F_{res} = K(\varphi)\pi D^2 \tau_0, \text{ avec } 5 \leq K(\varphi) \leq 8.$$

La constante la plus élevée est obtenue avec le réseau de plus faible fraction volumique (0,03). Lorsque la fraction volumique augmente, on observe une diminution de la valeur de la constante, la constante de stabilité la plus faible étant obtenue avec le réseau de fraction volumique 0,31. Elle reste néanmoins supérieure à la constante de stabilité définie pour une bille unique. Il existe donc un effet de groupe pour des réseaux de fraction volumique représentative celle des gros granulats d'un BAP.

### III. APPLICATION A LA FORMULATION DES BAP

Les résultats obtenus avec le dispositif d'essai mis au point constituent une première étape dans la compréhension des mécanismes d'initiation de la ségrégation des BAP. Du point de vue de leur fraction volumique, les réseaux granulaires modèles utilisés dans les essais représentent une partie du squelette granulaire des BAP (cf. C.II.1) En revanche, la définition de la phase suspendante d'un BAP reste problématique du fait de la continuité et de la distribution du squelette granulaire et de la taille des grains. On peut donc s'interroger sur la représentativité des pâtes de ciment vis-à-vis de la phase suspendante et sur l'incidence des inclusions de plus grosse taille que les grains de ciment. Une étude a été réalisée afin de mettre au point des mortiers fins dont le comportement est corrélable à celui d'une phase suspendante de BAP et dont les caractéristiques sont compatibles avec les paramètres du dispositif d'essai sur réseau de billes. En effet, la taille des plus grosses particules du fluide doit être suffisamment faible devant l'espacement entre les billes du réseau pour que le remplissage s'effectue correctement.

Afin de repositionner cette étude dans un contexte plus appliqué, nous avons tenté de relier les résultats d'un essai empirique de caractérisation de la stabilité d'un BAP (essai au tamis) et les résultats obtenus avec le dispositif d'essai développé dans le cadre de ce travail et présentés dans la partie D.II.

### III.1 CARACTERISATION D'UNE PHASE SUSPENDANTE REPRESENTATIVE DE CELLE D'UN BAP

Nous avons décrit précédemment la méthode du Mortier de Béton Equivalent (méthode MBE) qui permet de formuler des mortiers dont la rhéologie est corrélée linéairement à celle de bétons donnés (cf. paragraphe A.II.1.4). Le MBE correspond au mortier participant à la rhéologie d'un béton tamisé à 5 mm.

Un travail a été mené afin de vérifier qu'il existe une relation entre les étalements de MBE et ceux de mortiers plus fins que les MBE, c'est-à-dire pour un diamètre maximal de sable inférieur à 5 mm. Trois types de Mortiers de MBE équivalents (MME) ont ainsi été composés en utilisant différentes coupures de sable :  $D_{\max}=0,315$  mm,  $D_{\max}=1$  mm,  $D_{\max}=2$  mm. Ces MME seront nommés par la suite respectivement,  $MME_{0,315}$ ,  $MME_1$ ,  $MME_2$ , .

Leur principe de formulation est similaire à celui employé pour la formulation des MBE : les constituants sont les mêmes que ceux employés dans le BAP, le rapport eau efficace sur ciment est conservé et une quantité de sable de même surface spécifique que les gravillons (de taille supérieure) est ajoutée. En revanche, afin de maîtriser les différentes coupures granulaires et de pouvoir travailler sur le squelette, nous avons substitué les granulats réels par des granulats modèles (palvadeau). Une étude menée avec des MBE formulés avec les granulats réels d'une composition de BAP type et des MBE formulés avec les granulats modèles a montré que les comportements rhéologiques étaient relativement similaires.

Les différents résultats présentés par la suite sont donc obtenus avec des formulations contenant du palvadeau.

Dans un premier temps, **les étalements des MBE** ont été comparés à ceux des **BAP** en faisant varier le dosage en superplastifiant. Les mesures sont bien corrélées comme le montre la figure D.III.1.

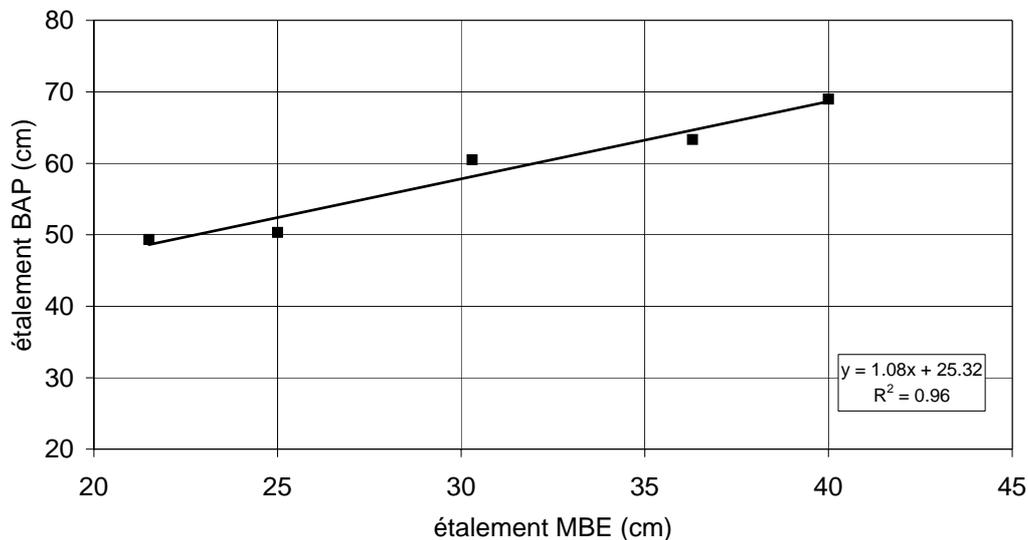


Figure D.III.1 : Comparaison entre les étalements des MBE et des BAP.

**Les étalements des MBE** ont ensuite été comparés à ceux des trois **MME** en faisant varier le dosage en superplastifiant. Une relation linéaire a été obtenue entre les différentes mesures sans réelle distinction entre les résultats des essais réalisés avec les différents MME (cf. figure D.III.2).

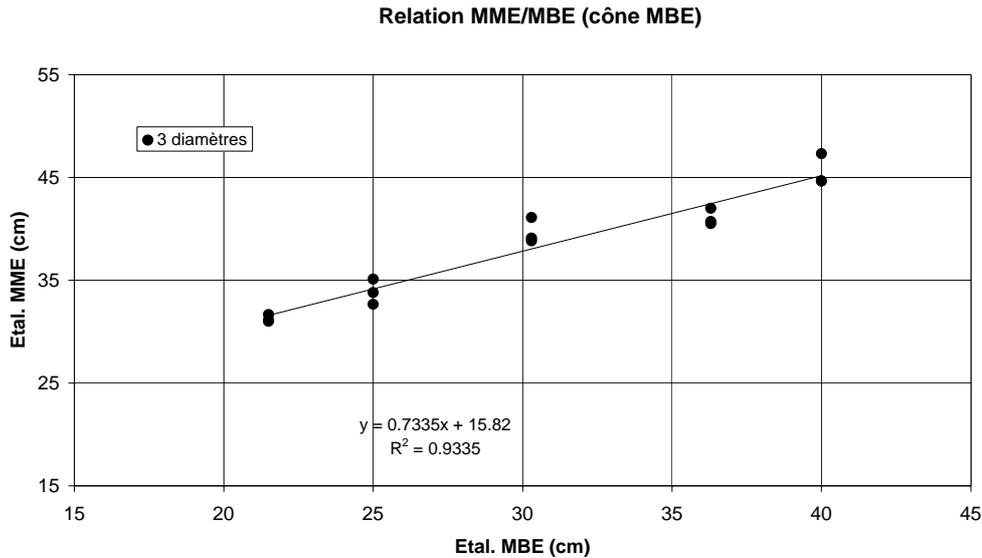


Figure D.III.2 : Comparaison entre les étalements des MBE et des trois MME mesurés au cône MBE.

Cette figure montre qu'il existe une corrélation entre les étalements des MBE et des MME correspondants. Or puisqu'il existe une corrélation entre les étalements des BAP et des MBE, ces résultats indiquent que les MME peuvent être considérés comme représentatifs de la phase suspendante du BAP.

Pour des raisons de volume de gâchée, les étalements des MME obtenus avec le cône MBE et les étalement obtenus avec le mini-cône ont été comparés. Une relation linéaire, ne dépendant pas du diamètre maximal de sable, a été obtenue entre les deux types de mesures. Les étalements considérés par la suite sont donc des étalements au mini-cône.

Les MME ont été simultanément caractérisés de manière empirique (étalement au mini-cône) et de manière physique (mesure du seuil d'écoulement avec une géométrie VANE). Les mesures sont bien corrélées comme le montre la figure D.III.3. Par ailleurs, les résultats de différents essais sur différents types de phases suspendantes sont également présentés sur la même figure.

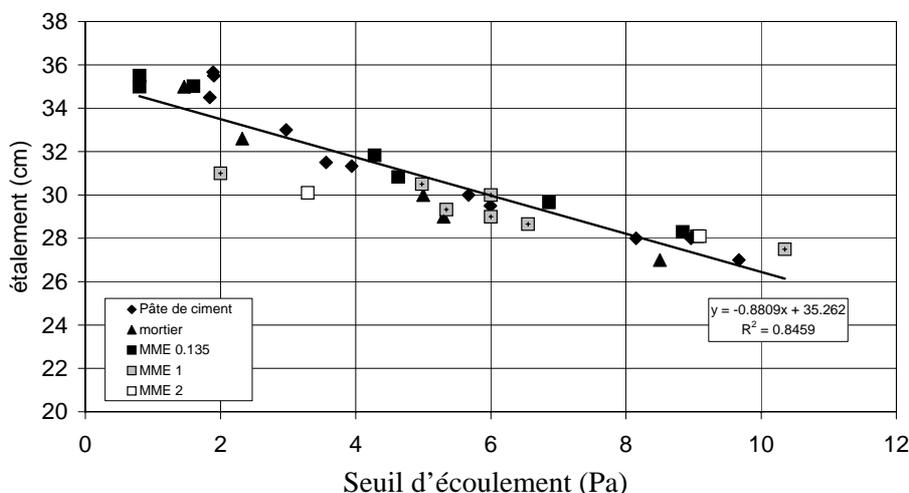


Figure D.III.3 : Relation entre le seuil d'écoulement mesuré en géométrie VANE et l'étalement de différentes phases suspendantes mesuré au mini-cône.

### III.2 FORMULATION ET CARACTERISATION DE BAP ET DES MME CORRESPONDANTS

Différents BAP ont été mis au point en faisant varier leur squelette granulaire ou leur dosage en eau afin d'obtenir des matériaux plus ou moins stables. Trois formules ont été retenues à partir des résultats des essais de stabilité au tamis (cf. annexe F). Cet essai, recommandé par l'AFGC [2] consiste à mesurer la quantité de laitance d'un échantillon de béton passant à travers un tamis de 5 mm (cf. paragraphe A.II.2). La stabilité du BAP est jugée satisfaisante lorsque le pourcentage de laitance est inférieur à 15%.

Les formules retenues sont : une formule de référence, et deux formules issues de la référence mais dont une partie du sable a été reportée sur les fractions granulaires supérieures. Par exemple, la formule dénommée « -2% S », contient 2% de sable en moins par rapport à la formule initiale mais 1% de gravillons 4/12,5 et 1% de gravillons 12,5/20 en plus. Les caractéristiques des formules sont présentées dans le tableau D.III.1.

Tableau D.III.1 : Caractéristiques des trois formules de BAP

BAP	Formule initiale	Formule -2% S	Formule -4% S
Étalement (mm)	710	730	750
Stabilité (%)	12,6	16,8	27

Les formules de BAP retenues couvrent ainsi une gamme de tamis allant de stable à instable.

Les seuils de cisaillement des  $MME_{0,315}$  et  $MME_1$  de chaque formule ont été mesurés avec une géométrie VANE. Les caractéristiques des  $MME_2$  étant très proches de celles des  $MME_1$ , ils n'ont pas été fabriqués afin de limiter les essais. Les valeurs obtenues sont reportées dans les tableaux D.III.2 et D.III.3.

Tableau D.III.2 : Masses volumiques et seuil d'écoulement des  $MME_{0,315}$  de chaque BAP

$MME_{0,315}$	Formule initiale	Formule -2% S	Formule -4% S
Masse volumique mortier (kg/m <sup>3</sup> )	2140	2130	2130
Seuil d'écoulement (Pa)	1,6	0,8	0,6

Tableau D.III.3 : Masses volumiques et seuil d'écoulement des  $MME_1$  de chaque BAP

$MME_1$	Formule initiale	Formule -2% S	Formule -4% S
Masse volumique mortier (kg/m <sup>3</sup> )	2240	2230	2220
Seuil d'écoulement (Pa)	6,1	5,8	2

On aurait également pu s'appuyer sur la corrélation obtenue entre le seuil d'écoulement et l'étalement des MME (cf. figure D.III.3). Les seuils des  $MME_{0,315}$  étant très faibles, la mesure au VANE fournit une plus grande précision.

### III.3 STABILITE AU TAMIS ET CRITERE DEFINI PAR L'ESSAI SUR RESEAU

A partir des mesures rhéologiques et du calcul de la masse volumique des différents MME mis au point, il est possible d'évaluer le risque de ségrégation des BAP correspondants en utilisant les résultats obtenus avec le dispositif d'essai. En effet, la stabilité d'une particule dépend de sa force motrice et de la force de résistance que lui oppose le fluide.

$$f_m = (\rho_s - \rho_f)g \frac{\pi D^3}{6} \quad (D.III.1)$$

$$F_{res} = K(\varphi)\pi D^2 \tau_0 \quad (D.III.2)$$

On peut ainsi calculer un diamètre critique au-delà duquel les granulats présentent un risque de ségrégation en utilisant la relation :

$$D_c = K(\varphi) \frac{6\tau_0}{(\rho_s - \rho_f)g} \quad (D.III.3)$$

Quelques essais préliminaires réalisés dans des mortiers ont montré que la constante de stabilité  $K(\varphi)$  obtenue est proche de celle obtenue sur pâte (cf. figure D.III.3).

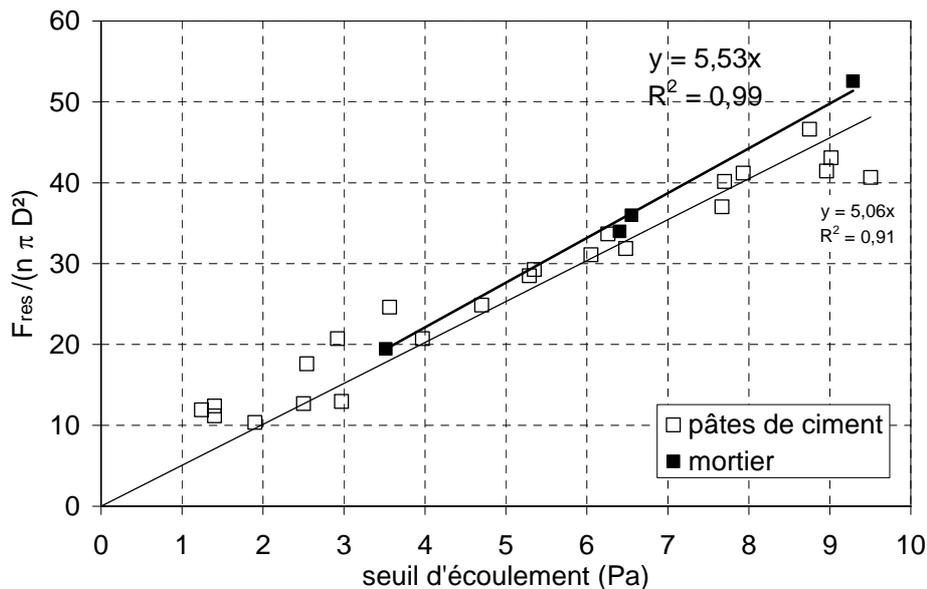


Figure D.III.3 : Comparaison de résultats obtenus sur pâte de ciment et sur mortiers avec un réseau de fraction volumique 0,31.

Les points correspondant aux essais sur mortiers sont bien corrélés à ceux réalisés sur pâte de ciment, bien que le seuil d'écoulement des mortiers n'ait pas été mesuré au VANE. La capacité du malaxeur à mortier n'est en effet pas suffisante pour fabriquer des gâchées de 2,4 l. Les mortiers ont donc été caractérisés par leur étalement, que l'on peut relier au seuil d'écoulement par la relation obtenue précédemment.

Puisque les mesures semblent similaires sur mortiers et sur pâtes de ciment (cf. figure D.III.3), on peut utiliser les valeurs des constantes de stabilité obtenues sur la figure D.II.5. En se plaçant dans un cas sécuritaire, on pose  $K(\varphi) \approx 5$ . Des valeurs de cet ordre de grandeur ont été obtenues pour les réseaux représentatifs des caractéristiques d'un BAP ( $D_{moyen}$  et  $\varphi_{moyen}$  calculé au paragraphe C.II.1).

Le calcul du diamètre critique a été mené à partir des caractéristiques des  $MME_{0,315}$  et  $MME_1$  de chacune des formules de BAP retenues (cf. tableau D.II.4).

Tableau D.II.4 : Diamètres critiques calculés pour trois formules de BAP à partir des caractéristiques des MME et comparés aux résultats de l'essai au tamis.

Diamètre critique	Formule initiale	Formule -2% S	Formule -4% S
$MME_{0,315}$	8,2	4,3	3,2
$MME_1$	40,3	37,8	12,7
Stabilité (%)	12,6	16,8	27

Risque de ségrégation

Sachant que le diamètre des plus gros granulats du BAP étudié est de 20 mm, seul le diamètre critique calculé pour le  $MME_1$  et pour la formule à -4% de sable indique qu'il y a un risque de ségrégation. Les granulats de la formule initiale et de la formule contenant 2% de sable en moins devraient être stables. Ces résultats concordent avec les résultats de l'essai au tamis. Par ailleurs, on peut mettre en doute la représentativité des  $MME_{0,315}$  vis-à-vis de la phase suspendante d'un BAP.

### Conclusion

Ces premiers résultats sont encourageants. Il semble en effet possible d'appliquer les résultats obtenus sur réseaux granulaires modèles à la formulation de BAP. Une étude approfondie serait cependant nécessaire avant de pouvoir valider cette approche. La phase suspendante doit en effet être définie, de même que la fraction volumique représentative des coupures granulaires supérieures.

## CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

---

Les BAP constituent une véritable alternative au béton traditionnel, comme l'ont montré un certain nombre d'exemples. Leur utilisation est notamment simplifiée par la suppression de la vibration et permet de réaliser des ouvrages d'une grande qualité esthétique. Cependant, leur formulation et le contrôle de leurs propriétés lors de la mise en œuvre nécessitent une attention particulière. Les propriétés des BAP ont été abordées dans la partie bibliographique en détaillant trois de leurs caractéristiques : la fluidité, l'homogénéité et la robustesse. L'homogénéité du matériau est plus difficile à quantifier que sa fluidité puisqu'elle n'est pas décelable en surface. Le principe de certains essais permettant de caractériser la stabilité des BAP reste discutable. La synthèse bibliographique a montré que certains mécanismes méritaient d'être étudiés plus précisément afin de comprendre les paramètres régissant le phénomène de ségrégation.

Ainsi une étude du cas élémentaire, c'est à dire du cas d'une unique particule immergée dans un fluide à seuil, a été menée à l'aide de différentes approches. Le calcul analytique de ce problème n'a été résolu qu'en 2D, i.e. pour une inclusion cylindrique. Le calcul ayant été conduit pour un milieu élastique, le critère obtenu a été étendu et un critère de stabilité a été défini dans le cas d'un fluide à seuil. L'analyse dimensionnelle a par ailleurs confirmé la forme de ce critère permettant de définir un diamètre critique au-delà duquel la particule risque de ségréger. Ce diamètre dépend du seuil d'écoulement du matériau, de la différence de densité entre l'inclusion et le fluide, mais également d'une constante.

Des simulations numériques ont été réalisées afin de comparer les champs de contraintes produits par le déplacement d'un cylindre et celui d'une sphère. Elles ont montré que le passage 2D à 3D induit de légères différences entre les différentes zones de cisaillement autour des inclusions. La constante de stabilité dépend donc de la forme de l'inclusion. L'influence des effets de parois sur le champ de contrainte entourant les deux types d'inclusions a également été mise en évidence.

La littérature contient quelques études, principalement numériques, menant à des critères de stabilité analogues. Or l'analyse de ces études n'a pas permis de définir la constante. Seule une fourchette de valeurs a pu être dégagée.

Des essais de chute de bille ont donc été menés afin de situer le critère dans le cas de pâtes de ciment. La gamme des constantes de stabilité a ainsi été réduite.

Or, ces essais ont montré qu'aucune des billes n'était stable dans une des pâtes, directement issue de la composition d'un BAP. Un nouveau dispositif d'essai a donc été développé, afin d'intégrer l'influence des interactions entre particules, et notamment les effets de groupe des granulats grossiers, à la description des mécanismes d'initiation de la ségrégation dans les BAP.

Le dispositif permet de mesurer l'effort appliqué à un réseau granulaire modèle lors de son extraction d'un fluide suspendant. Le réseau, caractérisé par sa fraction volumique, est fixe et relié à un capteur de force. La cuve contenant le fluide est, quant à elle, posée sur un vérin pneumatique. Les essais sont réalisés en dégonflant ce dernier. Le réseau est alors sollicité et maintient l'équilibre jusqu'à la mise en écoulement du fluide à seuil. Un pic d'effort est alors mesuré. Sa valeur, rapportée au nombre de billes du réseau, correspond à l'effort résistant moyen d'une bille contenue dans un réseau. Les fluides suspendant étudiés sont des pâtes de ciment issues de BAP. Leur caractérisation rhéologique montre que le temps de structuration est influencé par leur dosage en adjuvant. Une évolution rapide du seuil d'écoulement de

certaines pâtes a conduit à ne pas laisser de temps de repos entre le coulage du fluide et le dégonflement du vérin. En effet, pour appréhender les mécanismes d'initiation de la ségrégation statique, le fluide doit être dans son état initial, i.e. obtenu en fin de malaxage. La structuration des différentes pâtes a également mené à mesurer systématiquement le seuil d'écoulement de la phase suspendante en parallèle d'un essai sur réseau.

Les essais ont été, dans un premier temps, conduits sur une seule bille immergée dans des pâtes de ciment dont les seuils de cisaillement couvrent une gamme assez large (0-35 Pa). L'effort maximal mesuré correspond à l'effort de résistance d'une bille unique, c'est-à-dire à l'effort nécessaire pour qu'elle se sépare du fluide. L'évolution de cet effort maximal, rapporté au diamètre de la bille au carré, en fonction du seuil d'écoulement du fluide permet de déterminer la constante de stabilité d'une seule sphère. La valeur obtenue se situe dans la gamme des valeurs issues de la littérature. Nos mesures expérimentales présentent cependant l'intérêt de fournir une valeur issue d'une mesure et non pas obtenue de manière discrète. Cette valeur a ensuite servi de référence dans l'analyse des résultats obtenus sur réseaux de billes.

Les essais menés sur les réseaux granulaires modèles ont mis en évidence l'influence des effets de groupe. Elle s'avère positive vis-à-vis de la stabilité des particules du réseau. La constante de stabilité d'une bille contenue dans un réseau est en effet supérieure à la constante définie pour une particule isolée. Des simulations numériques ont par ailleurs permis d'identifier l'origine de ce phénomène. Il semble provenir de la modification du champ de contrainte autour des particules d'un réseau par rapport à celui d'une particule isolée.

Les essais ont également montré que la composition de la pâte n'a pas d'incidence sur la valeur de la constante de stabilité d'une bille contenue dans un réseau granulaire. La constante ne dépend que de la fraction volumique du réseau. L'utilisation de réseaux de différentes fractions volumiques a mis en évidence une diminution de la valeur de la constante de stabilité lorsque la fraction volumique augmente. Cependant, bien que l'effet de groupe s'atténue pour les réseaux de fraction volumique élevée, il reste positif vis-à-vis de la stabilité. Ainsi, les résultats obtenus avec le dispositif d'essai constituent une première étape dans la compréhension des mécanismes de ségrégation statique des BAP : il existe bien un effet de groupe dans une gamme de fractions volumiques représentative de celle des gros granulats d'une formulation de BAP.

Une première approche permettant d'appliquer les résultats expérimentaux à la formulation de BAP a été présentée. Différents BAP ont été mis au point et caractérisés au moyen de l'essai de stabilité au tamis. Les caractéristiques rhéologiques de différents mortiers fins, issus de la composition de ces bétons et formulés selon le principe de la méthode MBE, ont été mesurées. Quelques essais, menés avec le dispositif expérimental présenté dans ce travail, ont montré que la valeur de la constante de stabilité d'un réseau immergé dans une pâte de ciment et dans un mortier fin est très proche. La confrontation du critère de stabilité, obtenu avec l'essai au tamis, et du calcul du diamètre critique de granulats déterminé à l'aide des résultats expérimentaux montre une bonne concordance des résultats.

Plusieurs perspectives d'études sont envisageables :

Certaines améliorations peuvent être apportées au dispositif d'essai. On suggérera par exemple l'ajout d'une rugosité sur les parois des cuves afin de s'affranchir d'éventuels

problèmes de glissements. De même, il peut être intéressant de compléter les essais en utilisant des billes rugueuses et de forme non sphérique pour s'approcher des caractéristiques des granulats réels. Ceci permettrait de confirmer la validité des résultats obtenus au regard de l'influence de la fraction volumique. Résultats qui peuvent également nécessiter la prise en compte d'un état de surface et d'un coefficient de forme des particules constitutives du réseau.

De plus, l'étude de certains mécanismes d'ordre physico-chimiques doit être approfondie. En effet, des essais ont montré que le comportement des pâtes contenant un dosage en agent viscosant élevé se différencie de celui des autres pâtes. L'étude de l'influence des agents viscosants associée à celle de superplastifiant doit être poursuivie afin de comprendre les interactions entre ces deux adjuvants, le plus souvent utilisés simultanément.

Enfin, les résultats des essais menés avec les mortiers fins formulés à l'aide de la méthode MBE sont très encourageants. Ils permettent d'envisager le développement d'une méthode de formulation des BAP compatible avec une bonne stabilité. Cette méthode devra s'appuyer sur la caractérisation rhéologique de la phase suspendante, tout en intégrant son caractère thixotrope, ainsi que sur la détermination de la fraction volumique des coupures granulaires supérieures.

## RÉFÉRENCES

---

- [1] Okamura et Ouchi, *Self-compacting concrete*, Journal of advanced Concrete Technology, 2003, vol 1, n°1, pp 5-15.
- [2] Association française de Génie Civil (AFGC), *Bétons Auto-Plaçants Recommandations provisoires*, juillet 2002, 63 pages.
- [3] Billberg, *Form Pressure generated by self-compacting concrete*, Proceedings of the third international RILEM conference on SCC, août 2003, Reykjavik, Islande, pp 271-280.
- [4] Leehmann et Hoffman, *Pressure of self-compacting concrete on the formwork*, Proceedings of the third international RILEM conference on SCC, août 2003, Reykjavik, Islande, pp 288-295.
- [5] Ovarlez et Roussel, *A physical model for the prediction of lateral stress exerted by self-compacting concrete on formwork*, Materials and Structures (à paraître).
- [6] Fédération française du béton (FFB), *Recommandations de mise en œuvre des BAP et des BAN*, SEBTP, édition 2003
- [7] Projet National BAP, *Aide à la rédaction de cahier des charges techniques pour le Bétons Auto-Plaçants (BAP)*, Mars 2005.
- [8] Turcry, *Retrait et fissuration des bétons autoplaçants- influence de la formulation*, thèse de doctorat de l'Ecole centrale de Nantes, 2004, 213 pages.
- [9] Walraven, *Structural aspect of self-compacting concrete*, proceedings of the third international RILEM conference on SCC, août 2003, Reykjavik, Islande, pp 15-22.
- [10] *Bétons Autoplaçants-Monographie d'ouvrages en BAP*, B.52, 2003, collection technique CimBéton, 152 pages.
- [11] Colleparidi et al, *Laboratory-tests and field experiences of High-Performance SCCs*, Proceedings of the third international RILEM conference on SCC, août 2003, Reykjavik, Islande, pp 271-280.
- [12] Projet National BAP, *Impacts socio-économiques*, rapport de synthèse du groupe D, 39 pages.
- [13] *Synthèse des travaux du projet national BHP 2000 sur les bétons hautes performances*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, n°298.
- [14] EFNARC, *Specifications and guidelines for self-compacting concrete*, février 2002, 32 pages.

- [15] Ferraris, *Measurement of the Rheological Properties of High Performance Concrete : State of the Art Report*, Journal of Research of the National Institute of Standards and Technology, 1999, vol 104, n°5, pp461-478.
- [16] Khayat, Workability, Testing and performance of self-compacting concrete, ACI Materials Journal, 1999, vol 96, n°3, pp346-352.
- [17] Ferraris, de Larrard, *Testing and modeling of fresh concrete technology*, NIST, 1998, février, NISTIR 6094, 61 pages.
- [18] NIST, Comparison of concrete rheometers : International tests at LCPC (Nantes, France) in October 2000, 2001, Septembre, NIST 6819, 147 pages.
- [19] Wallevik, Rheology-A scientific approach to develop self-compacting concrete, Proceedings of the third international RILEM conference on SCC, août 2003, Reykjavik, Islande, pp 23-31.
- [20] Hu, *Rhéologie des Bétons fluides*, 1995, études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées.
- [21] de Larrard et al., *Fresh Concrete : A Hershel-Bulkley Material*, Materials and Structures, 1998, vol 31, pp 494-498.
- [22] de Larrard, *Structures granulaires et formulation des bétons*, Etudes et Recherches des laboratoires des ponts et chaussées, OA 34.
- [23] Sedran, *Rhéologie et Rhéométrie des bétons : application aux bétons autonivelants*, 1999, thèse de l'Ecole nationale des Ponts et Chaussées, 220 pages.
- [24] Utsi, Emborg, Carlsward, *Relation between workability and rheological parameters*, Proceedings of the third international RILEM conference on SCC, août 2003, Reykjavik, Islande, pp 154-164.
- [25] Jin, *Properties of mortar for self-compacting concrete*, PhD thesis de l'Université de Londres, 2002, 398 pages.
- [26] Emborg, *Rheology tests for self-compacting concrete-How useful are they for the design of concrete mix for full-scale production*, Proceedings of the 1<sup>st</sup> international RILEM Symposium, 1999, Stockholm, pp95-105.
- [27] Laetitia D'aloia Schwartzenruber et al., *Rheological behaviour of fresh cement pastes formulated from a self-compacting concrete (SCC)*, Cement and concrete research, (à paraître).
- [28] Powers, *Properties of Fresh concrete*, 1968, éditions Wiley, 664 pages.
- [29] Su et Miao, *A new method for the mix design of medium strength flowing concrete with low cement content*, Cement and concrete composites, 2003, vol 25, pp 215-222.

- [30] Yen et al., *Flow behaviour of high strength high-performance concrete, cement and concrete composites*, 1999, vol 21, pp 413-424.
- [31] Ouchi et al., *A simple evaluation method for interaction between coarse aggregate and mortar's particles in self-compacting concrete*, Transactions of the Japan Concrete Institute, 1999; vol 21, pp 1-6.
- [32] Pedersen et Smeplass, *The relationship between the rheological properties of SCC and the corresponding matrix phase*, Proceedings of the third international RILEM conference on SCC, août 2003, Reykjavik, Islande, pp 106-116.
- [33] Van Bui, Akkaya et Shah, *Rheological model for self-compacting concrete*, ACI Materials Journal, 2002, vol 99, n°6, pp 549-559.
- [34] Mansoutre, *Des suspensions concentrées aux milieux granulaires lubrifiés*, thèse de doctorat de l'université d'Orléans, 2000, 132 pages.
- [35] Toutou, *Rhéologie et formulation des géosuspensions concentrées : évaluation des conditions d'extrudabilité*, thèse de doctorat de l'institut national des sciences appliquées de Rennes, 2002, 221 pages.
- [36] Cyr, *Contribution à la caractérisation des fines minérales et à la compréhension de leur rôle joué dans le comportement rhéologique des matrices cimentaires*, 1999, thèse de doctorat de l'INSA de Toulouse en cotutelle avec l'université de Sherbrooke, 273 pages.
- [37] Nehdi et Rahman, *Estimating rheological properties of cement pastes using various rheological model for different test geometry, gap, and surface friction*, Cement and concrete research, 2004, vol 34, pp 1993-2007.
- [38] Ferraris et Gaidis, *Connection between the rheology of concrete and rheology of cement paste*, ACI Materials Journal, 1992, vol 88, n°4, pp 388-393.
- [39] Van Bui et Montgomery, *Mixture proportioning method for self-compacting high performance concrete with minimum paste volume*, Proceedings of the 1<sup>st</sup> international RILEM Symposium, 1999, Stockholm, pp 373-384.
- [40] De Larrard et al, *La nouvelle méthode des coulis de l'AFREM pour la formulation des bétons à hautes performance*, 1996, Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées, n°202, pp 61-69.
- [41] Projet National Calibé-fabrication du béton, *MBE, formulation et suivi rhéologique des bétons-la méthode MBE*, Janvier 2001, IREX, 25 pages.
- [42] Bury, Christensen, *The role of innovative chemical admixtures in producing self-consolidating concrete*, Proceedings of the first North American conference on the design and use of self-consolidating concrete, 12-13 Novembre 2002, Chicago, pp 141-146.

- [43] Aïtcin et al., *L'interaction ciment / superplastifiant. Cas des polysulfonates*, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, Juillet-Août 2001, n° 233, pp 87-98.
- [44] Shindoh et Matsuoka, *Development of combinaison type Self-Compacting Concrete and Evaluation Test Methods*, Journal of Advanced Concrete technology, 2003, vol 1, n°1, pp 26-36.
- [45] Reknes, *Reduction of viscosity concrete with modified lignosulphonate*, 1999, Proceedings of the 1<sup>st</sup> international RILEM Symposium, Stockholm, pp 473-484.
- [46] Jolicoeur et Simard, *Chemical admixture-Cement interactions: Phenomenology and physico-chemical concepts*, Cement and Concrete Research, 1998, vol 20, pp 87-101.
- [47] Flatt et Houst, *A simplified view on chemical effects perturbing the action of superplasticizer*, Cement and Concrete Research, 2001, vol 31, pp 1169-1176.
- [48] Flatt, *Toward a prediction of superplasticized concrete rheology*, Materials and structures, 2004, vol 37, pp 289-300.
- [49] Golaszewski, Swabowski, *Influence of superplasticizers on rheological behaviour of fresh cement mortars*, Cement and Concrete Research, 2004, vol 34, pp 235-248.
- [50] Sugamata, et al., *A study of particle dispersion effect of polycarboxylate-based superplasticizers*, Transactions of the Japan Concrete Institute, 1999, vol 21, pp 7-14.
- [51] Hsu et al., *Effect of addition time of a superplasticizer on cement adsorption and on concrete workability*, cement and concrete composites, 1999, vol 21, pp 425-430.
- [52] Nakamura, Ogawa, *Influence of interaction between sand and superplasticizer on the fluidity of concrete*, Transactions of the Japan Concrete Institute, 1999, vol 21, pp 15-20.
- [53] Park, Noh, Park, *Rheological properties of cementitious materials containing mineral admixtures*, Cement and concrete research, 2005, vol 35, pp 842-849.
- [54] Ferraris, Obla et Hill, *Influence of mineral admixtures on the rheology of cement paste and concrete*, Cement and concrete research, 2001, vol 31, pp245-255.
- [55] Shi and al., *A study of effect of superfine powders on fluidity of cement paste*, Transactions of the Japan Concrete Institute, 1998, vol 20, pp 9-14.
- [56] Carlsward et al., *Effect of constituents on the workability and rheology of self-compacting concrete*, Proceedings of the third international RILEM conference on SCC, août 2003, Reykjavik, Islande, pp 143-153.
- [57] Zhu et Gibbs, *Use of different limestone and chalk powders in self-compacting concrete*, Cement and concrete research, 2005, vol 35, pp1457-1462.

- [58] RILEM, *Workability and Rheology of Fresh Concrete : Compendium of Tests*, Report of Technical Committee TC145 WSM. Edité par Bartos, Sonebi et Tamimi.
- [59] Yahia et al., *Effect of rheological parameters on self compactability of concrete containing various mineral admixtures*, 1999, Proceedings of the 1<sup>st</sup> international RILEM Symposium, Stockholm, pp 523-536.
- [60] Noguchi, Oh, et Tomosawa, *Rheological approach to passing ability between reinforcing bars of self-compacting concrete*, Proceedings of the 1<sup>st</sup> international RILEM Symposium, Stockholm, pp 59-70.
- [61] Van Bui et al., *Rapid testing method for segregation resistance of self-compacting concrete*, 2002, CCR, vol 32 pp 1489-1496.
- [62] Cussigh, Sonebi et De Schutter, *Project testing SCC-segregation test method*, Proceedings of the third international RILEM conference on SCC, août 2003, Reykjavik, Islande, pp 311-322.
- [63] Lowke et al., *A simple and significant segregation test for SCC*, Proceedings of the third international RILEM conference on SCC, août 2003, Reykjavik, Islande, pp 356-366.
- [64] Trudel, *Mise au point d'un essai rapide de mesure de la résistance à la ségrégation du béton frais*, rapport de stage, Université de Sherbrooke, Québec, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1995, 122 pages.
- [65] Tangtermsirikul et al., *Evaluation of resistance to segregation of superworkable concrete and role of a new type of viscosity agent*, Taisei technical research report, décembre 1991, n°24.
- [66] Saak et al., *New Methodology for Designing Self-Compacting Concrete*, 2001, ACI Materials Journal, pp 429-439.
- [67] Beris et al., *Creeping Motion of a sphere through a Bingham plastic*, Journal of Fluid Mechanics, 158, 1985, pp. 219-244.
- [68] Atapattu et al., *Creeping sphere motion in Hershel-Bulkley fluids : flow field and drag*, Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics, 59, 1995, pp. 245-265.
- [69] He, Laskowski, Klein, *Particle movement in non-Newtonian slurries : the effect of yield stress on dense medium separation*, Chemical Engineering Science, 56, 2001, pp. 2991-2998.
- [70] Mekhatria A., *Stabilité et sédimentation de sphères dans un fluide à seuil*, thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, 2001, 220 pages.
- [71] Jossic L. et Magnin A., *Trainée et stabilité d'objet en fluide à seuil*, Les Cahiers de Rhéologie, 18, juin 2001, pp. 55-64.

- [72] Chhabra R.P., *Bubbles, Drops, and Particles in Non-Newtonian Fluids*, CRC Press, 1993, 417 pages.
- [73] Ferroir, Huynh, Coussot, *Motion of solid object through a (thixotropic) paste*, 2004, *Physics of fluid*, vol 16, pp 594-601.
- [74] Briscoe et al., *The falling of Spheres through Bingham Fluids*, 1992, *Colloids and Surface*, vol 65, pp 69-75.
- [75] Daugan et al, *Sédimentation en milieu rhéofluidifiant : Interactions entre particules et lien avec les Propriétés rhéologiques du fluide*, 36<sup>e</sup> colloque annuel du Groupe Français de Rhéologie, Marne-la- Vallée, 10-12 Octobre 2001, pp 109-113.
- [76] Sidky, *Influence de la Concentration en granulats et du temps de vibration sur la ségrégation interne dans le béton frais*, *Matériaux et Constructions*, 1981, n°83, vol 14, pp 367-377.
- [77] Roussel, *A theoretical frame to study stability of fresh concrete*, *Materials and structures*, 2005, article accepté.
- [78] Sakata et al., *Study on new viscosity agent for combination use type of self-compacting concrete*, *Journal of advanced concrete technology*, 2003, vol 1, n°1, pp 37-41.
- [79] Aarre et Domone, *Reference concretes for evaluation of test methods for SCC*, *Proceedings of the third international RILEM conference on SCC*, août 2003, Reykjavik, Islande, pp 495-505.
- [80] Khayat et Yahia, *Effect of Welan Gum – High Range Water Reducer Combinations on Rheology of Cement Grout*, 1997, *ACI Materials Journal*, vol 94 n°5, Septembre-Octobre.
- [81] Edamatsu, Nishida et Ouchi, *A rational mix-design method for self-compacting concrete considering interaction between coarse aggregate and mortar particles*, *Proceedings of the 1<sup>st</sup> international RILEM Symposium*, Stockholm, pp 309-320.
- [82] Bethmont S., et al., *Stabilité d'une sphère dans un fluide complexe - Ségrégation des bétons Autoplaçants*, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées (BLPC)*, n°254, janvier- mars 2005, pp 61-73.
- [83] Muskhelishvili, *Some basic problems of the mathematical theory of elasticity*, N.V. Noordhoff, Groningen, 1963, 718 pages.
- [84] Liddell et Boger, *Yield stress measurements with the vane*, *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, 63, 1996, pp. 235-261.
- [85] *CASTEM 2000*, logiciel développé par le Commissariat à l'Énergie Atomique (CEA).
- [86] Blackery et Mitsoulis, *Creeping Motion of a Sphere in Tubes filled with Bingham Plastic Material*, 1997, *Journal of Non Newtonian Fluid Mechanics*, vol 70, pp 59-77.

- [87] Nachbaur, *Etude de l'influence d'électrolytes sur l'hydratation et la prise du silicate tricalcite, composant principal du ciment portland. Caractérisation des intreccations à l'origine de la prise*, 1997, Thèse de doctorat de l'Université de Bourgogne, 141 pages.
- [88] Gelade, *Stabilité et comportement rhéologique des coulis d'injection*, 2001, thèse de doctorat de l'Université Paris VII, 177 pages.
- [89] Buil, *Contribution à l'étude du retrait de la pâte de ciment durcissante*, 1979, Rapport de recherche LCP n°92, 72 pages.
- [90] Barnes, *The yield stress-a review or 'παντα ρει'-everything flows?*, 1999, Journal of non-newtonien fluid mechanics, vol 81, pp 133-178.
- [91] Harnett et Hu, *The yield stress-an engineering reality*, 1989, Journal of rheolgy, vol 33, n° 4, pp 671-679.
- [92] Coussot et Ancey, *Rhéophysique des pâtes et des suspensions*, 1999, édité par EDP Sciences, 264 pages.
- [93] Saak, Jennings et Shah, *The influence of wall slip on yield stress and viscoelastic measurements of cement paste*, 2001, Cement and concrete research, vol 31, pp 205-212.
- [94] Dzuzy et Boger, *Direct yield stress measurement for concentrated suspensions*, Journal of rheology, 1985, vol 29, n°3, pp 335-347.
- [95] Rastoul et al., *Interaction polymère-particule dans les pâtes de silicate tricalcite : étude rhéologique*, octobre 2001, proceedings du 36<sup>ème</sup> colloque annuel de Groupe Français de Rhéologie, Marne la Vallée.
- [96] Couarraze et Grossiord, *Initiation à la rhéologie*, Editions Lavoisier, 1991.
- [97] Roussel, *Steady and transient flow behaviour of fresh cement pastes*, 2005, Cement and concrete research, vol 35, n°9, pp 1656-1664.
- [98] Cesar-LCPC, logiciel développé par le LCPC.
- [99] Rossi, *Les bétons de fibres métalliques*, 1998, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 309 pages.
- [100] Khayat, *Effect of antiwashout admixtures on fresh concrete properties*, 1995, ACI Materials Journal, vol 92, n°2, pp164-171.
- [101] Saric-Coric et al., *Performance characteristics of cement grouts made with various combinations of high-range water reducer and cellulose-based viscosity modifier*, 2003, Cement and Concrete Research, vol 33, pp 1999-2008.

# Annexe A

## COMPARAISON DES RHEOMETRES [18]

Les corrélations linéaires, de la forme  $Y=AX+B$ , obtenues entre les seuils de cisaillement mesurés à l'aide de différents rhéomètres, sont reportées dans le tableau A.1. Les relations sont

Tableau A.1: Relation entre les seuils de cisaillement mesurés à l'aide de différents rhéomètres

A ;B	BML (Pa)	BTRHEOM (Pa)	Cemargef-IMG (Pa)	IBB (N.m)	Two-Point test (Pa)
BML (Pa)		1,85; 300,9	1,98; 179,89	0,008; 0,334	1,01; 7,007
BTRHEOM (Pa)	0,5; -122		0,974; -93,6	0,004; -0,91	0,54; -153,9
Cemargef-IMG (Pa)	0,45; -40,7	0,91; 204,7		0,0049;-0,824	0,56; -99,79
IBB (N.m)	79,7; 126,2	155,3; 504,3	163,4; 316,9		95,4; 75,4
Two-Point test (Pa)	-5,59; 1387,3	-10,77; 2942,2	-11,1; 2898,1	-0,063; 14,7	

Les rhéomètres de la première ligne correspondent à la variable Y, ceux de la première colonne à X. Par exemple, le seuil mesuré au BML et le seuil mesuré au BTREOM sont reliés de la manière suivante :  $\tau_{0(BML)} = 0,5 \tau_{0(BTRHEOM)} - 122$ .

## ANNEXE B

### CARACTERISATION D'UN GEL MODELE (CARBOPOL).

Les seuils de cisaillement d'un échantillon de Carbopol et d'un échantillon de pâte de ciment, mesurés en géométrie VANE, sont comparés sur la figure suivante :

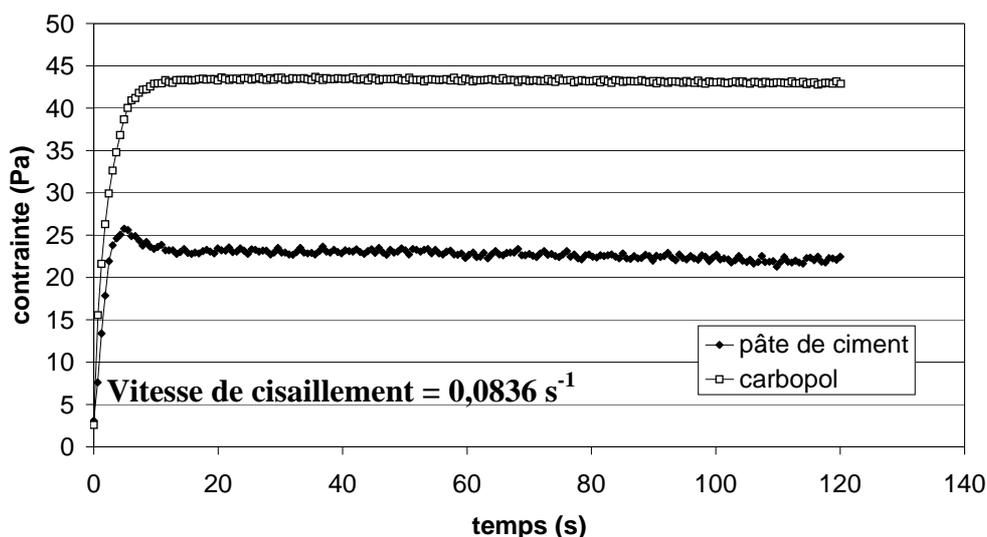


Figure B.1 : Comparaison des mesures de seuil d'écoulement d'un échantillon de Carbopol et d'un échantillon de pâte de ciment.

Cette figure montre que, pour le Carbopol, la contrainte mesurée atteint un palier après 15 s d'essai, alors que le pic de contrainte correspondant au seuil d'écoulement de l'échantillon de pâte est obtenu vers 5 s après d'essai.

La réalisation d'un essai avec le dispositif expérimental semble difficilement réalisable (cf. figure D.2).

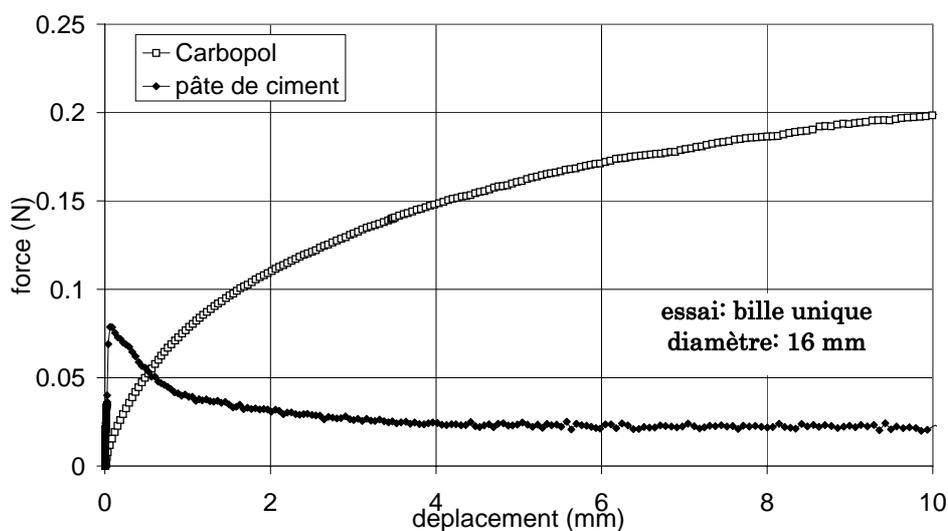


Figure B.2 : Essais réalisés avec le dispositif expérimental. Comparaison d'un essai mené avec une seule bille de 16 mm de diamètre immergée dans du Carbopol et d'un essai mené dans une pâte de ciment.

## ANNEXE C

### COMPOSITION DES BAP

<b>BAP 40</b>	Poids pour 1 m <sup>3</sup> (kg)
Ciment (CEM I 52.5)	350
Filler calcaire	130
Superplastifiant 1 (polycarbolxylate)	7,7
Agent viscosant (polysaccharide)	0,5
Eau efficace	195
Gravillons 6,3/20	742
Sable 0/4	857

<b>BAP 25</b>	Poids pour 1 m <sup>3</sup> (kg)
Ciment	315
Filler calcaire	160
Superplastifiant 2 (polycarbolxylate)	5
Agent viscosant (polysaccharide)	0,5
Eau efficace	190
Gravillons 6,3/20	792
Sable 0/4	811

<b>BAP HP</b>	Poids pour 1 m <sup>3</sup> (kg)
Ciment (CEM I 52.5 N)	500
Fumées de silice	50
Superplastifiant 3 (polycarbolxylate et phosphonates modifiés)	10
Eau efficace	161,6
Gravillons 4/12,5	920
Sable-1 0/4	379
Sable-2 0/4	369

# ANNEXE D

## DETERMINATION DU MODULE ELASTIQUE DE PATE DE CIMENT

Afin d'utiliser des paramètres adaptés dans la modélisation réalisée sous CESAR-LCPC (cf. partie D), les modules complexes de différentes pâtes de ciment ont été mesurés.

Le principe des mesures en mode dynamique est le suivant : le matériau est soumis à une déformation (ou une contrainte) sinusoïdale. La contrainte (respectivement la déformation) résultant de cette déformation est alors sinusoïdale et déphasée par rapport à la déformation lorsque le matériau s'écoule.

Le module complexe est défini par

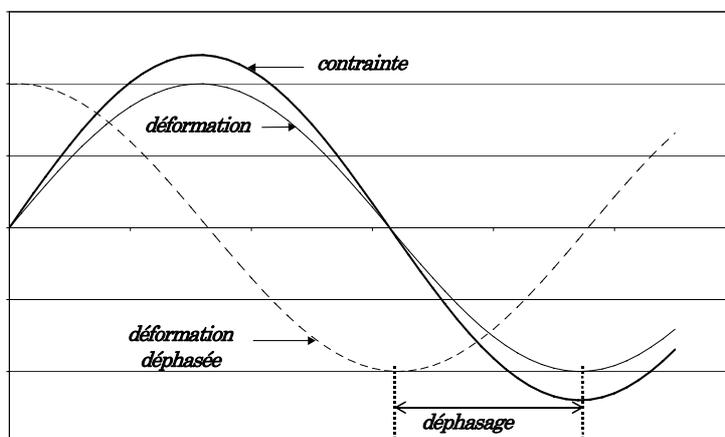
$$G^* = \frac{\tau}{\gamma} = G' + iG''$$

avec

$$G' = \frac{\tau_0}{\gamma_0} \cos \delta$$

et

$$G'' = \frac{\tau_0}{\gamma_0} \sin \delta$$



$\delta$  déphasage compris entre 0 et  $\frac{\pi}{2}$

$G'$  module élastique traduisant le comportement solide du matériau

$G''$  module visqueux décrivant son aspect liquide

Lorsqu'il n'y a pas de déphasage entre la contrainte et la déformation, le comportement du matériau est purement élastique. Lorsque  $\delta$  vaut  $\pi/2$ , le comportement est de type visqueux.

Les essais ont été réalisés avec un rhéomètre en contrainte imposée (géométrie Plan-Plan) sur trois pâtes de ciment (cf. figures D.1 à D.3).

### Protocole

Précisaillement à  $150s^{-1}$

Contrainte imposée :

- Oscillation d'amplitude croissante de 0 à 60 Pa, ou 0 à 30 Pa pour la pâte F3.
- Fréquence 1 rad/s (soit 1,592 Hz).

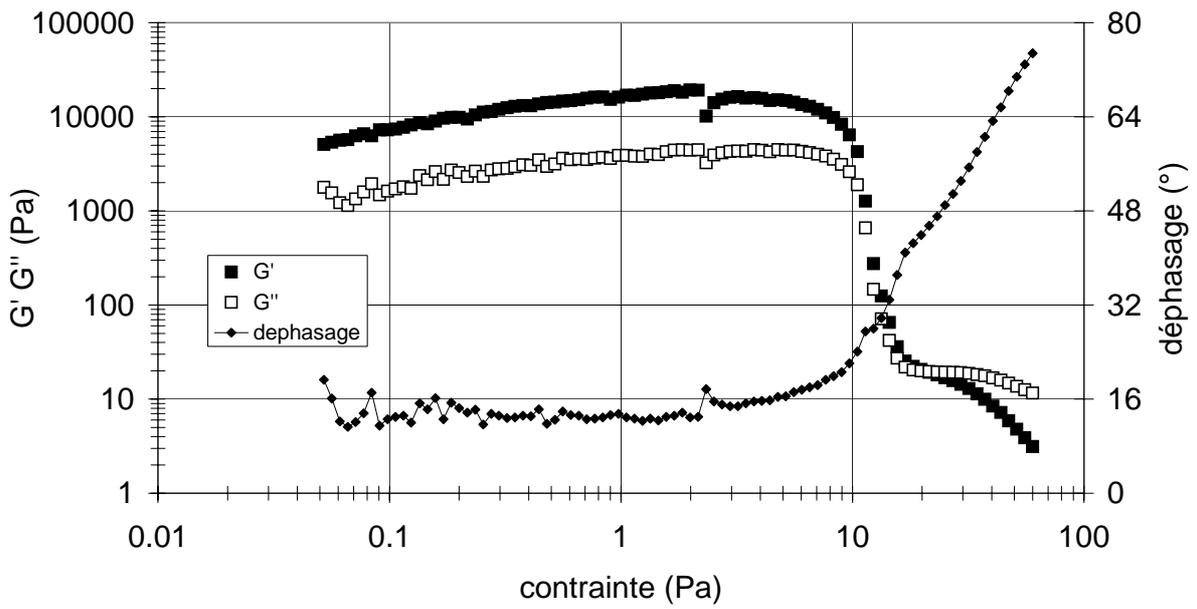


Figure D.1 : Evolution des modules complexes en fonction de la contrainte appliquée. Pâte F8

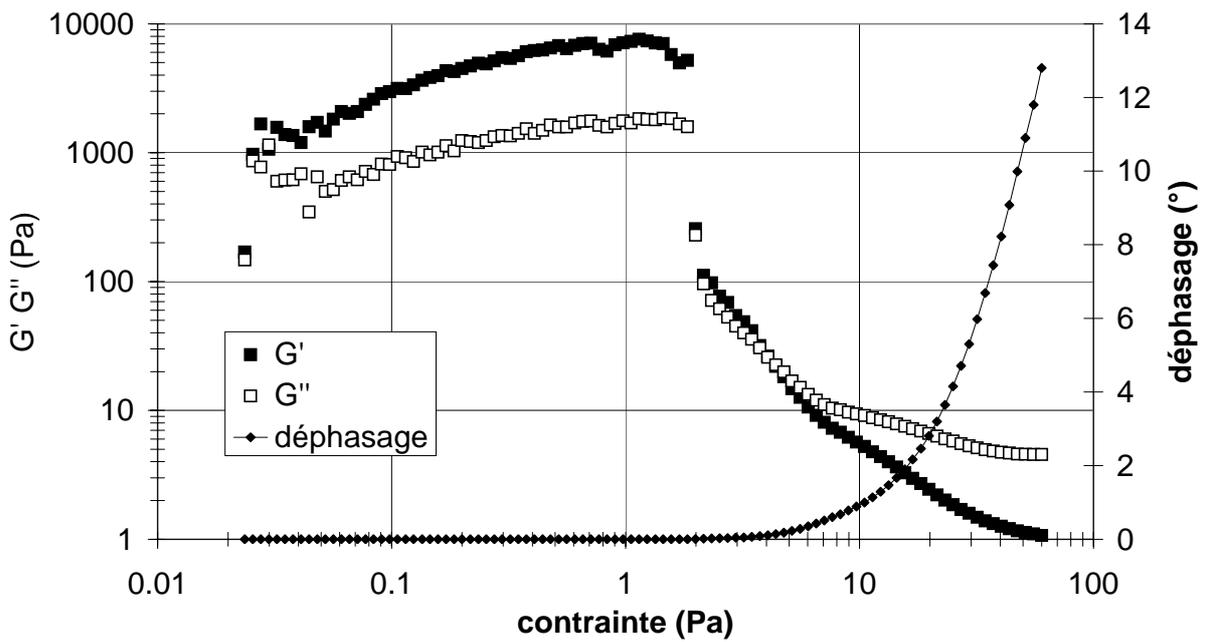


Figure D.2 : Evolution des modules complexes en fonction de la contrainte appliquée. Pâte F4

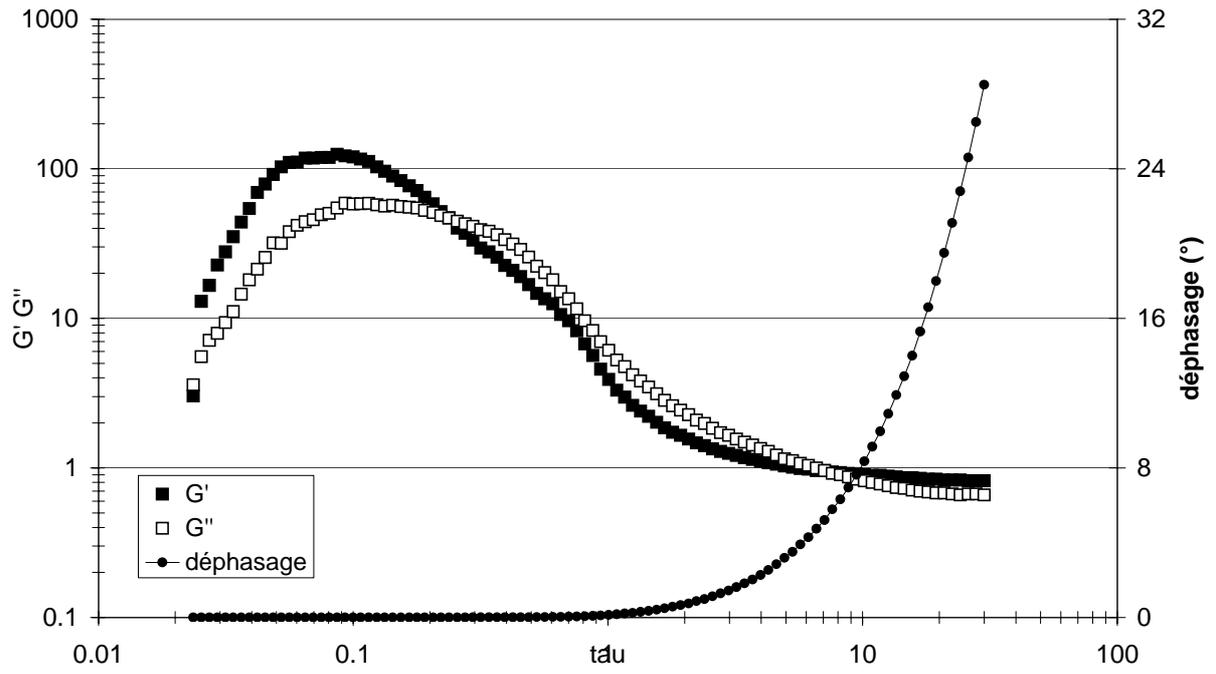


Figure D.3 : Evolution des modules complexes en fonction de la contrainte appliquée. Pâte F3

# ANNEXE E

## CALCULS D'INCERTITUDE SUR LA DETERMINATION DE LA CONSTANTE DANS LE CAS D'UN RESEAU

### Précisions des différentes mesures et paramètres calculés :

#### Calcul de la fraction volumique :

Le diamètre des billes constituant le réseau peut varier légèrement dans une fourchette assez faible comprise entre  $D-0.15\text{mm}$  et  $D+0.15\text{mm}$ . La précision sur l'espacement entre les chapelets est liée à la précision de l'usinage des plaques percées et des filetages et au parallélisme des fils. Nous prendrons cette précision égale à  $\pm 0.5\text{mm}$  pour une maille moyenne du réseau<sup>10</sup>. On peut alors calculer l'incertitude de la fraction volumique définie sur une maille du réseau :

$$u_\varphi = 3\varphi \sqrt{\left(\frac{u_D^2}{D^2} + \frac{u_a^2}{a^2}\right)} \text{ avec } \varphi = \frac{\Pi D^3}{3a^3}$$

Dans le cas de la fraction 0.31 (par exemple :  $D=16\text{mm}$  et  $a=24\text{mm}$ ), on obtient l'incertitude type maximale :  $u_\varphi = 0.0123$ .

A la vue des résultats des calculs d'incertitudes types obtenus pour les différentes configurations avec 48 billes, résumées dans le tableau ci-dessous, on peut admettre que cette incertitude sur la valeur de la fraction volumique du réseau est négligeable dans notre étude.

$\varphi$	<b>0,310</b>	<b>0,256</b>	<b>0,208</b>	<b>0,109</b>	<b>0,039</b>	<b>0,026</b>
D (mm) a=24mm	16	15	14	11,3	8	7
$u_\varphi$	0,0123	0,0102	0,0084	0,0047	0,0019	0,0013

#### Calculs du seuil d'écoulement :

La contrainte de cisaillement  $\tau$  est calculé à partir du produit de la mesure du couple  $M_d$  par un coefficient  $f$  qui dépend de la géométrie de mesure utilisé. Il s'agit ici d'une géométrie Vane (Notée FL10 par le constructeur). Dans ce cas, le coefficient  $f$  est calculé par la formule suivante :

$$f = \frac{0.01}{4\Pi R^3 \left(\frac{L}{2R} + \frac{1}{3}\right)} = \frac{0.01}{\Pi \frac{D^3}{2} \left(\frac{L}{D} + \frac{1}{3}\right)} = \frac{0.01}{\frac{\Pi}{2} \left(LD^2 + \frac{D^3}{3}\right)}$$

Où :  $D$  est le diamètre du mobile et  $L$  sa longueur.

<sup>10</sup> : En effet, le défaut de parallélisme des fils est faible pour une maille supérieure et plus élevé pour une maille inférieure. La fraction volumique étant définie sur l'ensemble des mailles du réseau, on peut définir un défaut de parallélisme moyen.

La précision sur la mesure du couple est donnée par le constructeur :  $\pm 0,5\%$  de l'étendue de mesure (3Ncm), soit :  $\pm 0,015\text{Ncm}$ . On a donc :

$$u_{M_d} = \frac{0.015}{\sqrt{3}} = 0.00866 \text{ Ncm}$$

Par ailleurs :

$$u_f = \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial L}\right)^2 u_L^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial D}\right)^2 u_D^2}$$

avec :

$$\begin{cases} \left(\frac{\partial f}{\partial L}\right) = -\frac{f}{D\left(\frac{L}{D} + \frac{1}{3}\right)} \\ \left(\frac{\partial f}{\partial D}\right) = -\frac{f\left(\frac{2L}{D} + 1\right)}{\left(L + \frac{D}{3}\right)} \end{cases}$$

On fixe les précisions de  $D$  et  $L$  à  $\pm 0.2\text{mm}$ . Les incertitudes sur  $D$  et  $L$  sont donc :

$u_D = u_L = \frac{0.0002}{\sqrt{3}} (m)$ . Les calculs conduisent alors à :  $u_f = 0.3522 \text{ Pa} / \text{N} / \text{cm}$ . On en déduit

alors l'incertitude sur le calcul de la valeur de la contrainte  $\tau = fM_d$  :

$$u_\tau = \sqrt{\left(\frac{\partial \tau}{\partial f}\right)^2 u_f^2 + \left(\frac{\partial \tau}{\partial M_d}\right)^2 u_{M_d}^2} = \tau \sqrt{\frac{u_f^2}{f^2} + \frac{u_{M_d}^2}{M_d^2}}$$

Les valeurs d'incertitudes types sont résumées dans le tableau ci-dessous :

$\tau (Pa)$	1	10	20	30
$u_\tau (Pa)$	0,470	0,474	0,487	0,509
%	47%	4,74%	2,435%	1,66%

On négligera l'incertitude liée à la détermination du pic lors de l'essai au Vane, compte tenu du fait que l'on dispose d'une discrétisation suffisante pour la vitesse imposée choisie (200pts maxi pour  $v=0.4\text{tr/min}$ ). On constate donc que l'incertitude type sur le calcul de la contrainte seuil  $\tau_0$  est égal à  $u_\tau$  et est quasiment indépendante du niveau de seuil. Par ailleurs, elle diminue fortement en valeur relative lorsque le seuil augmente.

### Détermination de la constante de stabilité dans le cas du réseau :

Dans le cas du réseau, la constante est définie comme correspondant à la pente de la droite de régression obtenue sur l'ensemble des résultats  $(x_i, y_i) = \left(\tau_0, \frac{F_{\max}}{n\Pi D^2}\right)$  pour une même fraction volumique  $\varphi$ . Avec :  $F_{\max}$  effort de résistance maximal repris par le réseau,  $n$  nombre de billes constituant le réseau et  $D$  diamètre des billes. On impose à la droite de régression de passer par l'origine ( $B = 0$ ). L'incertitude sur la pente  $\hat{A}$ , i.e. sur  $K$ , est alors donnée par la formule :

$$u(\hat{A})^2 = \frac{S^2}{\sum_i x_i^2} \text{ où } S^2 \text{ est la variance de répétabilité de } y.$$

Elle peut être calculée à partir des résidus  $r_i = (y_i - \hat{y}_i)$  avec  $\hat{y}_i$  valeur de  $y_i$  estimée par la droite de régression  $\hat{y}_i = \hat{A}x_i$  :

$$S^2 = \frac{\sum_i r_i^2}{n-1} \text{ où } n \text{ est le nombre de points de couples } (x_i, y_i)$$

A titre d'illustration, pour chacune des fractions volumiques de 0.109 à 0.31 pour les essais sur pâtes issues de BAP40 dans la gamme de seuil d'écoulement de [0,10] Pa, on obtient :

$\varphi$	<b>0,310</b>	<b>0,256</b>	<b>0,208</b>	<b>0,109</b>
$u(\hat{A})$	0,192	0,169	0,199	0,134
Incertitude élargie dans le cas $k = 2$ : $k u(\hat{A})$	0,384	0,338	0,398	0,268

La conduite de ce calcul suppose qu'il n'y ait pas d'incertitude sur la variable  $x = \tau_0$ . Ce qui n'est pas forcément le cas d'après le paragraphe précédent (incertitude liée au calcul du seuil d'écoulement). En effet, on remarquera qu'à la borne supérieure de la gamme de seuil [0,10]Pa, l'incertitude type est inférieure à 5%, ce qui peut être considéré comme négligeable. Par contre, vers la borne inférieure, i.e. pour les faibles valeurs de seuils, l'incertitude type est élevée en valeur relative. On notera cependant que le fait d'imposer  $B = 0$  dans la régression, relativise le poids des valeurs obtenues pour les faibles valeurs de seuil d'écoulement.

Bien qu'assez grossière, cette hypothèse peut donc être acceptée. Ce qui conduit à dire que les écarts observés entre les différentes valeurs de  $K$  en fonction de la fraction volumique sont significatifs. Selon le choix du facteur d'élargissement  $k$  en général choisi entre 2 et 3, on peut considéré que  $K$  est déterminée avec une précision de  $\pm 0.6$ .

## ANNEXE F

### COMPOSITION DES BAP (PALVADEAU)

		Formule initiale	Formule -2% S	Formule -4% S
<b>Ciment (CEM I 52.5)</b>		7	7	7
<b>Filler calcaire</b>		2,6	2,6	2,6
<b>Superplastifiant 1 (polycarbolxylate)</b>		0,131	0,131	0,131
<b>Agent viscosant (polysaccharide)</b>		0,01	0,01	0,01
<b>Eau efficace</b>		3,9	3,9	3,9
<b>I- SABLE</b>	0/0,315	4,6	4,4	4,3
	0,315/1	7,9	7,6	7,3
	1 /4	3,6	3,4	3,3
	2/4	2,3	2,2	2,1
<b>Gravillon 1</b>	4/8	1,2	1,4	1,7
	8/12,5	0,5	0,6	0,7
<b>Gravillon 2</b>	12,5/20	14,8	15,2	15,5